

**APLICAÇÃO DE MANTAS DE POLÍMEROS REFORÇADOS COM
FIBRA DE CARBONO (PRFC) COMO REFORÇO À PUNÇÃO EM
LAJES LISAS DE CONCRETO ARMADO**

GALILEU SILVA SANTOS

**TESE DE DOUTORADO 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**

**APLICAÇÃO DE MANTAS DE POLÍMEROS
REFORÇADOS COM FIBRA DE CARBONO (PRFC) COMO
REFORÇO À PUNÇÃO EM LAJES LISAS DE CONCRETO
ARMADO**

GALILEU SILVA SANTOS

ORIENTADOR: GUILHERME SALES S. A. MELO (Ph.D, UnB)

TESE DE DOUTORADO EM ESTRUTURAS E CONSTRUÇÃO CIVIL

**PUBLICAÇÃO: E.TD - 002A/14
BRASÍLIA/DF: MARÇO DE 2014**

**UNIVERSIDADE DE BRASÍLIA
FACULDADE DE TECNOLOGIA
DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA CIVIL**

**APLICAÇÃO DE MANTAS DE POLÍMERO REFORÇADO COM
FIBRAS DE CARBONO (PRFC) COMO REFORÇO À PUNÇÃO EM
LAJES LISAS DE CONCRETO ARMADO**

GALILEU SILVA SANTOS

**TESE 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 DOUTOR EM
ESTRUTURAS E CONSTRUÇÃO CIVIL.**

APROVADA POR:


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


Prof. Yosiaki Nagato, DSc (UnB)
(Examinador Interno)


Prof. Artur Antônio de Almeida Portela, PhD (UnB)
(Examinador Interno)


Prof. Maurício de Pina Ferreira, Dr (UFPA)
(Examinador Externo)


Prof. José Marcio Fonseca Calixto, PhD (UFMG)
(Examinador Externo)

BRASÍLIA/DF, 07 DE ABRIL DE 2014

FICHA CATALOGRÁFICA

SANTOS, GALILEU SILVA

Aplicação de Mantas de Polímeros Reforçados com Fibra de Carbono (PRFC) como Reforço à Punção em Lajes Lisas de Concreto Armado [Distrito Federal] 2014.

xxiii, 190p., 297 mm (ENC/FT/UnB, Doutor, Estruturas e Construção Civil, 2014). Tese de Doutorado – Universidade de Brasília. Faculdade de Tecnologia.

Departamento de Engenharia Civil e Ambiental.

1.Punção

2.PRFC

3.Reforço

4.Armadura de Cisalhamento

I. ENC/FT/UnB

II. Título (Doutor)

REFERÊNCIA BIBLIOGRÁFICA

SANTOS, G. S. (2014). Aplicação de Mantas de Polímeros Reforçados com Fibra de Carbono (PRFC) como Reforço à Punção em Lajes Lisas de Concreto Armado. Tese de Doutorado em Estruturas e Construção Civil, Publicação E.TD-002A/14, Departamento de Engenharia Civil e Ambiental, Universidade de Brasília, Brasília, DF, 191p.

CESSÃO DE DIREITOS

AUTOR: Galileu Silva Santos.

TÍTULO: Aplicação de Mantas de Polímeros Reforçados com Fibra de Carbono (PRFC) como Reforço à Punção em Lajes Lisas de Concreto Armado.

GRAU: Doutor

ANO: 2014

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

Galileu Silva Santos

Rua Juraci Magalhães nº297, Centro.

46140-000 Livramento de Nossa Senhora – BA – Brasil.

*Aprender não é acumular certezas
Nem estar fechado em respostas
Aprender é incorporar a dúvida
(...) é um exercício constante de renovação
(...) é construir e reconstruir pacientemente
uma obra que não será definitiva porque o humano é transitório
(...)
Tem que ser um ato de amor para não ser um ato vazio.*

Paulo Freire

AGRADECIMENTO

A única forma de ascensão sustentável é com base na educação. Essa é a visão de todos aqueles que se dispuseram a abrir mão da nossa convivência para o meu crescimento.

Especialmente meus pais, Analisé e Gilberto, que, todo esse tempo, me instruíram e apoiaram minhas escolhas, mesmo que essas implicassem algum sacrifício momentâneo.

Meus irmãos, Gardênia e Gabriel, minha namorada Érica, meus tios, tias, primos e primas, serei eternamente grato.

Aos Mestres, Pró Edy, Maria Matias, Fátima Meira, Zé Mar, Zé Carlos Moreira, Zé Luiz e Lauro Gontijo pela orientação adequada em cada fase da vida.

Agradeço ao Professor Guilherme, pela confiança na condução deste trabalho, pelo estímulo e, sobretudo, pelo comando, exemplar e bem sucedido.

Agradeço ao Professor Nagato, pelo exemplo de dedicação à academia e pela orientação fundamental no programa experimental.

Ainda pelo experimento, reconheço a contribuição de todos os técnicos laboratoristas: Severino, Xavier, Leandro, Júlio, Adelmo, Washington, Valderir, Fontinelli e Magno.

Agradeço aos colegas Wagner e Wanderley. O primeiro, pela ajuda na fase de pôr em prática algo com poucas referências. O segundo, pelo volume de trabalho e pelo quão deprimente é ir sozinho na Leroy Merlin num sábado à tarde.

Aos colegas de doutorado, Carlos Luna, Maurício, Juliano, Honorato, Elaine, Nívea, Mônica, Bernardo, Helder, Uchôa e Nazaré.

Aos amigos Admilson, Jacqueline Ward, Kiko e Adriana, pela ajuda pessoal que, certamente, influenciou no sucesso desta pesquisa. À amiga Eva, pelo apoio junto ao Programa de Pós Graduação em Estruturas e Construção Civil.

Aos colegas de Viçosa que, como eu, escolheram se aventurar pelo cerrado brasileiro. A condição de afinidade nos tornou ainda mais próximos: Iviane, Cantin, Paôla, Katinha, Jack e Deise.

Aos colegas de trabalho do Departamento Nacional de Infraestrutura de Transportes, por promoverem um clima organizacional favorável ao meu crescimento acadêmico. Em

especial, aos colegas Edimarques, Paula Passos, Paulo Moreira, Karoline, Rogério Calazans e Alessandra por não medirem esforços para tornar viável meu afastamento para Portugal.

E ao se falar em Portugal, uma vez que me encontro agora na sala de embarque de volta para o Brasil, agradeço ao professor Joaquim Barros pela liberação da estrutura da Universidade do Minho e pela orientação que possibilitou uma evolução considerável do trabalho numa curta temporada. Agradeço ao pessoal do My Hostel: Cristina, Miguel e Ana, também, aos amigos Joci, Rodrigo, Marcos, Claire e Sónia pelo apoio fundamental do lado de cá do Atlântico.

Agradeço à BASF S/A, pelo fornecimento do sistema compósito utilizado nesta pesquisa.

À Concrecon, pelo fornecimento do concreto da terceira série de ensaios.

Ao CNPq e à CAPES pelo financiamento do trabalho.

RESUMO

Esta tese apresenta um estudo experimental e analítico de uma recente técnica de reforço de lajes lisas de concreto armado ao fenômeno da punção. Trata-se da utilização de mantas de polímero reforçado com fibras de carbono (PRFC) como armadura de cisalhamento. A técnica é simples, requer pouco tempo para aplicação e não altera as dimensões da laje.

O sistema de reforço consiste na instalação, através de furos verticais nas lajes, de mantas de PRFC, as quais atuam como elemento resistente ao cisalhamento. Serão aplicadas nessa pesquisa duas técnicas de reforço. A primeira, denominada *Stitch*, foi idealizada por Sissakis (2002) e consiste em se formar um laço completo entre dois furos subsequentes como “pontos de costura”. A segunda técnica foi adaptada nesta pesquisa a partir de um sistema criado por Erdogan (2010). A técnica é denominada *Dowel* e consiste na fabricação e instalação de um pino de manta de PRFC.

Para avaliação do reforço, elaborou-se um programa experimental com 12 modelos em escala real de conexões laje-pilar. A laje tem dimensões de 2500 mm x 2500 mm x 180 mm e os pilares são quadrados de dimensões 300 mm x 300 mm. Um dos modelos não foi reforçado para comparação com os demais. Para os outros 11 modelos, variaram-se a técnica de reforço, a distribuição dos furos, o padrão de ancoragem e o número de camadas de reforço.

Além do experimento, a pesquisa consta de um estudo numérico e de uma análise de normas, com a verificação de adaptações dos principais códigos, nacional e internacionais, de dimensionamento à punção – ABNT NBR 6118 (2007), ACI 318 (2011), Eurocode 2 (2004) e *fib* Model Code 2012 –, associadas às recomendações do ACI 440 2R:02 (2008). Essa última trata do reforço de estruturas de concreto armado utilizando polímeros reforçados com fibras.

Experimentalmente, os resultados obtidos mostraram que a técnica aplicada foi eficiente, resultando em ganho tanto na capacidade de carga quanto na ductilidade dos modelos reforçados em relação ao modelo de controle. O reforço aplicado resultou em ganhos na resistência ao cisalhamento de até 93,3% em relação à carga apresentada pelo modelo sem reforço.

ABSTRACT

This thesis presents an experimental and analytical study of a recent technique for punching shear strengthening of reinforced concrete slabs. The use of CFRP laminates as an alternative to punching in flat slabs is simple, requires little time to implement and does not alter the aesthetics of the slab.

The reinforcement system consists in pasting reinforced tapes made of CFRP blanket through vertical holes in the slabs. There are two techniques which can be used in this: In the first one, called "stitch", the tapes made of CFRP were applied in order to form a complete bond between two following holes as stitches in the region close to the column. The second one is called "dowel", which is similar to shear studs, but manufactured with CFRP sheet.

To evaluate the technique, there was developed an experimental program that provides the implementation and the test of 12 models of slab-column connection. The slab having dimensions of 2500 mm x 2500 mm x 180 mm and the centered columns are in a square form of 300 mm x 300 mm. One model was not enhanced comparing to the other. For the other 11 models varied the technique, the distribution pattern of holes and anchor, with a constant area for reinforcing the perimeter of the reinforced.

Finite element model using FEMIX program is built to obtain a further insight into the punching behaviour of the test slabs. Results are also compared with recommendations of the major codes, national and international scale in the punching - ABNT NBR 6118 (2007), ACI 318 (2011), EUROCODE 2 (2004) and Model Code (2010) -, associated with the recommendations of ACI 440 2R (2008). The last one deals only with the strengthening of reinforced concrete structures using fiber reinforced polymers.

Experimentally, the results showed that the technique applied was efficient, resulting in the increasing of the load capacity and ductility of the reinforced models compared to the control model. Strengthening applied resulted in gains in shear strength of up to 93.3% compared to the load presented by the model without reinforcement.

SUMÁRIO

1	INTRODUÇÃO.....	1
1.1	Considerações Iniciais	1
1.2	Objetivos e Metodologia.....	1
1.3	Justificativa	2
1.4	Estrutura do Trabalho	3
2	REVISÃO BIBLIOGRÁFICA	4
2.1	Punção.....	4
2.1.1	Considerações Iniciais.....	4
2.1.2	Histórico.....	6
2.1.3	Sistemas de Reforço de Lajes contra Punção.....	7
2.2	Reforço de Estrutura de Concreto Armado com Materiais Compósitos.....	12
2.2.1	Sistema Compósitos	12
2.2.2	Materiais Constituintes do Sistema Compósito	14
2.2.3	Histórico da Utilização de Materiais Compósitos na Construção Civil.....	16
2.2.4	Aplicações	17
2.3	Sistemas de Reforço ao Cisalhamento em Lajes com PRFC.....	24
2.3.1	Sistema <i>Stitch</i> - (SISSAKIS, 2002).....	24
2.3.2	Sistema <i>Dowel</i> - (ERDOGAN, 2010)	25
2.4	Pesquisas Experimentais sobre Utilização de PRFC como Reforço ao Cisalhamento de Lajes Lisas	27
2.4.1	Sissakis (2002)	27
2.4.2	Binici (2003)	31
2.4.3	Widianto (2006)	33
2.4.4	Erdogan (2010).....	35
2.5	Prescrições Normativas.....	37
2.5.1	Considerações Iniciais.....	37
2.5.2	ACI 318 (2011)	39
2.5.3	EUROCODE 2 (2004)	40
2.5.4	ABNT NBR 6118 (2007)	41
2.5.5	Model Code (2010)	42
2.5.6	ACI 440.2R (2008).....	46

3	PROGRAMA EXPERIMENTAL.....	48
3.1	Considerações Iniciais	48
3.2	Modelos Ensaaiados	48
3.3	Sistema <i>Dowel</i> - Adaptação de Santos (2014).....	51
3.4	Materiais	52
3.4.1	Concreto	52
3.4.2	Aço	53
3.4.3	Polímero Reforçado com Fibra de Carbono (PRFC)	56
3.5	Dimensionamento dos Modelos.....	59
3.5.1	Dimensões das Ligações Laje-Pilar	59
3.5.2	Detalhamento das Armaduras	60
3.5.3	Reforço de PRFC	60
3.5.4	Resistência à Flexão das Lajes	63
3.6	Fabricação dos Modelos	64
3.6.1	Fôrmas	64
3.6.2	Concretagem.....	65
3.7	Reforço das Lajes.....	66
3.7.1	Perfuração das Lajes LC-S1-F1 e LC-S1-F2	66
3.7.2	Preparo da Superfície para o Reforço	67
3.7.3	Matéria Prima e Ferramentas para Aplicação do Reforço	68
3.7.4	Aplicação da Técnica <i>Stitch</i> (BINICI, 2003)	69
3.7.5	Aplicação da Técnica <i>Dowel</i> - Adaptada por Santos (2014)	70
3.8	Montagem e Técnica de Ensaio	71
3.9	Instrumentação	73
3.9.1	Cargas.....	73
3.9.2	Deslocamentos Verticais	74
3.9.3	Deformações Específicas nas Armaduras	75
3.9.4	Deformações Específicas no Reforço de PRFC	76
4	RESULTADOS EXPERIMENTAIS.....	78
4.1	Deslocamentos Verticais nas Lajes.....	78
4.2	Deformações Específicas na Superfície do Concreto	84
4.3	Deformações Específicas nas Armaduras de Flexão	89
4.4	Deformações Específicas no Reforço de Fibra de Carbono	94

4.5	Mapa de Fissuração	100
4.6	Superfícies de Ruptura.....	105
4.7	Cargas de Ruína e Classificação dos Modos de Ruptura.....	109
4.8	Eficiência do Reforço	111
4.8.1	Grupo 1 (LC-S1; LC-S2; LR-S; LC-D; LR-D).....	111
4.8.2	Grupo 2 (LC-S1; LC-S1-F1; LC-S1-F2).....	113
4.8.3	Grupo 3 (LR-S2-6; LR-S)	114
4.8.4	Grupo 4 (LC-S2-8; LR-S2-8).....	115
4.8.5	Grupo 5 (LC-S2; LC-S2-6; LC-S2-8).....	116
5	ANÁLISE NUMÉRICA	117
5.1	Considerações Iniciais	117
5.2	Programa <i>FEMIX 4.0</i>	117
5.3	Relações Constitutivas dos Materiais	118
5.3.1	Considerações Adotadas para as Lajes da Pesquisa.....	118
5.3.2	Concreto sob Esforço de Compressão (Modelo Elastoplástico)	120
5.3.3	Concreto sob o Esforço de Tração	123
5.3.4	Fissuração do Concreto - <i>Multi-Fixed Smeared Crack Concept</i>	123
5.3.5	Cisalhamento do Concreto	129
5.3.6	Modelagem do Comportamento das Armaduras.....	131
5.3.7	Comportamento Uniaxial do Concreto Armado	132
5.3.8	Polímero Reforçado com Fibra de Carbono - PRFC.....	135
5.4	Modelagem das Ligações Laje-Pilar.....	135
5.4.1	Geração da Malha.....	135
5.4.2	Representação do Concreto Amado e Condições de Contorno.....	136
5.4.3	Representação do Reforço de PRFC	137
5.5	Dados de entrada no Programa	138
5.6	Resultados Numéricos	139
5.6.1	Considerações Iniciais.....	139
5.6.2	Nível de Solicitação das Armaduras	140
5.6.3	Resposta Elástica e padrões de Fissuras.....	143
6	ANÁLISE DOS MODELOS DE CÁLCULO	155
6.1	Considerações Iniciais	155

6.2	Banco de Dados	156
6.3	Cálculo - Normas	160
6.4	Análise dos Cálculos.....	167
6.5	Proposta para Adequação da ABNT NBR 6118 (2007).....	171
7	CONCLUSÕES E RECOMENDAÇÕES.....	175
7.1	Eficiência do Reforço	175
7.2	Programa Experimental	176
7.2.1	Sistema de Ensaio.....	176
7.2.2	Resultados experimentais.....	177
7.3	Análise Numérica	178
7.3.1	Programa <i>FEMIX 4.0</i>	178
7.3.2	Leis Constitutivas Aplicadas.....	179
7.4	Análise da Aplicação das Prescrições Normativas	180
7.5	Contribuição para Adequação da ABNT NBR 6118 (2007)	181
7.6	Sugestões para Trabalhos Futuros	182
	REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS	183
	APÊNDICE	189
A.	ENSAIO - REFORÇO À FLEXÃO DE PRISMAS DE CONCRETO SIMPLES COM PRFC	189

LISTA DE TABELAS

Tabela 2.1 - Propriedades das Fibras - Model Code (2010).....	15
Tabela 2.2 - Características dos ensaios - Adaptada de Sissakis (2002).....	29
Tabela 2.3 - Características dos ensaios - Adaptada de Binici (2003).....	32
Tabela 2.4 - Características dos Ensaio - Adaptada de Erdogan (2010).....	36
Tabela 3.1 - Características das lajes.....	49
Tabela 3.2 - Propriedades mecânicas do concreto.....	53
Tabela 3.3 - Propriedades mecânicas do aço.....	54
Tabela 3.4 - Propriedades mecânicas dos materiais constituintes do compósito (BASF, 2013).....	56
Tabela 3.5 - Resistência a flexão das lajes.....	63
Tabela 4.1 - Inclinação da superfície de ruptura.....	109
Tabela 4.2 - Cargas e modos de ruptura das lajes.....	110
Tabela 4.3 - Consumo de materiais e modo de ruptura das Lajes.....	111
Tabela 5.1 - Valores de referência para energia de fratura (CEB-FIP MC90, 1993).....	127
Tabela 5.2 - Parâmetros adotados no modelo constitutivo do concreto.....	138
Tabela 6.1 - Variação das Propriedades - Banco de dados.....	156
Tabela 6.2 - Lajes do Banco de Dados.....	158
Tabela 6.3 - Propriedades do sistema compósito.....	160
Tabela 6.4 - Cargas de Ruptura previstas pelo ACI 318 (2011).....	161
Tabela 6.5 - Cargas de Ruptura previstas pelo Eurocode 2 (2004).....	162
Tabela 6.6 - Cargas de Ruptura previstas pela NBR 6118 (2007).....	163
Tabela 6.7 - Cargas de Ruptura previstas pelo Model Code (2010).....	164
Tabela 6.8 - Resumo - Estimativa das Normas.....	165
Tabela 6.9 - Comparação - Modos de Ruptura.....	166
Tabela 6.10 - Escala de Demérito (Adaptada de Collins (2001)).....	169
Tabela 6.11 - Avaliação da Escala de Demérito.....	170
Tabela A.1 - Ensaio de prismas de concreto simples reforçados com PRFC.....	190

LISTA DE FIGURAS

Figura 2.1- Sistemas estruturais para as lajes em concreto armado	4
Figura 2.2- Ruptura por punção.....	5
Figura 2.3 - Ruína no edifício Pipers Row Car Park, Wolverhampton (WOOD, 2001).....	6
Figura 2.4 - Colapso de estrutura em Gretzenbach, Suíça (MUTTONI e MIRZAEI, 2005)	7
Figura 2.5 - Colapso de estrutura em Krasnodar, Rússia (<i>ITAR-TASS News Agency</i>).....	7
Figura 2.6 - Soluções típicas para reforço de uma ligação laje- pilar	8
Figura 2.7 - Colar metálico na ligação laje-pilar (WIDIANTO, 2006).....	9
Figura 2.8 - Reforço com parafusos protendidos (GHALI <i>et al.</i> , 1974)	9
Figura 2.9 - Sistema de reforço com parafusos (CARVALHO, 2001)	10
Figura 2.10 - Sistema de reforço pós-instalado (FERNÁNDEZ RUIZ, MUTTONI, e KUNZ, 2010).....	10
Figura 2.11 - Instalação do sistema <i>HZA-P</i> (Manual B 2.6, HILTI Corporation ©).....	11
Figura 2.12 - Polímero reforçado com fibra	12
Figura 2.13 - Importância relativa das necessidades de baixo custo e desempenho estrutural em componentes compósitos (LEVY NETO e PARADINI, 2006)	12
Figura 2.14 - Manta de fibra de carbono	14
Figura 2.15 - Relação tensão x deformação das fibras - <i>Bulletin 14 fib</i> (2001).....	15
Figura 2.16 - Viaduto de Santa Tereza - Belo Horizonte - Brasil	17
Figura 2.17 - Viga de concreto armado reforçada com colagem de manta de PRF	18
Figura 2.18 - Aplicação de PRF - Reforço à flexão	18
Figura 2.19 - Viga de concreto armado reforçada com inserção de laminados de PRF em entalhes	18
Figura 2.20 - Estádio Santiago Bernabeu (Real Madrid), Madri - Espanha.....	18
Figura 2.21 - Viga de concreto armado reforçada com protensão de PRF.....	19
Figura 2.22 - <i>Bank Building</i> , Arlesheim, Suíça.....	19
Figura 2.23 - Instalação do reforço protendido de PRFC - Ponte Escherkanal, Suíça (2002) (HADDAD, 2012)	19
Figura 2.24 - Aplicação de PRF - Reforço ao cortante	20
Figura 2.25 - Viga de concreto armado reforçada ao cortante	20
Figura 2.26 - Esquemas de encamisamento dos pilares (TENG <i>et al.</i> , 2002).....	21
Figura 2.27 - Aplicação de PRF - Reforço de pilares.....	21
Figura 2.28 - Reforço à punção com manta de PRFC (HARAJLI E SOUDKI, 2003)	22

Figura 2.29 - Reforço à punção com laminados protendidos (ABDULLAH, 2010)	22
Figura 2.30 - Mecanismo de descolamento - Fissura de cisalhamento (ABDULLAH, 2010)	23
Figura 2.31 - Modelo numérico (ABDULLAH, 2010).....	23
Figura 2.32 - Sequência de instalação do reforço <i>stitch</i>	24
Figura 2.33 - Sistema de Reforço <i>Stitch</i>	25
Figura 2.34 - Sequência de instalação do reforço <i>dowel</i>	25
Figura 2.35 - Esquema da instalação do sistema <i>dowel</i> (ERDOGAN, 2010)	25
Figura 2.36 - Instalação do sistema <i>dowel</i> (ERDOGAN, 2010)	26
Figura 2.37 - Sistema de reforço <i>dowel</i> (ERDOGAN, 2010).....	26
Figura 2.38 - Laje antes e após a instalação da manta de PRFC (SISSAKIS, 2002)	27
Figura 2.39 - Detalhe dos modelos e esquema de ensaio (SISSAKIS, 2002)	28
Figura 2.40 - Sistema de ensaio - Estrutura de reação (SISSAKIS, 2002).....	28
Figura 2.41 - Padrões de reforço (SISSAKIS, 2002)	29
Figura 2.42 - Superfície de ruptura das lajes (SISSAKIS, 2002)	30
Figura 2.43 - Sistema de ensaio - Estrutura de reação (BINICI, 2003).....	31
Figura 2.44 - Padrões de reforço (BINICI, 2003).....	31
Figura 2.45 - Sistema de ensaio - Estrutura de reação (WIDIANTO, 2006)	33
Figura 2.46 - Detalhe do reforço <i>Stitch</i> (WIDIANTO, 2006)	33
Figura 2.47 - Preparação da manta para o reforço <i>Dowel</i> (WIDIANTO, 2006).....	34
Figura 2.48 - Reforço com colar metálico (WIDIANTO, 2006).....	34
Figura 2.49 - Sistema de ensaio - Estrutura de reação (ERDOGAN, 2010)	35
Figura 2.50 - Modelos reforçados (ERDOGAN, 2010)	35
Figura 2.51 - Ensaio do modelo OS13 (ERDOGAN, 2010)	36
Figura 2.52 - Laje CSWP após ruína (ERDOGAN, 2010).....	36
Figura 2.53 - Laje CSWOP após ruína (ERDOGAN, 2010).....	36
Figura 2.54 - Definição do perímetro de controle de acordo com ACI 318 (2011)	39
Figura 2.55 - Definição do perímetro de controle de acordo com Eurocode 2 (2004).....	41
Figura 2.56 - Definição do perímetro de controle de acordo com ABNT NBR 6118 (2007)	42
Figura 2.57 - Rotação da laje na região de apoio - Model Code (2010)	43
Figura 2.58 - Definição do perímetro de controle de acordo com o Model Code (2010) ..	43
Figura 3.1 - Esquema de reforço das lajes.....	49
Figura 3.2 - Comparação: LR-S e LR-S6.....	51

Figura 3.3 - Sequência de instalação do reforço <i>Dowel</i> - Adaptação por Santos (2014)	52
Figura 3.4 - Ensaios de caracterização mecânica do aço.....	54
Figura 3.5 - Diagramas tensão x deformação - Armaduras de flexão - Lote 1	55
Figura 3.6 - Diagramas tensão x deformação - Armaduras de flexão - Lote 2	55
Figura 3.7 - Diagramas tensão x deformação - Armaduras de flexão - Lote 3	55
Figura 3.8 - Diagramas tensão x deformação (Ø12,5 mm e Ø20,0 mm) - Lotes 1, 2 e 3 ...	55
Figura 3.9 - Diagrama tensão x deformação da fibra de carbono CF 130 (BASF, 2013)...	57
Figura 3.10 - Detalhe do corpo de prova do tecido de PRFC (dimensões em mm).....	57
Figura 3.11 - Confeção dos corpos de prova	58
Figura 3.12 - Ensaios de caracterização do sistema compósito.....	58
Figura 3.13 - Gráfico tensão x deformação da fibra de carbono	58
Figura 3.14 - Esquema da ligação Laje-Pilar em estudo	59
Figura 3.15 - Dimensões das Ligações Laje-Pilar.....	59
Figura 3.16 - Detalhamento das armaduras de flexão das lajes.....	60
Figura 3.17 - Posição dos furos - Lajes LC-S1, LC-S2, LC-D, LC-S1-F1 e LC-S1-F2	61
Figura 3.18- Posição dos furos - Lajes LR-S, LR-D,	61
Figura 3.19 - Posição dos furos - Laje LR-S2-6.....	61
Figura 3.20 - Posição dos furos - Laje LR-S2-8.....	62
Figura 3.21 - Posição dos furos - Laje LC-S2-8.....	62
Figura 3.22 - Posição dos furos - Laje LC-S2-6.....	62
Figura 3.23- Linhas de rupturas adotadas para as lajes	63
Figura 3.24 - Fôrmas metálicas	64
Figura 3.25 - Fôrmas das lajes furadas	64
Figura 3.26 - Fôrma e armadura antes da concretagem - Modelos LR-S2-6 e LC-S2-8.....	65
Figura 3.27 - Sequencia de concretagem das peças.....	66
Figura 3.28 - Marcação da posição do furo	66
Figura 3.29 - Equipamento e manobra de furação.....	67
Figura 3.30 - Laje sobre a plataforma	67
Figura 3.31 - Arredondamento dos cantos dos furos.....	68
Figura 3.32 - Resinas do sistema MBrace	68
Figura 3.33 - Ferramentas para aplicação do reforço de PRFC.....	69
Figura 3.34 - Sequência de aplicação do reforço <i>stitch</i> (BINICI, 2003).....	69
Figura 3.35 - Sequência de aplicação do reforço <i>dowel</i> (SANTOS, 2014).....	70
Figura 3.36 - Esquema de Ensaio	71

Figura 3.37 - Sistema de ensaio (FERREIRA, 2010).....	72
Figura 3.38 - Ensaio montado.....	73
Figura 3.39 - Célula de carga em conjunto com o atuador hidráulico.....	73
Figura 3.40 - Indicadores digitais utilizados para leituras das cargas a cada passo de carga	74
Figura 3.41 - Distribuição dos LVDT's	74
Figura 3.42 - LVDT's instalados nas lajes.....	75
Figura 3.43 - Extensometria da armadura de flexão.....	75
Figura 3.44 - Posição do reforço de PRFC instrumentado	76
Figura 3.45 - Instalação dos extensômetros no reforço de PRFC - Lotes 1 e 2	77
Figura 3.46 - Instalação dos extensômetros no reforço de PRFC - Lote 3.....	77
Figura 4.1 - Deslocamentos verticais - L0-1	78
Figura 4.2 - Deslocamentos verticais - LC-S1	79
Figura 4.3 - Deslocamentos verticais - LC-S2	79
Figura 4.4 - Deslocamentos verticais - LR-S	79
Figura 4.5 - Deslocamentos verticais - LC-D.....	80
Figura 4.6 - Deslocamentos verticais - LR-D.....	80
Figura 4.7 - Deslocamentos verticais - LC-S1-F1	80
Figura 4.8 - Deslocamentos verticais - LC-S1-F2.....	81
Figura 4.9 - Deslocamentos verticais - LR-S2-6	81
Figura 4.10 - Deslocamentos verticais - LR-S2-8	81
Figura 4.11 - Deslocamentos verticais - LC-S2-6	82
Figura 4.12 - Deslocamentos verticais - LC-S2-8	82
Figura 4.13 - Deslocamentos verticais médios.....	83
Figura 4.14 - Deformações específicas na Superfície do Concreto - L0-1.....	84
Figura 4.15 - Deformações específicas na Superfície do Concreto - LC-S1.....	84
Figura 4.16 - Deformações específicas na Superfície do Concreto - LC-S2.....	85
Figura 4.17 - Deformações específicas na Superfície do Concreto - LR-S.....	85
Figura 4.18 - Deformações específicas na Superfície do Concreto - LC-D.....	85
Figura 4.19 - Deformações específicas na Superfície do Concreto - LR-D.....	86
Figura 4.20 - Deformações específicas na Superfície do Concreto - LC-S1-F1	86
Figura 4.21 - Deformações específicas na Superfície do Concreto - LC-S1-F2	86
Figura 4.22 - Deformações específicas na Superfície do Concreto - LR-S2-6	87
Figura 4.23 - Deformações específicas na Superfície do Concreto - LR-S2-8	87

Figura 4.24 - Deformações específicas na Superfície do Concreto - LC-S2-6	87
Figura 4.25 - Deformações específicas na Superfície do Concreto - LC-S2-8	88
Figura 4.26 – Modelo de bielas e tirantes para ruptura por punção (MUTTONI, 2008)	88
Figura 4.27 - Deformações específicas nas armaduras de flexão - L0-1.....	89
Figura 4.28 - Deformações específicas nas armaduras de flexão - LC-S1.....	90
Figura 4.29 - Deformações específicas nas armaduras de flexão - LC-S2.....	90
Figura 4.30 - Deformações específicas nas armaduras de flexão - LR-S.....	90
Figura 4.31 - Deformações específicas nas armaduras de flexão - LC-D.....	91
Figura 4.32 - Deformações específicas nas armaduras de flexão - LR-D.....	91
Figura 4.33 - Deformações específicas nas armaduras de flexão - LC-S1-F1	91
Figura 4.34 - Deformações específicas nas armaduras de flexão - LC-S1-F2	92
Figura 4.35 - Deformações específicas nas armaduras de flexão - LR-S2-6	92
Figura 4.36 - Deformações específicas nas armaduras de flexão - LR-S2-8	92
Figura 4.37 - Deformações específicas nas armaduras de flexão - LC-S2-6	93
Figura 4.38 - Deformações específicas nas armaduras de flexão - LC-S2-8	93
Figura 4.39 - Deformações específicas no reforço de fibra de carbono - LC-S1	94
Figura 4.40 - Deformações específicas no reforço de fibra de carbono - LC-S2.....	95
Figura 4.41 - Deformações específicas no reforço de fibra de carbono - LR-S.....	95
Figura 4.42 - Deformações específicas no reforço de fibra de carbono - LC-D	96
Figura 4.43 - Deformações específicas no reforço de fibra de carbono - LR-D	96
Figura 4.44 - Deformações específicas no reforço de fibra de carbono - LC-S1-F1	97
Figura 4.45 - Deformações específicas no reforço de fibra de carbono - LC-S1-F2	97
Figura 4.46 - Deformações específicas no reforço de fibra de carbono - LC-S2-6.....	97
Figura 4.47 - Deformações específicas no reforço de fibra de carbono - LR-S2-6.....	98
Figura 4.48 - Deformações específicas no reforço de fibra de carbono - LC-S2-8.....	98
Figura 4.49 - Deformações específicas no reforço de fibra de carbono - LR-S2-8.....	99
Figura 4.50 - Padrão de Fissuração - L0-1	100
Figura 4.51 - Padrão de Fissuração - LC-S1	101
Figura 4.52 - Padrão de Fissuração - LC-S2	101
Figura 4.53 - Padrão de Fissuração - LR-S	101
Figura 4.54 - Padrão de Fissuração - LC-D.....	102
Figura 4.55 - Padrão de Fissuração - LR-D.....	102
Figura 4.56 - Padrão de Fissuração - LC-S1-F1	102
Figura 4.57 - Padrão de Fissuração - LC-S1-F2.....	103

Figura 4.58 - Padrão de Fissuração - LR-S2-6	103
Figura 4.59 - Padrão de Fissuração - LR-S2-8	103
Figura 4.60 - Padrão de Fissuração - LC-S2-6	104
Figura 4.61 - Padrão de Fissuração - LC-S2-8	104
Figura 4.62 - Plano de Corte das Lajes.....	105
Figura 4.63 - Superfície de ruptura - L0-1.....	106
Figura 4.64 - Superfície de ruptura - LC-S1.....	106
Figura 4.65 - Superfície de ruptura - LC-S2.....	106
Figura 4.66 - Superfície de ruptura - LR-S.....	106
Figura 4.67 - Superfície de ruptura - LC-D.....	107
Figura 4.68 - Superfície de ruptura - LR-D.....	107
Figura 4.69 - Superfície de ruptura - LC-S1-F1	107
Figura 4.70 - Superfície de ruptura - LC-S1-F2	107
Figura 4.71 - Superfície de ruptura - LR-S2-6	108
Figura 4.72 - Superfície de ruptura - LR-S2-8	108
Figura 4.73 - Superfície de ruptura - LC-S2-6	108
Figura 4.74 - Superfície de ruptura - LC-S2-8	108
Figura 4.75 - Fluxograma - Determinação do modo de ruptura.....	110
Figura 4.76 - Relação incremento de carga x consumo de material (Grupo 1).....	112
Figura 4.77 - Relação incremento de carga x deslocamento médio (Grupo 1).....	112
Figura 4.78 - Relação incremento de carga x A_{PRFC} (Grupo 2).....	113
Figura 4.79 - Relação incremento de carga x deslocamento médio (Grupo 2).....	113
Figura 4.80 - Relação incremento de carga x consumo de material (Grupo 3).....	114
Figura 4.81 - Relação incremento de carga x deslocamento médio (Grupo 3).....	114
Figura 4.82 - Relação incremento de carga x consumo de material (Grupo 4).....	115
Figura 4.83 – Relação incremento de carga x deslocamento médio (Grupo 4).....	115
Figura 4.84 - Relação incremento de carga x consumo de material (Grupo 4).....	116
Figura 4.85 - Relação incremento de carga x deslocamento médio (Grupo 5).....	116
Figura 5.1 - Envoltória do comportamento do concreto (KUPFER, 1969).....	120
Figura 5.2 - Relação de endurecimento e amolecimento para o concreto (SENA CRUZ, 2005).....	121
Figura 5.3- Comportamento do concreto símples sob carga uniaxial de tração.....	123
Figura 5.4 - Modos de Fratura - I, II, e III.....	124
Figura 5.5 - Critério de Rankine (SENA CRUZ, 2005)	124

Figura 5.6 - Tensões e deslocamentos impostos na fissuração (SENA CRUZ, 2005).....	125
Figura 5.7 - Diagramas <i>tension softening</i>	125
Figura 5.8 - Estados possíveis de uma fissura (SENA CRUZ, 2005)	128
Figura 5.9 - Relação Tensão x Deformação de Cisalhamento para os Sistemas de Aproximação Total e Increment	130
Figura 5.10 - Modelo do comportamento do aço (<i>FEMIX 4.0</i>).....	132
Figura 5.11 - Distribuição de Tensões na Armadura, no Concreto e na Interface Armadura-Concreto em uma Peça de Concreto Armado sob Tração	133
Figura 5.12 - Comportamento do concreto armado à tração	134
Figura 5.13 - Relação tensão x deformação para a armadura que atravessa o concreto fissurado (STEVENS <i>et al.</i> ,1987)	135
Figura 5.14 - Elementos utilizados no modelo	136
Figura 5.15 - Malha adotada no modelo de Elementos Finitos (dimensões em mm)	137
Figura 5.16 - Representação dos <i>Embedded Cables</i> para o reforço de PRFC - Laje LR-S2-6	138
Figura 5.17 - Localização das Leituras das deformações nas armaduras	139
Figura 5.18 - Comportamento das Armaduras (L0-1, LC-S1, LC-S2 e LR-S).....	140
Figura 5.19 - Comportamento das Armaduras (LC-D, LR-D, LC-S1-F1 e LC-S1-F2)....	141
Figura 5.20 - Comportamento das Armaduras (LR-S2-6, LR-S2-8, LC-S2-6 e LC-S2-8)142	
Figura 5.21 - Relação Carga x Deslocamento - L0-1 (<i>FEMIX 4.0</i>).....	143
Figura 5.22 - Padrão de fissuração - L0-1 (<i>FEMIX 4.0</i>)	143
Figura 5.23 - Relação Carga x Deslocamento - LC-S1 (<i>FEMIX 4.0</i>).....	144
Figura 5.24 - Padrão de fissuração - LC-S1 (<i>FEMIX 4.0</i>)	144
Figura 5.25 - Relação Carga x Deslocamento - LC-S2 (<i>FEMIX 4.0</i>).....	145
Figura 5.26 - Padrão de fissuração - LC-S2 (<i>FEMIX 4.0</i>)	145
Figura 5.27 - Relação Carga x Deslocamento - LR-S (<i>FEMIX 4.0</i>).....	146
Figura 5.28 - Padrão de fissuração - LR-S (<i>FEMIX 4.0</i>)	146
Figura 5.29 - Relação Carga x Deslocamento - LC-D (<i>FEMIX 4.0</i>)	147
Figura 5.30 - Padrão de fissuração - LC-D (<i>FEMIX 4.0</i>)	147
Figura 5.31 - Relação Carga x Deslocamento - LR-D (<i>FEMIX 4.0</i>)	148
Figura 5.32 - Padrão de fissuração - LR-D (<i>FEMIX 4.0</i>)	148
Figura 5.33 - Relação Carga x Deslocamento - LC-S1-F1 (<i>FEMIX 4.0</i>)	149
Figura 5.34 - Padrão de fissuração - LC-S1-F1 (<i>FEMIX 4.0</i>).....	149
Figura 5.35 - Relação Carga x Deslocamento - LC-S1-F2 (<i>FEMIX 4.0</i>)	150

Figura 5.36 - Padrão de fissuração - LC-S1-F2 (FEMIX 4.0).....	150
Figura 5.37 - Relação Carga x Deslocamento - LR-S2-6 (FEMIX 4.0).....	151
Figura 5.38 - Padrão de fissuração - LR-S2-6 (FEMIX 4.0).....	151
Figura 5.39 - Relação Carga x Deslocamento - LR-S2-8 (FEMIX 4.0).....	152
Figura 5.40 - Padrão de fissuração - LR-S2-8 (FEMIX 4.0).....	152
Figura 5.41 - Relação Carga x Deslocamento - LC-S2-6 (FEMIX 4.0).....	153
Figura 5.42 - Padrão de fissuração - LC-S2-6 (FEMIX 4.0).....	153
Figura 5.43 - Relação Carga x Deslocamento - LC-S2-8 (FEMIX 4.0).....	154
Figura 5.44 - Padrão de fissuração - LC-S2-8 (FEMIX 4.0).....	154
Figura 6.1 - Detalhes das lajes do banco de dados	157
Figura 6.2 - Avaliação da relação V_u/V_{ref} dos modelos avaliados no Banco de Dados	159
Figura 6.3 - Avaliação da relação V_u/V_{flex} dos modelos avaliados no Banco de Dados	159
Figura 6.4 - Avaliação da precisão dos resultados	167
Figura 6.5 - Avaliação da precisão dos resultados (Diagrama de Caixas)	168
Figura 6.6 - Avaliação da Escala de Demérito	169
Figura 6.7 - Estimativa do modo de ruptura.....	171
Figura 6.8 - Avaliação da precisão dos resultados (Diagrama de Caixas) - Modificado ..	172
Figura 6.9 - Comparação NBR 6118 (2007) x NBR 6118 (Modificado).....	173
Figura 6.10 - Comparação Eurocode 2 (2004) x Eurocode 2 (Modificado).....	173
Figura 6.11 - Avaliação da precisão dos resultados (<i>Demerit Point Classification</i>) - Modificado	174
Figura 6.12 - Estimativa do Modo de Ruptura – Modificado	174
Figura A.1 - Reforço dos prismas de concreto	189
Figura A.2 - Ensaio do prisma de concreto	190
Figura A.3 - Corpo de prova V1 após a ruptura	190

LISTA DE SÍMBOLOS

A_s	Área de aço da armadura de flexão;
A_{sw}	Área de aço da armadura de cisalhamento;
A_{PRFC}	Área da armadura de cisalhamento do tipo PRFC;
c	Dimensão do pilar quadrado;
COV	Coefficiente de Variação;
d	Altura útil da laje;
E_f	Módulo de elasticidade da fibra
E_s	Módulo de elasticidade do aço da armadura de flexão;
f_c	Resistência à compressão do concreto em corpo de prova cilíndrico;
f_{ct}	Resistência à tração do concreto;
f_f	Resistência à tração da fibra
f_{PRFC}	Tensão do PRFC;
f_{ys}	Tensão de escoamento da armadura de flexão;
$f_{yw,s}$	Tensão de escoamento de cálculo da armadura de cisalhamento;
$f_{yw,ef}$	Tensão efetiva na armadura de cisalhamento;
h	Altura efetiva da laje;
s_0	Distância da face do pilar à primeira camada de armaduras de cisalhamento;
s_r	Distância entre camadas de armadura de cisalhamento;
u	Comprimento do perímetro de controle;
u_{out}	Comprimento do perímetro de controle afastado da camada mais externa das armaduras de cisalhamento;
$u_{out,ef}$	Comprimento do perímetro de controle efetivo afastado da camada mais externa de armaduras de cisalhamento;
V_u	Carga última de ensaio;
V_{flex}	Carga correspondente à ruína por flexão;
$V_{R,c}$	Contribuição do concreto na resistência ao cisalhamento;
$V_{R,s}$	Contribuição de armaduras na resistência ao cisalhamento;
$V_{R,PRFC}$	Contribuição da armadura de PRFC na resistência ao cisalhamento;
$V_{R,cs}$	Resistência ao cisalhamento para ruptura dentro da região das armaduras de cisalhamento;
$V_{R,C PRFC}$	Resistência ao cisalhamento para ruptura dentro da região das armaduras de cisalhamento do tipo PRFC;
$V_{R,out}$	Resistência ao cisalhamento para uma ruptura fora da região das armaduras de cisalhamento;

$V_{R,máx}$	Resistência ao cisalhamento para ruptura da biela comprimida nas proximidades do pilar;
ν	Tensão de cisalhamento nominal;
ξ	Parâmetro que estabelece o fator de escala (<i>size effect</i>);
ρ	Taxa de armadura de flexão;
ε_{fu}	Deformação última da fibra
ε_{ys}	Deformação correspondente a tensão de escoamento da armadura de flexão.

1 INTRODUÇÃO

1.1 CONSIDERAÇÕES INICIAIS

Incertezas quanto à segurança de uma estrutura de concreto armado – como erro de projeto e/ou execução, dúvidas sobre a estabilidade devido a manifestações patológicas aparentes e alteração das cargas de serviço – são situações que justificam uma intervenção estrutural com reforço.

Para o caso de esforços cortantes numa ligação laje-pilar, existem alguns sistemas construtivos que possibilitam esse reforço com melhoramento. Entretanto, esses sistemas, geralmente, impõem alterações da geometria da estrutura.

A utilização de mantas de polímero reforçado com fibras de carbono (PRFC) como alternativa para o aumento da capacidade portante de lajes lisas é uma intervenção simples, rápida e cuja eficiência tem sido comprovada por pesquisas experimentais.

A ideia principal do método de reforço consiste em se instalar o PRFC como elemento resistente ao cisalhamento. A aplicação se dá pela colagem da manta de PRFC em furos que atravessam o plano da laje. Deve-se atentar ainda para as exigências de ancoragem da manta e para o posterior preenchimento dos furos com argamassa de resistência e módulo de elasticidade compatíveis com as do substrato.

1.2 OBJETIVOS E METODOLOGIA

O objetivo desta tese é verificar a eficiência da aplicação de mantas de polímero reforçado com fibras de carbono - PRFC como reforço ao cisalhamento de ligações laje-pilar. O trabalho propõe uma verificação experimental e computacional das técnicas de reforço e uma análise crítica dos critérios de dimensionamento aplicáveis. Especificamente, os objetivos podem ser listados como segue:

- Elaboração e execução de um programa experimental para avaliar a eficácia e eficiência do reforço proposto;
- Análise numérica pelo Método dos Elementos Finitos;
- Criação de um banco de dados com resultados de ensaios de lajes, com e sem reforço com PRFC;

- Análise comparativa entre os resultados determinados segundo os critérios de dimensionamento da ABNT NBR 6118 (2007), ACI 318 (2011), EUROCODE 2 (2004) e Model Code (2010), associadas a limitações impostas pelo ACI 440:2R (2008);
- Proposição de uma adaptação para aplicação da norma Brasileira - ABNT NBR 6118 (2007) - para o caso em estudo.

1.3 JUSTIFICATIVA

O estudo de métodos de reforço à punção de lajes lisas justifica-se pela progressiva utilização desse sistema estrutural, aliada à consciência da periculosidade de uma ruína por cisalhamento.

As técnicas de reforço comuns consistem, basicamente, na utilização de capitéis (de concreto ou metálicos), no engrossamento da laje com acréscimo de armadura de flexão ou na introdução posterior de uma armadura de cisalhamento composta por parafusos de alta resistência.

A resistência adicional à punção originada pela fixação posterior de parafusos de aço na região crítica de cisalhamento é uma alternativa que evita a alteração da geometria da peça. Entretanto, diversos estudos indicam que a ancoragem do sistema é um fator que pode interferir negativamente na eficiência desse tipo de reforço.

A utilização de Polímeros Reforçados com Fibras - PRF surge, então, como uma excelente alternativa por se tratar de uma intervenção simples, rápida, dotada de um mecanismo eficiente de ancoragem e constituída de material de alta resistência com baixo peso.

O reforço de estruturas de concreto armado com materiais compósitos é relativamente recente. Por essa razão, para algumas aplicações desses materiais, necessita-se de quantidade mais expressiva de ensaios e, conseqüentemente, dados analíticos mais consistentes, de modo que seja consolidada a sua utilização.

Para o caso do reforço à punção de lajes com mantas de PRF, o número de pesquisas internacionais ainda é discreto. No Brasil, é mais comum o estudo PRF's aplicados como reforço à flexão de vigas e lajes de concreto armado. Estuda-se, também, porém com menor constância, o reforço ao cortante de vigas e à compressão pelo encamisamento de pilares. No item 2.2.4 desta tese, serão apresentadas algumas dessas aplicações.

1.4 ESTRUTURA DO TRABALHO

Esta pesquisa está dividida em sete capítulos, incluindo essa introdução. No *Capítulo 2* apresentam-se as considerações gerais sobre o sistema estrutural das lajes em concreto armado, o mecanismo de ruína das lajes lisas, os conceitos básicos adotados no cálculo da resistência à punção e algumas prescrições normativas aplicáveis ao caso em estudo. Também no *Capítulo 2*, apresentam-se os sistemas de reforço de estruturas de concreto armado com PRFC e as técnicas que viabilizam sua utilização como reforço à punção.

O *Capítulo 3* mostra o programa experimental das 12 lajes. Esse capítulo descreve as características geométricas dos modelos, a técnica de reforço utilizada, o sistema de ensaio, a instrumentação adotada e as propriedades mecânicas dos materiais constituintes.

No *Capítulo 4* são apresentados e discutidos os resultados obtidos nos ensaios de punção das lajes do programa experimental: Apresentam-se as informações de deslocamentos e deformações das lajes, o mapa das fissuras, a superfície de ruína, a prescrição da carga última e o modo de ruína das lajes.

Á partir dos resultados experimentais, avalia-se a performance de um modelo numérico pelo Método dos Elementos Finitos. O *Capítulo 5* apresenta o programa computacional utilizado e a comparação de seus resultados com os obtidos experimentalmente.

O cálculo e a avaliação das prescrições normativas que podem ser aplicadas para o caso em estudo são apresentadas no *Capítulo 6*. Por esta análise, avaliam-se a dispersão e o nível de conservadorismo dos resultados. Nesse capítulo, também, apresenta-se e avalia-se uma proposta de adaptação para a ABNT NBR 6118 (2007), de modo a melhorar sua segurança na previsão do comportamento de lajes reforçadas com PRFC.

Por fim, o *Capítulo 7* traz as conclusões do trabalho e algumas sugestões para pesquisas futuras. Na sequência são apresentadas as *Referências Bibliográficas*.

2 REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

2.1 PUNÇÃO

2.1.1 Considerações Iniciais

No sistema estrutural convencional, as cargas (acidentais e permanentes) são aplicadas diretamente nas lajes e se transferem para as vigas, que as transmitem para os pilares e, por fim, esses descarregam-nas nas fundações (Figura 2.1(a)).

Nos sistemas de lajes sem vigas (ou lajes lisas) o carregamento que atua sobre as lajes é transferido diretamente para os pilares. Nesse caso, as lajes devem estar rigidamente ligadas aos pilares, conforme Figura 2.1(b) a (e).

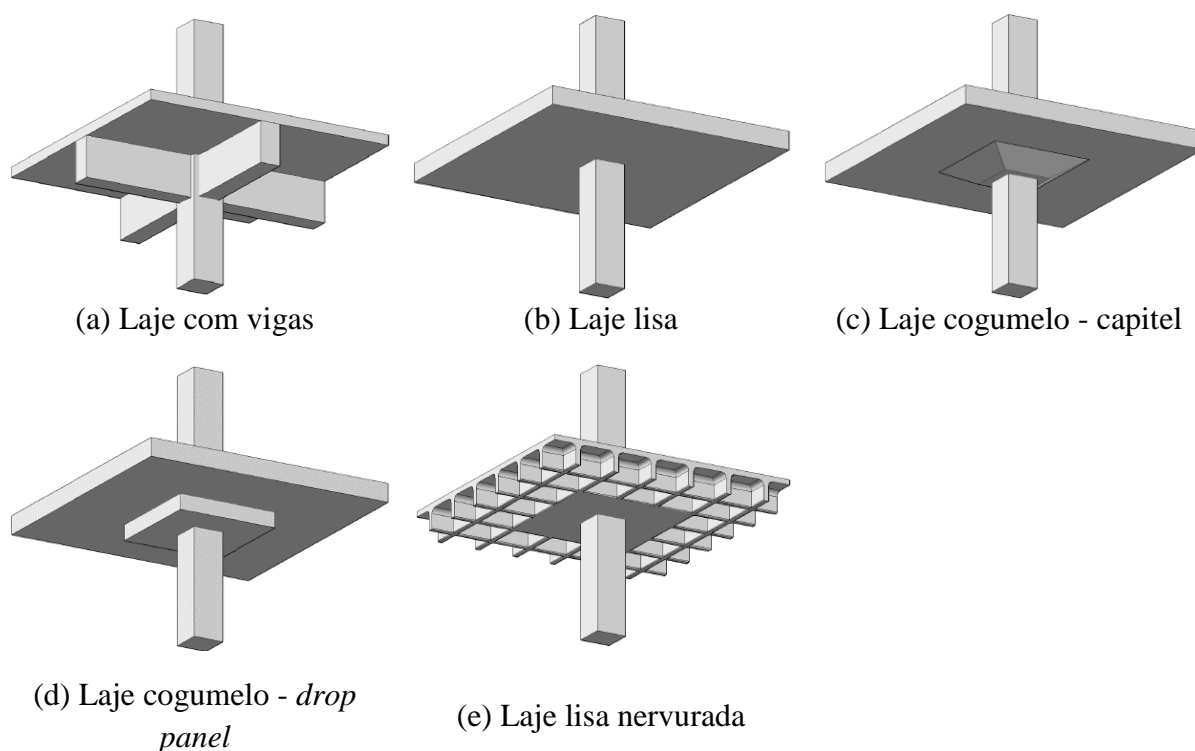


Figura 2.1- Sistemas estruturais para as lajes em concreto armado

Atualmente no Brasil, o sistema de lajes lisas de concreto armado tem sido utilizado com maior frequência por apresentar uma série de vantagens quando comparado aos sistemas estruturais convencionais. Entre essas vantagens pode-se citar:

- Maior liberdade arquitetônica na definição de ambientes internos ou futuras alterações de leiaute;
- O sistema permite a simplificação das fôrmas e do cimbramento;

- Simplificação das armaduras e conseqüente redução dos custos com mão de obra e materiais;
- Facilidade na disposição das instalações elétricas, hidráulicas e de ar-condicionado.

O sistema apresenta, também, desvantagens em relação aos convencionais:

- Para um mesmo consumo de concreto, o pavimento apresenta menor rigidez aos deslocamentos verticais e horizontais;
- Redução da estabilidade global da edificação pela ação dos esforços horizontais;
- A possibilidade da ruptura por punção,

A punção é um tipo de ruína que pode ocorrer de forma brusca por cisalhamento. Esse fenômeno é associado à atuação de forças concentradas nas lajes, em áreas reduzidas, o que pode causar a sua perfuração. Nas lajes lisas, esta situação é típica na região da ligação laje-pilar. A Figura 2.2 representa uma superfície de ruína com fissuras que partem do contorno da área carregada e se estendem, de forma inclinada, até a outra face da laje. As normas de projeto consultadas nesta pesquisa consideram o valor dessa inclinação entre 26° e 45° em relação ao plano da laje.

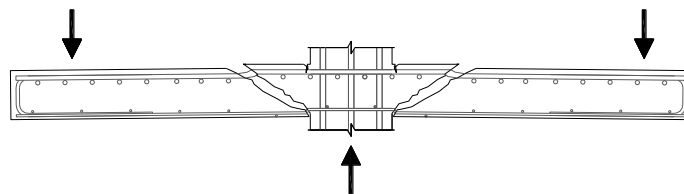


Figura 2.2- Ruptura por punção

Para se evitar a ruptura, é necessário que as tensões cisalhantes na região próxima ao pilar sejam amenizadas ou devidamente resistidas, o que pode ser conseguido de várias formas:

- Aumento das dimensões dos pilares ou utilização de capitéis (Figura 2.1(c));
- Aumento da espessura da laje em regiões próximas aos pilares ou áreas carregadas. Para esse caso, pode-se utilizar o *drop panel* (Figura 2.1(d));
- Utilização de concreto de alta resistência nas regiões próximas aos pilares ou áreas carregadas;
- Alteração do estado de tensão na região da ligação laje-pilar com a utilização de protensão;
- Adição de fibras (aço, sintética, etc) ao concreto;
- Utilização de armadura de combate à punção;

O recurso da inserção de armadura de punção será o objeto de estudo do presente trabalho. No item 2.1.3 serão mostrados alguns sistemas convencionais de reforço de ligações laje-pilar. O item 2.3 traz as técnicas de reforço que utilizam materiais compósitos como elemento resistente ao esforço cortante.

2.1.2 Histórico

As linhas de pesquisa atribuem autorias diferentes ao sistema de lajes lisas: De acordo com Gasparini (2002), o primeiro engenheiro a projetar e construir lajes cogumelo foi o estadunidense George M. Hill, entre 1899 e 1901. Billington (1997) afirma que Maillart e Loleit utilizaram esse sistema na Europa, por volta de 1909, nas cidades de Zurique e Moscou. Sozen e Seiss (1963), no entanto, atribuem a patente mais antiga do sistema de lajes lisas ao engenheiro Turner, também nos EUA em 1905.

Devido às vantagens, já apresentadas no capítulo anterior, o sistema de lajes lisas popularizou-se e, em poucas décadas, já era utilizado em vários países do mundo.

Contudo, apesar das vantagens do sistema, existem na literatura diversos registros de colapso de estruturas por punção. Um caso comumente citado é o do edifício Pipers Row Car Park, localizado na cidade de Wolverhampton, Inglaterra (Figura 2.3). A Figura 2.4 mostra outro acidente, ocorrido em Gretzenbach, Suíça, o qual foi provocado por um incêndio e causou prejuízos significativos.



Figura 2.3 - Ruína no edifício Pipers Row Car Park, Wolverhampton (WOOD, 2001)



(a) Estrutura colapsada



(b) Remoção dos escombros

Figura 2.4 - Colapso de estrutura em Gretzenbach, Suíça (MUTTONI e MIRZAEI, 2005)

A Figura 2.5 traz um outro incidente ocorrido recentemente, em 2013, durante o enchimento de uma piscina olímpica na região de Krasnodar, Rússia, com o objetivo de efetuar testes de estanqueidade. A estrutura entrou em colapso pela ação do peso da água e provocou ruptura de uma parte significativa do edifício que a abrigava.



Figura 2.5 - Colapso de estrutura em Krasnodar, Rússia (ITAR-TASS News Agency)

2.1.3 Sistemas de Reforço de Lajes contra Punção

A Figura 2.6 mostra algumas soluções típicas para reforço ao cisalhamento de uma ligação laje-pilar. Essas soluções, basicamente, compreendem a ampliação da seção do pilar (com introdução de capitéis ou com alargamento da coluna), o reforço da armadura de flexão da laje ou a introdução posterior de armadura de cisalhamento.

A introdução de armadura de cisalhamento na região crítica é uma alternativa que pode eliminar a alteração da geometria da peça. Entretanto, diversos estudos indicam que a ancoragem do sistema é um dos principais fatores que podem interferir na eficiência do elemento da armadura de cisalhamento.

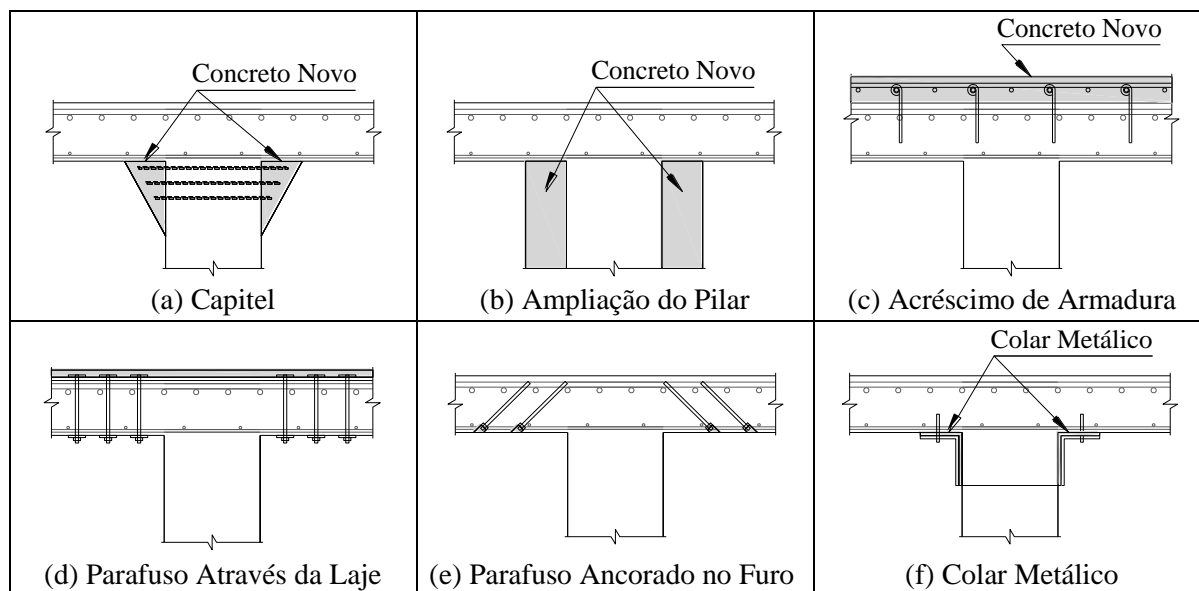


Figura 2.6 - Soluções típicas para reforço de uma ligação laje- pilar

Hassanzadeh e Sundqvist (1998) analisaram experimentalmente o uso de capitéis (Figura 2.6 (a)). Eles constataram que ao se duplicar e triplicar o diâmetro do pilar na região de ligação com a laje, pode-se aumentar a capacidade resistente à punção em cerca de 60% a 100%, respectivamente, comparando-se com uma laje de controle, sem reforço. As funções dos anéis de aço foram manter o concreto armado no lugar durante a concretagem e combater as tensões de tração no interior da peça.

Além de concreto armado, Hassanzadeh e Sundqvist (1998) também utilizaram como reforço na cabeça do pilar um colar de aço ligado à laje e à coluna (Figura 2.6 (f)). Os autores demonstraram que essa técnica de reabilitação pôde aumentar a capacidade de carga de punção em cerca de 70% em relação à laje de controle. Posteriormente, Widiyanto (2006) adaptou esse dispositivo. O resultado é mostrado na Figura 2.7:



Figura 2.7 - Colar metálico na ligação laje-pilar (WIDIANTO, 2006)

Ghali *et al.* (1974) avaliaram experimentalmente um sistema de reforço com parafusos protendidos instalados verticalmente após a cura do concreto (Figura 2.6 (d)). Esse sistema foi avaliado posteriormente por diversos pesquisadores.

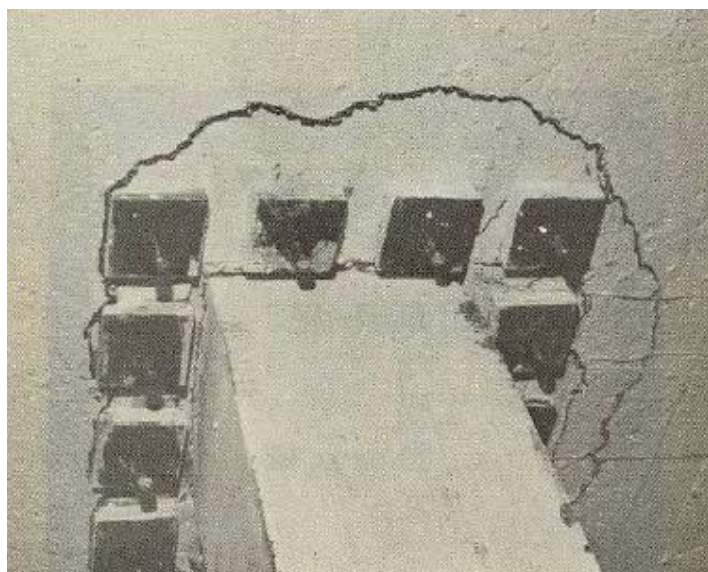


Figura 2.8 - Reforço com parafusos protendidos (GHALI *et al.*, 1974)

No Brasil, Carvalho (2001) também verificou a eficiência da introdução posterior da armadura de reforço composta por parafusos de alta resistência (Figura 2.9). A autora testou parafusos ancorados por placas e/ou resina.

A instalação do reforço aumentou a capacidade resistente e a ductilidade das lajes cogumelo. Para lajes reforçadas com parafusos fixados somente com resina, Carvalho (2001) informa que apesar da armadura de reforço aumentar a resistência, é necessário assegurar a aderência entre os parafusos e a laje para impedir uma ruptura brusca.

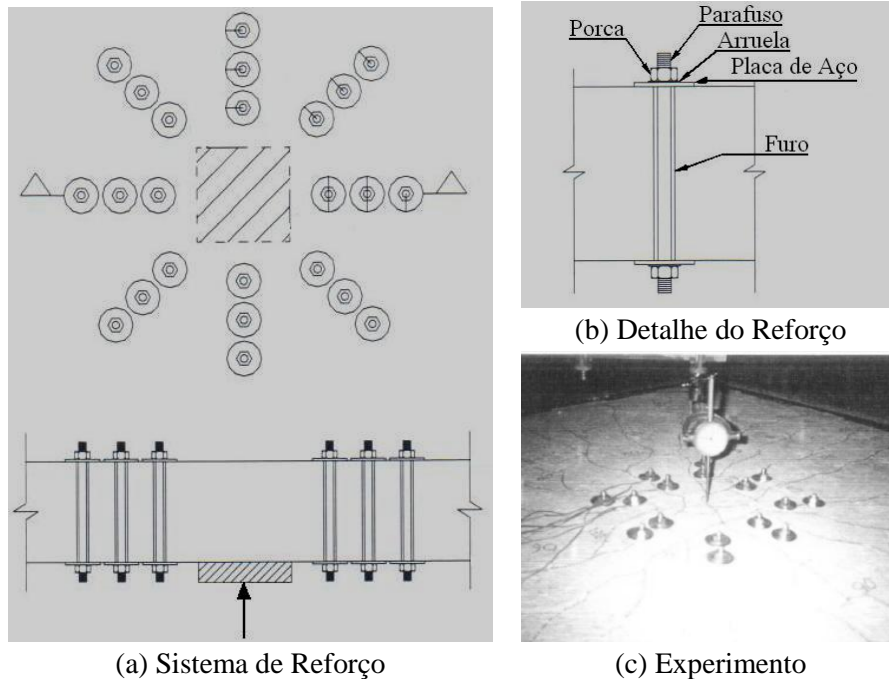


Figura 2.9 - Sistema de reforço com parafusos (CARVALHO, 2001)

Fernández Ruiz, Muttoni, e Kunz (2010) apresentaram um mecanismo de reforço para lajes (Figura 2.10) com a vantagem de não se precisar ter acesso à outra face, sem a destruição do piso superior e podendo ser aplicado em sapatas.

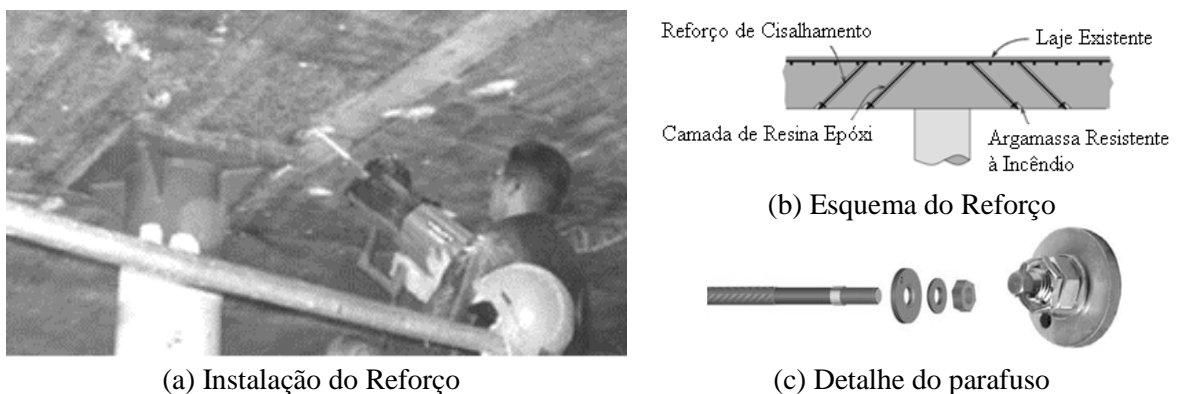
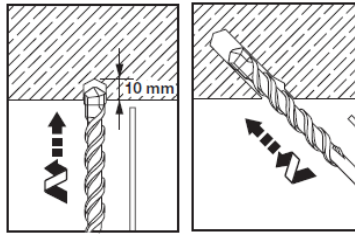


Figura 2.10 - Sistema de reforço pós-instalado (FERNÁNDEZ RUIZ, MUTTONI, e KUNZ, 2010)

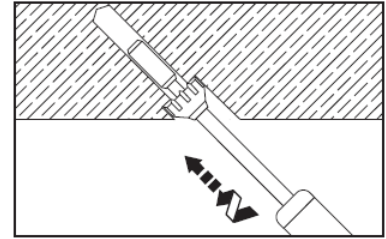
Esse sistema, posteriormente, foi patenteado pela HILTI Corporation ©, o qual recebeu a denominação *Post-Installed shear reinforcement HZA-P*. O sistema *HZA-P* apresenta-se nas seguintes etapas de aplicação (Figura 2.11):



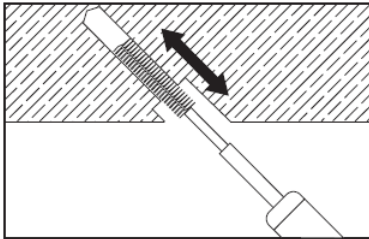
1 - Detecção e marcação da armadura inferior existente



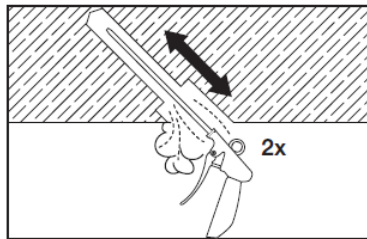
2 - Perfuração



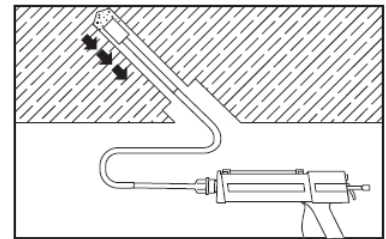
3 - Alargamento da boca do furo para posicionamento da arruela



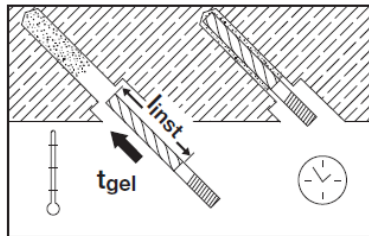
4 - Limpeza do furo



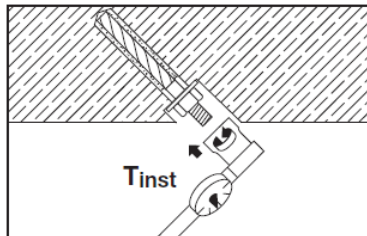
5 - Injeção de ar de sob pressão



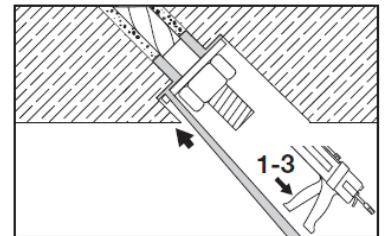
6 - Injeção de argamassa



7 - Instalação do parafuso e espera do tempo de cura



8 - Aperto do parafuso



9 - Injeção da argamassa de fechamento e proteção contra incêndio.

Figura 2.11 - Instalação do sistema *HZA-P* (Manual B 2.6, HILTI Corpoation ©)

Pelos sistemas apresentados, é possível impedir ou retardar a formação da superfície de ruptura, o que pode levar a um considerável incremento na resistência à punção. Constatase ainda que o acréscimo de resistência é acompanhado por um aumento na ductilidade da ligação laje-pilar. Em todo caso, a eficiência da armadura de cisalhamento de combate à punção depende de um dimensionamento e posicionamento corretos e de uma boa ancoragem.

2.2 REFORÇO DE ESTRUTURA DE CONCRETO ARMADO COM MATERIAIS COMPÓSITOS

2.2.1 Sistema Compósitos

A característica básica dos compósitos é combinar, a nível macroscópico, pelo menos, duas fases distintas denominadas reforço e matriz (LEVY NETO e PARADINI, 2006). Nesse caso, o reforço tem a função estrutural e a matriz, a função de aglutinar, proteger e estabilizar o sistema.

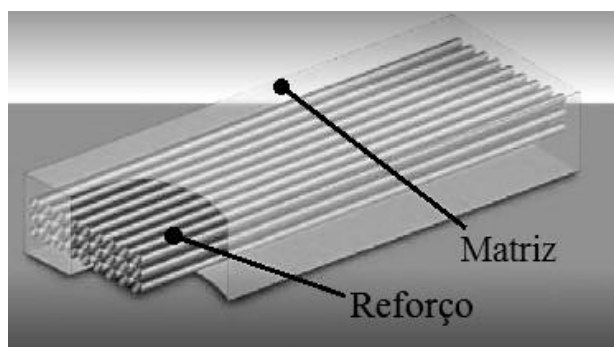


Figura 2.12 - Polímero reforçado com fibra

O advento dos materiais compósitos viabilizou importantes conquistas tecnológicas em várias áreas da engenharia como aeronáutica, aeroespacial, petroquímica, naval, bioengenharia, automobilística e construção civil.

Em virtude do amplo espectro de aplicação dos compósitos, os requisitos de desempenho estrutural e os de baixo custo apresentam diferentes graus de importância nos vários segmentos industriais. Nas aplicações aeroespaciais e biomédicas, o desempenho estrutural é de vital importância. Na indústria automobilística e na construção civil, por outro lado, o baixo custo passa a ser um parâmetro preponderante (Figura 2.13).

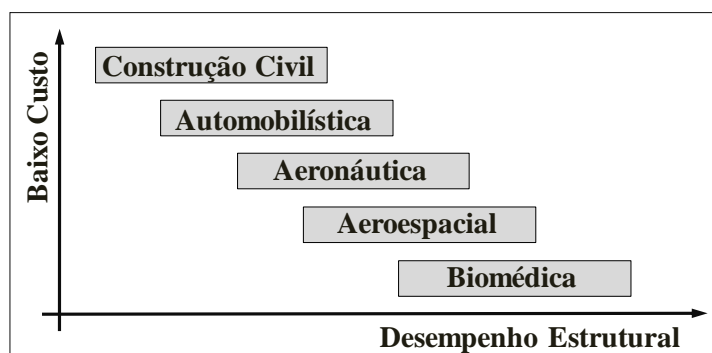


Figura 2.13 - Importância relativa das necessidades de baixo custo e desempenho estrutural em componentes compósitos (LEVY NETO e PARADINI, 2006)

A redução de custos do material nos últimos anos e a economia de trabalho inerentes à sua instalação relativamente simples, fizeram dos Polímeros Reforçados com Fibra (PRF), uma alternativa atraente frente às técnicas convencionais de reforço para construção civil.

Quando comparados aos materiais metálicos, usualmente empregados no reforço das estruturas, os PRF's podem apresentar desempenho superior, com algumas das seguintes vantagens:

- Resistência elevada com baixo peso;
- Rapidez e praticidade na execução;
- Resistência a corrosão em ambiente agressivo;
- Resistência à fadiga.

O baixo peso dos PRF's resulta em uma aplicação mais fácil em espaços confinados. Sua maleabilidade também proporciona uma facilidade de adaptação às diversas geometrias das estruturas. Os materiais possuem boa resistência a ambientes marinhos, ambientes alcalinos e, também, à ação de agentes químicos, como solventes, lubrificantes e detergentes.

Apesar da utilização dos PRF's ter se mostrado prática e eficiente, algumas desvantagens ainda podem ser destacadas:

- Sistema desprotegido de cargas de impacto;
- Perda de desempenho a elevadas temperaturas;
- Ruptura precoce pelo descolamento do reforço ou pelo destacamento do concreto de cobertura, em estruturas reforçadas à flexão;
- Exigência de mão de obra especializada.

Para proteção do sistema a cargas de impacto ou a atos de vandalismo, os fabricantes indicam diversas soluções, como, por exemplo, a utilização de argamassas colantes ou de resinas fabricadas para este fim.

Com relação à ação de altas temperaturas, a prática entre os projetistas é desconsiderar totalmente o reforço de PRF numa situação de incêndio, levando-se em conta a estrutura na sua condição não reforçada. A exigência de mão de obra especializada, atualmente, é a principal dificuldade para adoção dessa e de outras tecnologias mais avançadas como soluções para construção civil.

2.2.2 Materiais Constituintes do Sistema Compósito

2.2.2.1 Matriz

No sistema compósito, a matriz tem como principais funções, manter o arranjo das fibras e atuar como o meio pelo qual as solicitações externas são transmitidas e distribuídas para as fibras.

Como funções secundárias, a matriz atua como elemento de proteção mecânica e ambiental, além de promover resistência lateral contra espalhamento da fibra sob carregamento de compressão. Os tipos mais comuns de matrizes são as poliméricas, as metálicas e as cerâmicas.

2.2.2.2 Fibra

A fibra é a principal responsável pela resistência do compósito. Há, no mercado, uma grande variedade de fibras, entretanto, as mais empregadas comercialmente para o reforço e/ou recuperação estrutural são as de carbono, vidro e aramida. Essas fibras constituem, respectivamente, os compósitos PRFC (Polímero Reforçado com Fibras de Carbono), PRFV (Polímero Reforçado com Fibras de Vidro) e PRFA (Polímero Reforçado com Fibras de Aramida).

Para o reforço das lajes desta pesquisa, utilizaram-se mantas unidirecionais de fibra de carbono. As mantas unidirecionais são formadas por feixes contínuos de fibras reunidas em uma tela impregnada com quantidade mínima de resina epóxi (Figura 2.14).

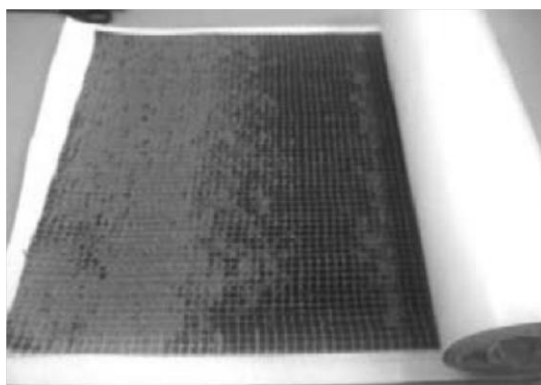


Figura 2.14 - Manta de fibra de carbono

O Model Code (2010) indica propriedades de resistência à tração, módulo de elasticidade e deformação específica das mantas de fibras de carbono, vidro e aramida (Tabela 2.1).

Tabela 2.1 - Propriedades das Fibras - Model Code (2010)

	PRFC	PRFV	PRFA
Resistencia à tração f_f (MPa)	600-3000	400-1600	600-2500
Módulo de Elasticidade E_f (GPa)	80-500	30-60	30-125
Deformação última ϵ_{fu} (%)	0,5-1,8	1,2-3,7	1,8-4,0

2.2.2.3 Polímeros Reforçados com Fibras

As fibras, ao trabalharem junto com a resina, formam o sistema compósito. Sob o esforço de tração, esses materiais caracterizam-se pelo comportamento elástico linear até a ruptura (Figura 2.15).

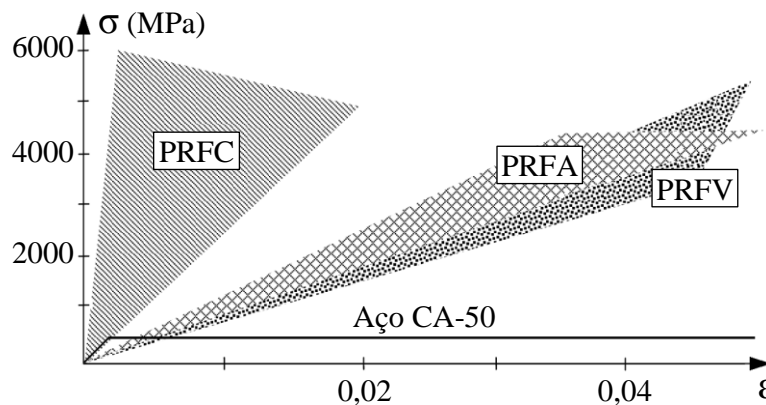


Figura 2.15 - Relação tensão x deformação das fibras - *Bulletin 14 fib* (2001)

As propriedades mecânicas do sistema compósito podem ser estimadas a partir do conhecimento dos módulos de elasticidade e da fração volumétrica dos materiais constituintes fazendo-se uso da regra das misturas, descrita pela Equação 2.1.

$$E_{PRF} = E_F \cdot V_F + E_M \cdot V_M \quad \text{Equação 2.1}$$

com:

$$V_F + V_M = 1 \quad \text{Equação 2.2}$$

onde:

E_{PRF} : Módulo de elasticidade do PRFC

V_F : Fração volumétrica da Fibra

E_F : Módulo de elasticidade da Fibra

V_M : Fração volumétrica da Matriz

E_M : Módulo de elasticidade da Matriz

De acordo com o ACI 440 (2008), os PRF's que têm a resina aplicada manualmente apresentam uma fração volumétrica de fibra de carbono entre 25 e 40%.

2.2.3 Histórico da Utilização de Materiais Compósitos na Construção Civil

Segundo Hollaway (2011), as primeiras práticas de colagem de sistemas compósitos em peças de concreto armado para aumentar a sua capacidade resistente aconteceram em meados da década de 1980, na Alemanha e Suíça.

Ainda de acordo o autor, no EMPA (Laboratório Suíço de Materiais), em Zürich, foram realizados os primeiros ensaios de vigas de concreto armado reforçadas com PRF, sob coordenação do Professor Urs Meier. A proposta era a substituição, pelos PRF's, das chapas de aço que, até então, eram a solução mais adequada para esse fim.

Outra suposição é de que os PRF's foram inicialmente avaliados como reforço de estruturas de concreto armado a esforços provenientes de sismos, uma vez que o projeto dessas estruturas, originalmente, não previa esse tipo de solicitação. Isso impulsionou pesquisas com PRF's nos EUA e no Japão, país que sofrera um terremoto com consequências desastrosas na cidade de Kobe, na metade da década de 90.

Assim, o *American Concrete Institute* (ACI), Comitê 440, publicou em 1996, o primeiro boletim técnico, o qual apresentava o estado da arte e algumas premissas de projeto: *State-of-the-art Report on Fiber Reinforced Plastic Reinforcement for Concrete Structures*. Em 1997, a *Japan Society of Civil Engineers* (JSCE) publicou o código *Recommendation for Design and Construction of Concrete Structures Using Continuous Fiber Reinforcing Materials*, que também tratava do reforço de estruturas com PRF's.

Em 2000, a *British Concrete Society*, (Sociedade de Concreto do Reino Unido), publicou o Boletim Técnico nº 55 - *Design Guidance for Strengthening Concrete Structures Using Fibre Composite Materials*, código que também faz referência ao reforço de estruturas com materiais compósitos.

A *Fédération Internationale du Béton* (fib) publicou, em julho de 2001, o Boletim 14, Task Group 9.3, *Externally Bonded FRP Reinforcement for RC Structures*. Esse boletim constitui a principal referência europeia.

Em 2002, entrou em vigor, pelo Comitê 440 do ACI, o documento ACI 440.2R-02 *Design and Construction of Externally Bonded FRP Systems for Strengthening Concrete Structures*. Essa norma possui recomendações para projeto e técnicas de reforço de estruturas de concreto armado com PRF.

Na América Latina, a utilização de PRF não foi tão difundida quanto no Japão, Europa e Estados Unidos. No Brasil, contudo, há registros de algumas obras nas quais se utilizaram sistemas compósitos. Um projeto brasileiro de destaque é o do reforço do Viaduto de Santa Tereza em Belo Horizonte-MG (Figura 2.16).



Figura 2.16 - Viaduto de Santa Tereza - Belo Horizonte - Brasil

2.2.4 Aplicações

Os materiais compósitos são muito utilizados para o reforço ao cortante de vigas e reforço à flexão de vigas e lajes. Outra utilização comum para tecidos de PRF é na melhoria do desempenho de pilares de estruturas viárias, aumentando a ductilidade com o confinamento imposto pelo encamisamento das peças.

É importante observar que a capacidade da estrutura reforçada é sempre limitada pela estrutura original, geralmente pela resistência do concreto, altura da linha neutra e pelo modo de ruptura crítico no caso de reforço à flexão. Por esses motivos, é primordial que se faça um julgamento aprofundado da estrutura para que se empreguem técnicas de reforço por colagem de FRP na superfície de forma eficiente e segura.

2.2.4.1 Reforço à Flexão em Vigas ou em Lajes

Para o reforço à flexão de elementos de concreto armado, os PRF's devem ser instalados de modo a combater as tensões normais de tração. Para essa aplicação, existem duas técnicas consagradas, as quais sugerem a utilização dos PRF's na forma de manta e de laminado.

A primeira técnica, conhecida como *wet layup*, consiste na colagem das mantas diretamente na superfície que se deseja reforçar. Devido à forma e à flexibilidade da manta, esse método permite a aplicação do PRF em superfícies variadas.

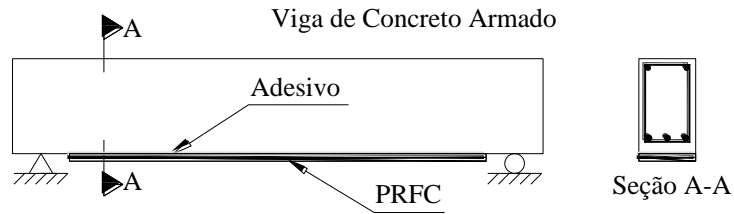


Figura 2.17 - Viga de concreto armado reforçada com colagem de manta de PRFC



Figura 2.18 - Aplicação de PRF - Reforço à flexão

<<http://www.reinforcement.ch/menu-2/frp-fiber-reinforced-polymer/application-areas-references/flexural/?L=1>>

A segunda técnica é a instalação dos laminados de PRF em entalhes no cobrimento do concreto (Figura 2.18). Devido ao processo de fabricação, os laminados possuem uma qualidade superior às mantas moldadas *in loco*. Em contrapartida, o método não é tão versátil no que diz respeito à aplicação em superfícies irregulares quando comparado ao método anterior.

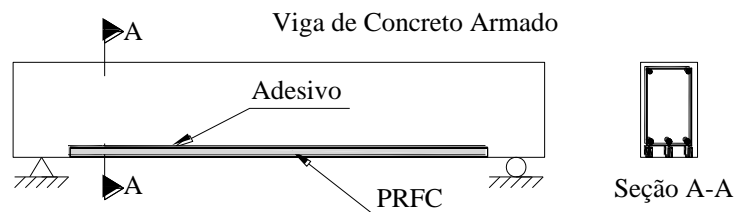
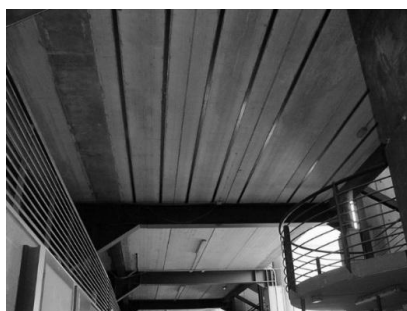
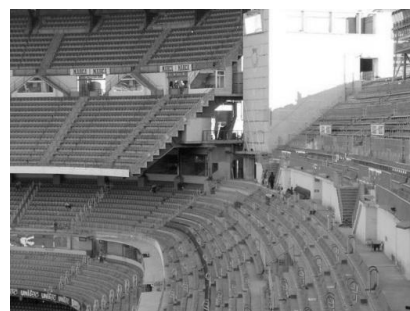


Figura 2.19 - Viga de concreto armado reforçada com inserção de laminados de PRF em entalhes



(a) Reforço com PRF



(b) Vista geral da estrutura

Figura 2.20 - Estádio Santiago Bernabeu (Real Madrid), Madri - Espanha

<<http://www.reinforcement.ch/menu-2/frp-fiber-reinforced-polymer/application-areas-references/flexural/?L=1>>

2.2.4.2 Reforço à Flexão em Vigas ou em Lajes com Protensão do PRF

De forma idêntica ao raciocínio aplicado às estruturas de concreto, a introdução de protensão é um importante recurso, devido à majoração da capacidade resistente à flexão pela introdução de esforços passivos (Figura 2.21).

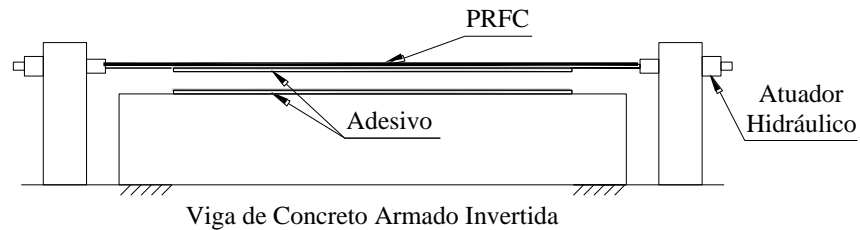


Figura 2.21 - Viga de concreto armado reforçada com protensão de PRF



(a) Ancoragem da protensão



(b) Atuados hidráulico

Figura 2.22 - *Bank Building*, Arlesheim, Suíça

<<http://www.reinforcement.ch/menu-2/frp-fiber-reinforced-polymer/application-areas-references/flexural/?L=1>>



Figura 2.23 - Instalação do reforço protendido de PRF - Ponte Escherkanal, Suíça (2002)
(HADDAD, 2012)

2.2.4.3 Reforço ao Esforço Cortante em Vigas

No reforço ao cisalhamento de vigas, as fibras são coladas transversalmente na peça, com o objetivo de reforçar, de forma análoga aos estribos de aço, as diagonais tracionadas, idealizadas pelo mecanismo da treliça de Morsh.

Há três formas de reforço à força cortante em uma viga: aplicação apenas nas duas laterais da peça - Figura 2.25(b); envolvimento em “U” (duas laterais e a parte inferior) - Figura 2.25(c) ou o envolvimento total da peça - Figura 2.25(d).



(a) Ponte em Moscou – Rússia



(b) Wadhwa Building, Mumbai
- Índia



(c) Talbrücke Götzenhof -
Alemanha

Figura 2.24 - Aplicação de PRF - Reforço ao cortante

<<http://www.reinforcement.ch/menu-2/frp-fiber-reinforced-polymer/application-areas-references/flexural/?L=1>>

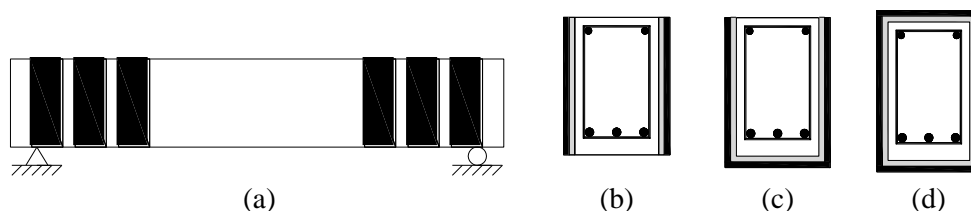


Figura 2.25 - Viga de concreto armado reforçada ao cortante

2.2.4.4 Reforço de Pilares por Encamisamento

A forma mais comum de reforço de pilares com PRF é pelo seu encamisamento e consequente confinamento do concreto. Para esse sistema, utilizam-se mantas de fibras unidirecionais, as quais devem ser impregnadas com resina e envolver as colunas, conforme sugerido por Teng *et al.* (2002).

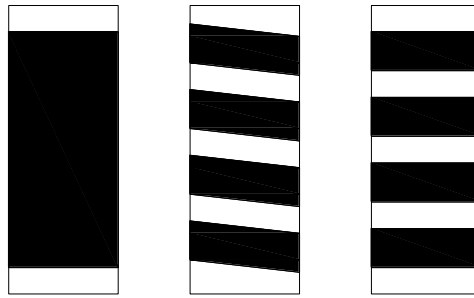


Figura 2.26 - Esquemas de encamisamento dos pilares (TENG *et al.*, 2002)



Figura 2.27 - Aplicação de PRF - Reforço de pilares

<[Http://www.reinforcement.ch/menu-2/frp-fiber-reinforced-polymer/application-areas-references/flexural/?l=1](http://www.reinforcement.ch/menu-2/frp-fiber-reinforced-polymer/application-areas-references/flexural/?l=1)>

2.2.4.5 Reforço à Punção de Lajes com colagem externa de PRFC

Erki e Heffernan (1995) verificaram que a aplicação de mantas de PRF externas sobre a superfície tracionada da laje aumentou a rigidez à flexão das placas, retardou a fissuração de flexão e contribuiu com o aumento da capacidade resistente à punção. A pesquisa constatou também que o efeito das mantas de PRF sobre a rigidez pode ser controlado alterando-se o ângulo entre as fibras e a armadura de flexão da laje.

Posteriormente, outros autores, como Harajli e Soudki (2003), Ebead e Marzouk (2004), Chen e Li (2005), Harajli *et al.* (2006), realizaram estudos similares. Os autores provaram que o uso das mantas de PRF podem, inclusive, alterar o modo de ruptura de uma ligação laje pilar de punção para flexão, reduzindo, assim, a fragilidade da ruína. A Figura 2.28 mostra o esquema de ensaio utilizado por Harajli e Soudki (2003).

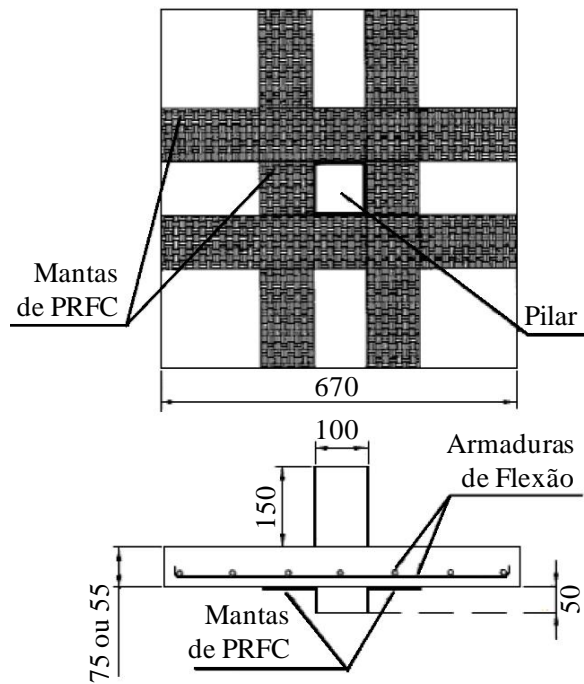


Figura 2.28 - Reforço à punção com manta de PRFC (HARAJLI E SOUDKI, 2003)

Abdullah (2010) avaliou o desempenho de se aplicar protensão num reforço com PRFC colado externamente na laje como reforço à punção. O autor realizou um trabalho experimental e comparou esses resultados com estimativas de normas europeias e com um modelo computacional, utilizando-se o programa Abaqus.

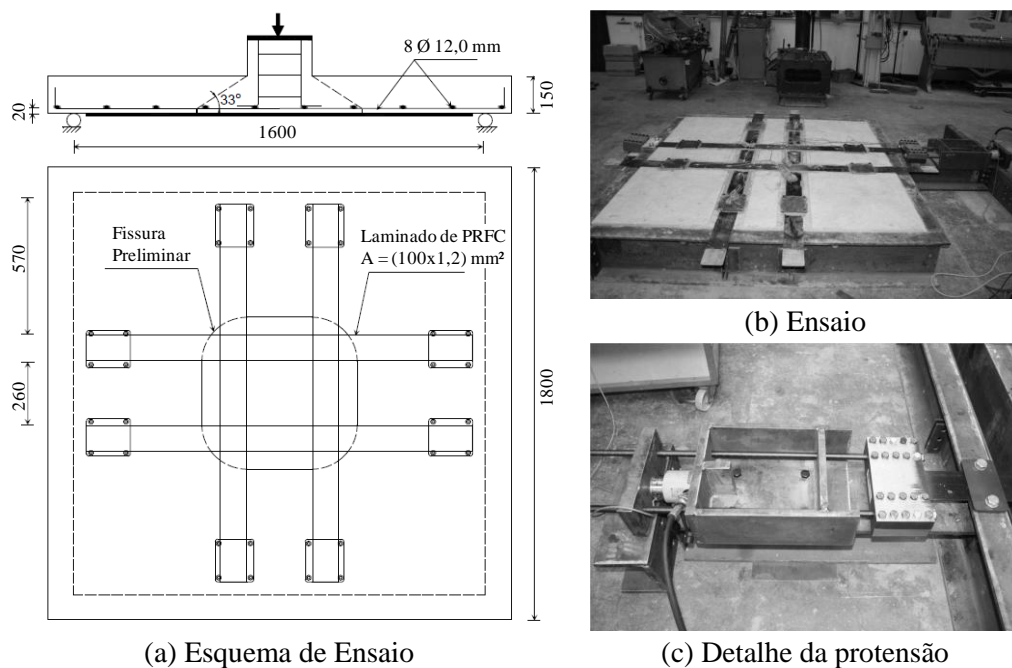


Figura 2.29 - Reforço à punção com laminados protendidos (ABDULLAH, 2010)

Em seu experimento, o autor ensaiou cinco lajes: uma laje de referência, sem reforço e quatro lajes reforçadas. Dentre as quatro lajes reforçadas, Abdullah (2010) variou a força de protensão entre 0 e 103 kN. Além disso, numa das lajes o autor avaliou o comprimento de ancoragem do dispositivo. O autor também induziu a formação da fissura crítica de cisalhamento ao redor do pilar, como mostrado Figura 2.29.

Pelos resultados experimentais de Abdullah (2010) percebe-se que o reforço de PRFC protendido melhorou o comportamento em serviço da laje, porém não incrementou substancialmente a resistência à punção. Observa-se, inclusive, para duas das lajes reforçadas, uma carga inferior à da laje sem reforço. Segundo o autor, esse fato é atribuído à interferência da fissura de cisalhamento, a qual intercepta o reforço (Figura 2.30) e esse, por sua vez, acaba por perder a sua eficiência pelo descolamento.

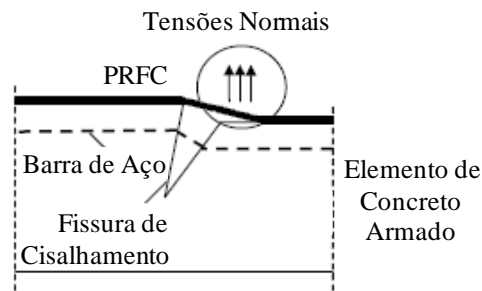
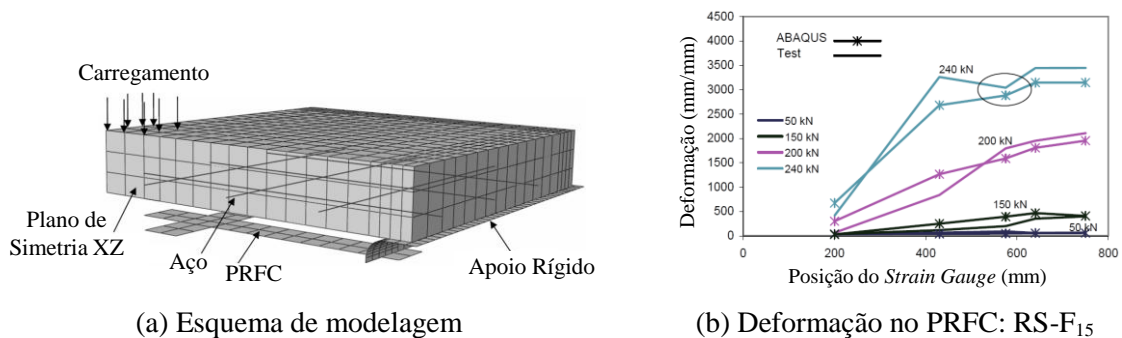


Figura 2.30 - Mecanismo de descolamento - Fissura de cisalhamento (ABDULLAH, 2010)

A simulação numérica, pelo Método dos Elementos Finitos com o programa Abaqus, entretanto, representou muito bem o comportamento experimental, para os dados de Carga x Deslocamento, deformações do concreto e da armadura e padrão de fissuração, inclusive, com a representação do esforço de protensão. A Figura 2.31 mostra a modelagem adotada pelo autor e um gráfico que compara a deformação no PRFC experimental com o resultado obtido pelo modelo computacional para a laje RS-F₁₅, laje com reforço protendido a uma carga de 62 kN.



(a) Esquema de modelagem

(b) Deformação no PRFC: RS-F₁₅

Figura 2.31 - Modelo numérico (ABDULLAH, 2010)

Na Universidade de Brasília, UnB, foram publicados dois trabalhos experimentais com reforço de PRFC contra o fenômeno da punção. As dissertações de mestrado de Lima (2012) e Nicácio (2013) mostram a aplicação de PRFC em lajes lisas de concreto armado, inclusive, com alguns resultados experimentais compartilhados com esta pesquisa de doutorado.

2.3 SISTEMAS DE REFORÇO AO CISALHAMENTO EM LAJES COM PRFC

2.3.1 Sistema *Stitch* - (SISSAKIS, 2002)

No sistema *stitch*, confeccionam-se tiras de PRFC que são inseridas através de furos perpendiculares ao plano da laje. As tiras de PRFC são passadas em voltas contínuas entre pares de furos, como pontos de costura, até que se consiga a quantidade desejada de reforço.

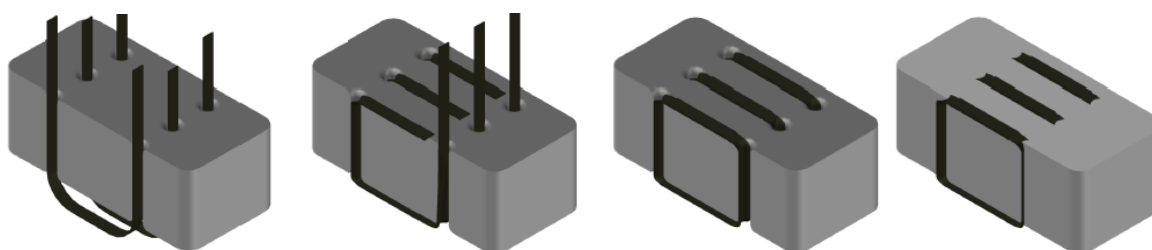
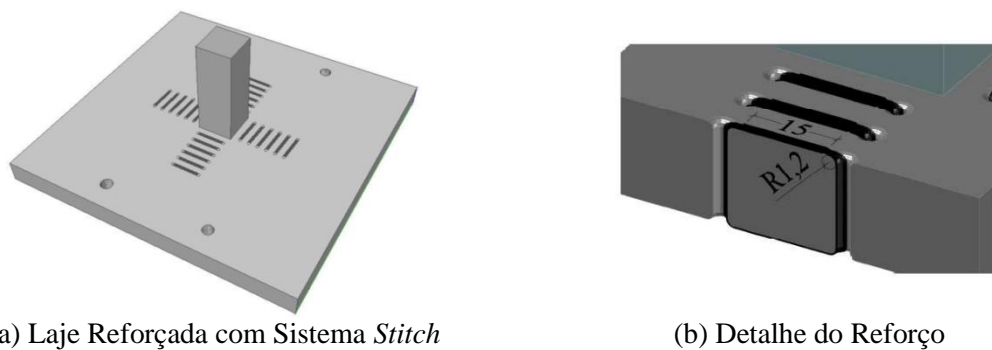


Figura 2.32 - Sequência de instalação do reforço *stitch*

Inicialmente são confeccionadas tiras de fibra de carbono com largura igual ou inferior ao diâmetro dos furos previamente executados na laje. Em seguida, deve-se impregnar a parede interna do furo e as regiões de contato com a fibra nas faces superior e inferior com a Resina Epóxi - componente estabilizante do sistema PRFC. Imediatamente após impregnação dos furos, deve-se aplicar as tiras de fibra de carbono.

Por fim, aplica-se novamente uma camada de resina sobre a tira, de forma a garantir que a mesma esteja completamente saturada. Nesse sistema, deve-se atentar para o comprimento de transpasse, o qual deve estar em conformidade com o especificado pelas normas. Dessa forma, garante-se a emenda das extremidades das tiras, causando um efeito de confinamento do concreto. Para as lajes desta pesquisa, garantiu-se a ancoragem pela sobreposição do reforço em 150 mm. A Figura 2.33 representa o sistema de reforço *Stitch*.



(a) Laje Reforçada com Sistema *Stitch*

(b) Detalhe do Reforço

Figura 2.33 - Sistema de Reforço *Stitch*

2.3.2 Sistema *Dowel* - (ERDOGAN, 2010)

No sistema de reforço *dowel* proposto por Erdogan (2010), as mantas são enroladas e instaladas como armadura vertical de cisalhamento através da espessura da laje. Nesse sistema, garante-se a ancoragem do reforço pela abertura e colagem de um excesso de manta nas faces superior e inferior da laje.

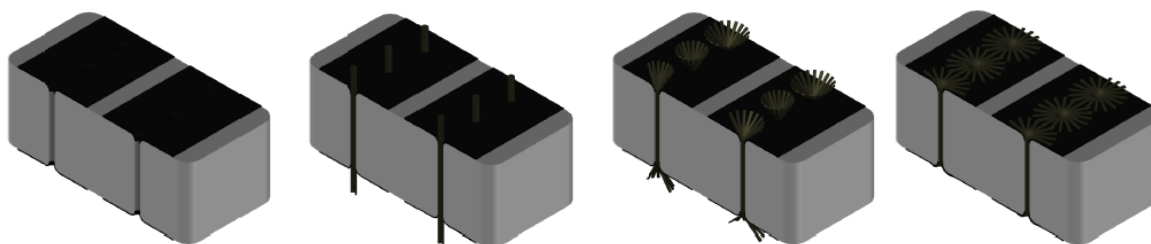


Figura 2.34 - Sequência de instalação do reforço *dowel*

Após a preparação dos furos, as mantas de PRFC são cortadas em formato retangular para fabricação dos pinos de Fibra de Carbono. Em seguida, deve-se impregnar a manta com a resina epóxi e enrolá-la em torno de uma barra de aço de diâmetro inferior ao do furo da laje. A manta deve estar orientada na direção da barra, como mostrado na Figura 2.35.

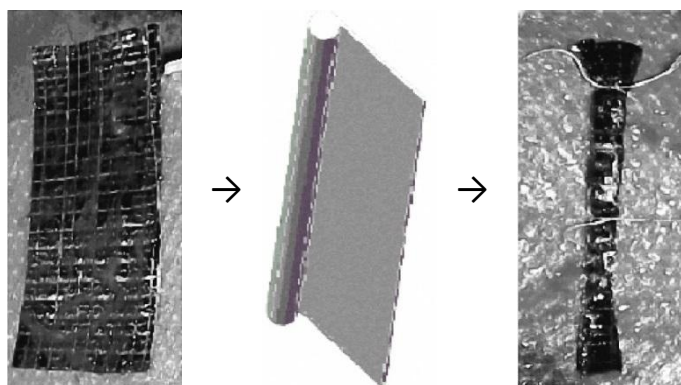


Figura 2.35 - Esquema da instalação do sistema *dowel* (ERDOGAN, 2010)

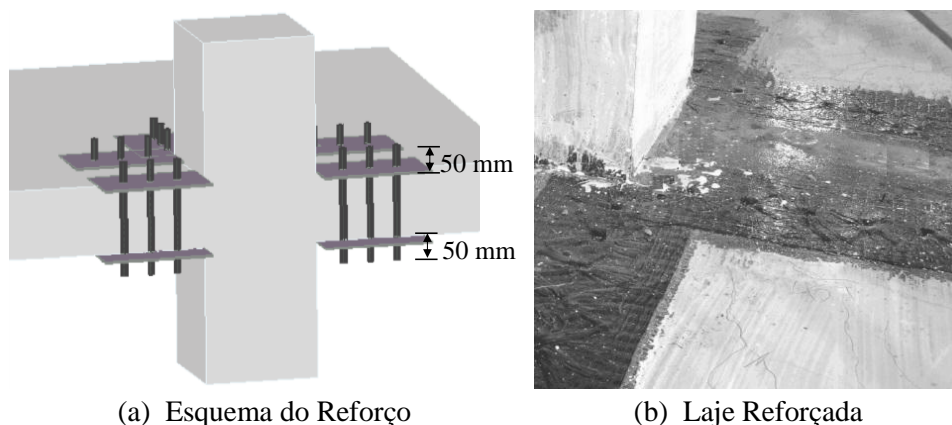
Nesse processo, a barra de aço não tem função estrutural. É utilizada apenas como um suporte rígido para auxiliar a instalação dos pinos de PRFC através dos furos e, removida em seguida. A Figura 2.36 ilustra o processo de instalação dos pinos.

Ainda, na proposta de Erdogan (2010), deve-se aplicar outra quantidade de manta na região de ancoragem dos pinos nas faces inferior e superior da laje antes de se abrir as sobras dos pinos. Tal procedimento, de acordo com o autor, proporcionaria uma melhor ancoragem dos pinos e uma transferência suave de tensão entre o pino e a laje.



Figura 2.36 - Instalação do sistema *dowel* (ERDOGAN, 2010)

Por fim, as sobras nas extremidades de cada pino são abertas e coladas sobre as superfícies de PRFC. O acabamento final é mostrado na Figura 2.37 (b). O comprimento de ancoragem do pino, colado sobre as faces comprimida e tracionada da laje, foi 50 mm. Trata-se de um valor arbitrário, sugerido pelo autor. Contudo, os resultados demonstram que esse mecanismo de ancoragem funcionou adequadamente.



(a) Esquema do Reforço

(b) Laje Reforçada

Figura 2.37 - Sistema de reforço *dowel* (ERDOGAN, 2010)

2.4 PESQUISAS EXPERIMENTAIS SOBRE UTILIZAÇÃO DE PRFC COMO REFORÇO AO CISALHAMENTO DE LAJES LISAS

Neste item, apresentam-se as pesquisas que subsidiaram o programa experimental a ser descrito no Capítulo 3. Trata-se de quatro trabalhos internacionais elaborados a partir do ano de 2002, os quais colaboraram com a criação e evolução das técnicas de reforço apresentadas.

2.4.1 Sissakis (2002)

Sissakis (2002) concluiu um trabalho experimental da avaliação de 28 lajes lisas de concreto armado. Dessas lajes, 24 foram reforçadas ao cisalhamento com manta de PRFC. Ele apresentou a técnica *stitch* para reforço dessas estruturas.

Em sua pesquisa foram avaliados os parâmetros de resistência do concreto, taxa de armadura de flexão, diferentes padrões de distribuição de reforço, espaçamento entre furos e quantidade de PRFC em cada furo na laje. A Figura 2.38 mostra uma laje antes e depois da aplicação do reforço.

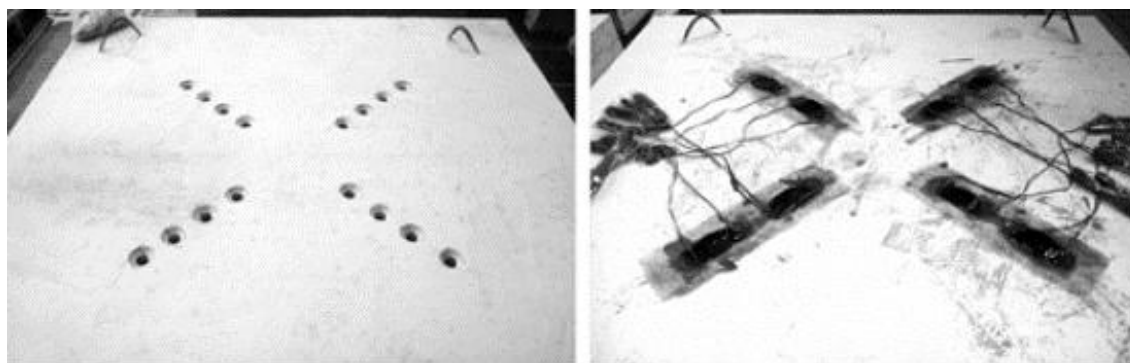


Figura 2.38 - Laje antes e após a instalação da manta de PRFC (SISSAKIS, 2002)

Todos os modelos foram ensaiados num sistema simplesmente apoiado nas quatro bordas, com carregamento centrado aplicado monotonicamente até sua ruptura. A placa de aplicação da carga possui dimensões de 200 mm x 200 mm em planta e altura de 100 mm.

Todas as lajes ensaiadas possuíam as mesmas dimensões externas (1500 mm x 1500 mm). Utilizaram-se barras para as armaduras de flexão, segundo especificação canadense, de 15M e 20M o que equivale a 16mm e 20mm de diâmetro, respectivamente, na especificação brasileira. A altura útil d das lajes era de 120 mm. A Figura 2.39 mostra um esquema típico do ensaio da laje, com aplicação da carga e especificação de reforço.

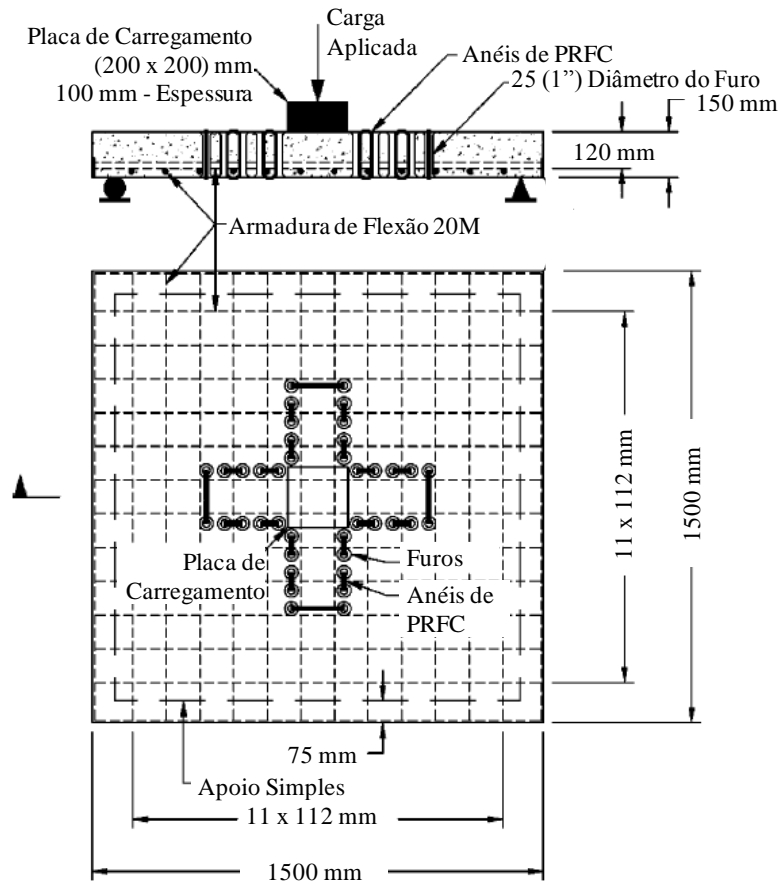


Figura 2.39 - Detalhe dos modelos e esquema de ensaio (SISSAKIS, 2002)



Figura 2.40 - Sistema de ensaio - Estrutura de reação (SISSAKIS, 2002)

A Tabela 2.2, complementada pelas informações da Figura 2.41 e da Figura 2.42, apresenta as características das lajes, as propriedades dos materiais e os resultados de carga última e posição da superfície de ruptura.

Tabela 2.2 - Características dos ensaios - Adaptada de Sissakis (2002)

Modelos	ρ (%)	f_c (MPa)	nº de perím.	A_{PRFC} /perím. (mm ²)	V_{flex} (kN)	V_u (kN)	V_u/V_{flex}	V_u/V_{ref}	Superfície de Ruptura	
Control 1	1,50	42,6	-	-	643	575	0,89	-	-	
A4'			4	814	643	632	0,98	1,10	out	
Control 2		36,1	-	-	631	439	0,70	-	-	
A3'			3	506	631	591	0,94	1,35	out	
B3'			3	748	631	659	1,04	1,50	in	
B4'			4	748	631	638	1,01	1,45	out	
C3'			3	924	631	612	0,97	1,39	in	
C4'			4	924	631	673	1,07	1,53	out	
D3'			3	924	631	550	0,87	1,25	in	
D4'			4	924	631	605	0,96	1,38	in	
Control 3		2,34	34,5	-	-	966	476	0,49	-	-
A3	3			462	966	646	0,67	1,36	in	
A5	5			849	966	671	0,69	1,41	out	
B3	3			616	966	744	0,77	1,56	out	
B5	5			792	966	791	0,82	1,66	out	
C3	3			792	966	775	0,80	1,63	in	
C5	5			1188	966	858	0,89	1,80	out	
D3	3			792	966	616	0,64	1,29	in	
D5	5			792	966	617	0,64	1,30	in	
Control 4	26,6			-	-	902	479	0,53	-	-
A4				4	638	902	595	0,66	1,24	in
A6		6	924	902	631	0,70	1,32	in		
B4		4	660	902	701	0,78	1,46	out		
B6		6	924	902	791	0,88	1,65	out		
C4		4	924	902	781	0,87	1,63	out		
C6		6	1276	902	872	0,97	1,82	out		
D4		4	858	902	634	0,70	1,32	in		
D6	6	1254	902	639	0,71	1,33	in			

ρ é a taxa de armadura, f_c é a resistência à compressão do concreto, V_{flex} é a resistência à flexão da laje, V_u é a carga experimental de ruptura e V_{ref} é a carga experimental da laje sem reforço.

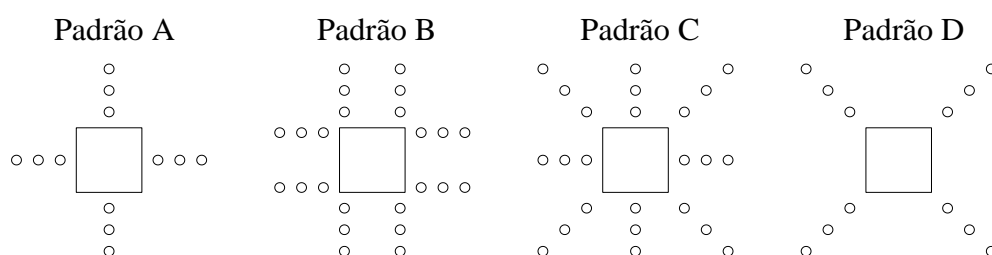


Figura 2.41 - Padrões de reforço (SISSAKIS, 2002)

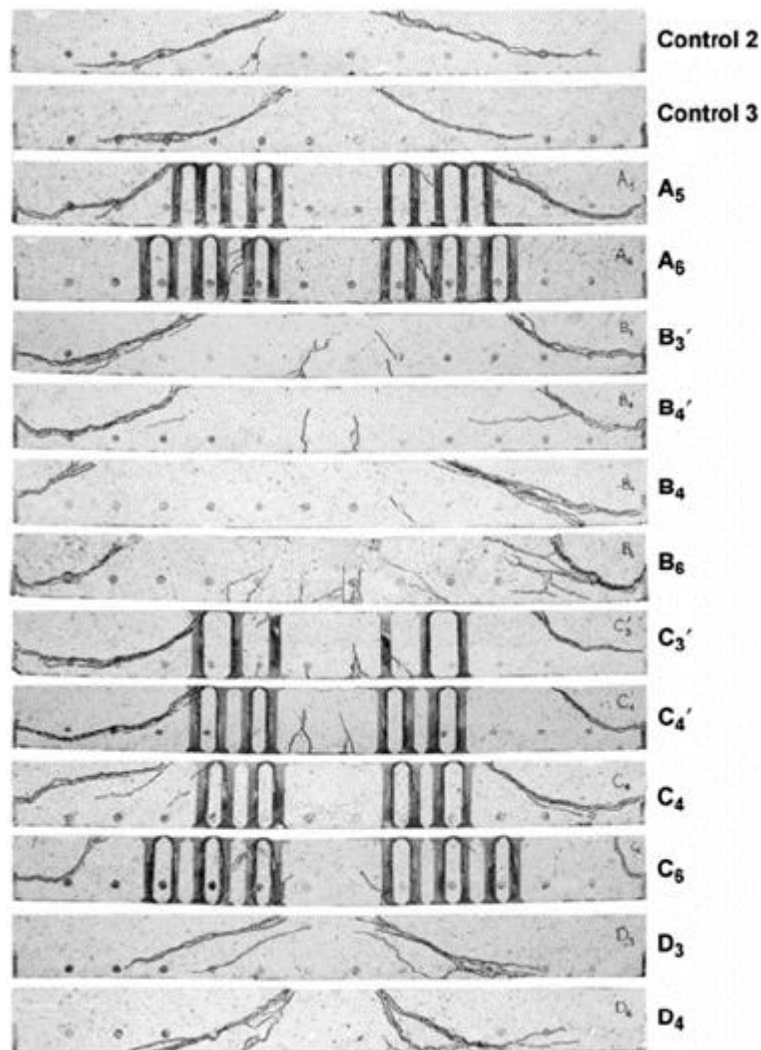


Figura 2.42 - Superfície de ruptura das lajes (SISSAKIS, 2002)

Dentre os autores avaliados, Sissakis (2002) foi o que ensaiou uma quantidade mais expressiva de lajes. Dos seus ensaios, os modelos reforçados com laminados de PRFC apresentaram um aumento substancial na resistência mecânica e na ductilidade.

O aumento na resistência ao cisalhamento de uma laje reforçada chegou a 80%, enquanto a ductilidade, segundo o critério do autor, teve um aumento em torno de 700%, na comparação com as lajes de referência, sem reforço.

Conforme esperado, o incremento tanto na ductilidade quanto na resistência ao cisalhamento é mais expressivo com o aumento do número de camadas de armaduras de cisalhamento. O aumento na relação entre espaçamento das camadas de reforço e altura útil (s/d), contudo, não trouxe qualquer efeito adverso sobre a resistência ou ductilidade.

2.4.2 Binici (2003)

Binici (2003) também avaliou experimentalmente o reforço à punção de lajes lisas com PRFC. Foram ensaiadas 11 lajes com carregamento centrado de dimensões de 2135 mm x 2135 mm x 152 mm. Dessas, nove foram reforçadas com a técnica *stitch*. Todas as lajes foram confeccionadas com concreto de 28,3 MPa. Os modelos possuíam uma taxa de armadura de flexão de 1,76 % e altura útil de 114 mm.

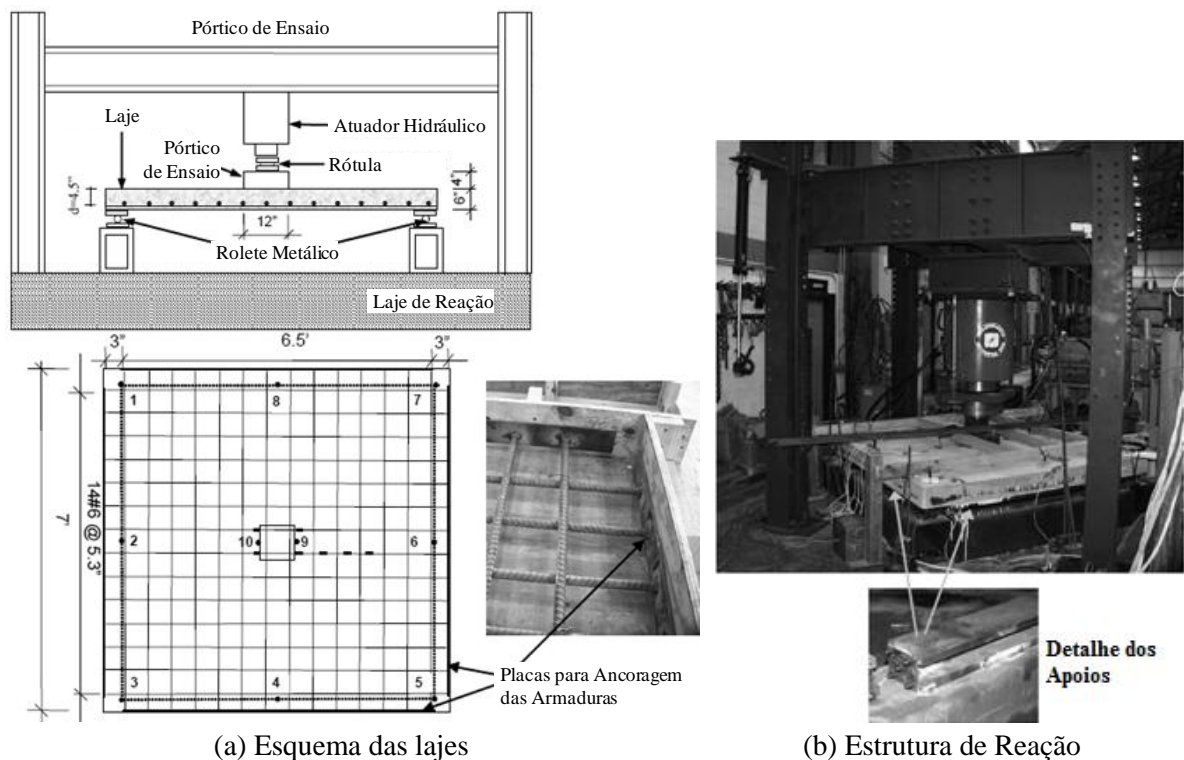


Figura 2.43 - Sistema de ensaio - Estrutura de reação (BINICI, 2003)

Como variáveis, foram testados quatro padrões de disposições de furos para propiciar alternativas diferentes de armadura de cisalhamento. Os padrões de furação são mostrados na Figura 2.44.

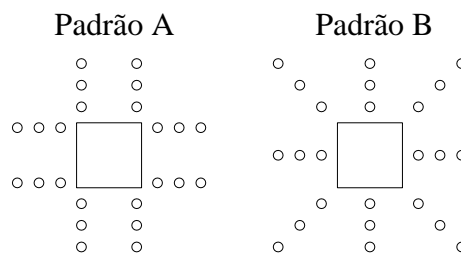


Figura 2.44 - Padrões de reforço (BINICI, 2003)

A Tabela 2.3 traz as características e as propriedades dos materiais das lajes ensaiadas por Binici (2003). A nomenclatura das lajes segue a padronização adotada pelo autor (Figura 2.44)

Tabela 2.3 - Características dos ensaios - Adaptada de Binici (2003)

Modelos	ρ (%)	f_c (MPa)	nº de perím.	A_{PRFC} /perím. (mm ²)	V_{flex} (kN)	V_u (kN)	$V_u /$ V_{flex}	$V_u /$ V_{ref}	Superfície de Ruptura
Control 1	2,04	28,3	-	-	729	494	0,68	-	-
Control 2			-	-	729	510	0,70	-	-
A4-1			4	800	729	595	0,82	1,20	in/out
A4-2			4	400	729	668	0,92	1,35	out
A4-3			4	200	729	618	0,85	1,25	in
A4-4			4	400	729	600	0,82	1,21	in
A6			6	600	729	721	0,99	1,46	out
A8			8	600	729	744	1,02	1,51	out
B4			4	800	729	756	1,04	1,53	out
B6			6	800	729	752	1,03	1,52	out
B8			8	800	729	778	1,07	1,57	out

ρ é a taxa de armadura, f_c é a resistência à compressão do concreto, V_{flex} é a resistência à flexão da laje, V_u é a carga experimental de ruptura e V_{ref} é a carga experimental da laje sem reforço.

Binici (2003) ensaiou apenas os padrões A e B de reforço conforme Sissakis (2002) variando-se o número de perímetros. Os modelos reforçados aumentaram sua capacidade de carga em até 57%, em relação à laje de referência.

Observou-se que, para um mesmo potencial de reforço, entre os padrões A e B, a resistência última e a ductilidade foram maiores nos modelos do padrão B, os quais inclusive superaram a carga última de flexão da laje, como calculada pelo autor.

O autor mediu a deformação na porção vertical do reforço de PRFC. Os valores indicam que o limite de deformação de 0,004, proposto pelo ACI 440.2R (2002), é um valor confiável para fins de projeto.

2.4.3 Widiyanto (2006)

Widiyanto (2006) ensaiou sete modelos de ligações laje-pilar interno para avaliar a eficiência de vários tipos de reforço ao cisalhamento. O autor aplicou um sistema de carregamento com uma carga vertical constante e uma carga horizontal cíclica, de modo a simular um efeito sísmico. A Figura 2.45 mostra o sistema de ensaio e destaca a posição dos atuadores.

Foram utilizados dois tipos de aplicação de reforço com PRFC: um do tipo *Stitch* (estribo em forma de costura da laje na região de cisalhamento - Figura 2.46) e o outro reforço do tipo *Dowel*, que funciona como pino ancorado sobre mantas de PRFC que cobrem toda a região do reforço (Figura 2.47).

Além desses, Widiyanto (2006) avaliou também um sistema de reabilitação de ligações laje-pilar com um colar metálico (Figura 2.48).



Figura 2.45 - Sistema de ensaio - Estrutura de reação (WIDIANTO, 2006)

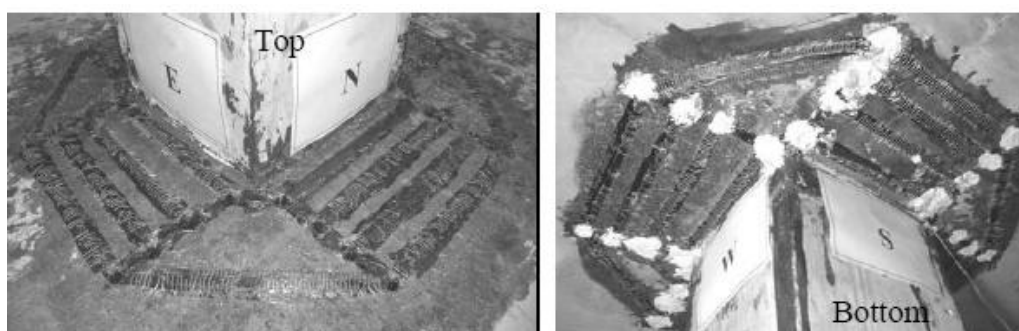


Figura 2.46 - Detalhe do reforço *Stitch* (WIDIANTO, 2006)

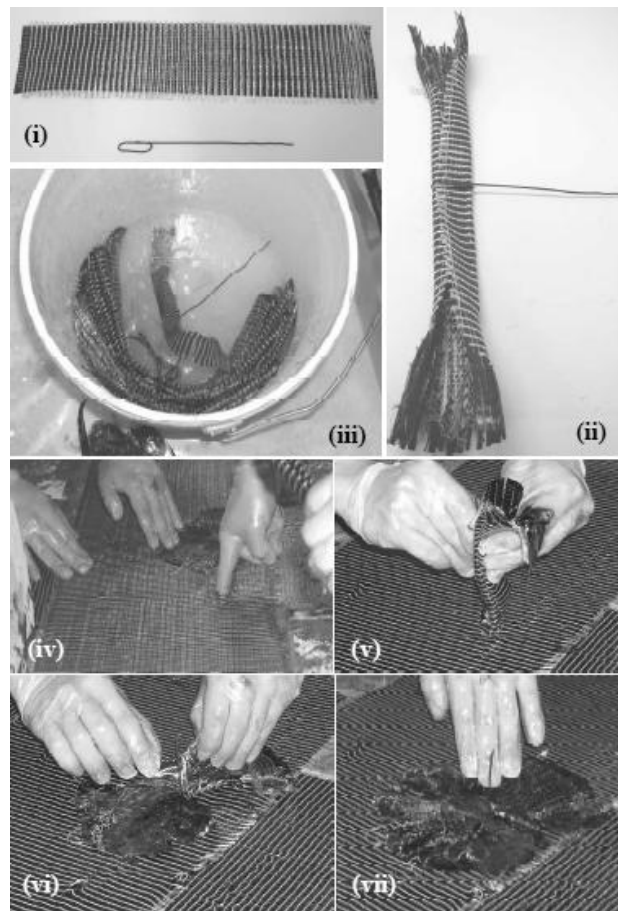


Figura 2.47 - Preparação da manta para o reforço *Dowel* (WIDIANTO, 2006)

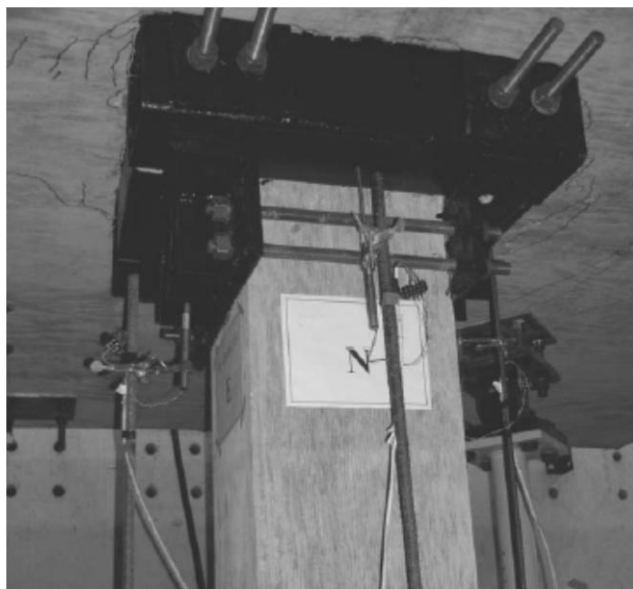


Figura 2.48 - Reforço com colar metálico (WIDIANTO, 2006)

Após analisar os resultados, o autor constatou que a instalação dos reforços, tanto do tipo *stitch* quanto *dowel*, resultou em um aumento na resistência ao cisalhamento na ligação laje-pilar, bem como na melhora da capacidade residual pós-puncionamento.

2.4.4 Erdogan (2010)

Foram confeccionados sete modelos de ligação laje-pilar interno de um pavimento de modo a simular o comportamento de uma estrutura de concreto armado sob forças de cisalhamento. Duas lajes foram destinadas para controle, sem reforço. Os cinco modelos restantes foram reforçados com diferentes quantidades e padrões de pinos de PRFC.

Os modelos possuíam dimensões de 2000 x 2000 x 150 (mm) com pilar quadrado de 300 x 300 (mm), taxa de armadura de 1,48% e altura útil de 114 mm. O detalhe de ensaio é mostrado na Figura 2.49.

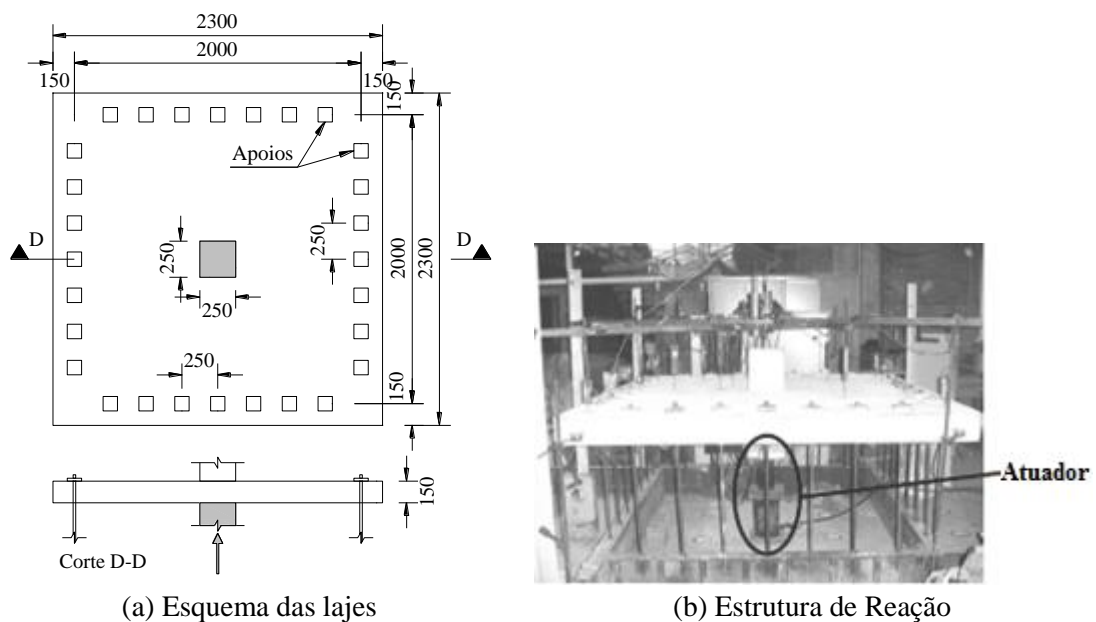


Figura 2.49 - Sistema de ensaio - Estrutura de reação (ERDOGAN, 2010)

A ancoragem dos pinos de PRFC foi feita com a colagem de mantas de PRFC na superfície das lajes. Os resultados dos ensaios de resistência à compressão do concreto, bem como as propriedades mecânicas das armaduras e do PRFC estão resumidas na Tabela 2.4.

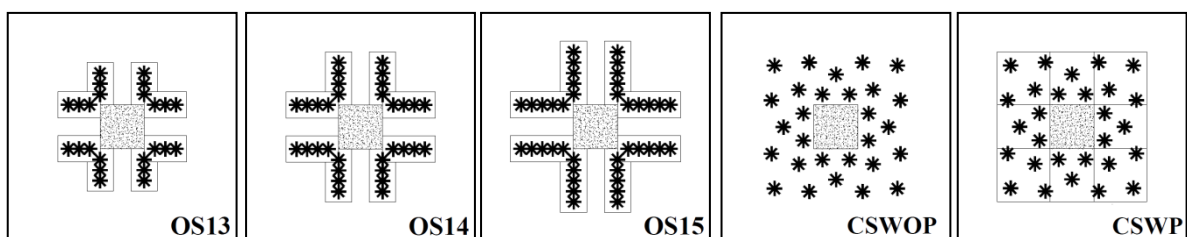


Figura 2.50 - Modelos reforçados (ERDOGAN, 2010)

Tabela 2.4 - Características dos Ensaios - Adaptada de Erdogan (2010)

Modelos	ρ (%)	f_c (MPa)	nº de perím.	A_{PRFC} /perím. (mm ²)	V_{flex} (kN)	V_u (kN)	V_u / V_{flex}	V_u / V_{ref}	Superfície de Ruptura
R1-A	1,47	35,0	-	-	582	458	0,79	-	-
R1		32,0	-	-	582	500	0,86	-	-
OS13		33,0	3	960	582	601	1,03	1,31	out
OS14		26,0	4	960	582	571	0,98	1,25	out
OS15		31,0	5	960	582	657	1,13	1,43	out
CSWOP		31,0	4	960	582	594	1,02	1,30	in
CSWP		30,0	4	960	582	592	1,02	1,29	in

ρ é a taxa de armadura, f_c é a resistência à compressão do concreto, V_{flex} é a resistência à flexão da laje, V_u é a carga experimental de ruptura e V_{ref} é a carga experimental da laje sem reforço.

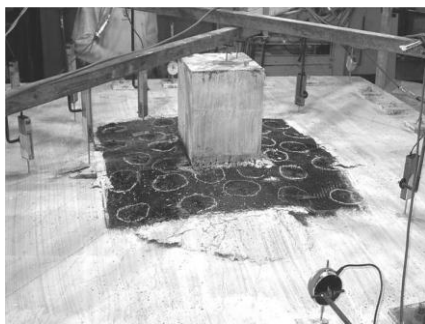


(a) Laje durante o ensaio



(b) Laje após o ensaio

Figura 2.51 - Ensaio do modelo OS13 (ERDOGAN, 2010)



(a) Laje após ruína



(b) Detalhe do reforço *Dowel*

Figura 2.52 - Laje CSWP após ruína (ERDOGAN, 2010)



(a) Detalhe do reforço *Dowel*



(b) Cone de ruptura

Figura 2.53 - Laje CSWOP após ruína (ERDOGAN, 2010)

O valor da carga máxima e o valor do deslocamento na carga de ruptura foram aumentados até 1,33 e 2,80 vezes, respectivamente. Segundo o autor, a ruptura de natureza frágil passou a ser do tipo moderadamente frágil, comparada com os modelos de controle.

A disposição dos pinos de PRFC e o espaçamento entre as camadas de reforço ao redor do pilar influenciaram no modo de ruptura dos modelos reforçados. Os modelos OS13, OS14 e OS15, que apresentaram distribuição do tipo em cruz, romperam fora da região reforçada, enquanto que os modelos CSWOP e CSWP, com distribuição radial, romperam dentro da região reforçada.

Verificou-se que, mesmo após a ruptura por cisalhamento, as lajes reforçadas mantiveram até 80% de sua capacidade de carga não reforçada. Os autores indicaram que essa característica indica uma boa alternativa para se evitar o colapso progressivo.

Em função dos testes realizados, os autores concluíram que as porções de PRFC colados na superfície dos modelos não apresentaram contribuições significativas quanto ao comportamento na ruptura por cisalhamento. As lajes CSWOP (sem mantas de PRFC como ancoragem dos pinos) e CSWP (com a manta de ancoragem de PRFC) possuem a mesma área vertical de reforço e apresentaram resultados semelhantes quando ensaiados.

2.5 PRESCRIÇÕES NORMATIVAS

2.5.1 Considerações Iniciais

Não existem normas disponíveis na literatura que tratem especificamente da utilização de PRFC como armadura de cisalhamento em lajes. Por essa razão, nesta pesquisa, será avaliada uma adaptação das recomendações dos principais códigos, nacional e internacionais, aplicáveis a lajes de concreto armado submetidas a carregamento simétrico com e sem armaduras de cisalhamento:

- ACI 318 - American Building Code for Reinforced Concrete, ACI 318 (2011);
- EUROCODE 2 - Design of Concrete Structures, EC2 (2004);
- NBR 6118 - Projeto de Estruturas de Concreto-Procedimento, NBR 6118 (2007);
- CEB-FIP MODEL CODE 2010 - *fib* Model Code for Concrete Structures 2010, Model Code (2010).

Para todas as normas acima, a expressão geral para o cálculo da capacidade das lajes lisas sem armadura de cisalhamento consiste na multiplicação da tensão de cisalhamento nominal pelo perímetro de controle e altura útil para todas normas (Equação 2.3). Cada norma, no entanto, define de forma particular o perímetro de controle e a tensão de cisalhamento nominal. A capacidade de carga de projeto, $V_{R,c}$, de lajes lisas sem armaduras de cisalhamento é definida como se segue:

$$V_{R,c} = v u_{in} d \quad \text{Equação 2.3}$$

onde v é a tensão de cisalhamento nominal, u_{in} é o perímetro de controle definido para lajes sem armadura de cisalhamento, e d é a altura útil da laje.

Para as lajes reforçadas, a capacidade resistente à punção dentro da região com armadura de cisalhamento é calculada conforme Equação 2.4:

$$V_{R,cs} = \phi_c \cdot V_{R,c} + \phi_s V_{R,s} \quad \text{Equação 2.4}$$

onde $V_{R,c}$ e $V_{R,s}$ são as contribuições do concreto e da armadura de cisalhamento na resistência da laje e ϕ_c e ϕ_s , os fatores que ponderam essas contribuições. Cada norma, no entanto, considera esses fatores de forma particular.

Quando as lajes possuem armadura de cisalhamento, deve-se verificar, também, a capacidade resistente numa superfície de ruptura fora da região das armaduras de cisalhamento ($V_{R,out}$). Nesse caso, a capacidade resistente é dada pela Equação 2.5 para um perímetro de controle, u_{out} , localizado fora da região armada.

$$V_{R,out} = v u_{out} d \quad \text{Equação 2.5}$$

Todo o cálculo e os critérios de ruína das normas são detalhados nos capítulos seguintes. Nenhuma norma, contudo, trata especificamente do reforço à punção com Polímero Reforçado com Fibras de Carbono - PRFC. Para esse caso, conforme mencionado anteriormente, é necessária uma adaptação da parcela de resistência ao cisalhamento dentro da região armada. O item 2.5.6 mostra essa aplicação, seguindo recomendações da norma ACI 440.2R (2008), que trata do projeto e instalação do reforço de PRF em estruturas de concreto armado:

- ACI Committee 440.2R - Guide for the Design and Construction of Externally Bonded FRP Systems for Strengthening Concrete Structures, ACI 440.2R (2008).

2.5.2 ACI 318 (2011)

O ACI 318 (2011) estima a resistência à punção de uma laje sem armaduras de cisalhamento como o mínimo de três expressões (Equação 2.6). Estas três equações levam em consideração os efeitos da retangularidade do pilar, da localização deste na estrutura e da área de carga em relação à altura útil.

$$V_{R,c} = \min \begin{cases} 0,17 \cdot \left(1 + \frac{2}{\beta_c}\right) \cdot \sqrt{f_c} \cdot u_1 \cdot d \\ 0,083 \cdot \left(\frac{\alpha_s \cdot d}{u_1} + 2\right) \cdot \sqrt{f_c} \cdot u_1 \cdot d \\ 0,33 \cdot \sqrt{f_c} \cdot u_1 \cdot d \end{cases} \quad \text{Equação 2.6}$$

onde f_c é a resistência à compressão do concreto em MPa, β_c é a razão entre a maior e a menor dimensão do pilar, α_s é uma constante que assume valor igual a 40 para o caso de pilares internos, d é a altura útil da laje e u_1 é o comprimento de um perímetro de controle que deve localizar-se a $d/2$ da face do pilar, como mostrado na Figura 2.54.

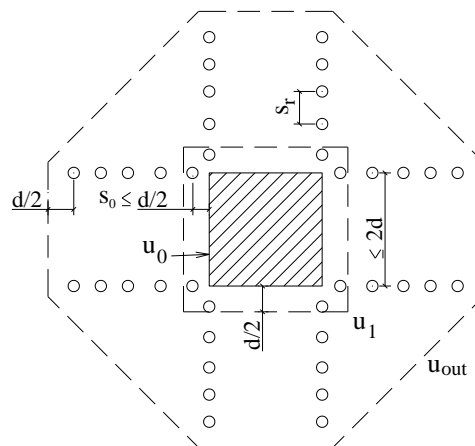


Figura 2.54 - Definição do perímetro de controle de acordo com ACI 318 (2011)

Para lajes reforçadas ao cisalhamento com *studs* a distância entre o pilar e a primeira camada de armadura não deve exceder o valor de $d/2$. O espaçamento entre camadas de armadura não deve exceder $0,75 \cdot d$ para $V/(u_1 \cdot d) \leq 0,5 \cdot \sqrt{f_c}$, e $0,5 \cdot d$ para $V/(u_1 \cdot d) > 0,5 \cdot \sqrt{f_c}$.

A capacidade de carga fora da região armada ao cisalhamento $V_{R,out}$ para os elementos de laje lisa com armaduras de cisalhamento deve ser calculada pela Equação 2.7, utilizando a definição de perímetro de controle (u_{out}) mostrada na Figura 2.54.

$$V_{R,out} = 0,17 \cdot \sqrt{f_c} \cdot u_{out} \cdot d \quad \text{Equação 2.7}$$

A capacidade no interior da região reforçada ao cisalhamento ($V_{R,cs}$) é expressa pela Equação 2.8, limitada pela Equação 2.9.

$$V_{R,cs} = (0,25 \cdot \sqrt{f_c} \cdot u_1 \cdot d) + \left(\frac{d}{s_r} \cdot A_{sw} \cdot f_{ys,w} \right) \quad \text{Equação 2.8}$$

$$V_{R,cs} < 0,66 \cdot \sqrt{f_c} \cdot u_1 \cdot d \quad \text{Equação 2.9}$$

onde A_{sw} é a área de aço de uma camada de armadura de cisalhamento, $f_{ys,w}$ representa a tensão de escoamento da armadura de cisalhamento, e s_r é a distância entre camadas.

2.5.3 EUROCODE 2 (2004)

A resistência à punção em lajes lisas de concreto armado sem armadura de cisalhamento é tomada levando-se em conta o efeito da taxa de armadura e o *size effect* (efeito do tamanho, numa tradução literal), conforme Equação 2.10:

$$V_{R,c} = 0,18 \cdot \xi \cdot (100 \cdot \rho \cdot f_c)^{1/3} \cdot u_1 \cdot d \quad \text{Equação 2.10}$$

onde ξ é o *size effect*, assumido como $\xi = 1 + \sqrt{200/d} \leq 2,0$, ρ é a taxa de armadura, limitada em até 2%, e u_1 é o comprimento do perímetro de controle afastado $2d$ das faces do pilar, como apresentado na Figura 2.55. A resistência ao cisalhamento dentro da região armada é definida como o mínimo entre as Equações 2.11 e 2.12, mas nunca menor que a Equação 2.10.

$$V_{R,cs} = 0,75 \cdot V_{R,c} + \left(1,5 \cdot \frac{d}{s_r} \cdot A_{sw} \cdot f_{yw,ef} \right) \quad \text{Equação 2.11}$$

$$V_{R,max} = 0,5 \cdot v \cdot f_c \cdot u_0 \cdot d \quad \text{Equação 2.12}$$

onde $v = 0,6 \cdot \left(1 - \frac{f_{ck}}{250} \right)$, com f_{ck} em MPa.

A ruptura fora da região das armaduras de cisalhamento pode ser verificada com a Equação 2.13. O perímetro de controle (u_{out}) é obtido conforme Figura 2.55, a qual apresenta alguns detalhes típicos recomendados por esta norma quando da utilização de armaduras de cisalhamento.

$$V_{R,out} = 0,18 \cdot \xi \cdot (100 \cdot \rho \cdot f_c)^{1/3} \cdot u_{out} \cdot d \quad \text{Equação 2.13}$$

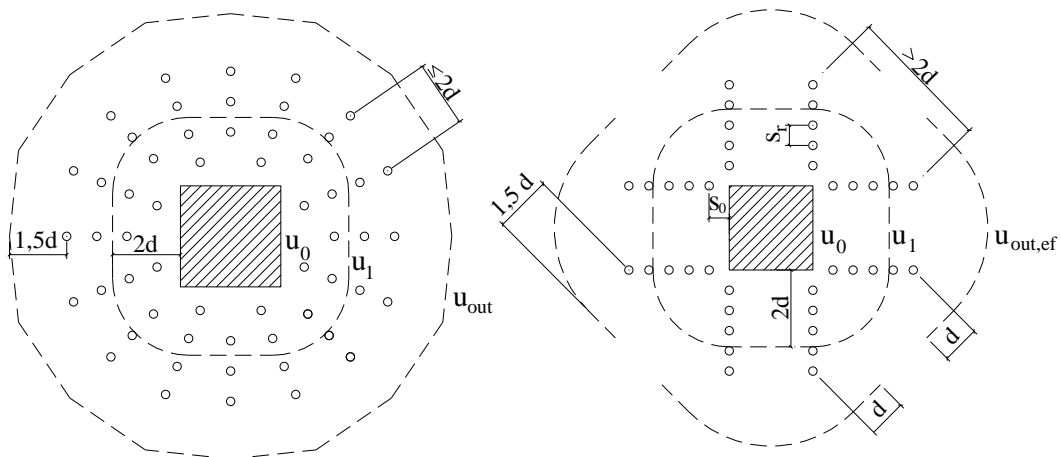


Figura 2.55 - Definição do perímetro de controle de acordo com Eurocode 2 (2004)

Na Equação 2.11, $f_{yw,ef}$ é a tensão efetiva na armadura de cisalhamento e u_{out} , o comprimento do perímetro de controle afastado a $1,5d$ da camada mais externa de armaduras de cisalhamento, respeitando-se um limite de $2d$ para a distância máxima entre duas linhas concêntricas de *studs*. Caso o limite não seja atendido, deve-se adotar um perímetro de controle externo efetivo ($u_{out,ef}$).

2.5.4 ABNT NBR 6118 (2007)

A análise para verificação da resistência ao cisalhamento adotada pela norma brasileira é análoga à do Eurocode. O modelo difere-se pelo *size effect*, que é calculado pela expressão $\xi = 1 + \sqrt{(200/d)}$ (d em mm) que, nesse caso, pode assumir valores superiores a 2,0 e pela taxa de armadura a flexão que também pode assumir valor superior a 2%.

A Equação 2.14 define a resistência à punção em lajes lisas de concreto armado sem armadura de cisalhamento. A resistência ao cisalhamento dentro da região armada é obtida com a Equação 2.15. E a verificação da resistência da biela comprimida próxima das extremidades do pilar pode ser obtida com a Equação 2.16.

$$V_{R,c} = 0,18 \cdot \xi \cdot (100 \cdot \rho \cdot f_c)^{1/3} \cdot u_1 \cdot d \quad \text{Equação 2.14}$$

$$V_{R,cs} = 0,75 \cdot V_{R,c} + \left(1,5 \cdot \frac{d}{s_r} \cdot A_{sw} \cdot f_{yw,ef} \right) \quad \text{Equação 2.15}$$

$$V_{R,max} = 0,27 \cdot \alpha_v \cdot f_{cd} \cdot u_0 \cdot d \quad \text{Equação 2.16}$$

A verificação da resistência fora da região das armaduras de cisalhamento é dada pela Equação 2.17:

$$V_{R,out} = 0,18 \cdot \xi \cdot (100 \cdot \rho \cdot f_c)^{1/3} \cdot u_{out} \cdot d \quad \text{Equação 2.17}$$

O valor u_{out} é o comprimento do perímetro de controle afastado a $2d$ da camada mais externa de armaduras de cisalhamento, respeitando-se um limite de $2d$ para a distância máxima entre duas linhas concêntricas da armadura. No caso desse limite não ser atendido, utiliza-se o perímetro de controle externo efetivo ($u_{out,ef}$). $f_{yw,ef}$ é a tensão efetiva na armadura de cisalhamento e $\alpha_v = \left(1 - \frac{f_{ck}}{250}\right)$ com f_{ck} em MPa.

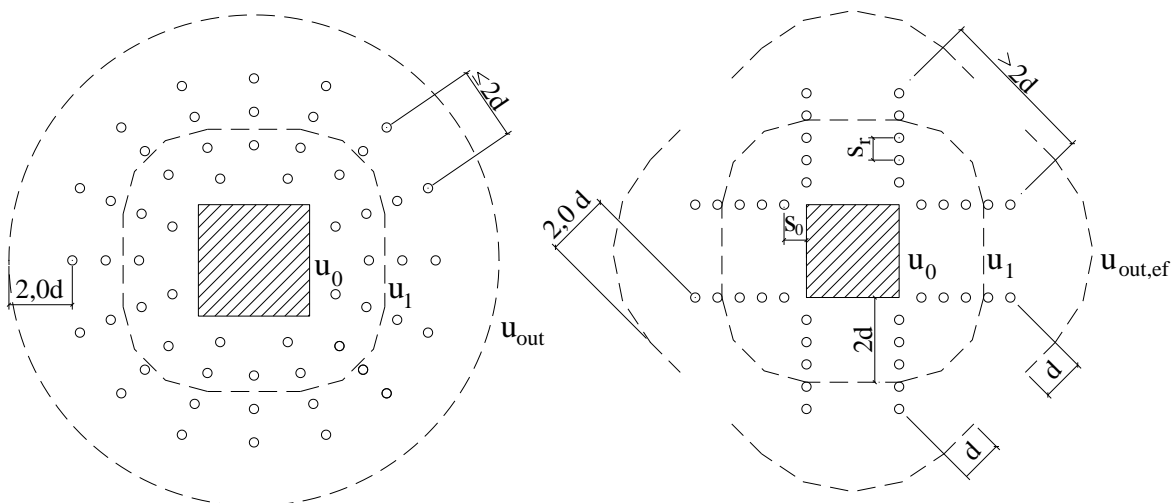


Figura 2.56 - Definição do perímetro de controle de acordo com ABNT NBR 6118 (2007)

2.5.5 Model Code (2010)

O cálculo da resistência ao cisalhamento pelo Model Code (2010) tem como base a Teoria da Fissura Crítica de Cisalhamento - TFCC (MUTTONI, 2008) e (FERNÁNDEZ RUIZ, M. e MUTTONI, A, 2009). Essa teoria avalia a carga última da peça em função de uma relação carga x rotação associada a um critério de ruína. O modelo aplica-se para lajes sem ou com armadura de cisalhamento verificando-se a possibilidade de ruptura dentro da região armada, fora dessa região ou o esmagamento de biela comprimida.

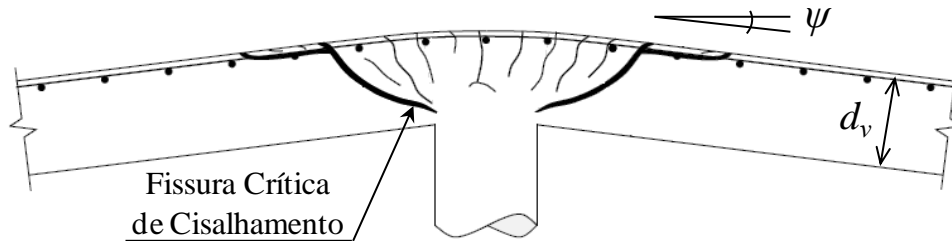


Figura 2.57 - Rotação da laje na região de apoio - Model Code (2010)

A resistência última à punção, $V_{Rd,c}$, para uma laje sem armadura de cisalhamento é estabelecida pela equação:

$$V_{Rd,c} = k_{\psi} \cdot \frac{\sqrt{f_c}}{\gamma_c} \cdot b_0 \cdot d_v \quad (f_c \text{ em MPa}) \quad \text{Equação 2.18}$$

onde b_0 é o perímetro de controle (Figura 2.58), γ_c o fator de minoração da resistência do material e d_v é a altura útil da seção.

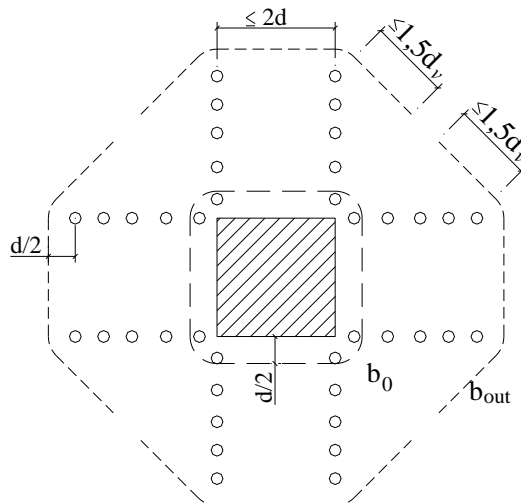


Figura 2.58 - Definição do perímetro de controle de acordo com o Model Code (2010)

O parâmetro k_{ψ} é calculado pela Equação 2.19 e depende da rotação da laje, ψ , na região do apoio a qual é definida na Figura 2.57 e pode ser calculada pelas Equações 2.25 ou 2.26, a depender do nível de aproximação do cálculo.

$$k_{\psi} = \frac{1}{1,5 + 0,9k_{dg}\psi d} \leq 0,6 \quad (d \text{ em mm}) \quad \text{Equação 2.19}$$

$$k_{dg} = \frac{32}{16 + d_g} \geq 0,75 \quad (d \text{ em mm}) \quad \text{Equação 2.20}$$

onde d_g é o diâmetro máximo do agregado graúdo.

Para uma laje com armadura de cisalhamento, a resistência à punção é dada pela soma das parcelas resistidas pelo concreto, $V_{Rd,c}$, e pelas armaduras de cisalhamento, $V_{Rd,s}$, como mostra a Equação 2.21:

$$V_{Rd} = V_{Rd,c} + V_{Rd,s} \quad \text{Equação 2.21}$$

A resistência fornecida pela armadura de cisalhamento, $V_{Rd,s}$, é expressa por:

$$V_{Rd,s} = \sum A_{sw} k_e \sigma_{swd} \quad \text{Equação 2.22}$$

onde $\sum A_{sw}$ é a soma da área da secção transversal de toda a armadura de cisalhamento, devidamente ancorada que, no modelo, é interceptada pela superfície de ruptura (superfície cônica com um ângulo de 45°). O Termo σ_{swd} representa a tensão mobilizada da armadura de cisalhamento (Equação 2.23).

$$\sigma_{swd} = \frac{E_s \Psi}{6} \left(1 + \frac{f_{bd}}{f_{ywd}} \cdot \frac{d}{\phi_w} \right) \leq f_{ywd} \quad \text{Equação 2.23}$$

ϕ_w indica o diâmetro da barra da armadura de cisalhamento e f_{ywd} sua tensão de escoamento. A tensão de aderência f_{bd} pode ser tomada, para barras de alta aderência, por 3,0 MPa ou pela expressão:

$$f_{bd} = \eta_1 \eta_2 \eta_3 \eta_4 \left(\frac{f_{ck}}{25} \right)^{0,5} / \gamma_c \quad \text{Equação 2.24}$$

onde:

η_1 é um coeficiente tomado como 1,75 para barras de alta aderência (incluindo reforço galvanizado e aço inoxidável), 1,4 para barras de alta aderência presas com epóxi e 0,90 para barras de superfície lisa;

η_2 é um coeficiente que leva em consideração a aderência da armadura de cisalhamento, admitido como:

$\eta_2 = 1,0$ quando são observadas boas condições de aderência, para:

- Todas as barras com inclinação de 45° a 90° com a horizontal durante a concretagem e;
- Todas as barras com uma inclinação inferior a 45° com a horizontal, que estejam até 250mm a partir do fundo, ou pelo menos 300 mm a partir do topo da camada de concreto durante a concretagem;

$\eta_2 = 0,7$ para os demais casos nos quais são utilizadas barras nervuradas, ou

$\eta_2 = 0,5$, para os demais casos nos de barras lisas.

η_3 varia de acordo com o diâmetro da barra:

$\eta_3 = 1,0$ para $\phi \leq 25mm$;

$\eta_3 = (25/\phi)^{0,3}$ para $\phi > 25mm$ (ϕ em mm);

η_4 varia conforme resistência da barra a ser ancorada:

$\eta_4 = 1,0$ para $f_{yk} = 500MPa$;

$\eta_4 = 1,2$ para $f_{yk} = 400MPa$;

$\eta_4 = 0,85$ para $f_{yk} = 600MPa$;

$\eta_4 = 0,75$ para $f_{yk} = 700MPa$;

$\eta_4 = 0,68$ para $f_{yk} = 800MPa$;

Por fim, o cálculo da rotação (ψ) pode ser realizado em quatro níveis de aproximação. As aproximações são utilizadas na avaliação da resistência à punção e variam conforme nível de complexidade da análise e grau de precisão dos resultados.

O nível de aproximação I refere-se às lajes analisadas por teorias elásticas e que não apresentam redistribuições significativas de forças internas. Uma estimativa segura da rotação no momento da ruína é dada pela Equação 2.25.

$$\psi = 1,5 \cdot \frac{r_s}{d} \cdot \frac{f_{yd}}{E_s} \quad \text{Equação 2.25}$$

onde r_s indica a posição, com relação ao eixo do pilar, na qual o momento de flexão radial é zero. O valor de r_s pode ser considerado igual a $0,22 \cdot L$ (nas direções x , L_x , e y , L_y) em lajes nas quais a relação entre os vãos, L_x/L_y , fica limitada em 0.5 e 2.0.

O nível de aproximação II refere-se às lajes que apresentam redistribuição significativa de momento no cálculo da armadura de flexão. Para estes casos o cálculo da rotação da laje é dado pela Equação 2.26.

$$\psi = 1,5 \cdot \frac{r_s}{d} \cdot \frac{f_{yd}}{E_s} \cdot \left(\frac{m_{sd}}{m_{Rd}} \right)^{1,5} \quad \text{Equação 2.26}$$

onde m_{sd} representa o valor do momento fletor médio solicitante de projeto e m_{Rd} o valor do momento fletor médio resistente de projeto. Ambos são calculados para uma faixa de comprimento b_s , sendo $b_s = 1,5 \cdot (r_{s,x} \cdot r_{s,y})^{0,5} \leq L_{min}$.

O valor aproximado de m_{sd} depende da localização do pilar na edificação. A referida norma considera três localizações possíveis para os pilares: interno à edificação, de borda ou de canto. No caso de pilar interno, m_{sd} é calculado pela Equação 2.27.

$$m_{sd} = \frac{V_d}{8} \quad \text{Equação 2.27}$$

No nível de aproximação III, o coeficiente 1.5 da Equação 2.26 pode ser substituído por 1,2 se os valores de r_s e m_{sd} forem extraídos de um modelo linear elástico. No nível de aproximação IV, o cálculo da rotação ψ deve ser obtido em análise não linear.

2.5.6 ACI 440.2R (2008)

Esse documento fornece orientação para a seleção, projeto e instalação de sistemas de reforço com Polímeros Reforçados com Fibra (PRF) instalados externamente em estruturas de concreto. Nele são apresentadas as informações sobre as propriedades do material, projeto, instalação, controle de qualidade e manutenção de sistemas de PRF aplicados externamente como reforço. Essas informações podem ser usadas para selecionar um sistema de PRF para aumentar a resistência e a rigidez de vigas de concreto armado ou a ductilidade de pilares bem como outras aplicações.

Para verificação da resistência à punção, supondo uma superfície de ruptura cortando o reforço de PRFC, utiliza-se a Equação 2.28, onde $V_{R,C}$ e $V_{R,PRFC}$ são, respectivamente, as contribuições do concreto e do PRFC:

$$V_{R,CPRFC} = \phi_c \cdot V_{R,C} + \phi_s V_{R,PRFC} \quad \text{Equação 2.28}$$

A contribuição das armaduras de cisalhamento ($V_{R,PRFC}$) na resistência à punção pode ser calculada com as Equações 2.29, 2.30, 2.31 e 2.32 para o ACI 318 (2011), Eurocode 2 (2004), NBR 6118 (2007) e Model Code (2010), respectivamente.

$$V_{R,PRFC} = \left(\frac{d}{s_r} \cdot A_{PRFC} \cdot f_{PRFC} \right) - \text{ACI 318 (2011)} \quad \text{Equação 2.29}$$

$$V_{R,PRFC} = \left(1,5 \cdot \frac{d}{s_r} \cdot A_{PRFC} \cdot f_{PRFC} \right) - \text{Eurocode 2 (2004)} \quad \text{Equação 2.30}$$

$$V_{R,PRFC} = \left(1,5 \cdot \frac{d}{s_r} \cdot A_{PRFC} \cdot f_{PRFC} \right) - \text{NBR 6118 (2007)} \quad \text{Equação 2.31}$$

$$V_{R,PRFC} = (A_{PRFC} \sigma_{PRFC}(\Psi)) - \text{Model Code (2010)} \quad \text{Equação 2.32}$$

onde A_{PRFC} é a soma da área das armaduras de cisalhamento tipo PRFC, por camada; f_{PRFC} é a tensão do PRFC e σ_{PRFC} é a tensão resistida pelo PRFC, em função da rotação da laje, ψ , para o caso do Model Code (2010).

Ao final, as equações acima devem ser utilizadas em substituição aos componentes de armadura de punção, propostas nos capítulos anteriores. Assim, obtemos as Equações 2.33, 2.34, 2.35 e 2.36, as quais são compostas da parcela resistente do concreto e do reforço de PRFC. As demais verificações das normas de punção devem ser seguidas sem alterações.

$$V_{R,C PRFC} = \left(\frac{1}{4} \cdot \sqrt{f'_c} \cdot u_1 \cdot d \right) + \left(\frac{d}{s_r} \cdot A_{PRFC} \cdot f_{PRFC} \right) - \text{ACI 318(2008)} \quad \text{Equação 2.33}$$

$$V_{R,C PRFC} = 0,75 \cdot V_{R,C} + \left(1,5 \cdot \frac{d}{s_r} \cdot A_{PRFC} \cdot f_{PRFC} \right) - \text{Eurocode 2 (2004)} \quad \text{Equação 2.34}$$

$$V_{R,C PRFC} = 0,75 \cdot V_{R,C} + \left(1,5 \cdot \frac{d}{s_r} \cdot A_{PRFC} \cdot f_{PRFC} \right) - \text{NBR 6118 (2007)} \quad \text{Equação 2.35}$$

$$V_{R,C PRFC} = 1,0 \cdot V_{R,C} + (A_{PRFC} \sigma_{PRFC}(\Psi)) - \text{Model Code (2010)} \quad \text{Equação 2.36}$$

Nas equações acima, o valor da tensão limite (f_{PRFC}) é adotado a partir das recomendações de projeto do ACI 440.2R (2008) e os estudos de PRIESTLEY *et al* (1996), os quais limitam o valor da deformação no PRFC em 0,004 para os materiais compósitos, a fim de manter a integridade do concreto por ele confinado.

3 PROGRAMA EXPERIMENTAL

3.1 CONSIDERAÇÕES INICIAIS

O Programa Experimental desenvolvido neste trabalho é composto de 12 modelos de ligação laje-pilar. A fabricação e o ensaio dos modelos foram realizados no Laboratório de Estruturas do Departamento de Engenharia Civil e Ambiental da Faculdade de Tecnologia - Universidade de Brasília. A confecção das peças foi dividida em três lotes de fabricação. Em cada lote, produziram-se quatro modelos. A Seção 3.4 descreve a origem e as características dos materiais utilizados.

A técnica *dowel*, apresentada por Erdogan (2010) e descrita no item 2.3.2, sofreu algumas adaptações para sua aplicação nas lajes desta pesquisa. O item 3.3 mostra a técnica adaptada e destaca os principais ajustes.

De posse das informações do presente programa de ensaios, complementadas com as dos ensaios de outros pesquisadores, foi possível uma melhor compreensão do mecanismo de ruptura e, no capítulo 6, com base nessas informações, será elaborado um modelo teórico para este mecanismo.

3.2 MODELOS ENSAIADOS

O Programa experimental foi concebido de modo que todas as lajes tivessem formatos idênticos e valores de resistência característica do concreto e do aço da mesma ordem de grandeza. O programa é constituído por um modelo sem reforço ao cisalhamento e 11 modelos reforçados: nove com a técnica *Stitch* e dois com a técnica *Dowel*.

Os resultados das lajes reforçadas serão comparados com os da laje sem reforço, para avaliação da eficácia do sistema e, comparados entre si, de modo a se concluir sobre a eficiência das técnicas de reforço avaliadas, das distribuições dos furos e dos sistemas de ancoragem.

A Tabela 3.1 e a Figura 3.1, a seguir, apresentam as variáveis do programa experimental. A área de reforço apresentada (A_{PRFC}), em mm^2 , equivale à área de seção transversal da porção vertical do reforço, dentro dos furos. As dimensões exatas dos modelos e da distribuição do reforço são apresentadas no capítulo 3.5.

Tabela 3.1 - Características das lajes

Modelos §	d (mm)	ρ (%)	f_c (MPa)	Técnica de Reforço	Distribuição dos Furos	Execução dos Furos *	nº de perímetros	nº de Linhas	$A_{PRFC}/\text{perímetro}$ (mm ²) **
L0-1	144	1,39	43,2	-	-				
LC-S1	143	1,41	50,0	<i>Stitch</i>	Cruz	AC	6	8	132
LC-S2	144	1,39	50,0	<i>Stitch</i>	Cruz	AC	6	8	132
LR-S	145	1,39	50,0	<i>Stitch</i>	Radial	AC	6	8	132
LC-D	145	1,39	48,2	<i>Dowel</i>	Cruz	AC	6	8	132
LR-D	144	1,40	48,2	<i>Dowel</i>	Radial	AC	6	8	132
LC-S1-F1	143	1,40	48,2	<i>Stitch</i>	Cruz	DC	6	8	165
LC-S1-F2	142	1,42	48,2	<i>Stitch</i>	Cruz	DC	6	8	99
LR-S2-6	140	1,44	57,9	<i>Stitch</i>	Radial	AC	6	8/16	132
LR-S2-8	135	1,49	57,9	<i>Stitch</i>	Radial	AC	8	12/20	297
LC-S2-6	140	1,44	57,9	<i>Stitch</i>	Cruz	AC	6	12	297
LC-S2-8	141	1,43	57,9	<i>Stitch</i>	Cruz	AC	8	12	297

§ S1 = Reforço *Stitch* não costurando a diagonal
 § S2 = Reforço *Stitch* costurando a diagonal
 * AC = Antes da Concretagem
 * DC = Depois da Concretagem
 ** $A_{PRFC}/\text{perímetro}$ - Soma, ao longo de um perímetro, das áreas de seção transversal do reforço considerando a espessura da manta de 0,165 mm (BASF, 2013)

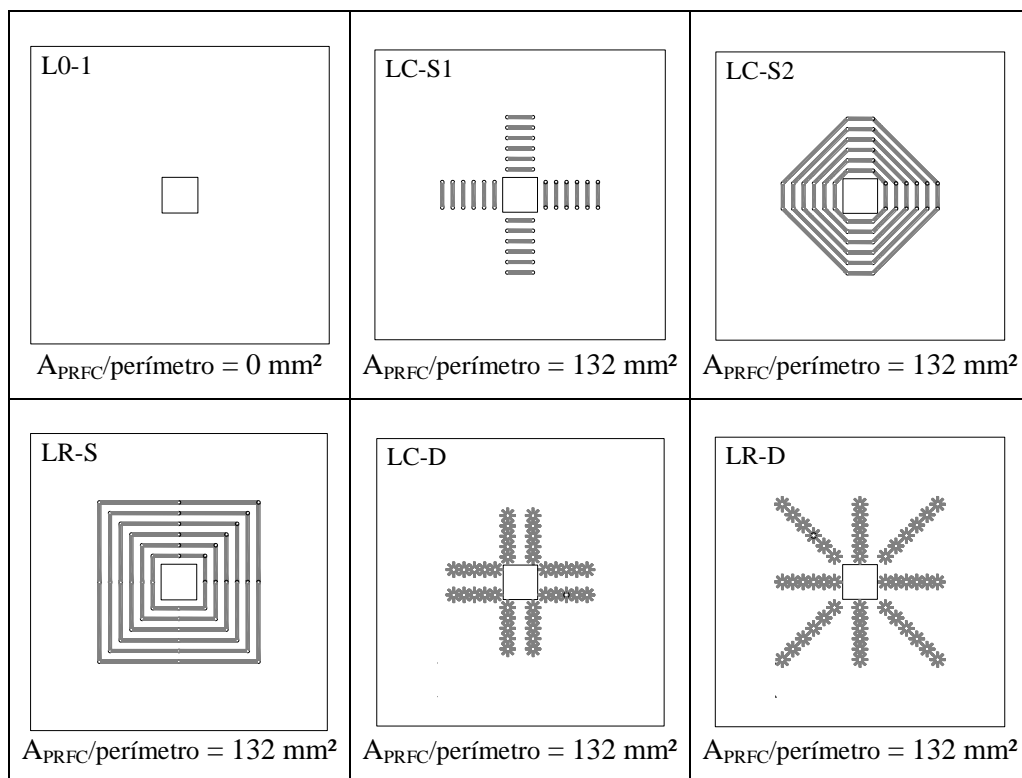


Figura 3.1 - Esquema de reforço das lajes

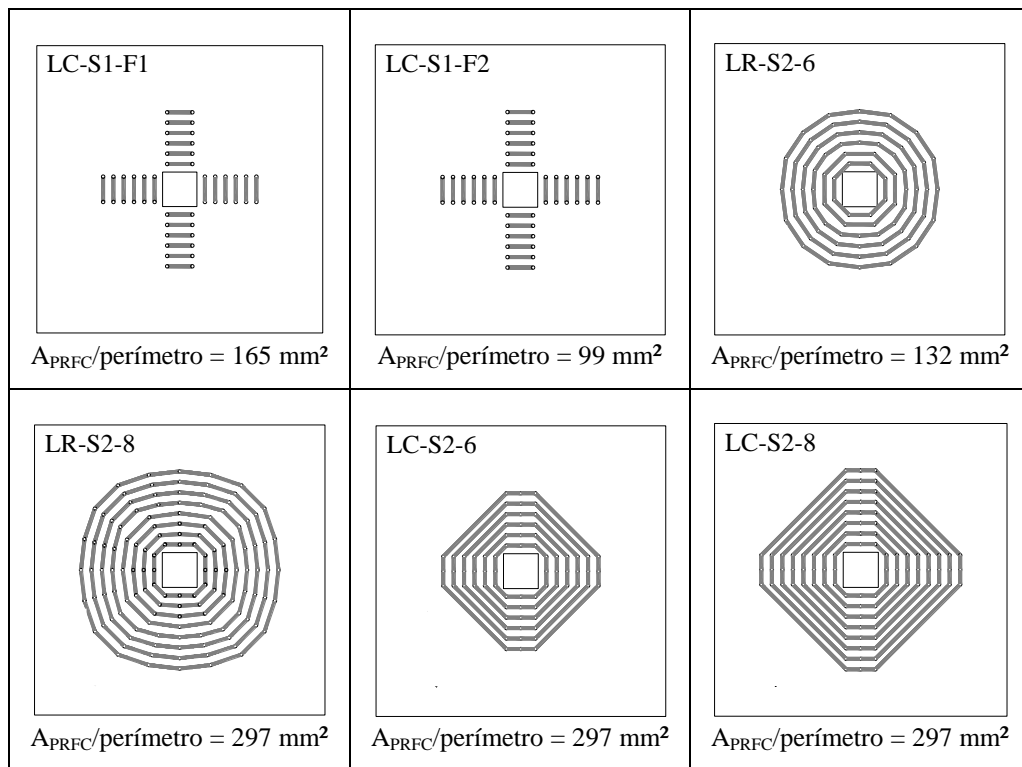


Figura 3.1 - Esquema de reforço das lajes (continuação)

Os cinco modelos reforçados LC-S1, LC-S2, LR-S, LC-D e LR-D possuem exatamente a mesma relação s/d e a mesma quantidade de reforço por perímetro. Dessa forma, de acordo com a abordagem da maioria das prescrições normativas disponíveis, esses modelos deveriam apresentar, para um determinado nível de carregamento, comportamentos idênticos ou muito parecidos entre si.

Contudo, para os cinco modelos acima e, de modo a avaliar outros aspectos para os quais não há diferenciação no cálculo por uma determinada norma, adotaram-se como variáveis, o padrão de furação como em radial ou em cruz, a técnica de reforço – *Stitch* ou *Dowel* – e, para os modelos LC-S1 e LC-S2, reforçados no padrão cruz e na técnica *stitch*, variou-se também o modo de ancoragem em se costurar ou não as diagonais.

Para duas lajes – LC-S1-F1 e LC-S1-F2 –, diferentemente das demais, optou-se pela execução dos furos na laje já concretada, para avaliação desse procedimento. A variável entre essas duas lajes é a quantidade de reforço por furo.

O modelo LR-S2-6 foi elaborado com uma distribuição radial dos furos respeitando-se a distância limite de $2d$ entre furos num mesmo perímetro de reforço, como preconiza o

Eurocode 2 (2004). O modelo foi concebido a partir da proposta de GOMES e REGAN (1999) e o objetivo é avaliar a influência dessa limitação.

A laje LR-S2-6 difere-se da LR-S, da Série de Referência, apenas pelo atendimento ao critério da distância máxima de $2d$ para elementos de reforço numa mesma camada, possuindo ambas a mesma quantidade de perímetros de reforço e a mesma taxa de reforço por perímetro. A Figura 3.2 ilustra a diferença no arranjo do reforço dessas lajes.

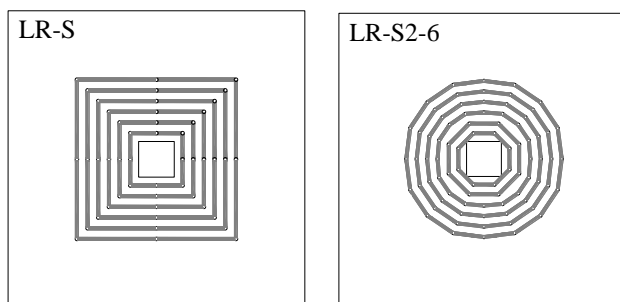


Figura 3.2 - Comparação: LR-S e LR-S6

Os modelos LR-S2-8 e LC-S2-8 possuem oito camadas de furo e a mesma área vertical de reforço por perímetro. Para esses modelos, a quantidade de PRFC foi aumentada significativamente. Com isso, o valor de carga última será elevado, permitindo uma avaliação do reforço no seu limite de utilização.

As lajes LR-S2-8 e LR-S2-6 têm a mesma distribuição em cruz e a mesma área de reforço por perímetro. Porém, a LR-S2-8 possui oito perímetros e a LR-S2-6, seis. Para essas lajes, o objetivo é avaliar o conservadorismo da determinação do perímetro u_{out} e sua influência na estimativa da ruptura para as lajes reforçadas com distribuição em cruz.

3.3 SISTEMA *DOWEL* - ADAPTAÇÃO DE SANTOS (2014)

O reforço *Dowel* utilizado nessa pesquisa é uma adaptação do sistema de Erdogan (2010). A proposta permite uma manobra do material dentro furo com um maior controle por parte do aplicador. Optou-se, também pela exclusão da manta adicional nas faces inferior e superior da laje. Essas adaptações possibilitam uma significativa economia de material, em relação à proposta de Erdogan (2010).

Por uma exigência do fabricante do compósito, nesse sistema, utiliza-se a resina para impregnar inicialmente o furo, em vez da manta, diferente da maneira executada por

Erdogan (2010). Pela mesma razão, a execução carece de um diâmetro maior para o furo na laje. O que, novamente diferente do *Dowel* (ERDOGAN, 2010) possibilita a instrumentação do reforço do PRFC dentro do furo.

Em seguida, os pinos de Fibra de Carbono são colados nas paredes dos furos. Depois da instalação dos pinos, as duas sobras são abertas e coladas sobre as faces superior e inferior da laje, de modo a garantir uma ancoragem do sistema. Após a cura do sistema, o furo é então preenchido com argamassa de alta resistência. O comprimento de PRFC excedente, para ancoragem do sistema, utilizado nessa adaptação é de 70 mm nas duas faces da laje, 20 mm a mais que o utilizado por Erdogan (2010).

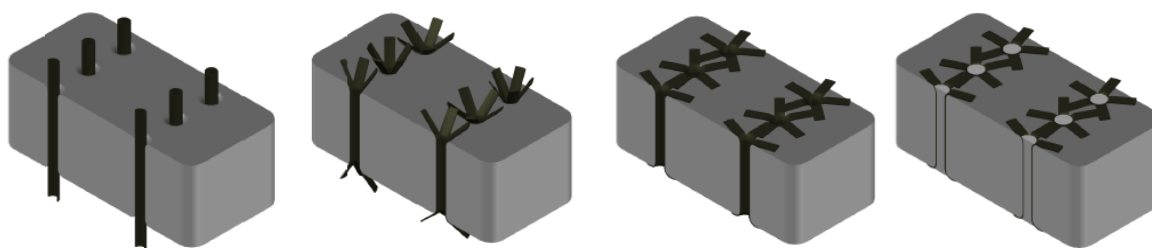


Figura 3.3 - Sequência de instalação do reforço *Dowel* - Adaptação por Santos (2014)

3.4 MATERIAIS

3.4.1 Concreto

A confecção das lajes desta pesquisa foi dividida em três lotes. Cada lote possui origem e data de fabricação distinta. A Tabela 3.1 apresenta as informações do concreto usado e dos modelos com esse fabricado.

Para os três lotes de concretagem, solicitaram-se aos fabricantes as mesmas especificações: $f_{ck} = 40$ MPa, abatimento de 10 +/- 2 cm e agregado de pedra britada nº 0, que possui diâmetro máximo de aproximadamente 9,5 mm.

Para cada modelo, foram moldados corpos de prova cilíndricos de concreto de dimensões 100 mm x 200 mm, pelos quais foi possível a obtenção dos valores de resistência à compressão (f_c) e de resistência à tração (f_{ct}). Cada valor das propriedades mecânicas foi tomado pela média do ensaio de três corpos de prova.

Tabela 3.2 - Propriedades mecânicas do concreto

Lote	Fornecedor	Modelo	Idade* (dias)	f_c (MPa)	f_{ct} (MPa)
1	Holcim	L0-1	136	43,2	3,3
		LC-S1	305	50,0	3,1
		LC-S2			
		LR-S			
2	Concrecon	LC-D	128	48,2	3,6
		LR-D			
		LC-S1-F1			
		LC-S1-F2			
3	Concrecon	LR-S2-6	66	57,9	4,3
		LR-S2-8			
		LC-S2-6			
		LC-S2-8			

* Idade de Rompimento dos Corpos de prova

Os ensaios de caracterização do concreto foram realizados à luz das normas: ABNT NBR 5739 (2007), para a determinação da resistência à compressão e ABNT NBR 7222 (2011), para a determinação da resistência à tração por compressão diametral.

3.4.2 Aço

Para as armaduras das lajes, especificou-se o aço tipo CA-50. Foram adquiridas barras de diâmetro 8,0 mm, 12,5 mm, 16,0 mm, e 20,0 mm. A Seção 3.5.2 apresenta o detalhamento das armaduras nas lajes.

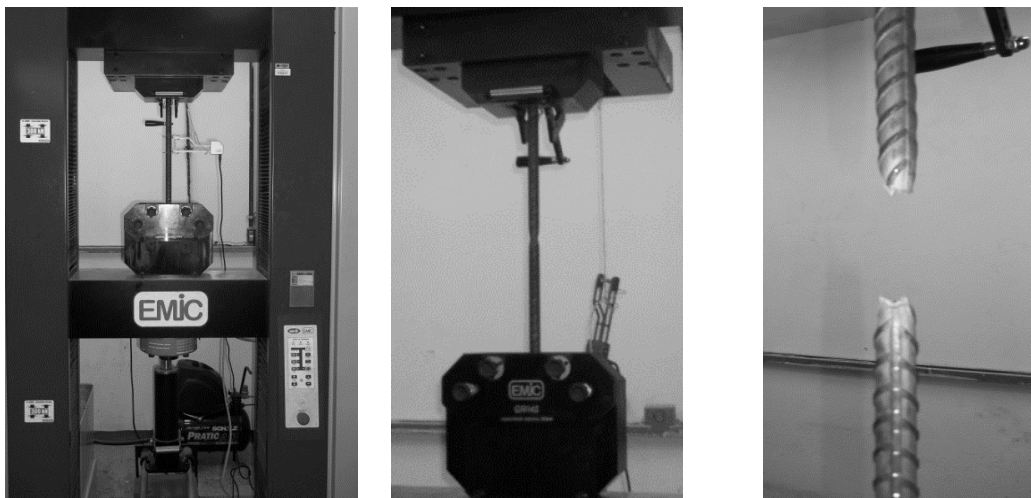
Assim como para o concreto, a aquisição e a utilização do aço foram divididas em três lotes. A Tabela 3.3 mostra as propriedades mecânicas das barras de aço, a divisão dos lotes e os modelos para os quais cada lote foi utilizado. As propriedades mecânicas do aço mostraram-se uniformes dentro de cada lote, porém com sensíveis diferenças entre um lote e outro.

Para os ensaios de caracterização, foram retirados três corpos de prova de cada diâmetro de barras diferentes dentro de um mesmo lote. Os ensaios de tração axial das barras de aço seguiram as orientações da ABNT NBR 6892 (2013). Para a determinação das propriedades mecânicas, tomou-se a média dos resultados dos três corpos de prova de cada diâmetro.

Tabela 3.3 - Propriedades mecânicas do aço

Lote	Fornecedor	Modelo	8,0 mm			12,5 mm			16,0 mm			20,0 mm		
			f_{ys}	E_s	ϵ_{ys}	f_{ys}	E_s	ϵ_{ys}	f_{ys}	E_s	ϵ_{ys}	f_{ys}	E_s	ϵ_{ys}
			(MPa)	(GPa)	(‰)	(MPa)	(GPa)	(‰)	(MPa)	(GPa)	(‰)	(MPa)	(GPa)	(‰)
1	Belgo	L0-1	601	214	2,80	561	189	2,97	593	209	2,84	558	205	2,72
		LC-S1												
		LC-S2												
		LR-S												
2	Belgo	LC-D	599	193	3,10	561	189	2,97	570	196	2,90	558	205	2,72
		LR-D												
		LC-S1-F1												
		LC-S1-F2												
3	Belgo	LR-S2-6	663	198	3,34	561	189	2,97	614	198	3,10	558	205	2,72
		LR-S2-8												
		LC-S2-6												
		LC-S2-8												

Os testes foram realizados no Laboratório de Ensaios de Materiais - LEM da Universidade de Brasília. Utilizou-se uma máquina universal de ensaios, modelo DL 30000, com capacidade de 300 kN, da marca EMIC e um extensômetro eletrônico EMIC modelo EE09, equipamento de medição de deformação em materiais de médio alongamento.



(a) Equipamento (EMIC)

(b) Estricção do aço

(c) Ruptura

Figura 3.4 - Ensaios de caracterização mecânica do aço

Os resultados dos ensaios mostram que o aço utilizado como armadura de flexão apresentou patamar de escoamento bem definido. As Figuras de 3.5 a 3.8 trazem os diagramas Tensão x Deformação de cada amostra.

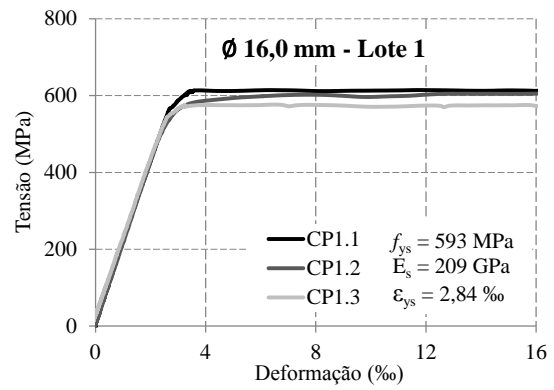
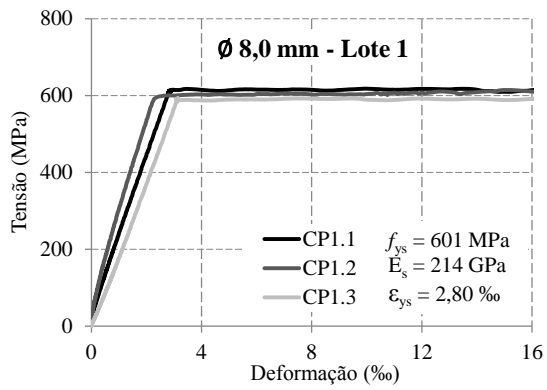


Figura 3.5 - Diagramas tensão x deformação - Armaduras de flexão - Lote 1

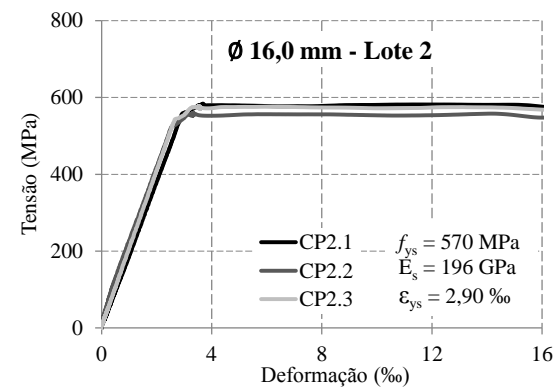
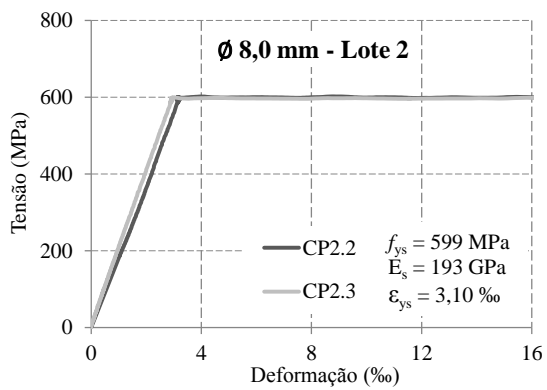


Figura 3.6 - Diagramas tensão x deformação - Armaduras de flexão - Lote 2

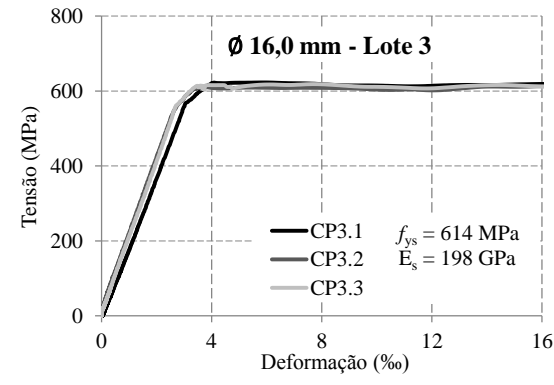
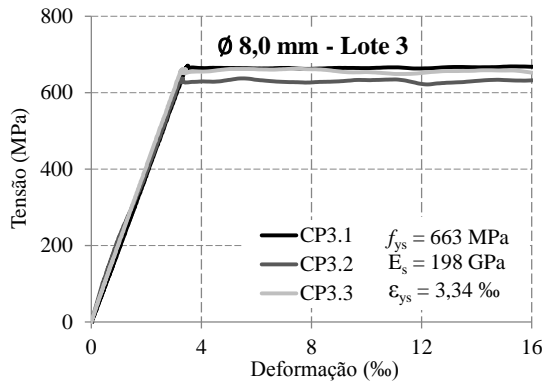


Figura 3.7 - Diagramas tensão x deformação - Armaduras de flexão - Lote 3

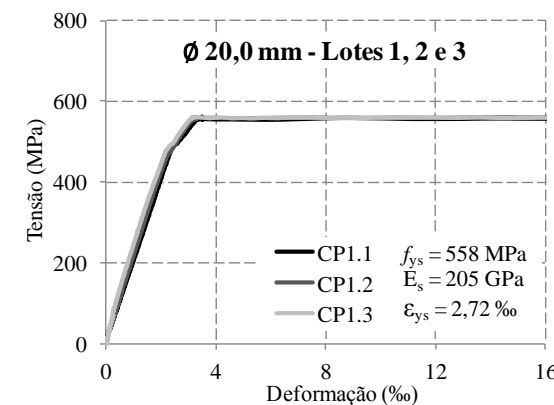
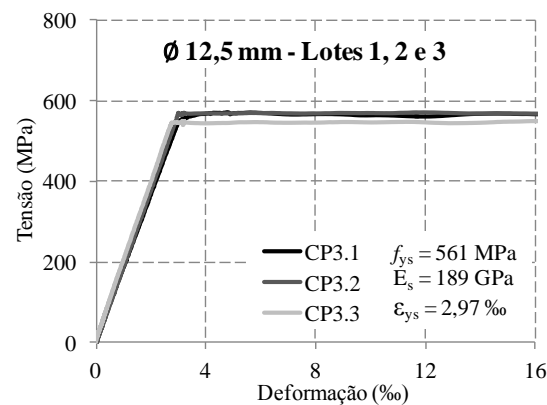


Figura 3.8 - Diagramas tensão x deformação (Ø12,5 mm e Ø20,0 mm) - Lotes 1, 2 e 3

3.4.3 Polímero Reforçado com Fibra de Carbono (PRFC)

Para o reforço das lajes do programa experimental, utilizou-se o sistema compósito MBrace®, fornecido no Brasil pela empresa BASF S/A. A seção 3.4.3.1 apresenta as propriedades mecânicas dos componentes do sistema compósito especificadas pelo fabricante. No capítulo 3.4.3.2 são mostradas as propriedades obtidas por ensaios mecânicos, os quais também estão descritos no capítulo.

Para o cálculo das lajes desta pesquisa, adotaram-se as propriedades dos materiais compósitos, conforme especificações do fabricante (capítulo 3.4.3.1).

Além dos ensaios de tração do PRFC e com a finalidade de testar o procedimento de aplicação e a extensometria do sistema compósito, esta pesquisa propôs uma série de testes em cinco prismas de concreto simples reforçados com PRFC (um modelo de referência e quatro modelos com uma das faces reforçada com PRFC). Os ensaios foram realizados no Laboratório de Estruturas da Universidade de Brasília e os resultados são apresentados no Apêndice A.

3.4.3.1 Propriedades dos Materiais Constituintes - Fornecidas pelo Fabricante

O sistema compósito utilizado para o reforço das lajes desta pesquisa é o MBrace® CF 130, o qual, de acordo com o manual do fabricante (BASF, 2013), apresenta-se com as propriedades mecânicas indicadas na Tabela 3.4. A Figura 3.9 mostra o diagrama Tensão x Deformação das fibras de carbono desse sistema.

Tabela 3.4 - Propriedades mecânicas dos materiais constituintes do compósito (BASF, 2013)

	Tecidos de FC (CF 130)	MBrace Saturante
Resistência à Tração (MPa)	3800	14
Módulo de elasticidade (MPa)	227000	1138
Deformação Última (%)	16,7	5,30

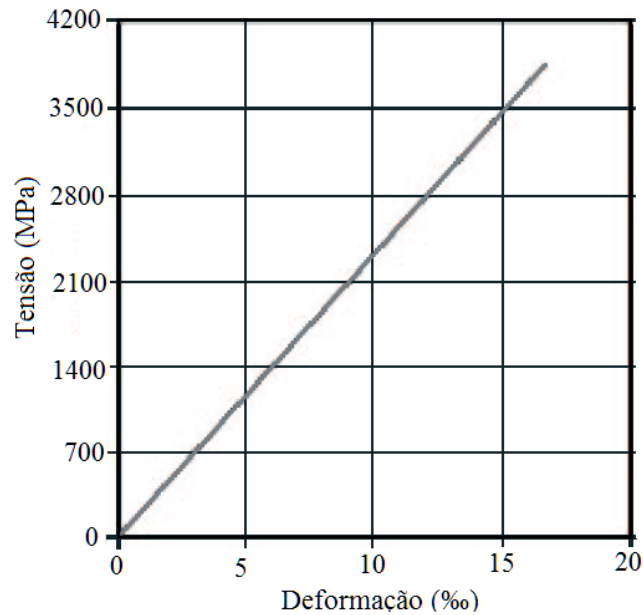


Figura 3.9 - Diagrama tensão x deformação da fibra de carbono CF 130 (BASF, 2013)

3.4.3.2 Propriedades do Sistema Compósito - Ensaio Mecânicos

Os ensaios de caracterização do sistema compósito foram realizados no Laboratório de Ensaio de Materiais - UnB. Os procedimentos de ensaio seguiram a norma ASTM D 3039/D (2008) - Resistência à tração, módulo de elasticidade e deformação máxima. Foram confeccionados três corpos de prova com as dimensões definidas na Figura 3.10. Os corpos de prova foram fabricados com tiras de tecidos impregnadas com saturante do sistema MBrace e coladas em chapas de aço nas extremidades (Figura 3.11).

As amostras foram ensaiadas à tração em uma máquina universal de ensaios, modelo DL 30000, com capacidade de 300 kN, da marca EMIC (Figura 3.12). As deformações foram medidas com extensômetro elétrico ligado a um aquisitor de dados do tipo Spider 8 da HBM.

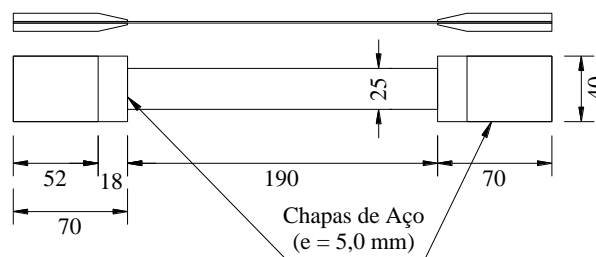


Figura 3.10 - Detalhe do corpo de prova do tecido de PRFC (dimensões em mm)

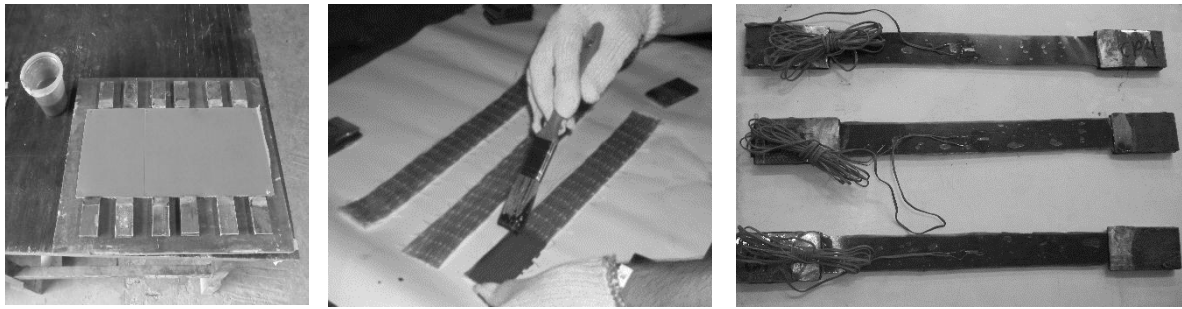
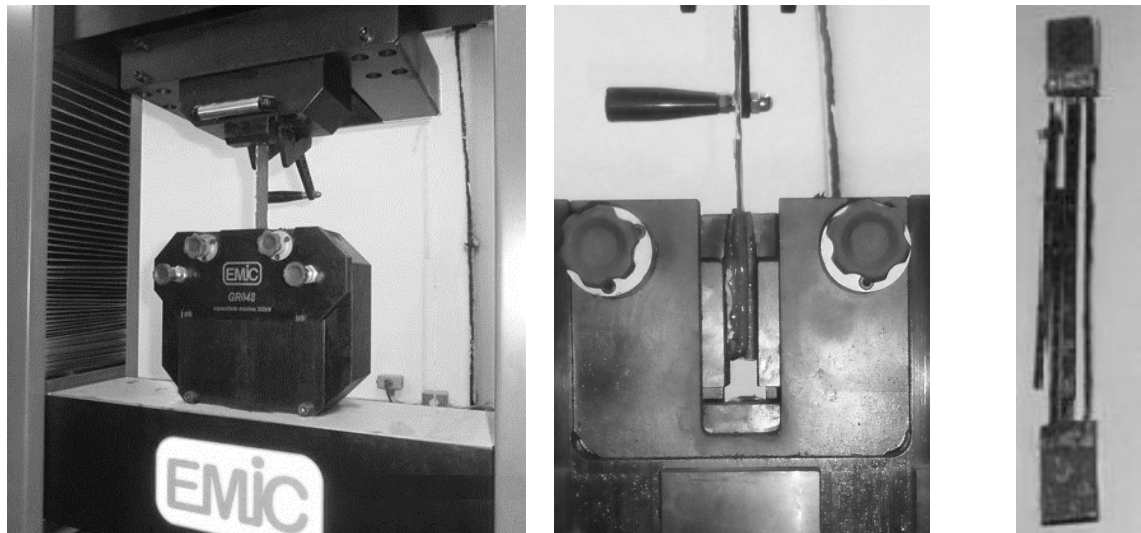


Figura 3.11 - Confeção dos corpos de prova



(a) Ensaio montado

(b) Detalhe da garra inferior

(c) CP após ruptura

Figura 3.12 - Ensaios de caracterização do sistema composto

A Figura 3.13 mostra o gráfico tensão x deformação dos corpos de prova ensaiados e as propriedades mecânicas das fibras: tensão (f_u), deformação (ϵ_{FC}) e módulo de Elasticidade (E_{FC}) verificados experimentalmente.

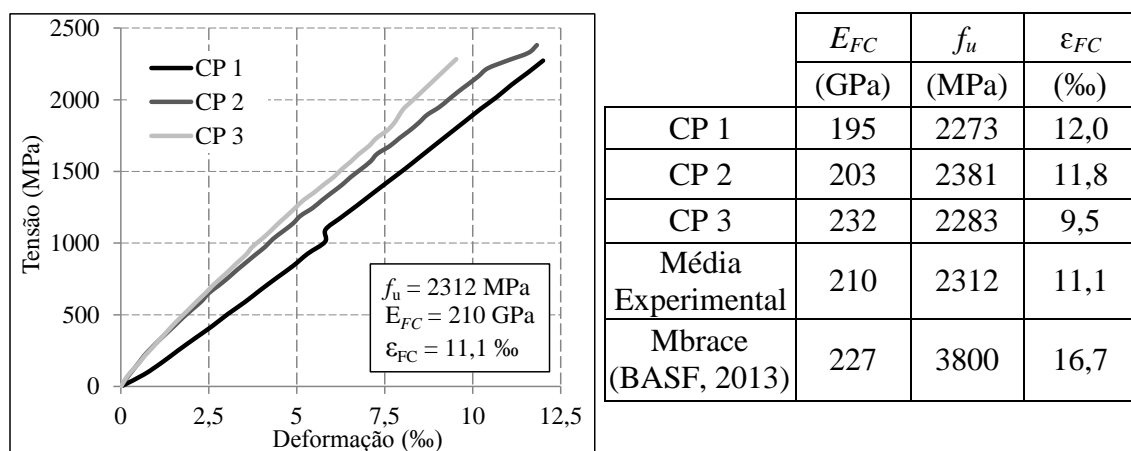


Figura 3.13 - Gráfico tensão x deformação da fibra de carbono

3.5 DIMENSIONAMENTO DOS MODELOS

3.5.1 Dimensões das Ligações Laje-Pilar

As dimensões dos modelos foram adotadas de modo a representar uma região de momento negativo de um pavimento de laje em torno de um pilar. Essa região é delimitada pelos pontos de momento fletor nulo que, de acordo com a literatura, para as condições de contorno mostradas na Figura 3.14, é em torno de 22% do vão total entre apoios.

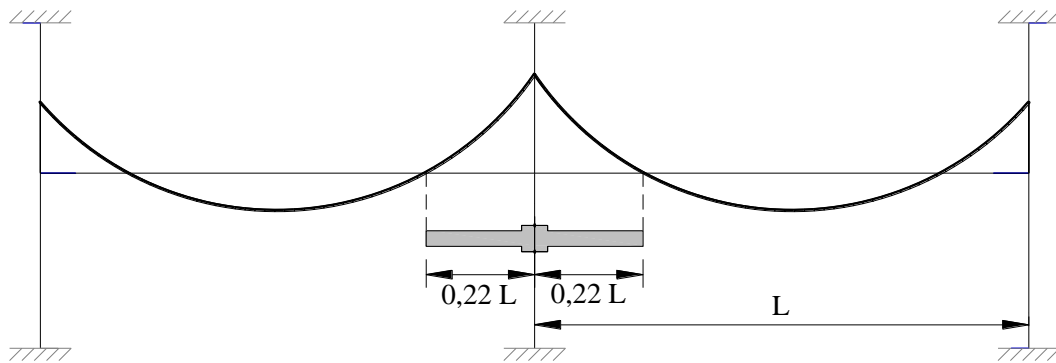


Figura 3.14 - Esquema da ligação Laje-Pilar em estudo

Atribuindo-se um valor corrente para o vão de 5,7 m e considerando-se uma situação de pilar interno e carregamento simétrico, as dimensões adotadas para os modelos desta pesquisa são 2500 x 2500 mm, altura de 180 mm e pilares quadrados centrados com dimensão de 300 mm (Figura 3.15).

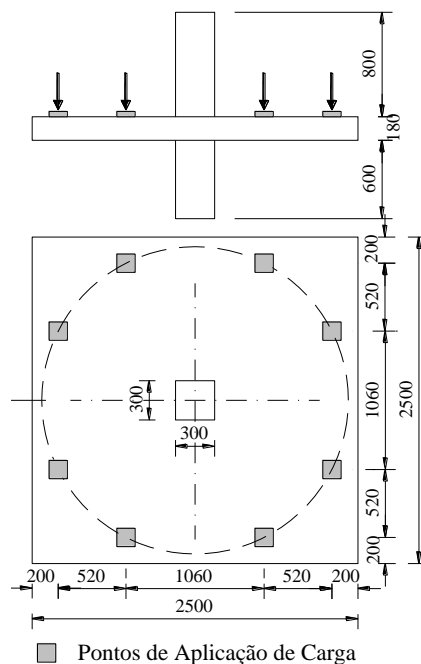


Figura 3.15 - Dimensões das Ligações Laje-Pilar

3.5.2 Detalhamento das Armaduras

Todas as lajes do programa experimental receberam o mesmo detalhamento para as armaduras de flexão. Essas foram compostas, nas duas direções, por barras de 16 mm de diâmetro na face superior das lajes e, na face inferior, por barras de 8 mm. Para a garantia da mesma ordem de grandeza das rigidezes à flexão nas duas direções, adotaram-se espaçamentos diferentes, conforme mostrado na Figura 3.16 (a).

Para ancoragem das armaduras de flexão, foram acrescentadas, nas extremidades, barras de 12,5 mm de diâmetro, dobradas em forma de “U” conforme detalhe da Figura 3.16 (c).

A armadura dos pilares foi composta por oito barras retas de 20 mm de diâmetro na direção longitudinal e por estribos de 8 mm com espaçamento de 100 mm (Figura 3.16 (d)).

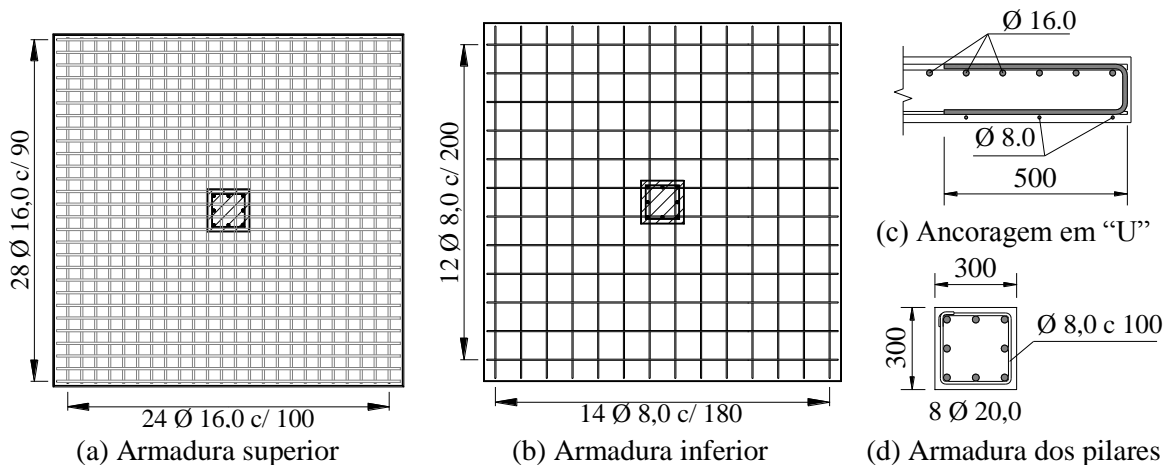


Figura 3.16 - Detalhamento das armaduras de flexão das lajes

3.5.3 Reforço de PRFC

O esquema de reforço das lajes foi apresentado na Figura 3.1 do capítulo 3.2. Esta seção mostra as dimensões em milímetro do posicionamento dos furos executados nas lajes.

Os modelos LC-S1, LC-S2, LC-D, LC-S1-F1 e LC-S1-F2 possuem detalhamentos similares, com relação à posição dos furos (Figura 3.17). A laje LR-S é análoga à LR-D (Figura 3.18). Os demais modelos seguem detalhamento específico, conforme Figuras 3.18 a 3.21.

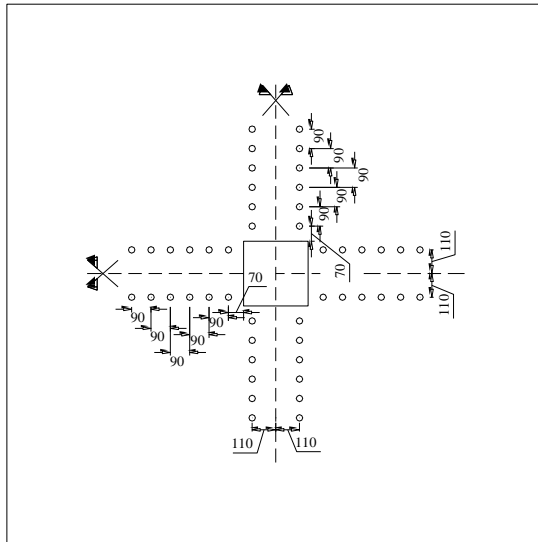


Figura 3.17 - Posição dos furos - Lajes LC-S1, LC-S2, LC-D, LC-S1-F1 e LC-S1-F2

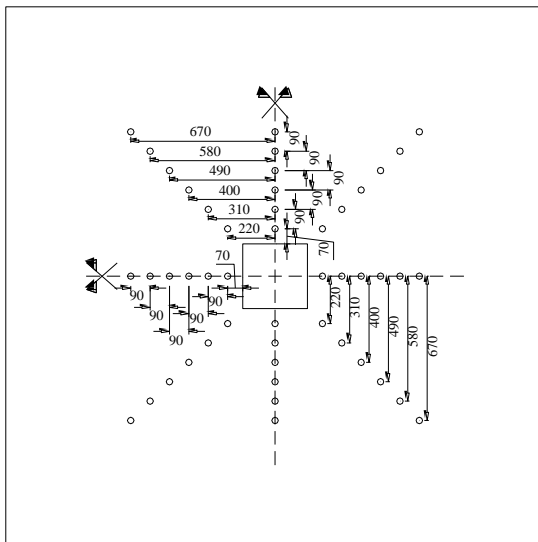


Figura 3.18- Posição dos furos - Lajes LR-S, LR-D,

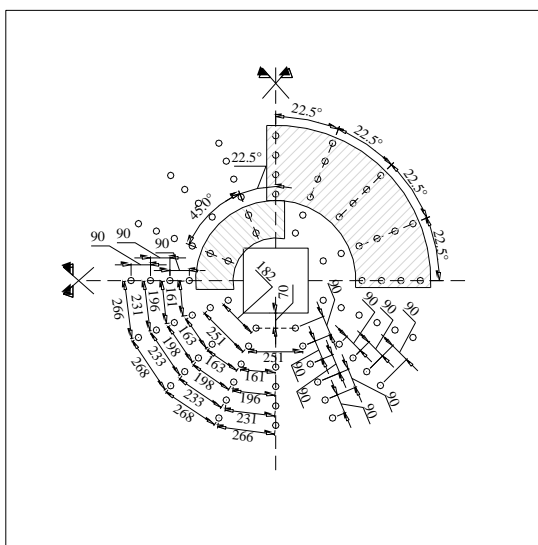


Figura 3.19 - Posição dos furos - Laje LR-S2-6

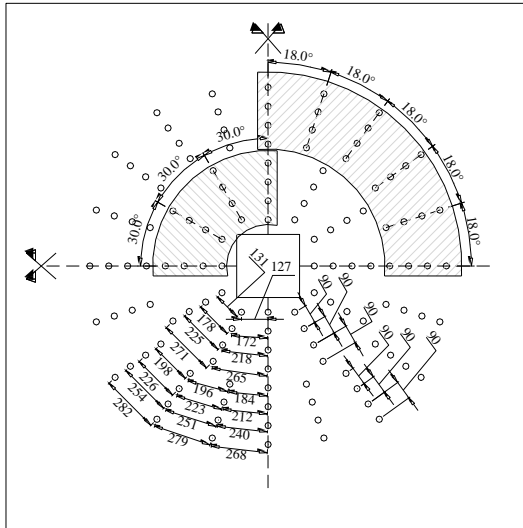


Figura 3.20 - Posição dos furos - Laje LR-S2-8

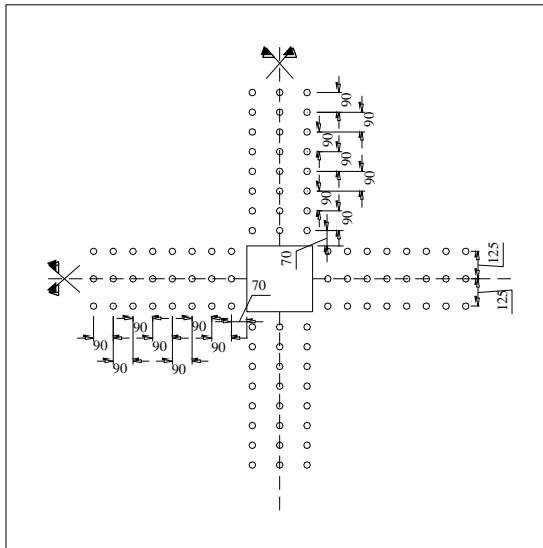


Figura 3.21 - Posição dos furos - Laje LC-S2-8

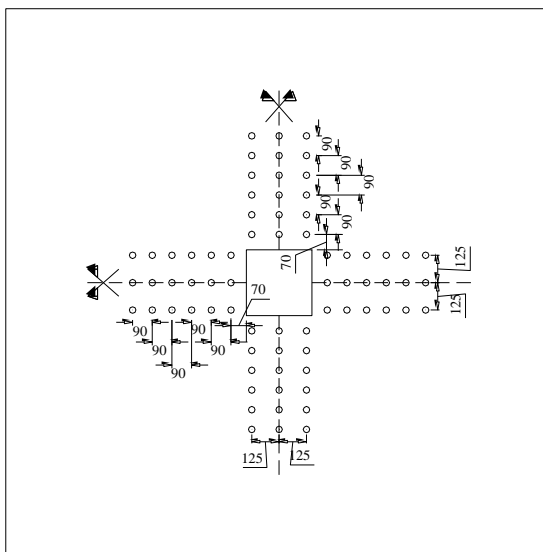


Figura 3.22 - Posição dos furos - Laje LC-S2-6

3.5.4 Resistência à Flexão das Lajes

Para a determinação da resistência a flexão das lajes, utilizou-se a teoria das linhas de ruptura, expressa em uma formulação analítica usada por Guandalini *et al.* (2009). A formulação é apresentada na equação Equação 3.1 e os resultados dos cálculos de P_{flex} estão na Tabela 3.5.

$$P_{flex} = \frac{4m_u}{r_q \left(\cos \frac{\pi}{8} + \sin \frac{\pi}{8} \right) - c} \left(\frac{B^2 - Bc - \frac{c^2}{4}}{B - c} \right) \quad \text{Equação 3.1}$$

$$m_u = \rho f_y d^2 \left(1 - 0,5\rho \frac{f_y}{f'_c} \right) \quad \text{Equação 3.2}$$

onde m_u é momento último. As variáveis B , C e r_q estão definidas na figura a baixo:

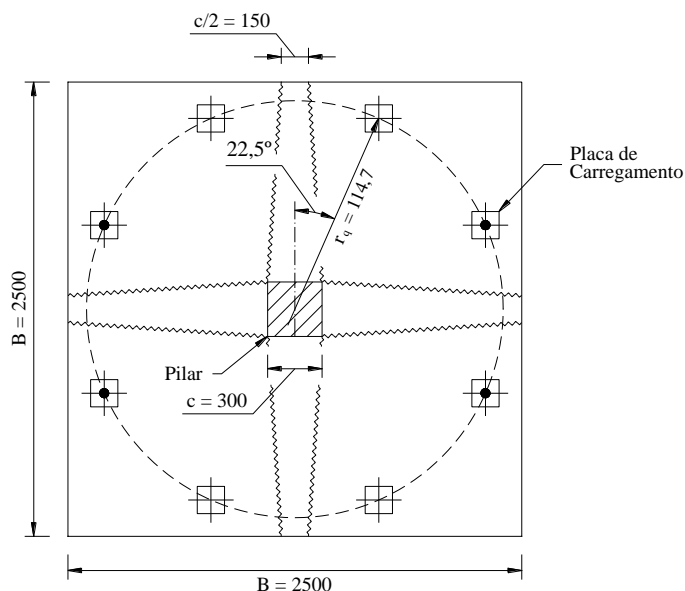


Figura 3.23- Linhas de rupturas adotadas para as lajes

Tabela 3.5 - Resistência a flexão das lajes

Modelos	d (mm)	ρ (%)	Materiais		m_u kNm/m	P_{flex} kN
			f_c (MPa)	f_y (MPa)		
L0-1	144	1,45	43,2	593,0	157,6	1216,7
LC-S1	143	1,47	50,0	593,0	158,4	1222,3
LC-S2	144	1,45	50,0	593,0	160,5	1238,6
LR-S	145	1,44	50,0	593,0	161,3	1245,2
LC-D	145	1,44	48,2	570,0	155,1	1197,2
LR-D	144	1,45	48,2	570,0	154,2	1190,2
LC-S1-F1	143	1,46	48,2	570,0	153,2	1182,7
LC-S1-F2	142	1,47	48,2	570,0	151,5	1169,5
LR-S2-6	140	1,49	57,9	614,0	163,2	1259,5
LR-S2-8	135	1,55	57,9	614,0	151,7	1171,2
LC-S2-6	140	1,49	57,9	614,0	162,4	1253,2
LC-S2-8	141	1,49	57,9	614,0	164,2	1267,6

3.6 FABRICAÇÃO DOS MODELOS

3.6.1 Fôrmas

As lajes foram fabricadas no Laboratório de Estruturas da Universidade de Brasília - UnB. Foram utilizadas fôrmas metálicas para confecção dos modelos, as quais viabilizaram a produção de quatro lajes por cada lote de concretagem. A fôrma da parte superior do pilar foi feita em madeira e só era instalada após o lançamento do concreto na parte inferior do pilar e na laje.

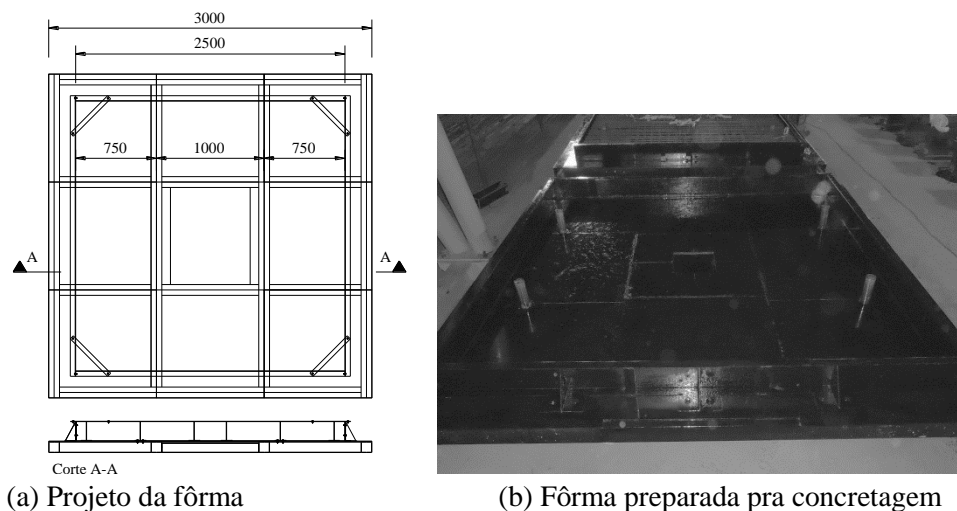


Figura 3.24 - Fôrmas metálicas

Para os modelos que já seriam concretados com a previsão exata da furação, garantiu-se a posição dos furos com a instalação de tubos de PVC. A fixação dos furos foi conseguida com uma barra rosqueada soldada na fôrma metálica.

Nas barras rosqueadas instalou-se todo aparato necessário para a moldagem dos furos nas lajes: Os cones de PVC, para o formato abaulado do canto do furo; uma porca, para fixação do cone e impedimento da sua emersão durante a concretagem e, por fim, o tubo de PVC.

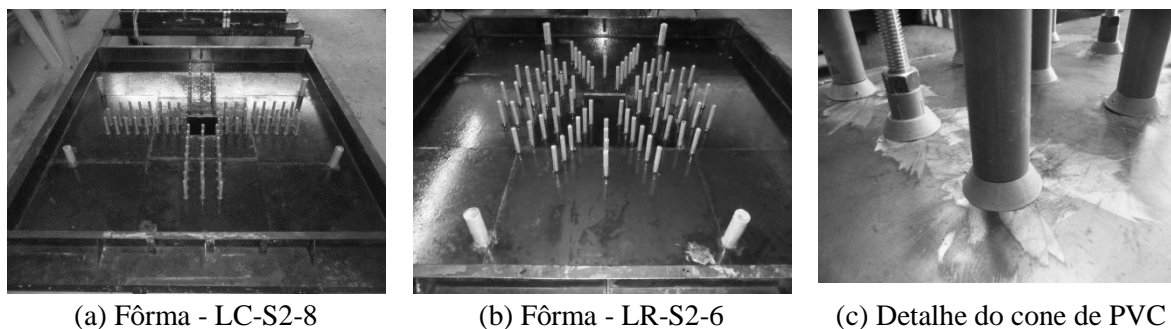
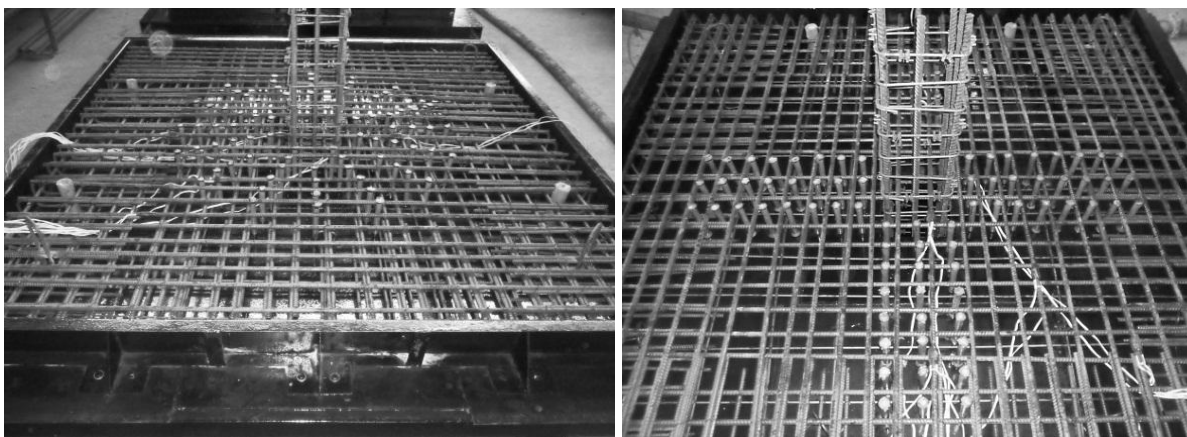


Figura 3.25 - Fôrmas das lajes furadas

Após o posicionamento dos tubos e imediatamente antes da montagem das armaduras, as fôrmas foram preparadas com um desmoldante, para facilitar o processo de desforma. A Figura 3.26 mostra o modelo preparado para concretagem, com as fôrmas montadas e com as armaduras já posicionadas.



(a) Fôrma + Armadura - LR-S2-6

(b) Fôrma + Armadura - LC-S2-8

Figura 3.26 - Fôrma e armadura antes da concretagem - Modelos LR-S2-6 e LC-S2-8

3.6.2 Concretagem

O concreto utilizado na confecção dos modelos foi do tipo usinado. Para se verificar a consistência do concreto, realizou-se o teste de abatimento do tronco de cone, seguindo recomendações da NBR-NM 67 (1998) - Concreto - Determinação da consistência pelo abatimento do tronco de cone.

Para avaliação posterior das propriedades mecânicas do concreto, foram moldados corpos de prova durante a concretagem, seguindo recomendações da NBR 5738 (2003) - Moldagem e cura de corpos de prova cilíndricos ou prismáticos de concreto.

A concretagem dos modelos se iniciou pela parte inferior dos pilares e, em seguida, foi concretada a laje. Por fim, após instalação da parte superior da forma do pilar, concluiu-se a concretagem do modelo. Finalizada a concretagem, iniciou-se o acabamento da superfície da laje. A Figura 3.27 mostra as etapas da concretagem.



Figura 3.27 - Sequencia de concretagem das peças

3.7 REFORÇO DAS LAJES

3.7.1 Perfuração das Lajes LC-S1-F1 e LC-S1-F2

As lajes LC-S1-F1 e LC-S1-F2, conforme mencionado no item 3.2, serviram de base para avaliação, dentre outros parâmetros, da facilidade ou dificuldade da execução dos furos. Para execução desses furos, utilizou-se do serviço de empresa especializada, a LOCBRAS - Locadora de Ferramentas Elétricas Ltda.

A posição exata do furo foi determinada em função da armadura de flexão. Para isso, utilizou-se um pacômetro, conforme mostrado na Figura 3.28. A Figura 3.29 mostra os equipamentos utilizados pelo funcionário da LOCBRAS bem como a manobra de furação.



Figura 3.28 - Marcação da posição do furo



(a) Equipamento para o furo



(b) Funcionário executando o furo

Figura 3.29 - Equipamento e manobra de furação

3.7.2 Preparo da Superfície para o Reforço

Após o concreto atingir o nível de resistência para os ensaios, as lajes foram posicionadas em uma plataforma para execução do reforço (Figura 3.30).



Figura 3.30 - Laje sobre a plataforma

Antes da aplicação do reforço é necessário que a superfície do substrato esteja totalmente lisa e isenta de impurezas. Para isso, foi utilizada uma lixadeira com disco diamantado para preparar a superfície do concreto que iria receber o reforço.

Em seguida, realizou-se um trabalho de arredondamento nos cantos dos furos. Tal procedimento tem por objetivo evitar a concentração de tensões no reforço nessa região. Esse procedimento foi realizado com uma furadeira elétrica, na qual se acoplou uma ponta montada de material abrasivo (Figura 3.31).

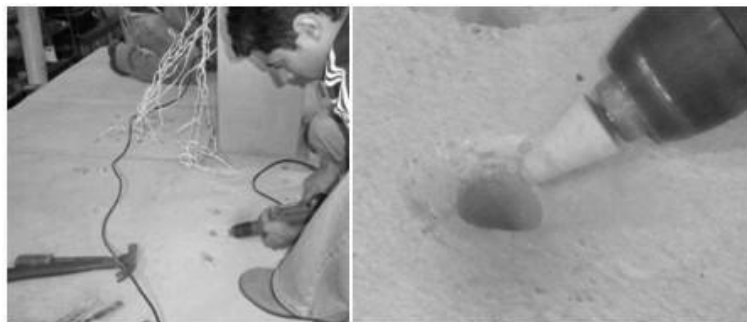


Figura 3.31 - Arredondamento dos cantos dos furos

3.7.3 Matéria Prima e Ferramentas para Aplicação do Reforço

Como já dito no capítulo 3.4.3, o sistema compósito utilizado nessa pesquisa foi o MBrace® fornecido pela empresa BASF S/A. O sistema é composto por quatro componentes básicos: A Fibra de Carbono CF 130, o *Primer MBrace*, o *MBrace Putty* e o *Saturant MBrace*.

O *Primer MBrace* e o *MBrace Putty* têm a função de preparar o substrato para recebimento do reforço. O *Saturant MBrace* é o componente estabilizante da fibra. Todas as resinas são compostas de duas partes, a parte A e a parte B (Figura 3.32).



Figura 3.32 - Resinas do sistema MBrace

No preparo da resina, a proporção indicada pelo fabricante é de três partes do componente A para uma parte do componente B. Para a mistura desses componentes, foi utilizada uma furadeira elétrica com uma haste acoplada em sua extremidade (Figura 3.33 (c)).

Para o espalhamento das resinas, utilizou-se uma trincha de espuma de 25 mm (1”) (Figura 3.33 (a)) e uma haste com espuma, fabricada para esse fim (Figura 3.33 (b)).

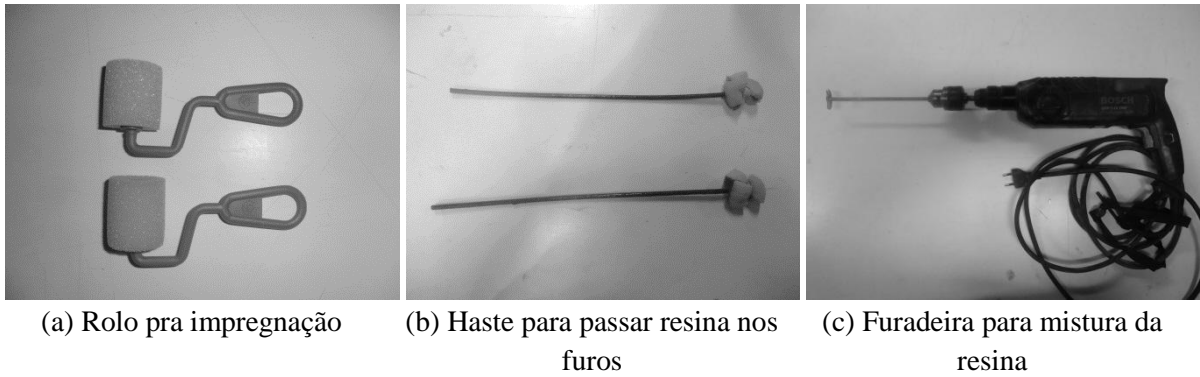


Figura 3.33 - Ferramentas para aplicação do reforço de PRFC

3.7.4 Aplicação da Técnica *Stitch* (BINICI, 2003)

A sequência de fotografias da Figura 3.34 mostra como foi realizada a execução da técnica *Stitch* nas lajes dessa pesquisa. A técnica de reforço é descrita no item 2.3.1 e os materiais e ferramentas, no item 3.7.3.

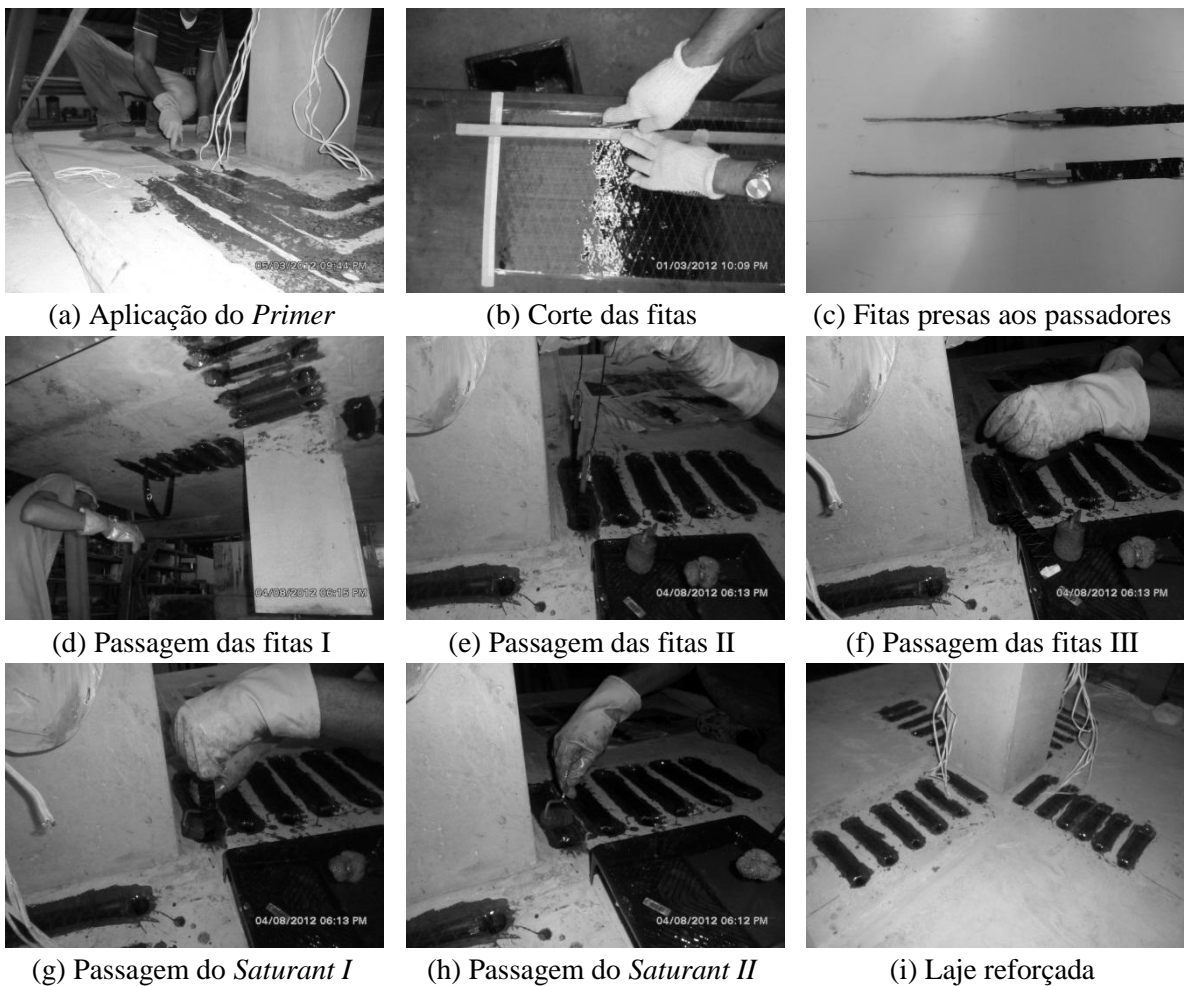


Figura 3.34 - Sequência de aplicação do reforço *stitch* (BINICI, 2003)

3.7.5 Aplicação da Técnica *Dowel* - Adaptada por Santos (2014)

A Figura 3.35 traz a sequência de instalação do reforço *dowel* (SANTOS, 2014) adaptada a partir da técnica criada por Erdogan (2010) para reforço das lajes. A técnica de reforço é descrita no item 3.3 e os materiais e ferramentas estão apresentados no item 3.7.3.

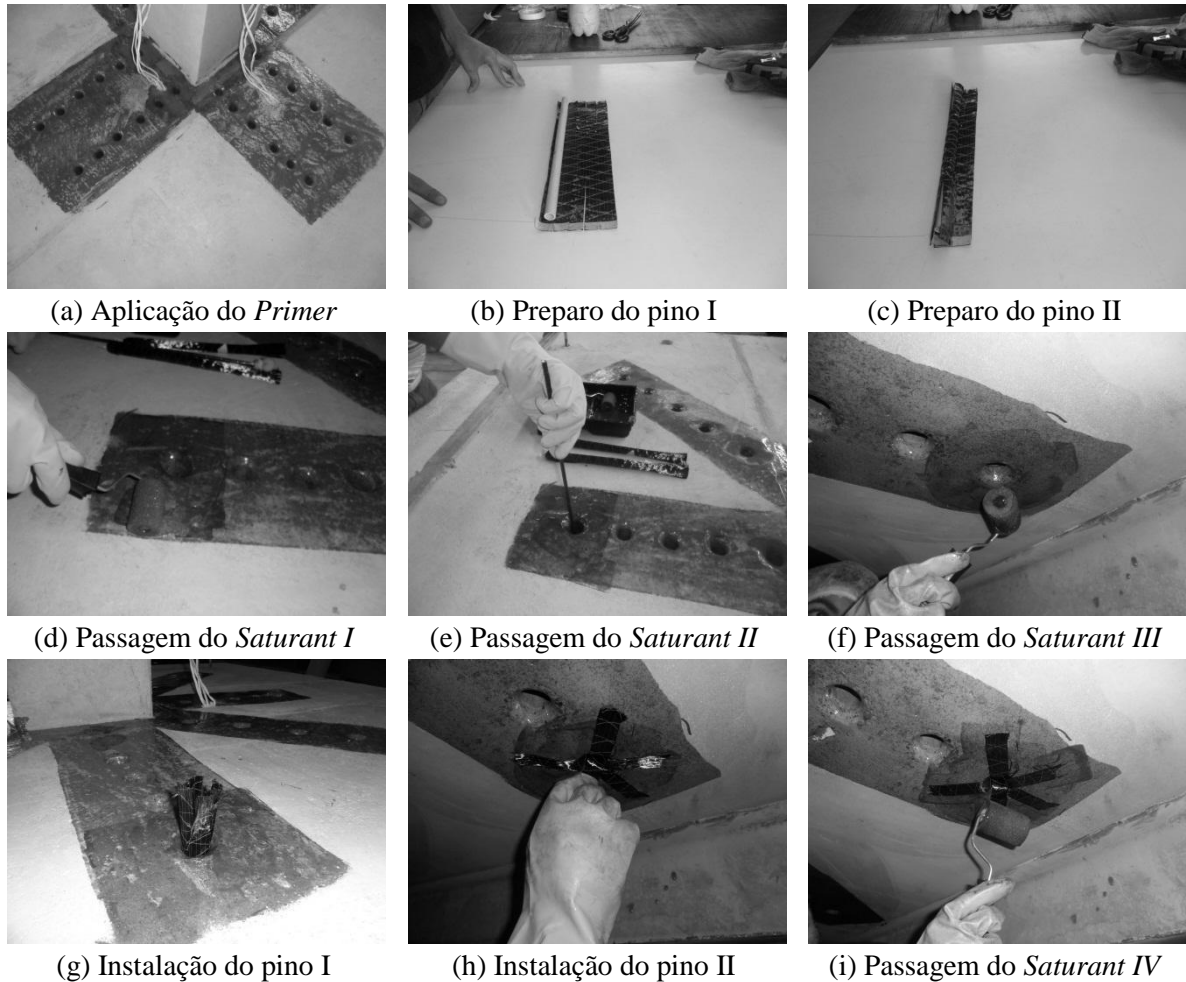
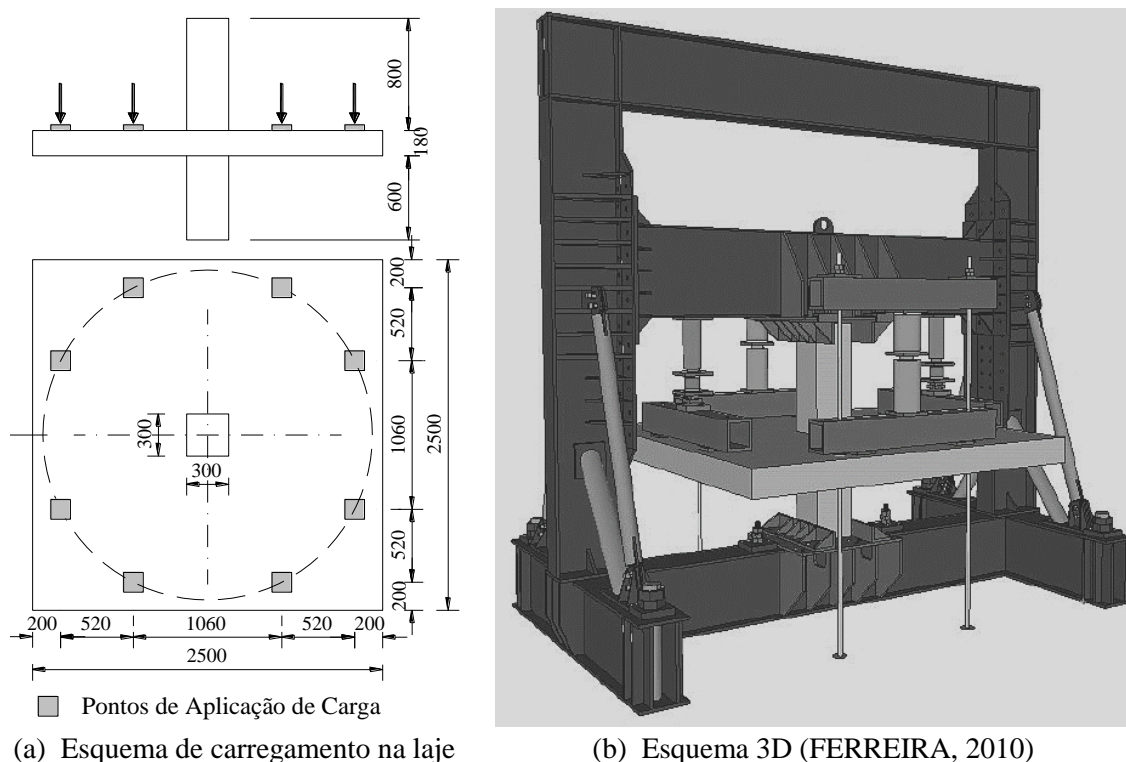


Figura 3.35 - Sequência de aplicação do reforço *dowel* (SANTOS, 2014)

3.8 MONTAGEM E TÉCNICA DE ENSAIO

O sistema de ensaio do programa experimental foi o mesmo utilizado por Ferreira (2010). Os ensaios foram realizados num pórtico metálico montado sobre a laje de reação do Laboratório de Estruturas da Universidade de Brasília - UnB. A Figura 3.36 mostra o modelo idealizado e o esquema de aplicação do carregamento.



(a) Esquema de carregamento na laje

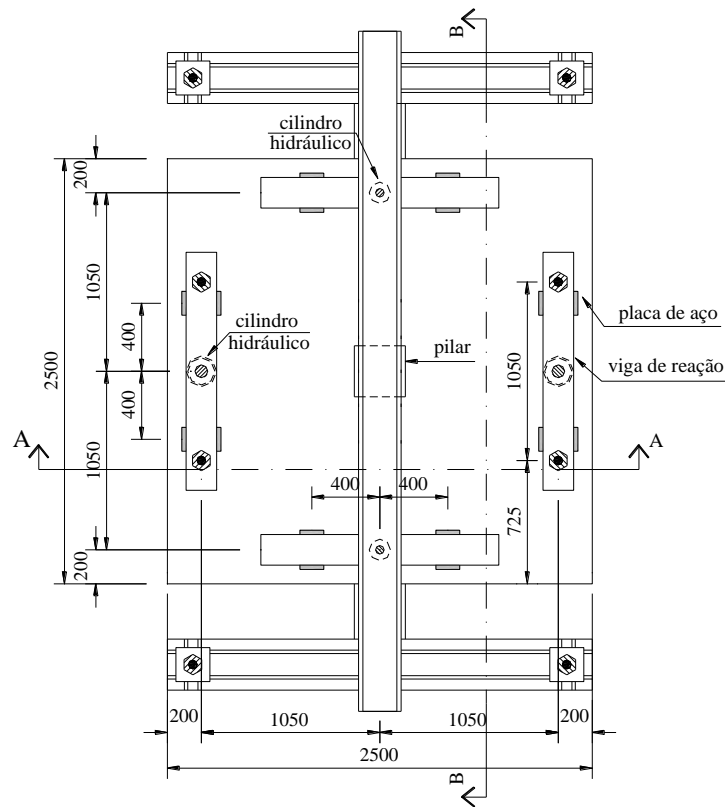
(b) Esquema 3D (FERREIRA, 2010)

Figura 3.36 - Esquema de Ensaio

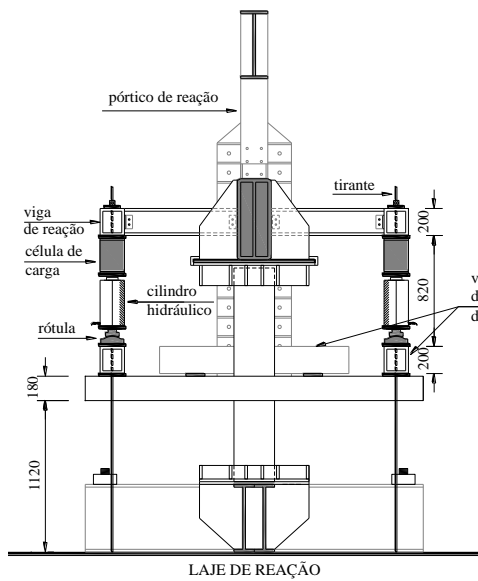
Os dados de deformações, deslocamentos e carregamentos aplicados foram lidos por um sistema de aquisição de dados *Spider 8*, em conjunto com o *software Catman*. As leituras eram acionadas manualmente a cada passo de carga.

O carregamento foi aplicado de forma simétrica na laje, com passos de carga de 20 kN para as cinco primeiras leituras e 40 kN até a ruptura. Quatro atuadores hidráulicos, acionados por duas bombas elétricas, aplicaram o carregamento em vigas metálicas rígidas que distribuíam o carregamento aplicado em duas chapas de aço, totalizando oito pontos de aplicação do carregamento.

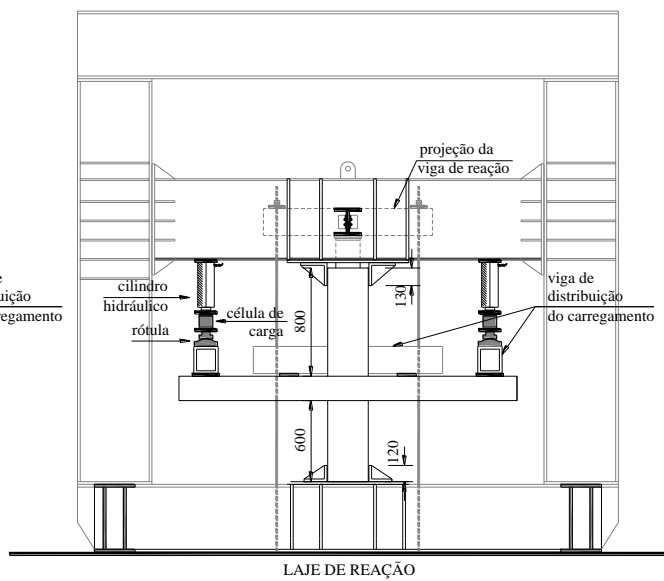
O monitoramento da aplicação do carregamento foi realizado com células de carga, alinhadas a cada atuador hidráulico. As Figuras 3.36 e 3.37 mostram detalhes da montagem do ensaio.



(a) Planta do ensaio



(b) Corte A-A



(c) Corte B-B

Figura 3.37 - Sistema de ensaio (FERREIRA, 2010)

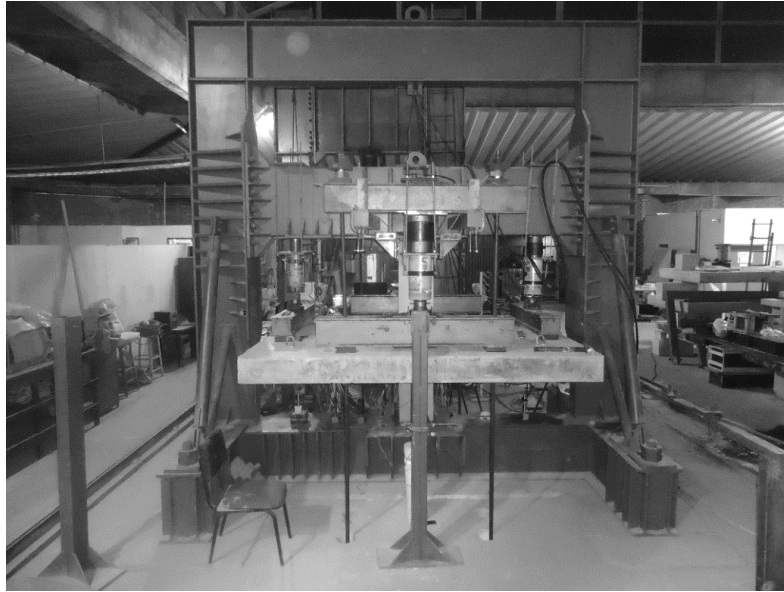


Figura 3.38 - Ensaio montado

3.9 INSTRUMENTAÇÃO

Com o intuito de acompanhar o comportamento das lajes, durante toda a fase de carregamento, foram monitoradas as deformações específicas nas armaduras de flexão, no reforço de PRFC e no concreto, bem como os deslocamentos em vários pontos das lajes.

3.9.1 Cargas

Para o monitoramento das cargas, utilizaram-se células de cargas da marca KRATOS, com capacidade para 1000 kN, instaladas em série em cada um dos atuadores hidráulicos.

A cada passo de carga, as leituras eram anotadas pela visualização dos valores nos indicadores digitais, também da marca KRATOS. Esses indicadores digitais possuem capacidade de 500 kN e eram conectados diretamente nas células de cargas.

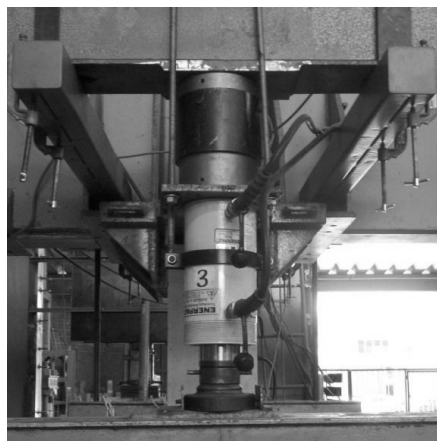


Figura 3.39 - Célula de carga em conjunto com o atuador hidráulico



Figura 3.40 - Indicadores digitais utilizados para leituras das cargas a cada passo de carga

3.9.2 Deslocamentos Verticais

Os deslocamentos verticais foram medidos com LVDT's (Transdutores de Deslocamento Linear) da marca HBM do tipo K-WA-T050W-32K-K2-D1-2-8-005m. Os LVDT's possibilitaram o registro das leituras dos deslocamentos verticais nas lajes, diretamente no sistema de aquisição de dados. Esses deslocamentos foram medidos em 12 pontos previamente selecionados, distribuídos conforme mostra a Figura 3.41. As leituras dos deslocamentos também foram realizadas a cada passo de carga, com um registro de deslocamento a cada leitura de carregamento.

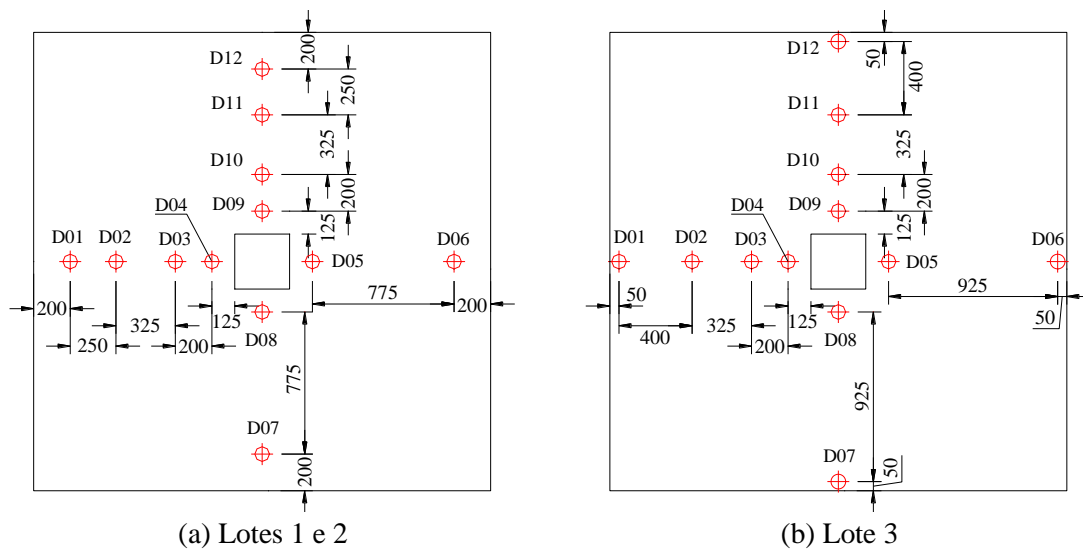
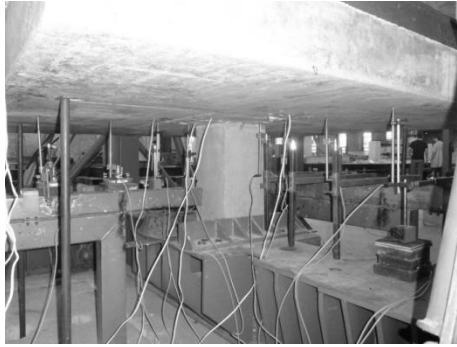


Figura 3.41 - Distribuição dos LVDT's



(a) LVDT's no modelo L0-01



(b) LVDT's no modelo LC-S1

Figura 3.42 - LVDT's instalados nas lajes

3.9.3 Deformações Específicas nas Armaduras

Por se tratar de um sistema de ensaio com laje e carregamento simétricos, atribuiu-se para os modelos uma instrumentação com três pontos colineares na direção radial. O primeiro, EF3, coincide com a face do pilar, o último (EF4) coincide com o final da região reforçada.

Instrumentou-se, também, um terceiro ponto intermediário (EF2), equidistante dos demais e, que, para evitar a alta concentração de extensômetros numa mesma barra, foi rebatido para o outro lado. Além desses, utilizou-se mais um ponto de instrumentação, o EF1, que também coincide com a face do pilar, na direção ortogonal ao EF3.

A captação dessas deformações nas armaduras de flexão se deu com a utilização de extensômetros elétricos de resistência de $120,2 \pm 0,2\Omega$, tipo KFG-2-120-C1-11, fabricados pela *Kyowa Electronic Instruments*. A Figura 3.43 mostra a extensometria adotada para as armaduras de flexão.

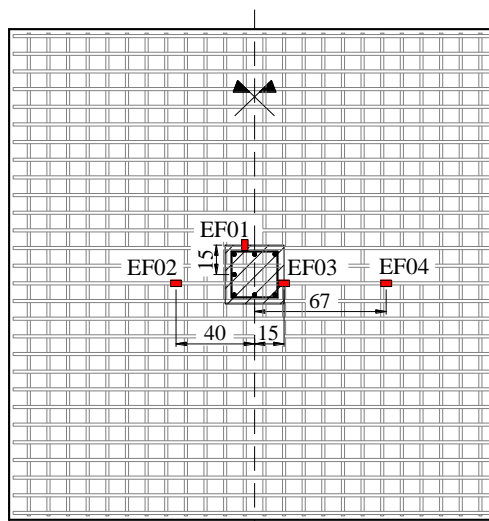


Figura 3.43 - Extensometria da armadura de flexão

3.9.4 Deformações Específicas no Reforço de PRFC

Para captação da leitura dos níveis de deformação do reforço de PRFC, foram instalados, na porção vertical do reforço, extensômetros elétricos de resistência de $120,2 \pm 0,2\Omega$, tipo KFG-2-120-C1-11.

Nas lajes com reforço distribuído em cruz, instrumentou-se o PRFC nos furos ao longo de uma linha radial, ortogonal à face do pilar. Nas lajes de distribuição radial de reforço, instrumentaram-se, além da linha ortogonal, uma segunda linha, inclinada em relação à face do pilar. A numeração dos extensômetros foi adotada como *EFC n*, sendo *n* um número inteiro equivalente à posição do furo na linha de reforço, crescente no sentido do pilar para a borda da laje.

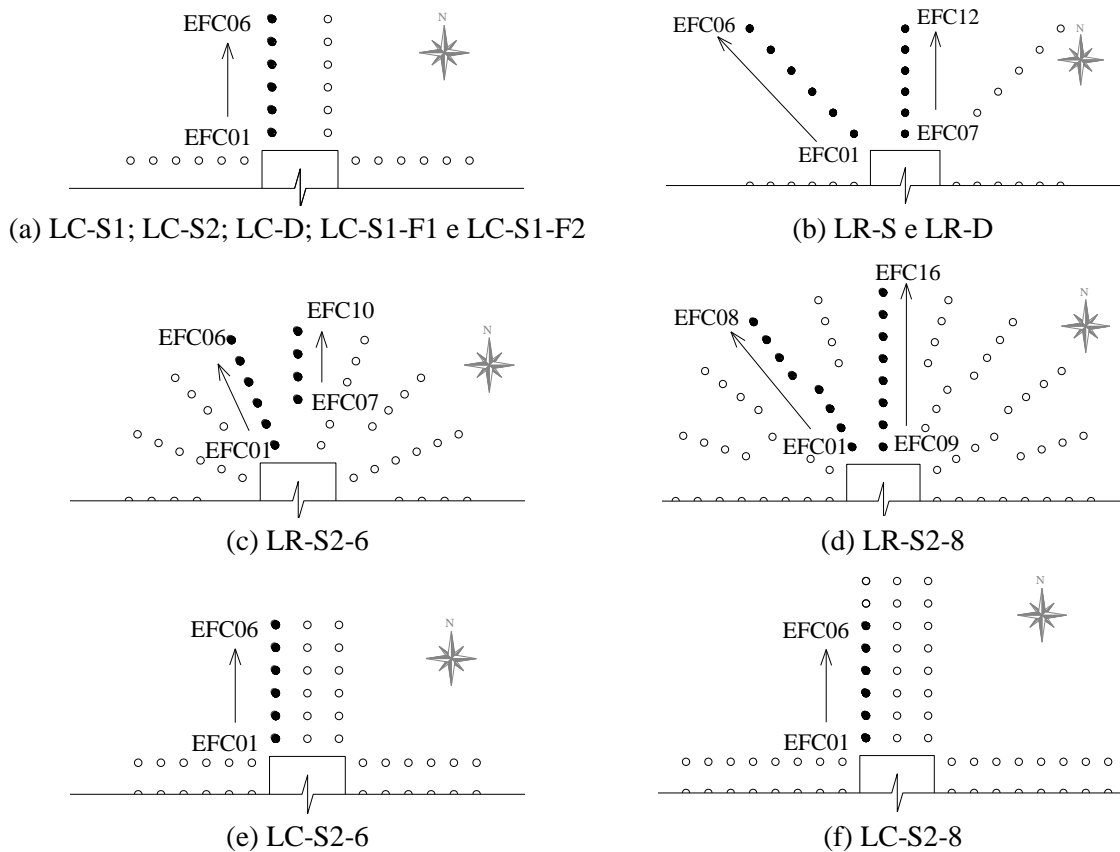


Figura 3.44 - Posição do reforço de PRFC instrumentado

O procedimento de instalação desses extensômetros foi aprimorado ao longo dos ensaios. Nesta pesquisa foram utilizadas duas técnicas para instalação do sistema:

Nas lajes dos lotes 1 e 2, os extensômetros foram instalados após a cura do reforço. Esse procedimento se dava pela limpeza do local a ser instrumentado, seguido pela colagem do

extensômetro e pela sua proteção mecânica com araldite e silicone (Figura 3.45). Essa técnica, contudo, impossibilita a instalação do extensômetro na altura média das lajes, como previsto inicialmente. Dessa forma, para os lotes de fabricação 1 e 2, os extensômetros ficaram posicionados a uma distância média de 30 mm da face superior da laje.

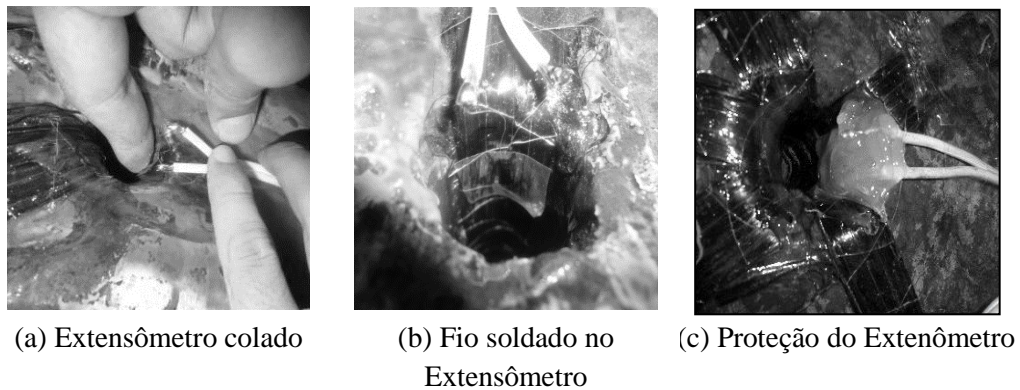


Figura 3.45 - Instalação dos extensômetros no reforço de PRFC - Lotes 1 e 2

Nas lajes da Lote 3, optou-se pela instalação dos extensômetros antes da aplicação do reforço. O procedimento consiste em marcar a posição equivalente à altura de medição da deformação e impregnar-se com o *saturant* apenas uma pequena região para se colar o extensômetro. Após a cura da resina, colam-se os extensômetros e realiza-se sua posterior proteção mecânica com araldite e silicone. Após o endurecimento da proteção mecânica, o reforço pode ser cuidadosamente instalado na laje.

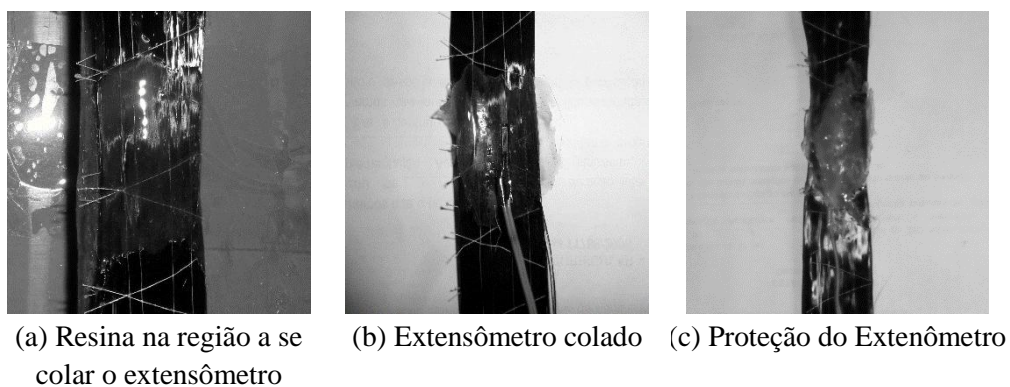


Figura 3.46 - Instalação dos extensômetros no reforço de PRFC - Lote 3

4 RESULTADOS EXPERIMENTAIS

Neste capítulo são apresentados os resultados experimentais das 12 lajes ensaiadas no Laboratório de Estruturas da Universidade de Brasília. Serão apresentadas as informações de deslocamentos verticais, deformações na armadura de flexão, na armadura de cisalhamento, na superfície do concreto, mapa de fissuração, superfície de ruptura, cargas últimas e o modo de ruptura das lajes.

4.1 DESLOCAMENTOS VERTICAIS NAS LAJES

Os deslocamentos das oito primeiras lajes (lotes de fabricação 1 e 2) foram medidos com 12 LVDT's posicionados na face inferior das lajes ensaiadas, conforme apresentado no Capítulo 3. Próximo ao encerramento do ensaio as leituras dos deslocamentos foram interrompidas, com a retirada dos equipamentos da face inferior da laje, com o objetivo de manter sua integridade.

Para as quatro ultimas lajes (lote 3), os LVDT's localizados na posição mais externa – D01, D06, D07 e D12 – foram posicionados na face superior da laje com o objetivo de medir os deslocamentos nas bordas até o final do ensaio. Em todos os ensaios, as leituras foram realizadas pontualmente, a cada passo de carga. As figuras 4.1 a 4.12 mostram, para cada laje do programa experimental, os deslocamentos aferidos pelos LVDT's em vários níveis de carregamento.

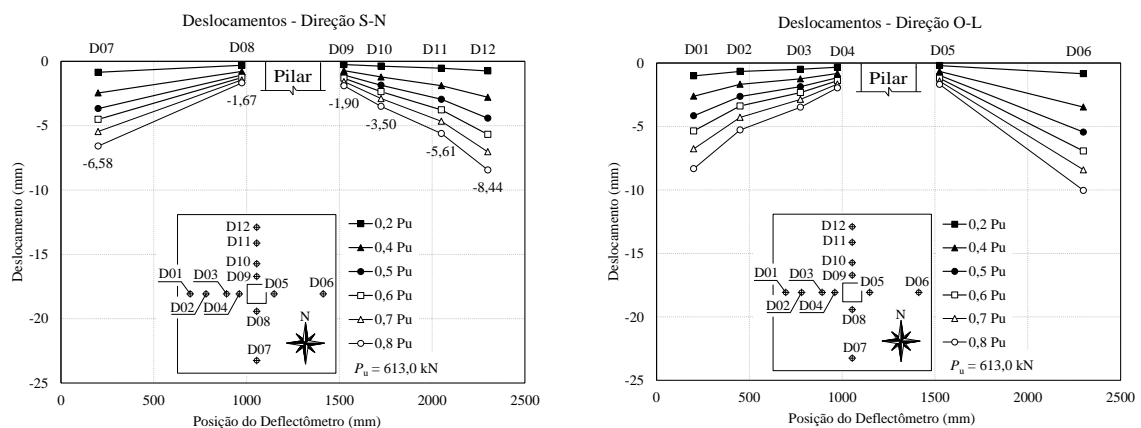


Figura 4.1 - Deslocamentos verticais - L0-1

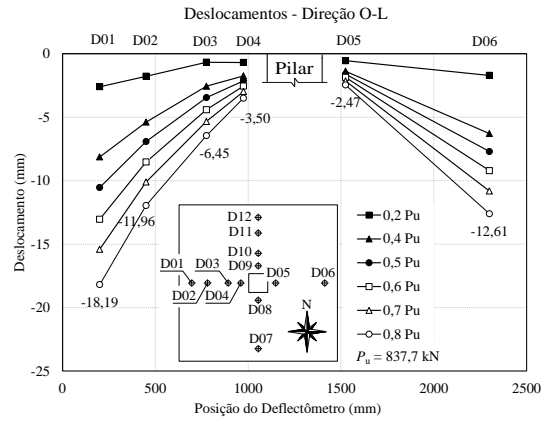
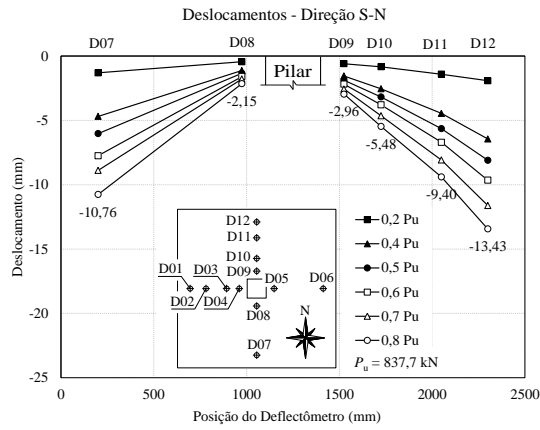


Figura 4.2 - Deslocamentos verticais - LC-S1

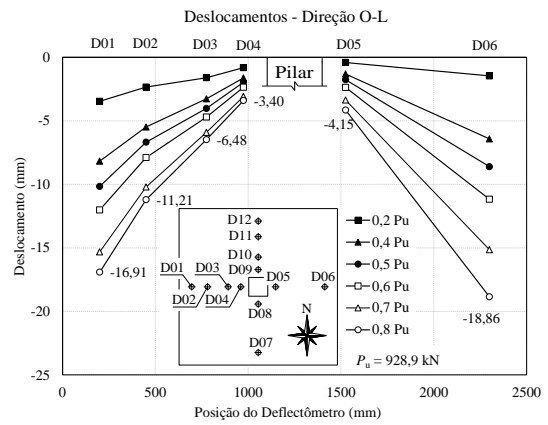
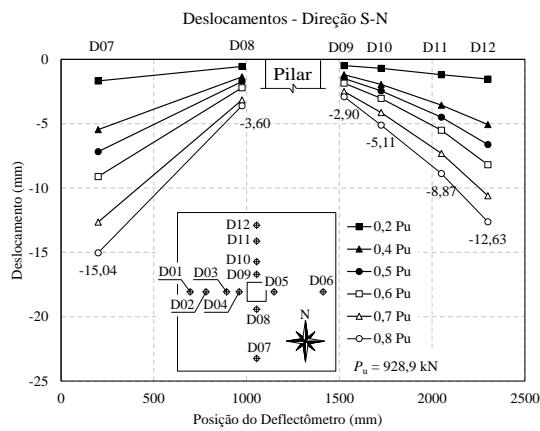


Figura 4.3 - Deslocamentos verticais - LC-S2

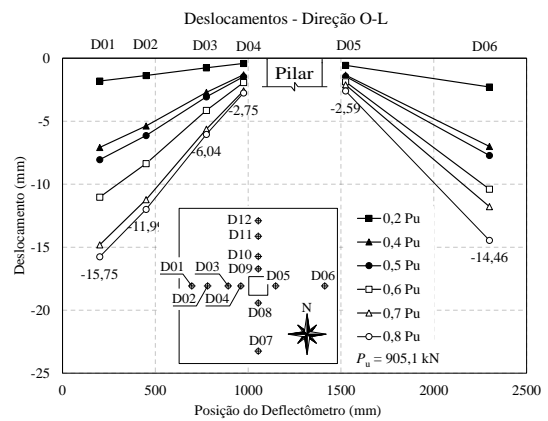
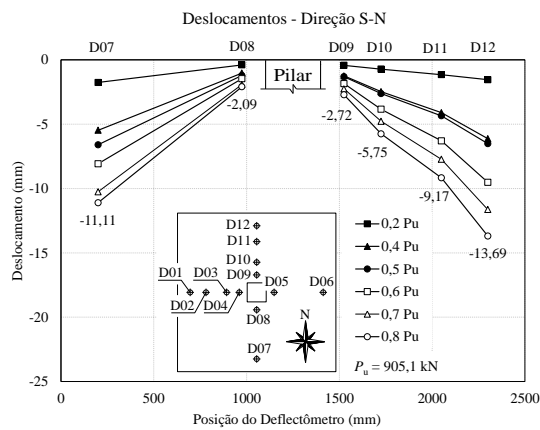


Figura 4.4 - Deslocamentos verticais - LR-S

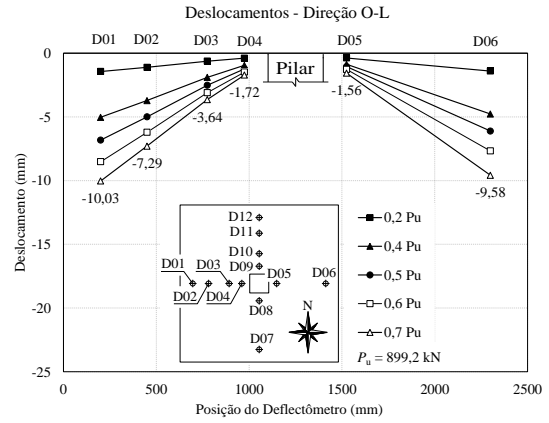
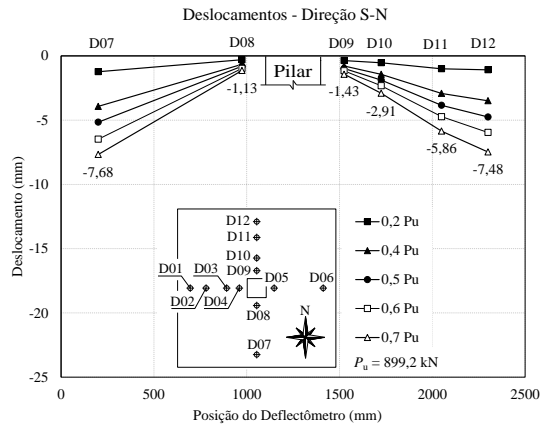


Figura 4.5 - Deslocamentos verticais - LC-D

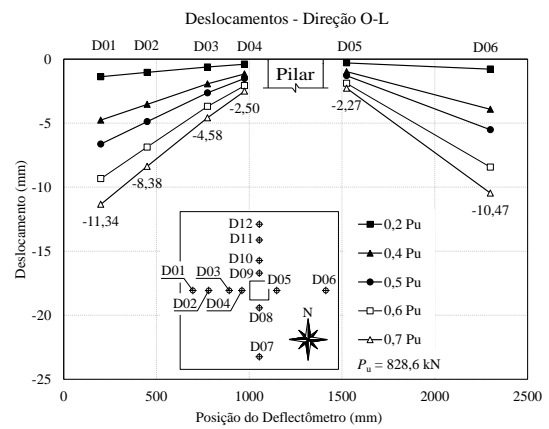
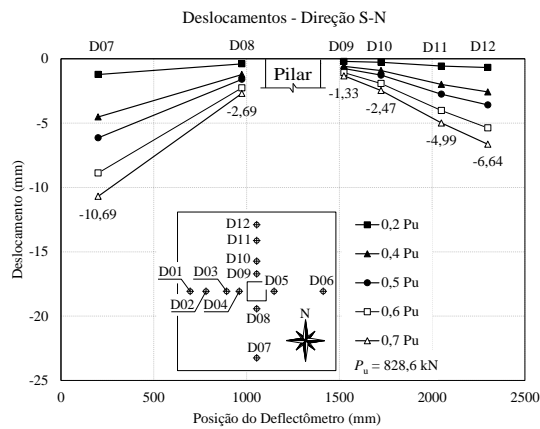


Figura 4.6 - Deslocamentos verticais - LR-D

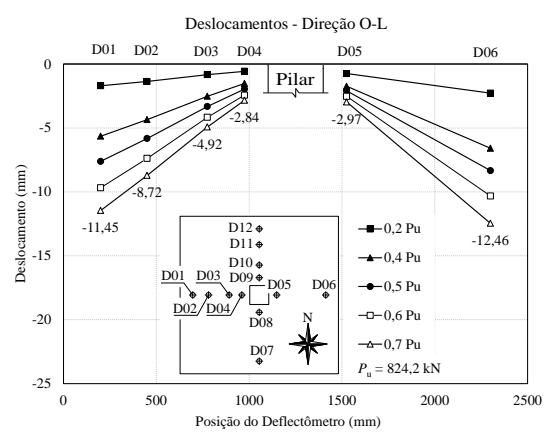
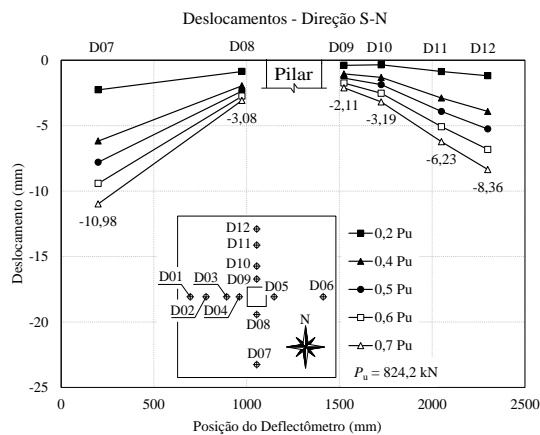


Figura 4.7 - Deslocamentos verticais - LC-S1-F1

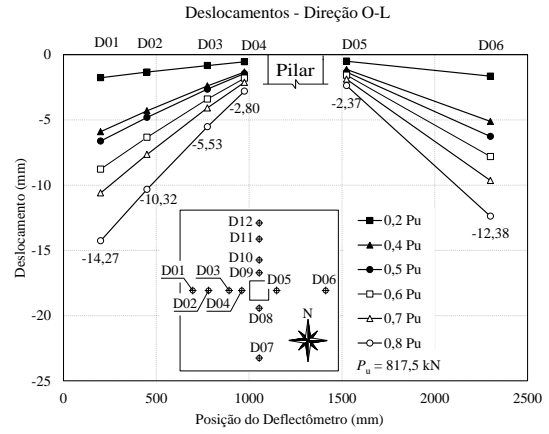
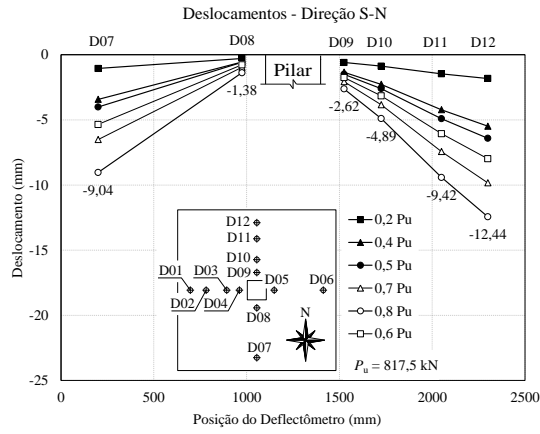


Figura 4.8 - Deslocamentos verticais - LC-S1-F2

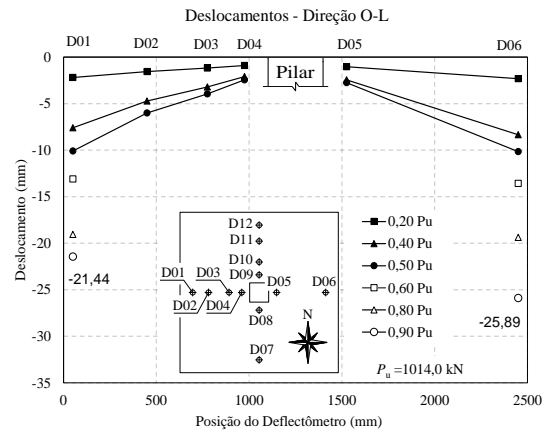
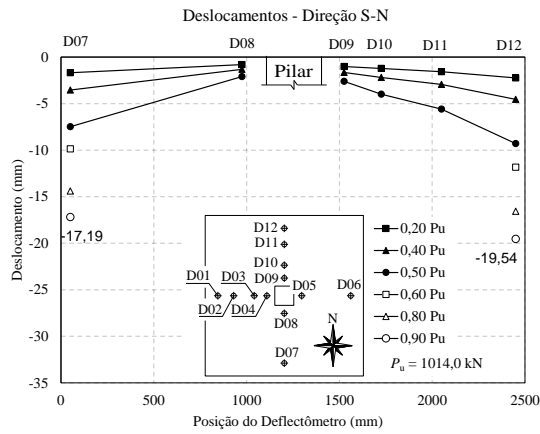


Figura 4.9 - Deslocamentos verticais - LR-S2-6

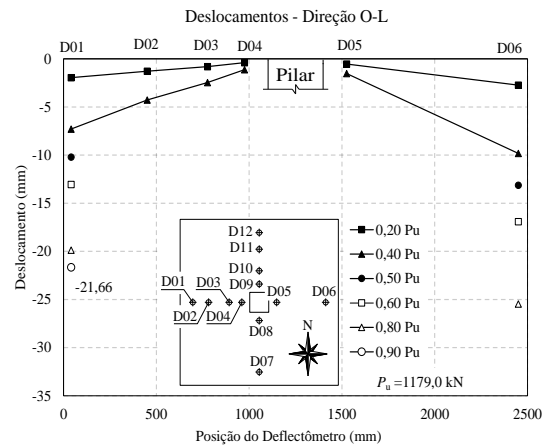
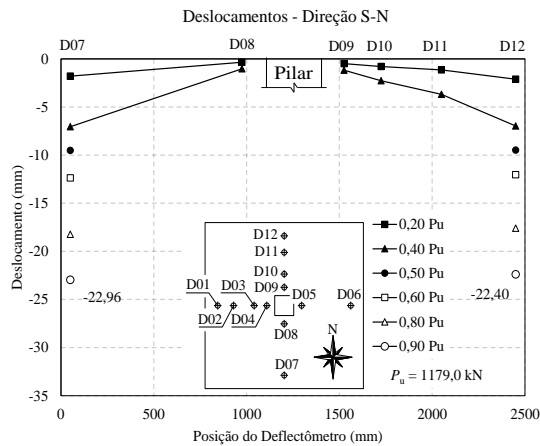


Figura 4.10 - Deslocamentos verticais - LR-S2-8

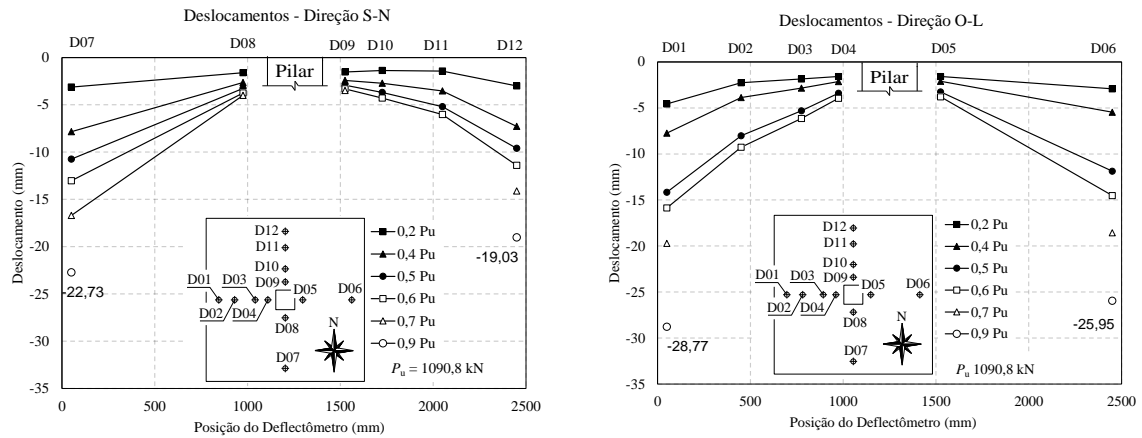


Figura 4.11 - Deslocamentos verticais - LC-S2-6

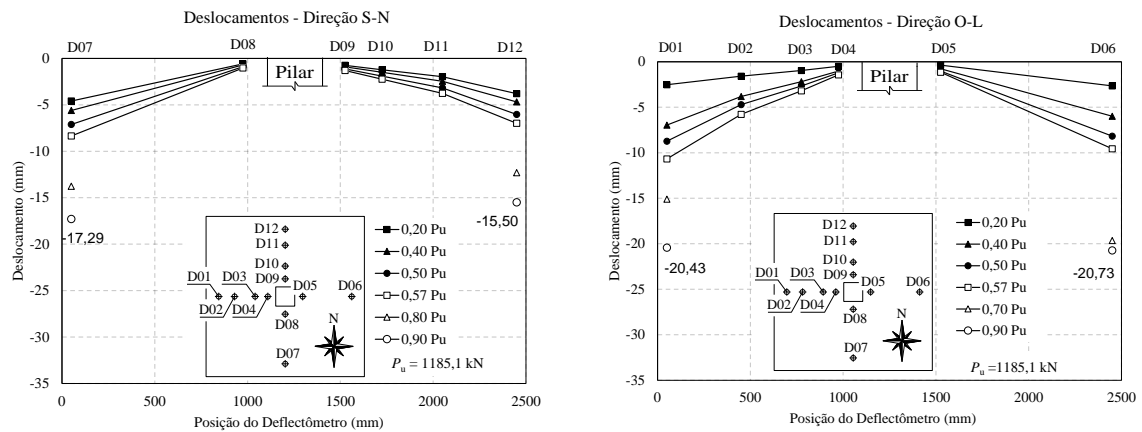


Figura 4.12 - Deslocamentos verticais - LC-S2-8

Pelos diagramas das Figuras 4.1 a 4.12, percebe-se, como esperado, um padrão predominantemente simétrico dos deslocamentos verticais, a exceção das lajes LC-S1-F2 e LR-S2-8 que apresentaram uma assimetria de deslocamentos em níveis avançados de carregamento. Essa assimetria nos deslocamentos pode ser atribuída ao posicionamento não adequado da laje no pórtico, associado à instabilidade do sistema de ensaio.

Devido ao seu posicionamento na face superior da laje, os LVDT's localizados na posição mais externa nos modelos LR-S2-6, LR-S2-8, LC-S2-6 e LC-S2-8 captaram leituras de deslocamento até a ruptura da laje. Por essa razão, nos diagramas das Figuras 4.9 a 4.12 há leituras dos dispositivos D01, D06, D07 e D12, para as quais não existem pontos equivalentes dos outros LVDT's, que tiveram de ser removidos em etapas anteriores do ensaio para segurança dos mesmos. Essa manobra justifica os pontos soltos nos diagramas dessas lajes.

A Figura 4.13 mostra o gráfico Carga x Deslocamentos Verticais Médios de todas as lajes do programa experimental. Os deslocamentos médios foram tomados pelas leituras dos quatro LVDT's instalados na posição mais externa das lajes. Nesse gráfico, as lajes com mesma quantidade de reforço (LC-S1, LC-S2, LR-S, LC-D, LR-D e LR-S2-6) têm pontos na mesma cor, preta. A cor vermelha foi dada aos pontos dos gráficos das lajes com maior quantidade de reforço por perímetro (LR-S2-6, LR-S2-8 e LC-S2-8). Os gráficos com pontos em verde representam as lajes LC-S1-F1 e LC-S1-F2, nas quais os furos foram executados após a cura do concreto.

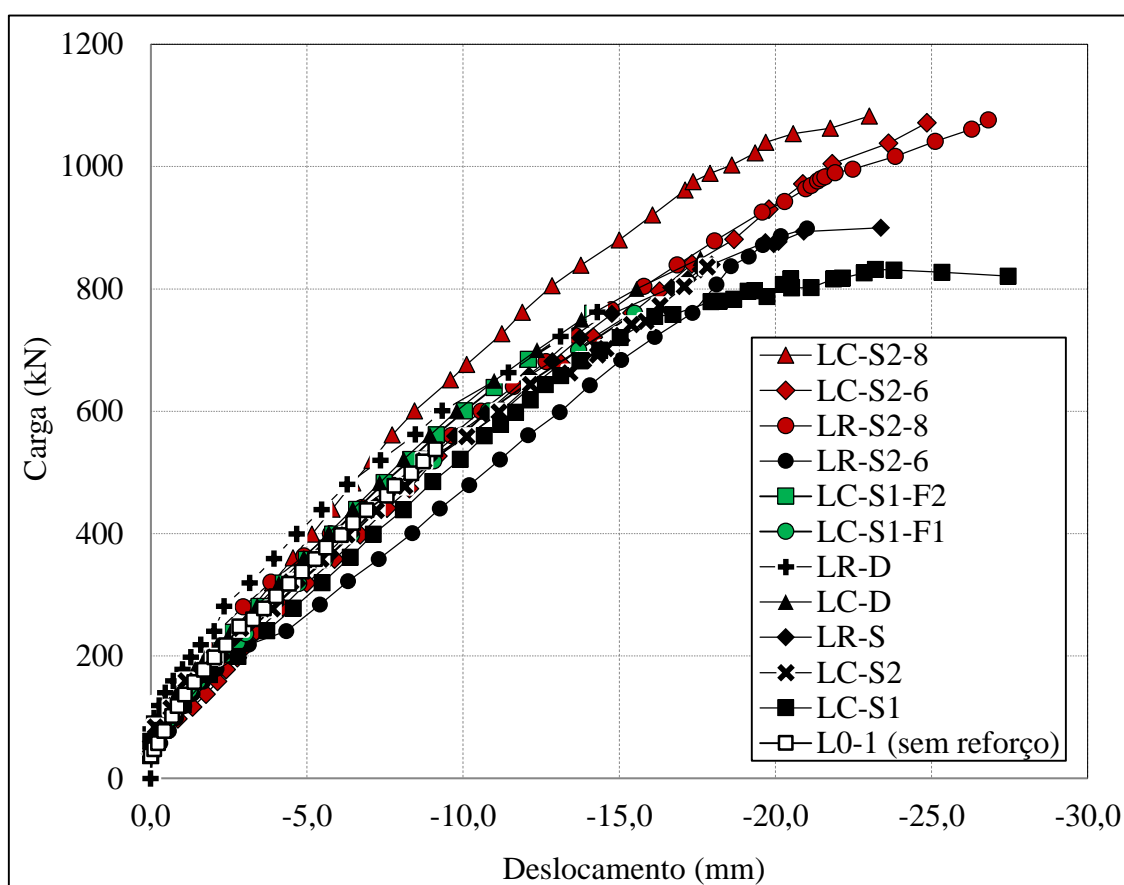


Figura 4.13 - Deslocamentos verticais médios

Pelo gráfico, percebe-se que a inclinação média das curvas foi a mesma até aproximadamente 800 kN. A partir desse patamar de carregamento, os modelos com $A_{PRFC} = 132 \text{ mm}^2$ (pontos em preto) apresentaram um comportamento mais assintótico culminando com a ruptura da laje. Fica evidente, também, a superioridade das lajes com maior quantidade de reforço e de perímetros reforçados (pontos em vermelho).

A laje LR-S2-6 apresentou uma curva Carga x Deslocamentos médios inferior às demais lajes. Contudo, houve, de acordo com os dados de ensaio, uma leve recuperação da rigidez,

próximo da ruptura. O modelo LC-S2-8 apresentou um mecanismo mais rígido que os demais, comportamento que também tendeu a se amenizar no final do ensaio.

Uma análise mais detalhada da relação carga x deslocamentos médios é apresentada no capítulo 4.8 - Eficiência do Reforço. Nessa análise, as lajes são divididas em grupos, de acordo com as variáveis dos ensaios.

4.2 DEFORMAÇÕES ESPECÍFICAS NA SUPERFÍCIE DO CONCRETO

As deformações específicas no concreto foram medidas com extensômetros posicionados na superfície inferior das lajes, na região adjacente ao pilar. Os extensômetros utilizados foram da marca *Kyowa* modelo KC-79-120-A1-11, e posicionados de forma a registrar as deformações radiais e tangenciais no concreto. As posições dos extensômetros para cada laje variaram em função da interferência com a resina utilizada do reforço e com o graute utilizado para o preenchimento dos furos.

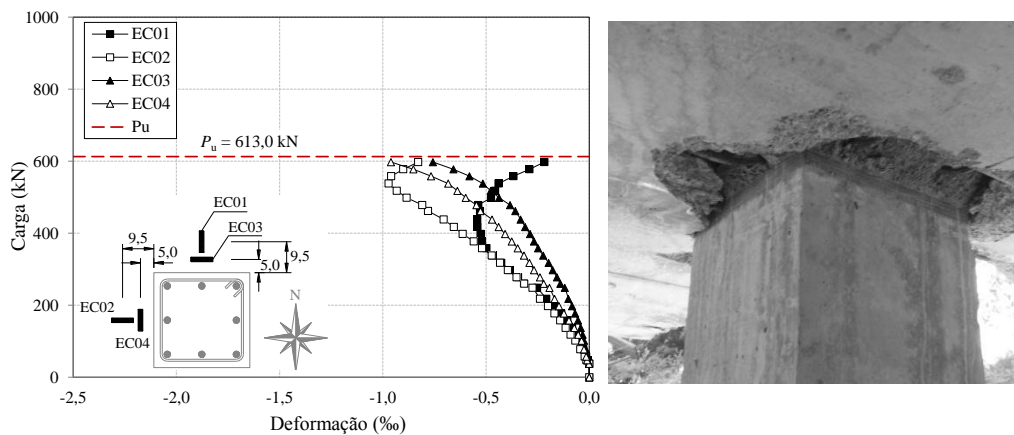


Figura 4.14 - Deformações específicas na Superfície do Concreto - L0-1

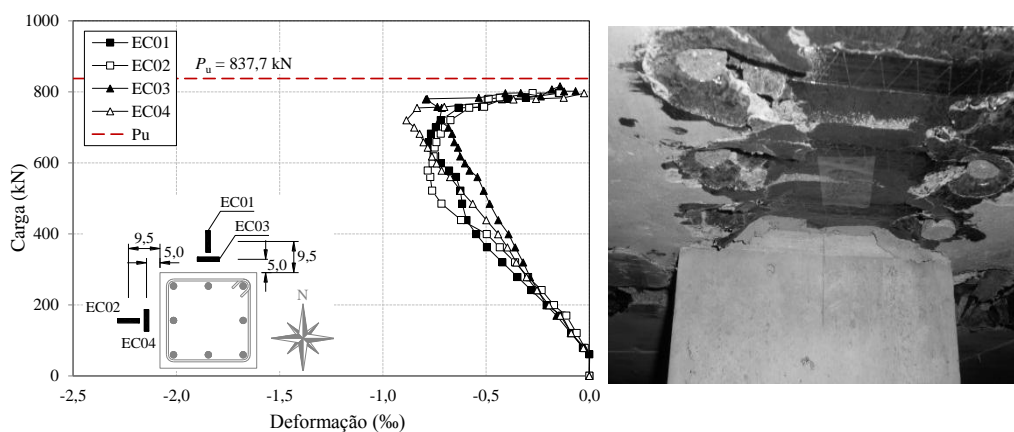


Figura 4.15 - Deformações específicas na Superfície do Concreto - LC-S1

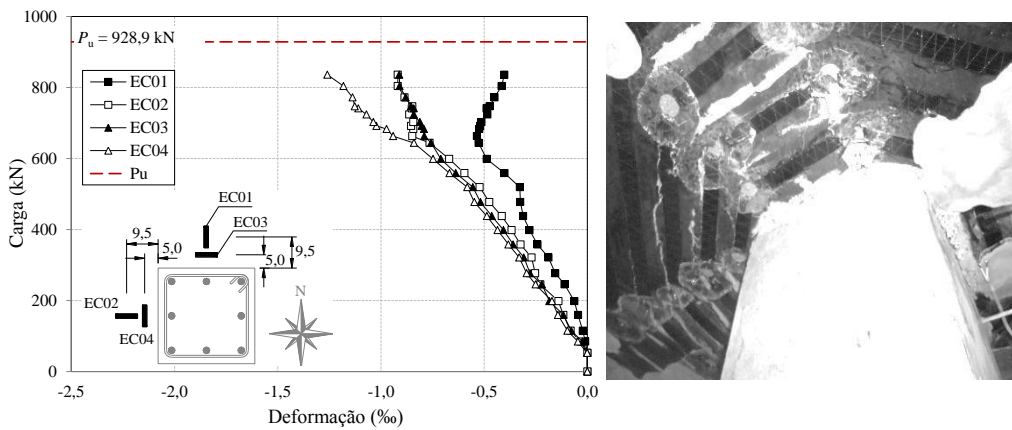


Figura 4.16 - Deformações específicas na Superfície do Concreto - LC-S2

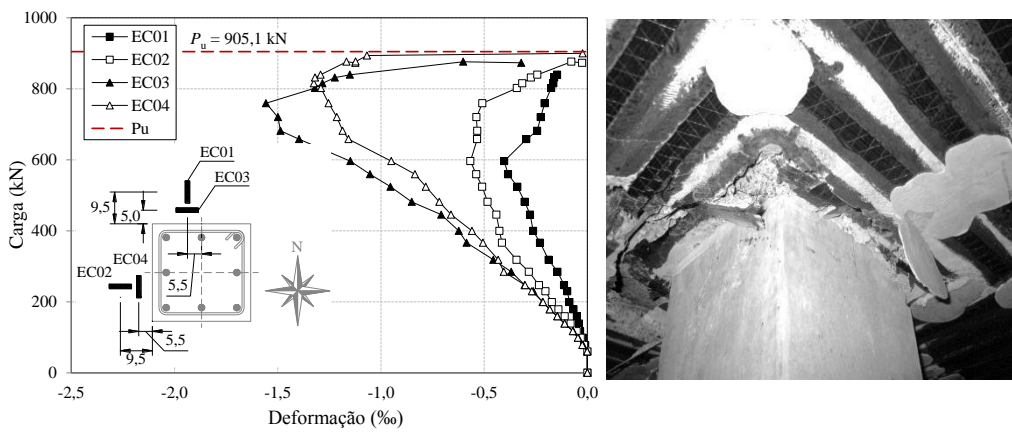


Figura 4.17 - Deformações específicas na Superfície do Concreto - LR-S

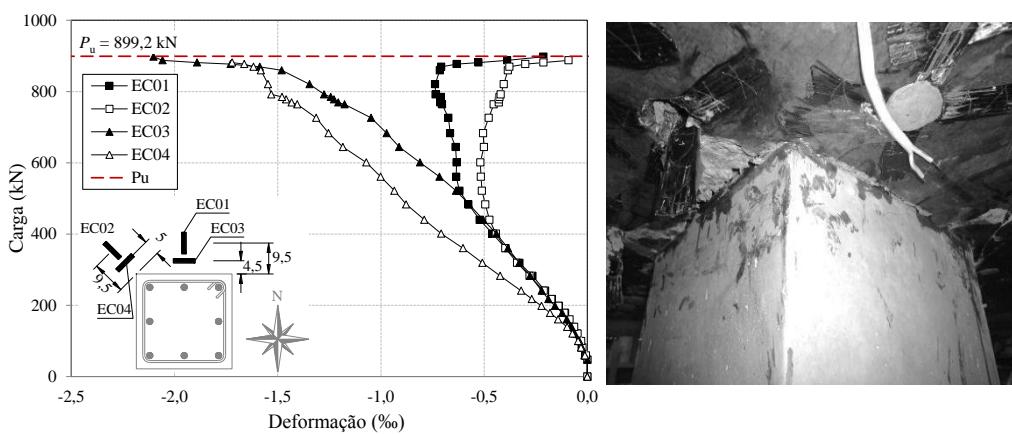


Figura 4.18 - Deformações específicas na Superfície do Concreto - LC-D

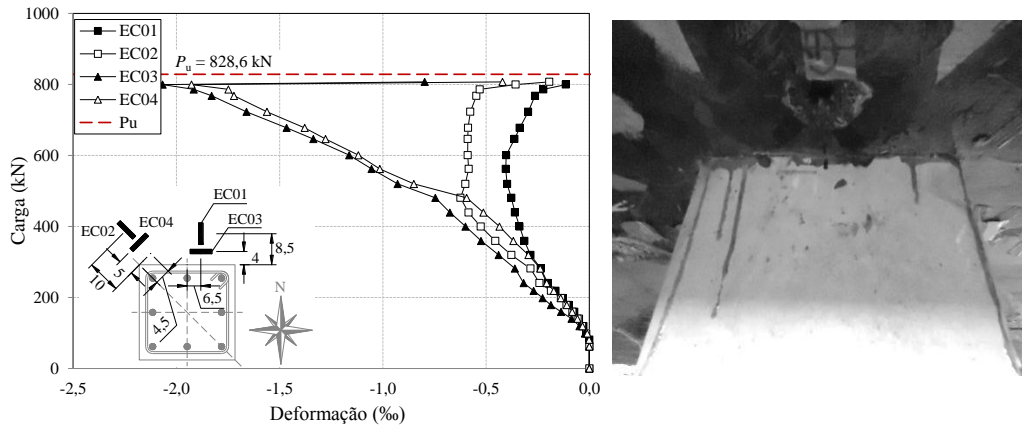


Figura 4.19 - Deformações específicas na Superfície do Concreto - LR-D

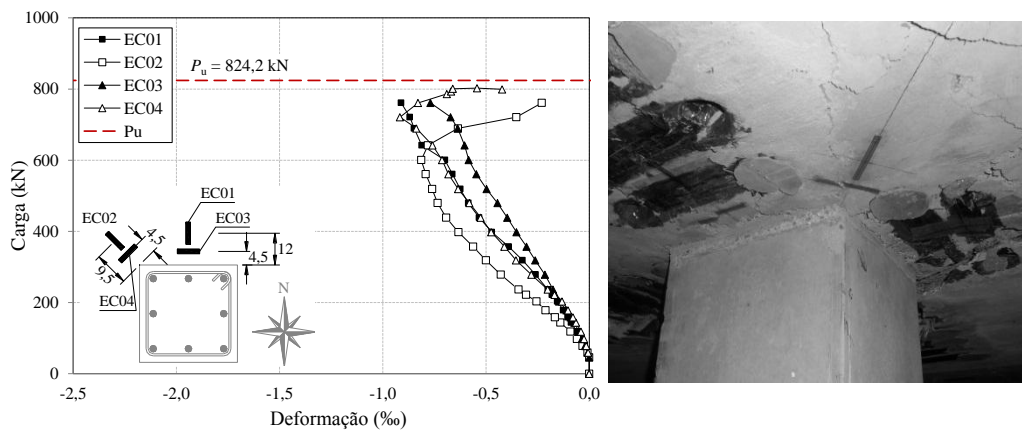


Figura 4.20 - Deformações específicas na Superfície do Concreto - LC-S1-F1

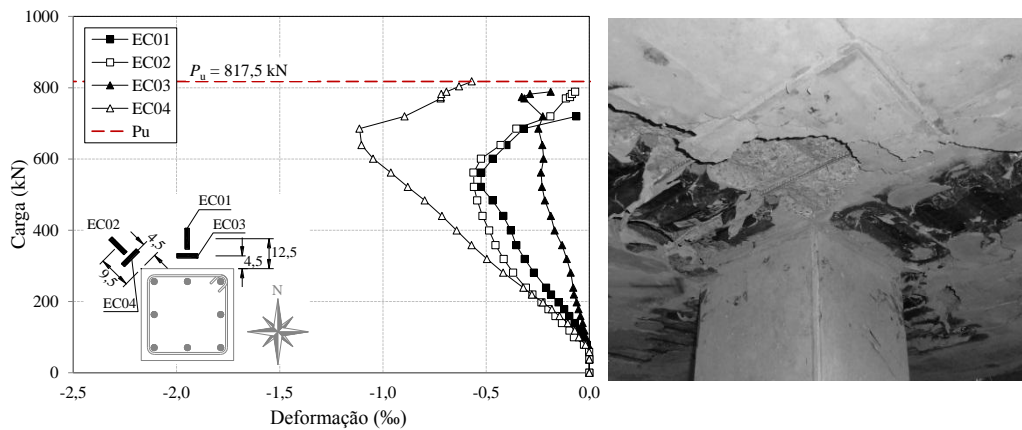


Figura 4.21 - Deformações específicas na Superfície do Concreto - LC-S1-F2

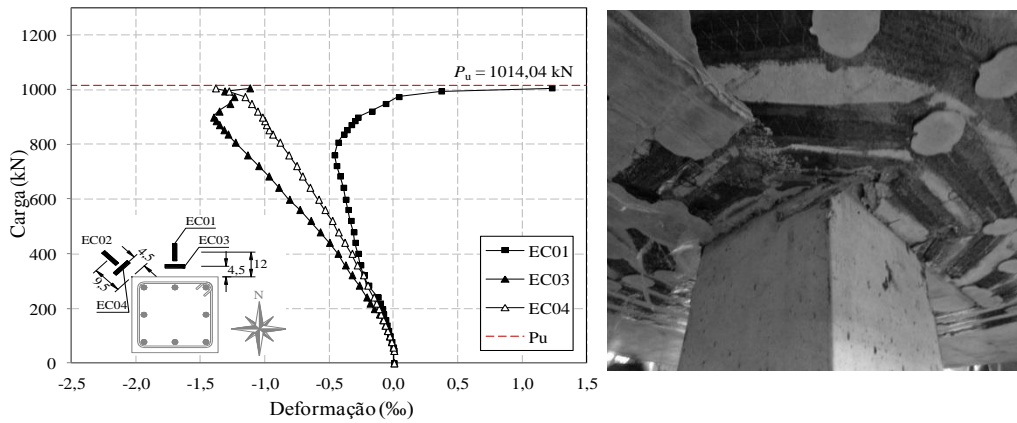


Figura 4.22 - Deformações específicas na Superfície do Concreto - LR-S2-6

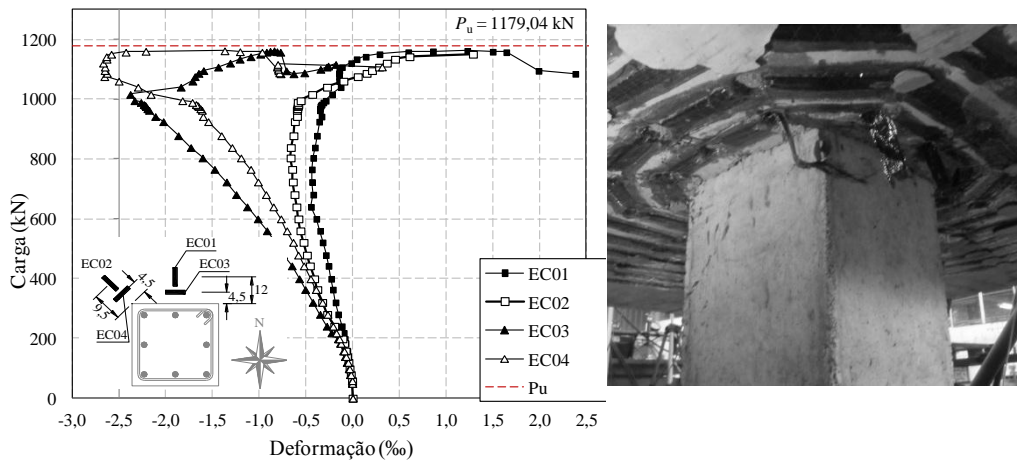


Figura 4.23 - Deformações específicas na Superfície do Concreto - LR-S2-8

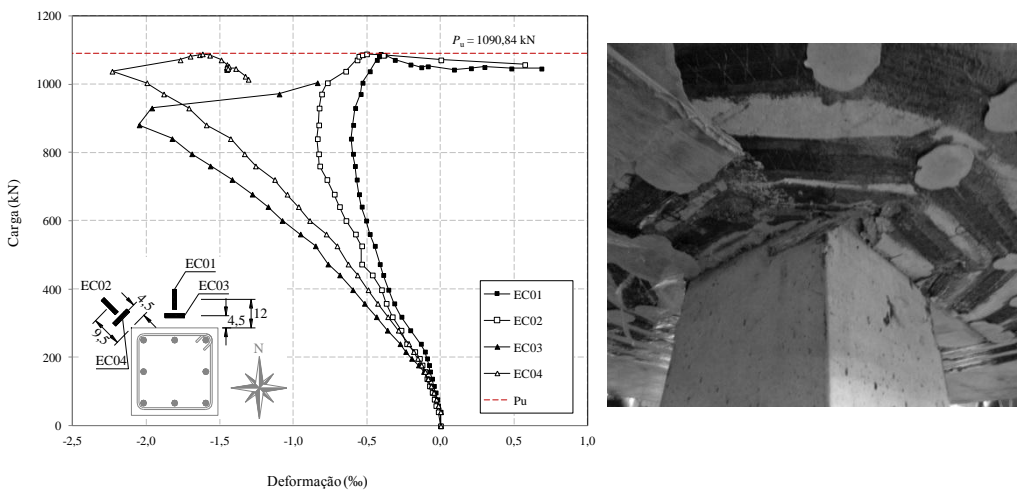


Figura 4.24 - Deformações específicas na Superfície do Concreto - LC-S2-6

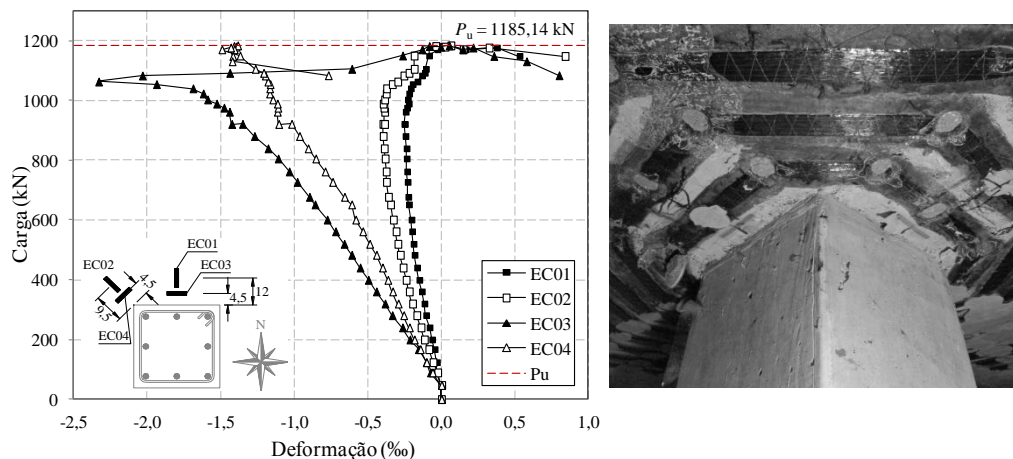


Figura 4.25 - Deformações específicas na Superfície do Concreto - LC-S2-8

De um modo geral, o comportamento da relação carga x deformação na superfície do concreto foi similar em ambas as direções até um nível de carregamento em torno de 200 kN. Após esse nível, as deformações tangenciais passaram a apresentar valores superiores às radiais. Para níveis de carga próximos ao valor máximo (V_u) as deformações radiais de compressão diminuem e, em alguns casos, chegou-se a registros de deformações de alongamento.

Segundo MUTTONI (2008), a constatação de deformações radiais de alongamento na face comprimida da laje, próximo ao pilar, é um possível indício de ruína por punção. Este fenômeno pode ser explicado pelo surgimento de uma biela em forma de cotovelo que gera uma componente de tração ao longo da face comprimida da laje devido ao desenvolvimento de uma fissura crítica de cisalhamento, conforme ilustrado na Figura 4.26.

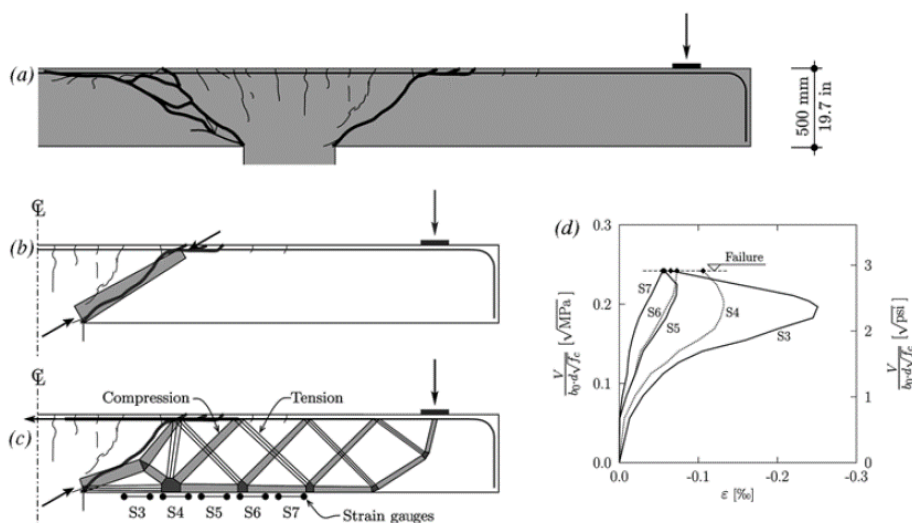


Figura 4.26 – Modelo de bielas e tirantes para ruptura por punção (MUTTONI, 2008)

É importante ressaltar que em algumas regiões, o posicionamento dos extensômetros variou em função da interferência causada pela resina utilizada para o reforço e do graute utilizado para o preenchimento dos furos.

As lajes com perfuração após concretagem, LC-S1-F1 e LC-S1-F2, apresentaram as menores deformações tangenciais com valores máximos de 0,91‰ e 1,1‰, respectivamente. As lajes reforçadas com a técnica *Dowel*, apresentaram valores de deformações parecidos entre si com as tangenciais máximas de compressão de 2,05‰ (LC-D) e 2,06‰ (LR-D).

A laje LR-S2-8 foi a que apresentou o maior nível de deformação tangencial na superfície do concreto, com valor máximo de 2,65 ‰ para o extensômetro EC04. Nota-se que nos últimos passos de carga houve um alívio significativo das deformações radiais, após atingir deformação máxima, registrando deformações de tração que alcançaram valores próximos de 1,50 ‰ nos extensômetros EC01 e EC02.

4.3 DEFORMAÇÕES ESPECÍFICAS NAS ARMADURAS DE FLEXÃO

A seguir, apresentam-se os gráficos de deformações nas armaduras de flexão das lajes em função da posição do extensômetro na barra. Nesses gráficos são visualizadas as deformações para diferentes estágios de carregamento. A linha tracejada no gráfico representa o nível de deformação de escoamento da armadura conforme ensaio de caracterização realizado na pesquisa.

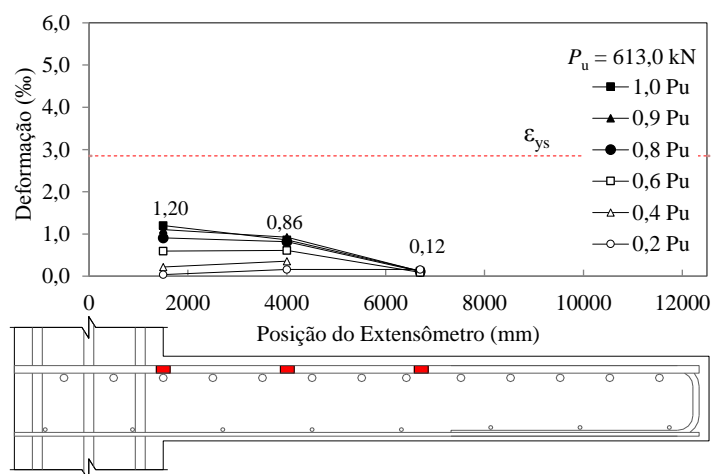


Figura 4.27 - Deformações específicas nas armaduras de flexão - L0-1

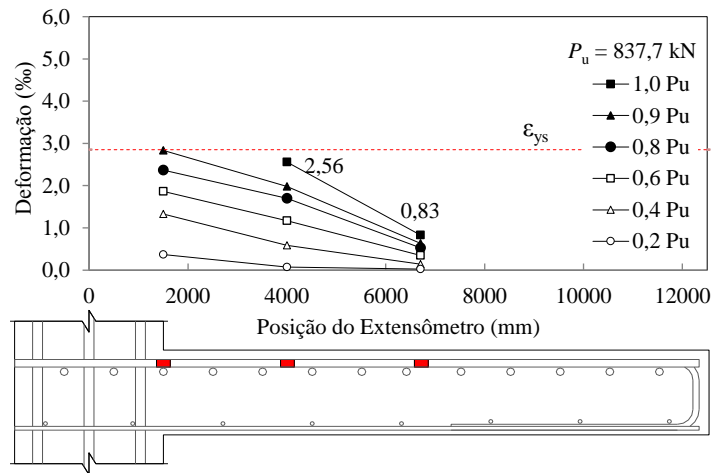


Figura 4.28 - Deformações específicas nas armaduras de flexão - LC-S1

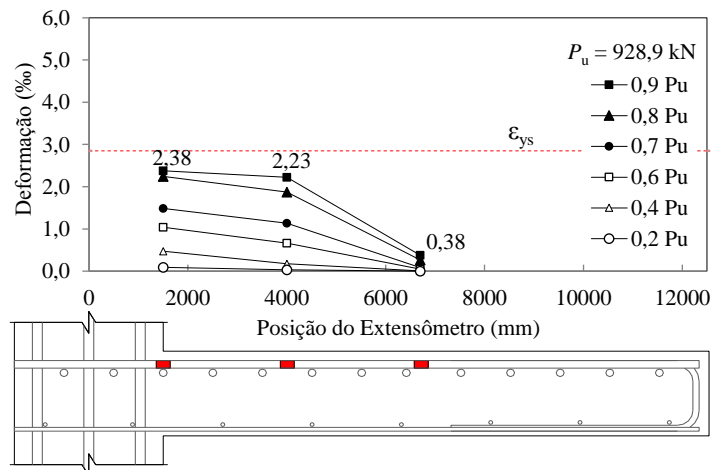


Figura 4.29 - Deformações específicas nas armaduras de flexão - LC-S2

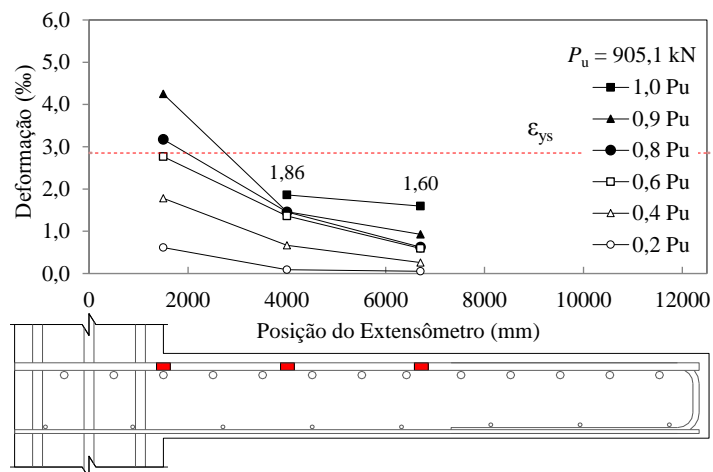


Figura 4.30 - Deformações específicas nas armaduras de flexão - LR-S

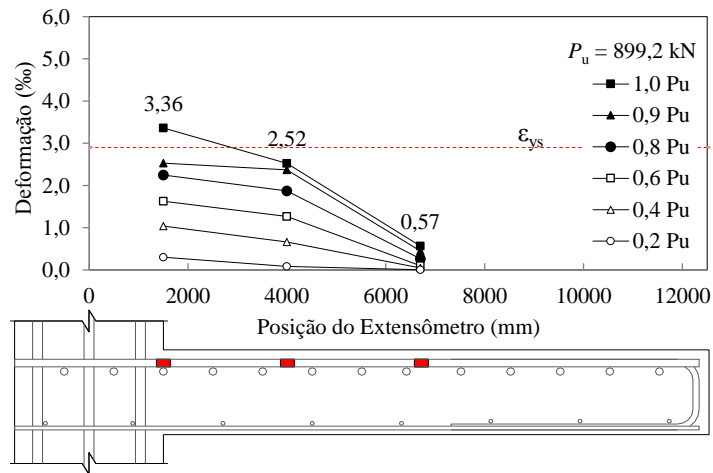


Figura 4.31 - Deformações específicas nas armaduras de flexão - LC-D

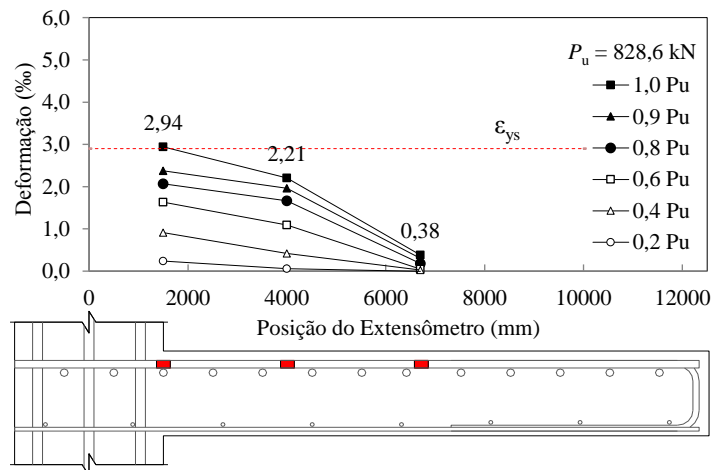


Figura 4.32 - Deformações específicas nas armaduras de flexão - LR-D

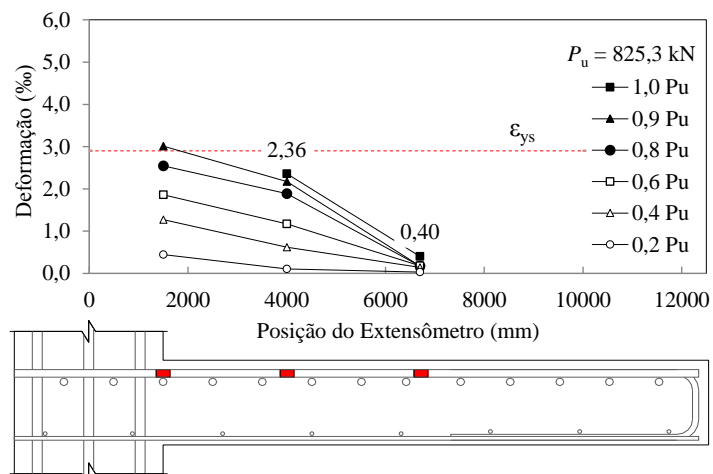


Figura 4.33 - Deformações específicas nas armaduras de flexão - LC-S1-F1

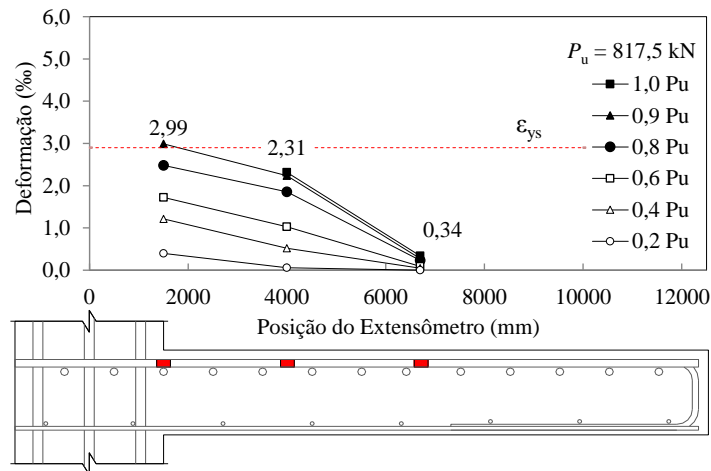


Figura 4.34 - Deformações específicas nas armaduras de flexão - LC-S1-F2

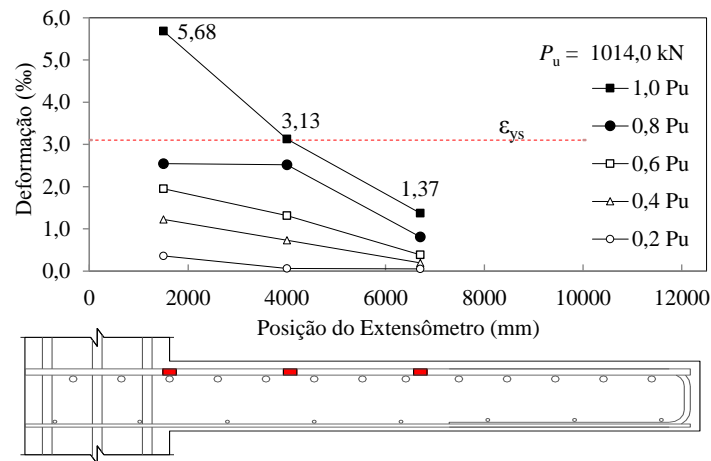


Figura 4.35 - Deformações específicas nas armaduras de flexão - LR-S2-6

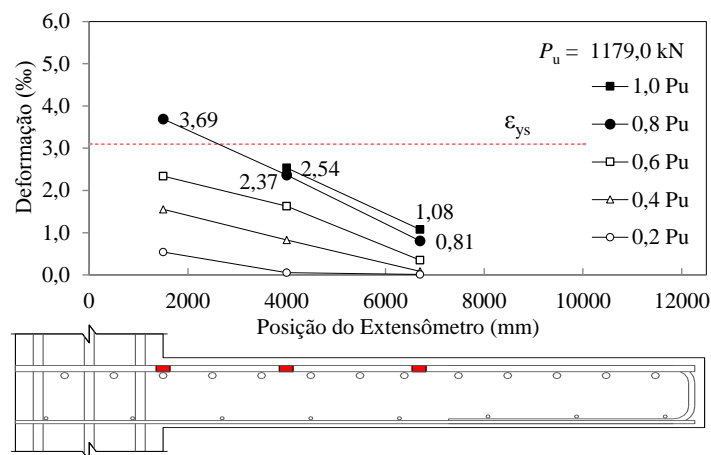


Figura 4.36 - Deformações específicas nas armaduras de flexão - LR-S2-8

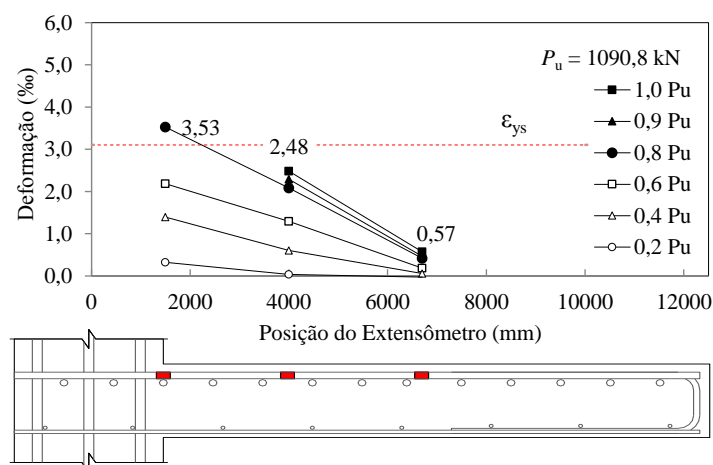


Figura 4.37 - Deformações específicas nas armaduras de flexão - LC-S2-6

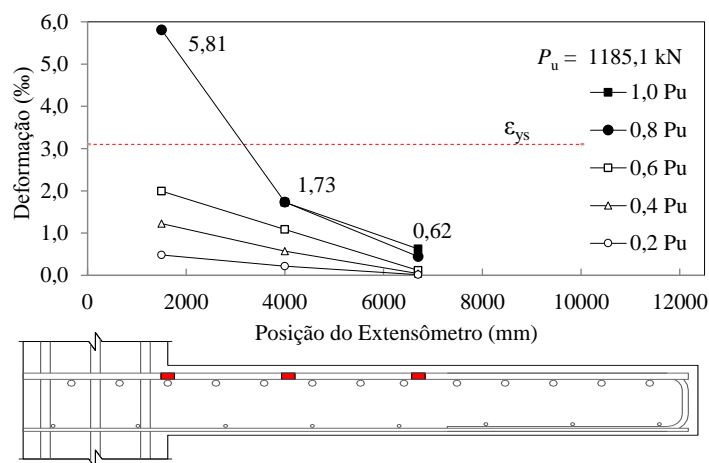


Figura 4.38 - Deformações específicas nas armaduras de flexão - LC-S2-8

Para todas as lajes, percebe-se um padrão de deformações com as leituras mais significativas na posição coincidente com a face do pilar e valores decrescentes à medida em que se afasta dos pilares.

Nota-se que a laje de referência, sem reforço de PRFC (Figura 4.27), foi a que apresentou menores níveis de deformação de armadura. As lajes LC-S1, LC-S2 e LR-D tiveram deformações próximas às de escoamento sem, contudo, superar esse limite de deformação. O mesmo fato ocorreu com as duas lajes nas quais optou-se pela perfuração posterior à concretagem (LC-S1-F1 e LC-S1-F2), que, mesmo com quantidades diferentes de PRFC, apresentaram comportamento muito parecido.

As lajes nas quais foram utilizadas uma maior quantidade de perímetros de reforço e maior área de PRFC no combate ao cisalhamento ($A_{PRFC} = 297 \text{ mm}^2$), apresentaram níveis de

deformação muito superiores aos das lajes de $A_{PRFC} = 132 \text{ mm}^2$. Nesse caso, os valores de deformação superaram substancialmente o de escoamento do aço.

4.4 DEFORMAÇÕES ESPECÍFICAS NO REFORÇO DE FIBRA DE CARBONO

Conforme mencionado anteriormente, os PRFC's foram instrumentados em sua porção vertical, dentro dos furos, ao longo de linhas radiais de reforço.

Nas lajes reforçadas com distribuição em cruz, instrumentaram-se os furos de apenas uma linha radial, ortogonal à face do pilar. Nas lajes de distribuição radial de reforço, instrumentou-se, além da linha ortogonal, uma segunda linha, inclinada em relação à face do pilar. A posição exata dos extensômetros e a técnica de instalação estão descritas no item 3.9.4.

De posse dos dados de deformação do PRFC, captados nos ensaios das lajes, foi possível a montagem de um diagrama que mostra o nível de deformação dos PRFC's ao longo de uma linha radial de reforço. Esses diagramas são mostrados a seguir (Figura 4.39 a Figura 4.48).

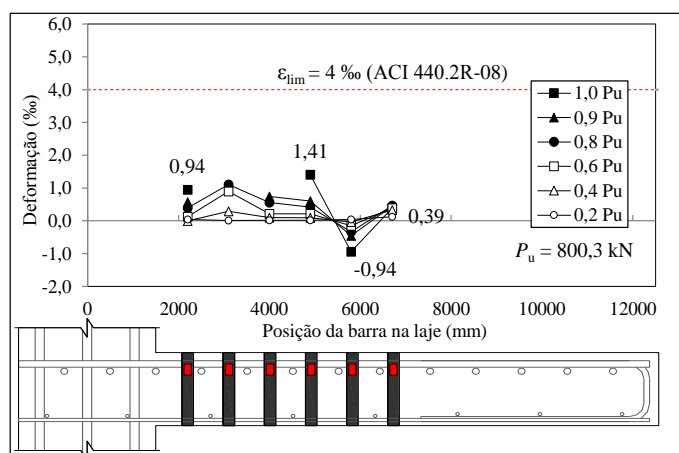


Figura 4.39 - Deformações específicas no reforço de fibra de carbono - LC-S1

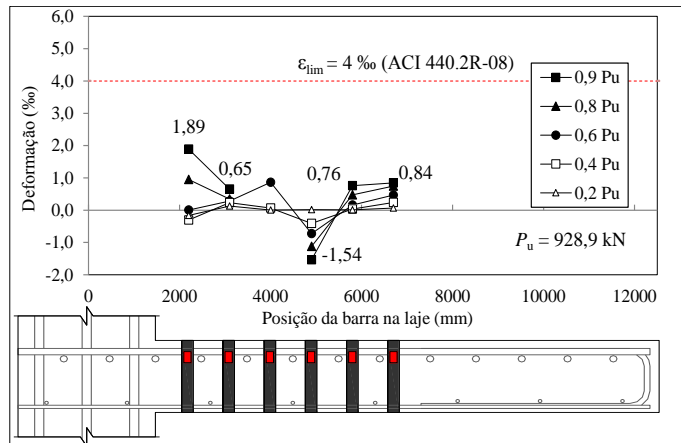
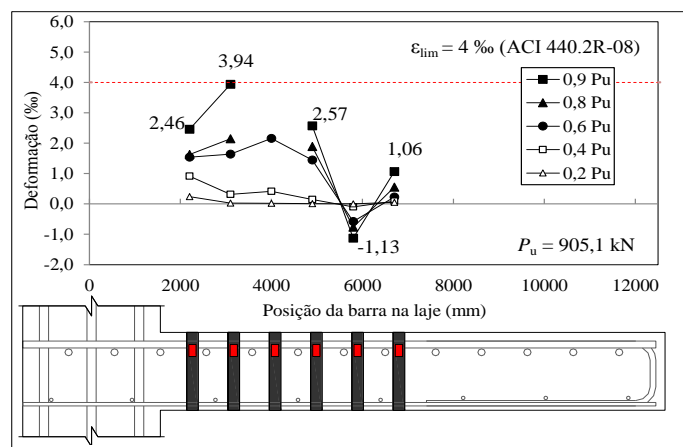
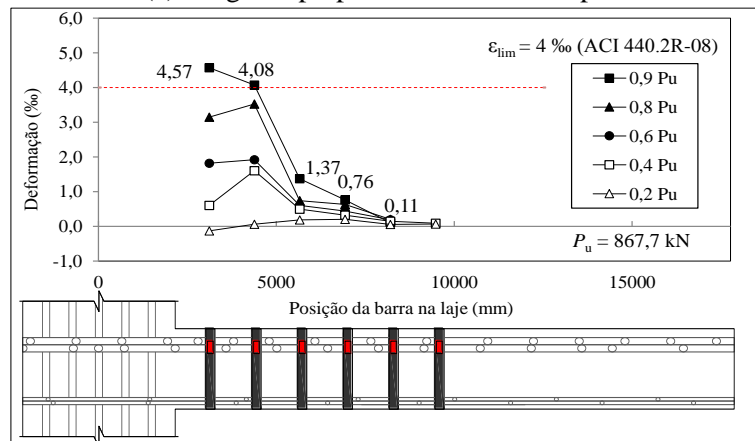


Figura 4.40 - Deformações específicas no reforço de fibra de carbono - LC-S2



(a) Diagonal perpendicular à face do pilar



(b) Diagonal inclinada em relação à face do pilar

Figura 4.41 - Deformações específicas no reforço de fibra de carbono - LR-S

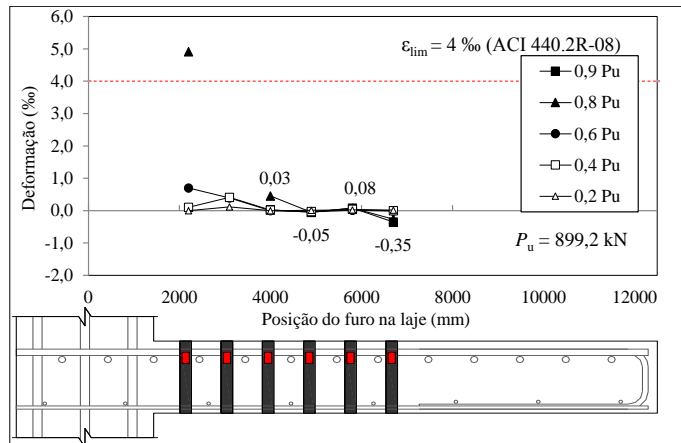
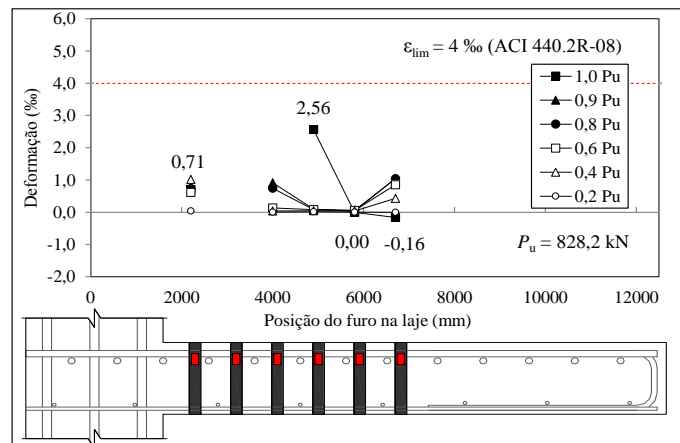
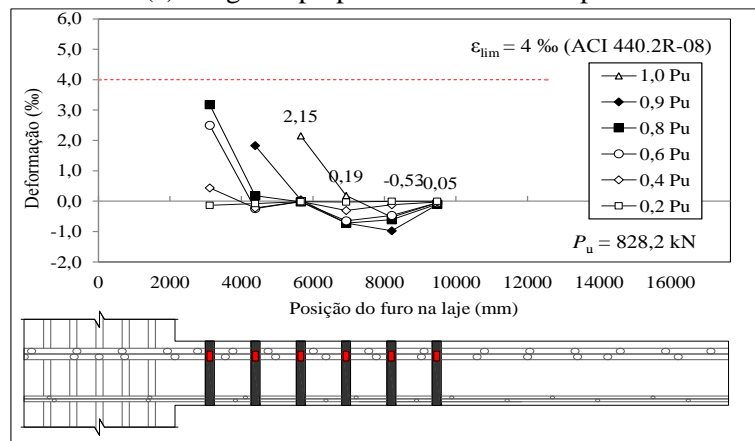


Figura 4.42 - Deformações específicas no reforço de fibra de carbono - LC-D



(a) Diagonal perpendicular à face do pilar



(b) Diagonal inclinada em relação à face do pilar

Figura 4.43 - Deformações específicas no reforço de fibra de carbono - LR-D

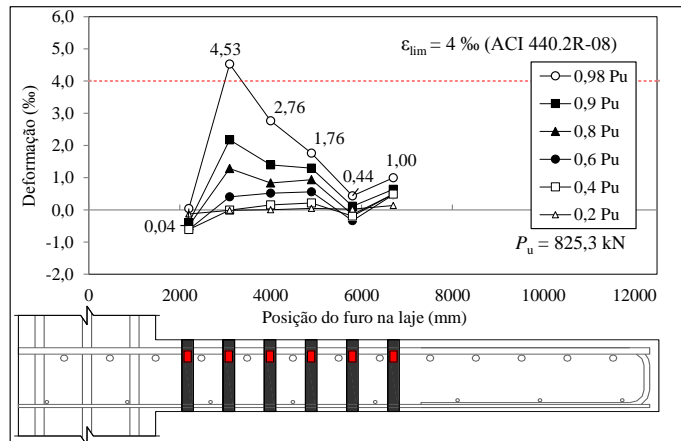


Figura 4.44 - Deformações específicas no reforço de fibra de carbono - LC-S1-F1

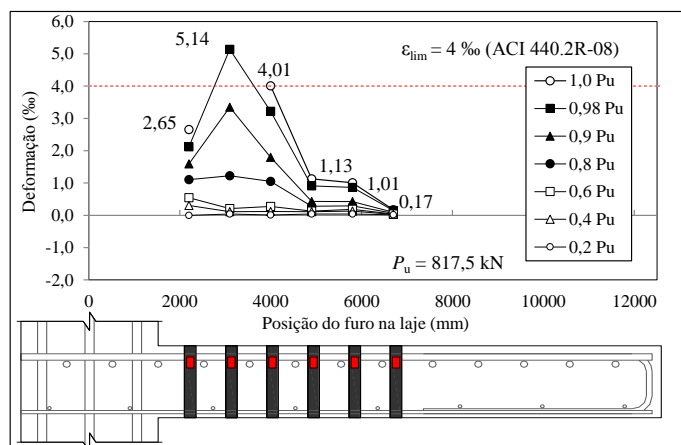


Figura 4.45 - Deformações específicas no reforço de fibra de carbono - LC-S1-F2

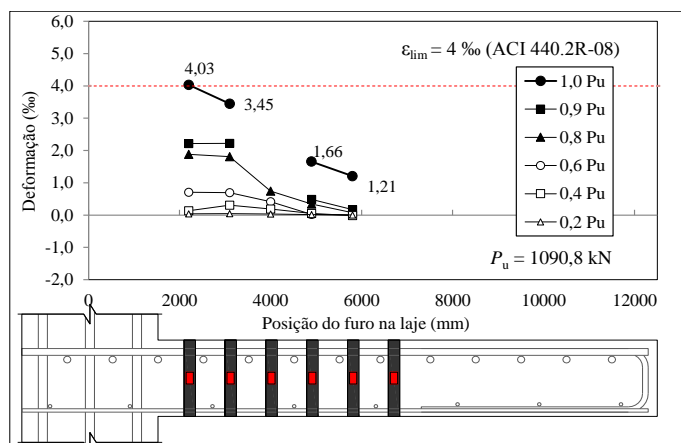
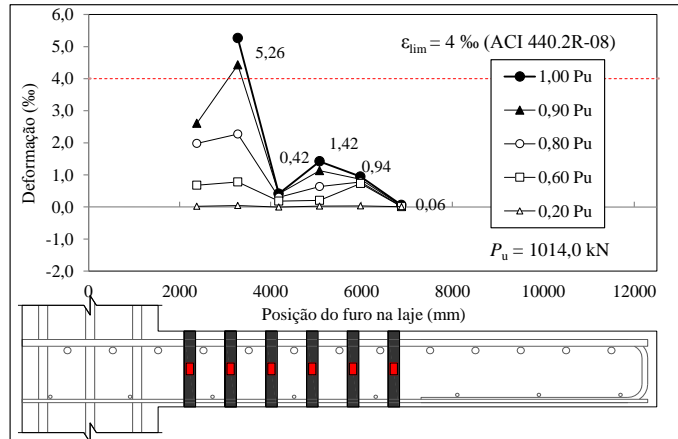
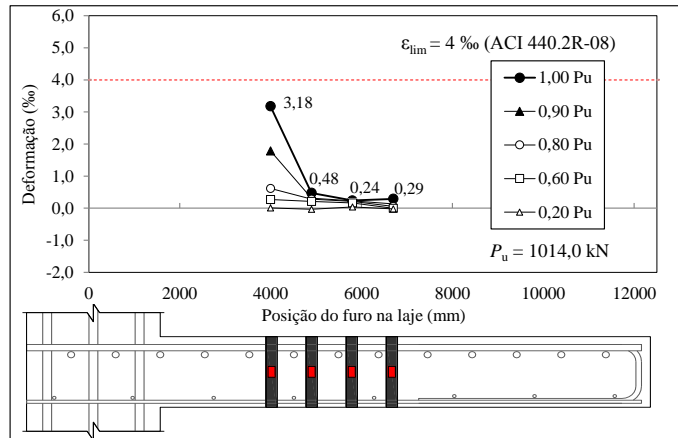


Figura 4.46 - Deformações específicas no reforço de fibra de carbono - LC-S2-6



(a) Diagonal perpendicular à face do pilar



(b) Diagonal inclinada em relação à face do pilar

Figura 4.47 - Deformações específicas no reforço de fibra de carbono - LR-S2-6

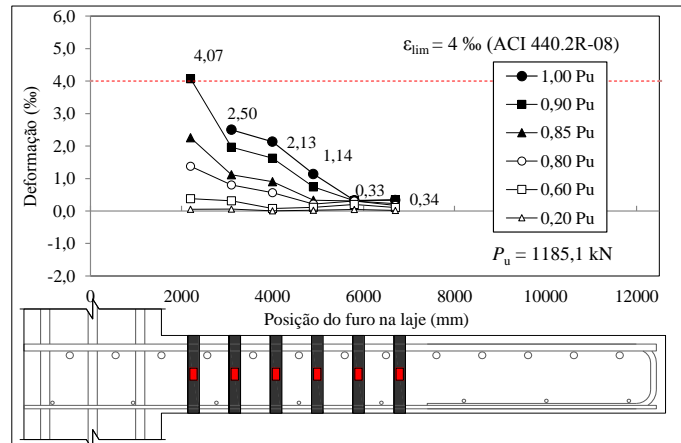
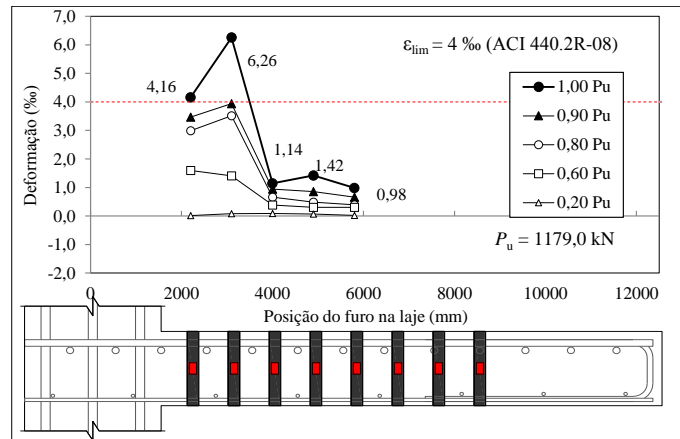
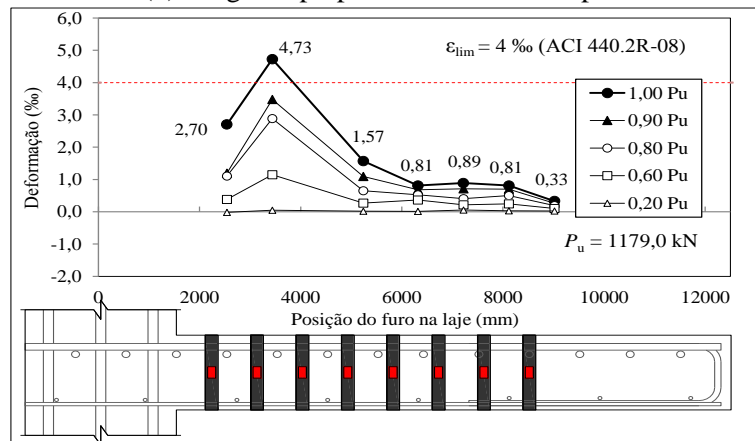


Figura 4.48 - Deformações específicas no reforço de fibra de carbono - LC-S2-8



(b) Diagonal perpendicular à face do pilar



(b) Diagonal inclinada em relação à face do pilar

Figura 4.49 - Deformações específicas no reforço de fibra de carbono - LR-S2-8

Dos diagramas acima, observa-se que a distribuição das deformações nos PRFC's ao longo de uma linha radial seguiu um padrão particular: A camada mais próxima ao pilar apresenta, como esperado, valores significativos de tração. Entretanto, pra um determinado nível de carregamento, os maiores valores de deformação geralmente foram observados na segunda camada. Da terceira camada até a última, os valores diminuem gradativamente, sendo observados em alguns casos, deformações de compressão.

Os níveis de deformação foram compatíveis com os observados pelos demais autores. As Lajes LC-S1 e LC-S2 tiveram os menores valores de deformação do PRFC. As lajes LC-S1-F1, LC-S1-F2, LR-S e LR-S2-6 apresentaram, ao final do experimento, na primeira ou segunda camada, níveis de deformação de tração próximos ao limite de 4,0 ‰ da ACI 440 2R:02 (2008) sem, contudo, superá-los significativamente.

As lajes reforçadas com maior quantidade de PRFC ($A_{PRFC} = 297 \text{ mm}^2$) superaram substancialmente o limite de deformação de 4,0 ‰. A LR-S2-8 registrou o maior valor dentre as lajes avaliadas, com um patamar de 6,25 ‰.

As lajes que receberam o reforço com a técnica *dowel* apresentaram menores níveis de deformação além de várias leituras instáveis. Isso pode ser atribuído à característica do reforço, o qual dispõe de um mecanismo de ancoragem menos eficiente que o da técnica *stitch*.

Alguns extensômetros tiveram seus registros comprometidos e não foram apresentados nos diagramas: Três, da diagonal perpendicular a face do pilar na laje LR-S2-8; um, localizado na última linha da LC-S2-6 e um na segunda linha da LR-D. Vale destacar que a leitura do extensômetro é pontual e não necessariamente representa a deformação em toda porção vertical do reforço.

4.5 MAPA DE FISSURAÇÃO

O mapa de fissuração foi gerado a partir do monitoramento e marcação das fissuras no decorrer dos ensaios. Foram assinalados na superfície das lajes os pontos de início e fim de cada fissura e o nível de carregamento correspondente. Deve-se ressaltar, entretanto, dificuldade na constatação do início da fissuração na região do reforço devido a concentração de PRFC no local. As figuras a seguir mostram o padrão de fissuração das lajes, com a fotografia da laje e um desenho esquemático correspondente.

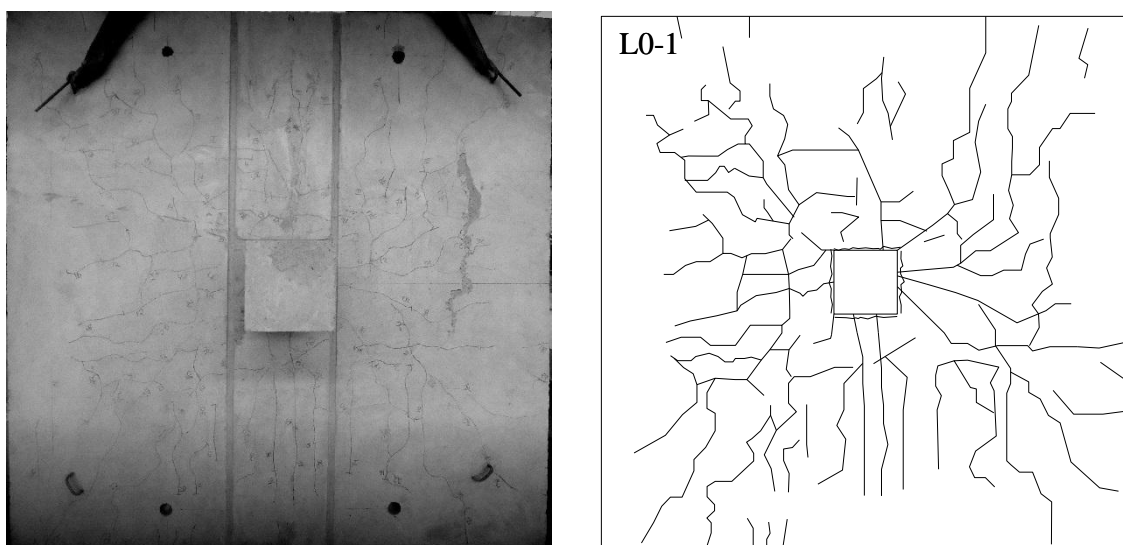


Figura 4.50 - Padrão de Fissuração - L0-1

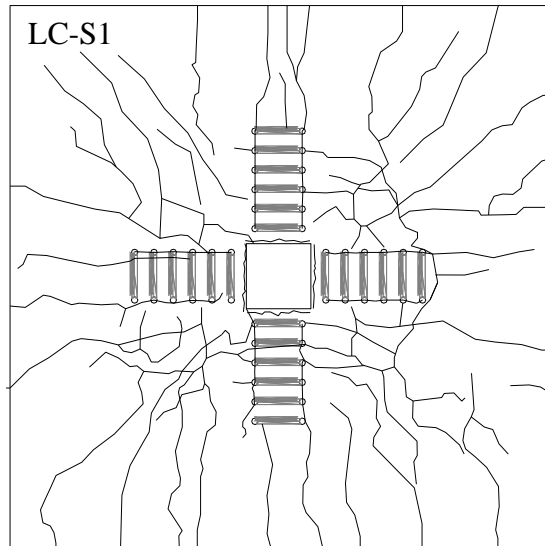
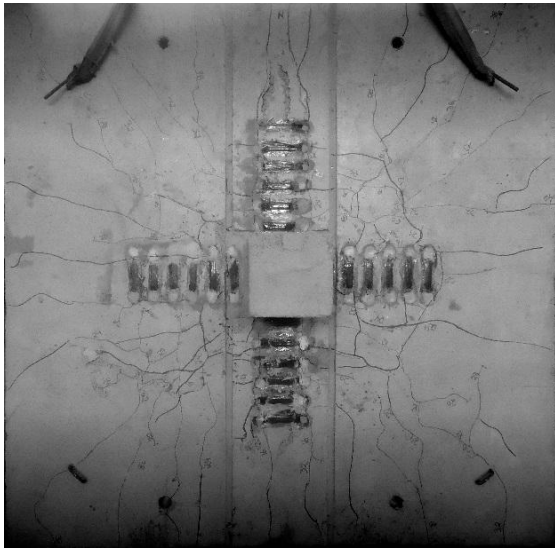


Figura 4.51 - Padrão de Fissuração - LC-S1

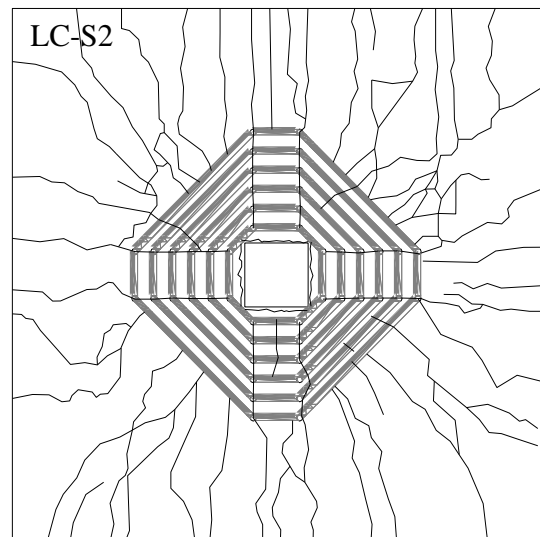
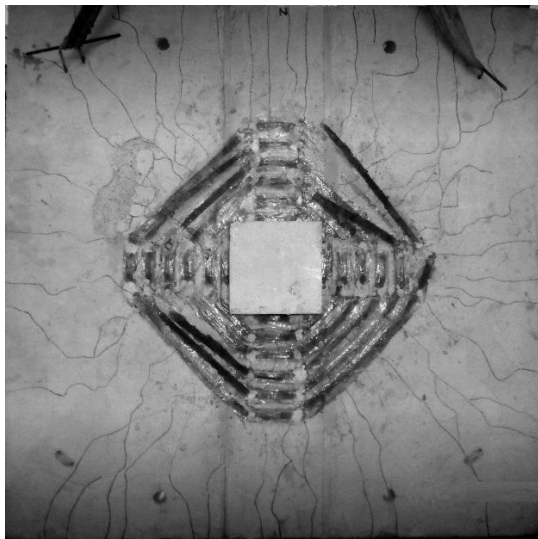


Figura 4.52 - Padrão de Fissuração - LC-S2

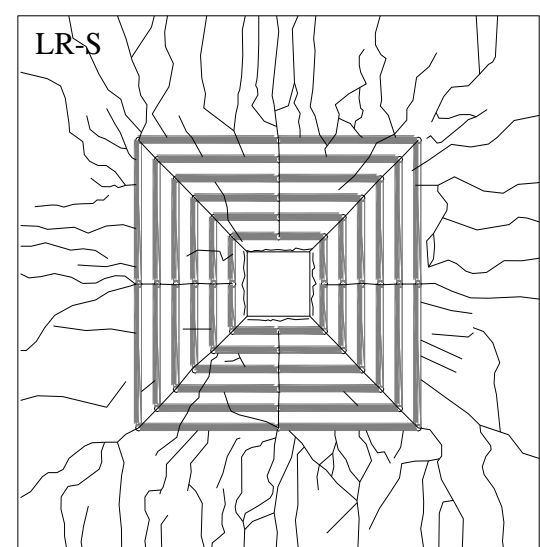
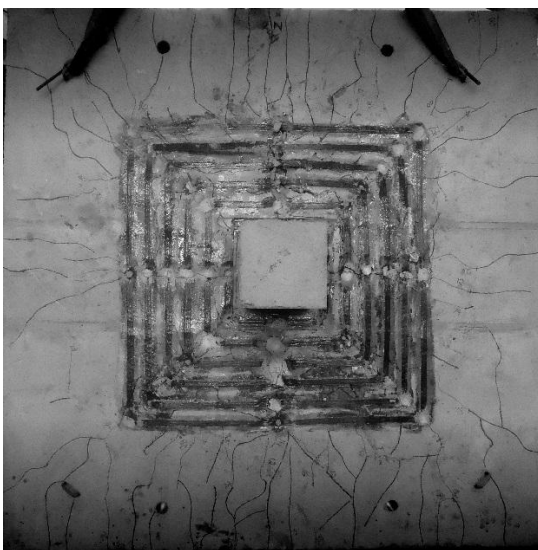


Figura 4.53 - Padrão de Fissuração - LR-S

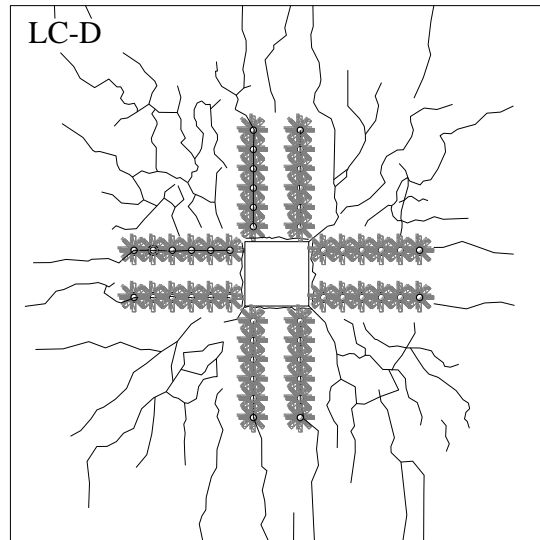
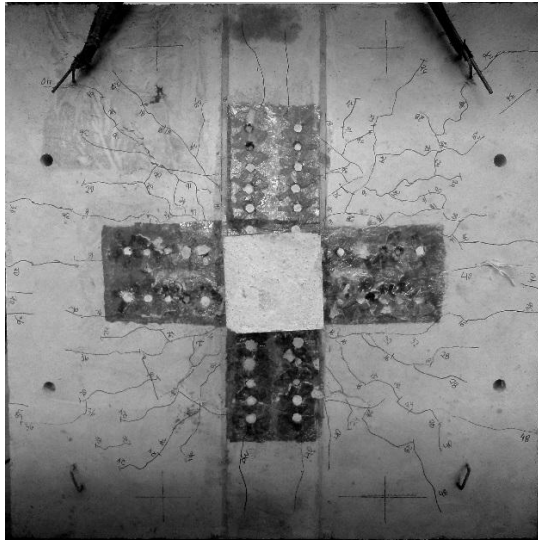


Figura 4.54 - Padrão de Fissuração - LC-D

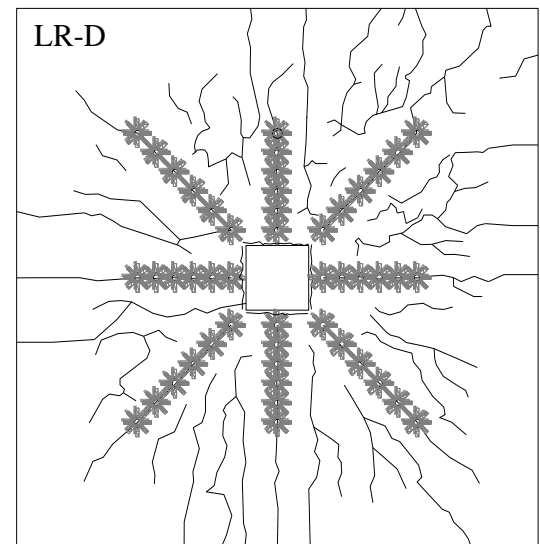


Figura 4.55 - Padrão de Fissuração - LR-D

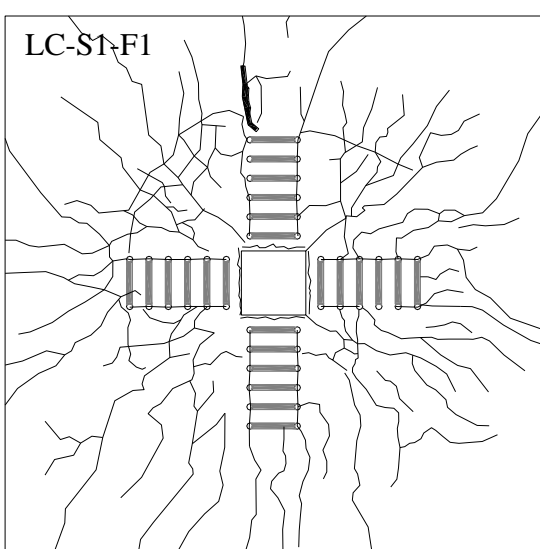
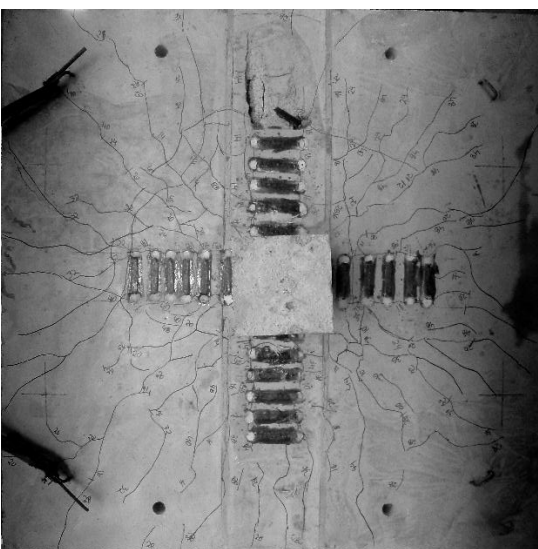


Figura 4.56 - Padrão de Fissuração - LC-S1-F1

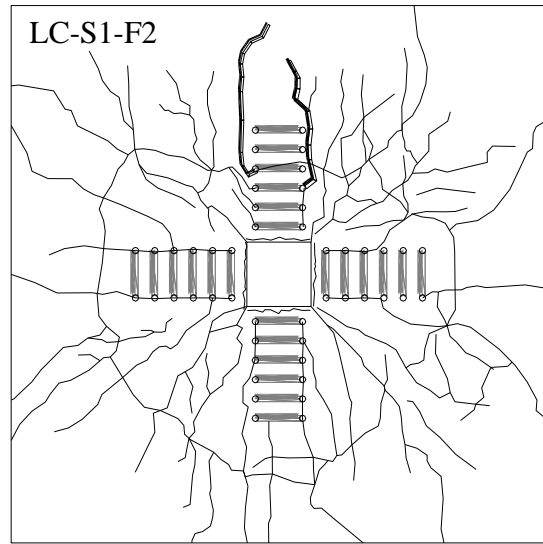
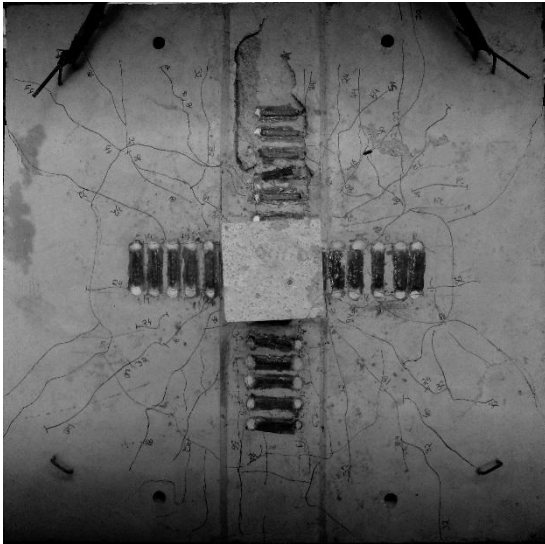


Figura 4.57 - Padrão de Fissuração - LC-S1-F2

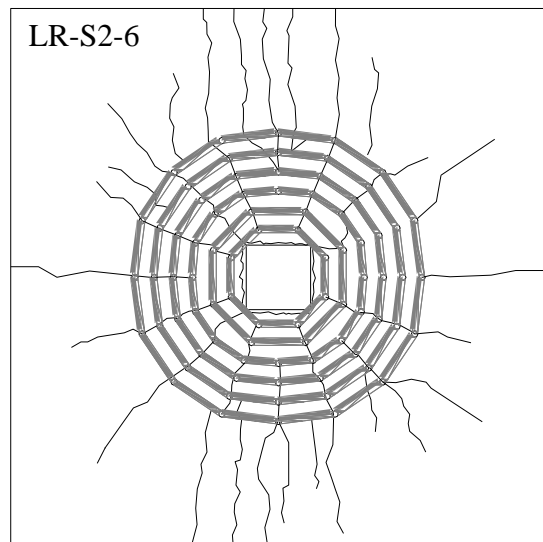
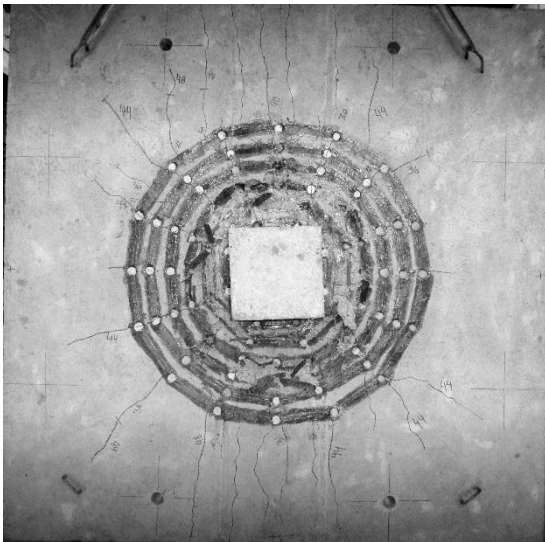


Figura 4.58 - Padrão de Fissuração - LR-S2-6

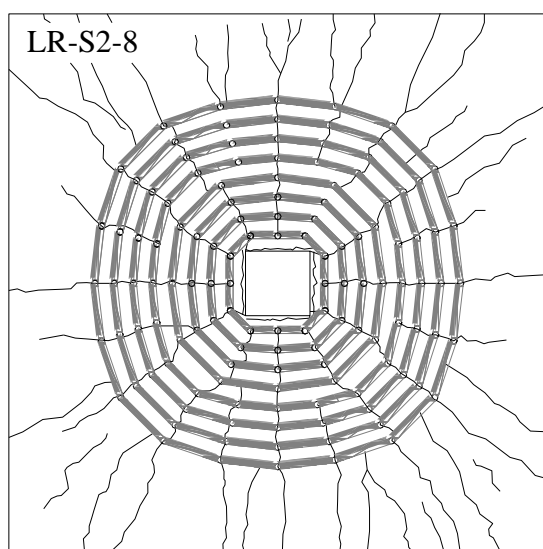
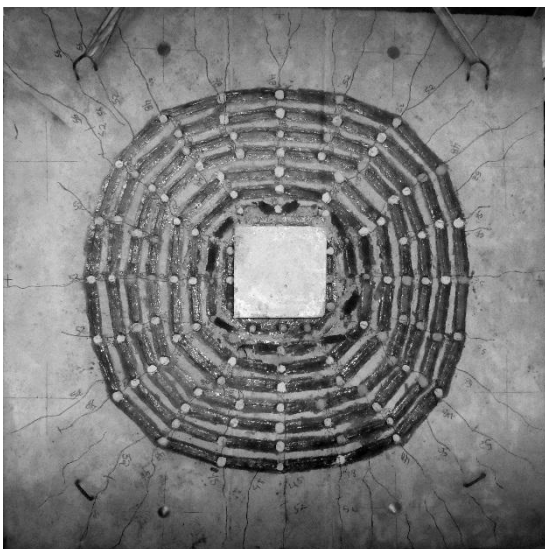


Figura 4.59 - Padrão de Fissuração - LR-S2-8

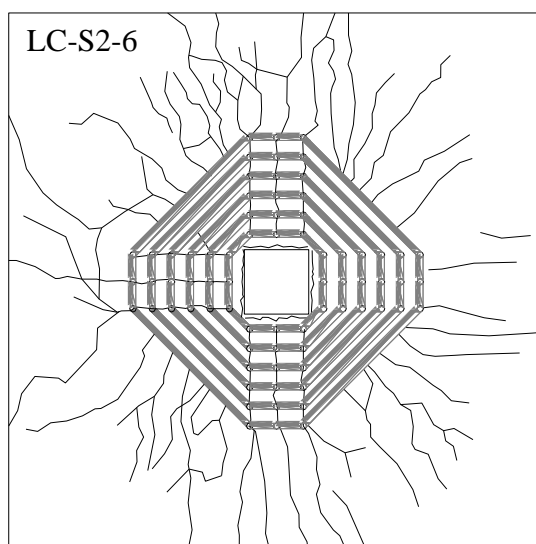
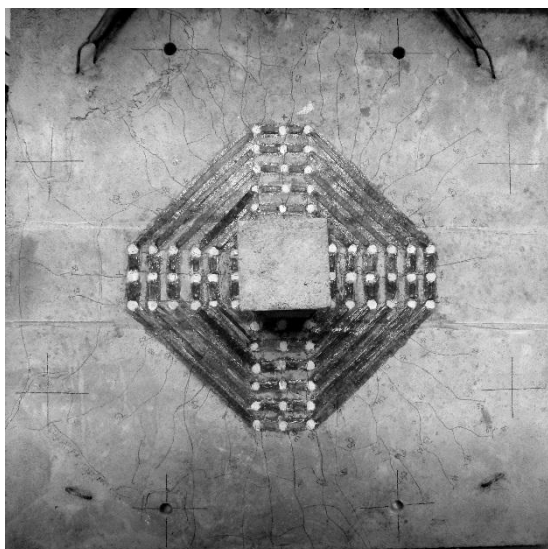


Figura 4.60 - Padrão de Fissuração - LC-S2-6

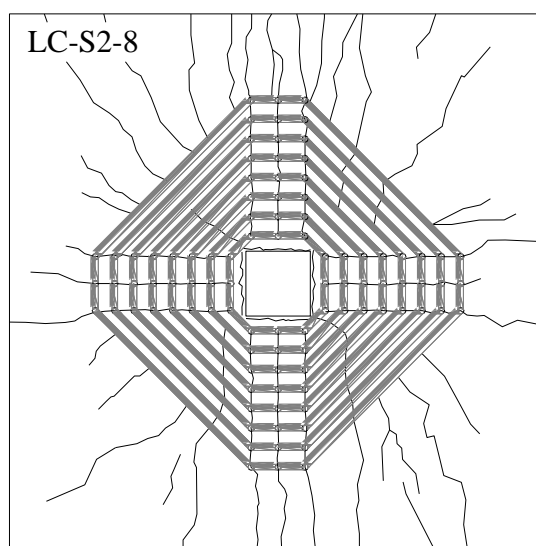
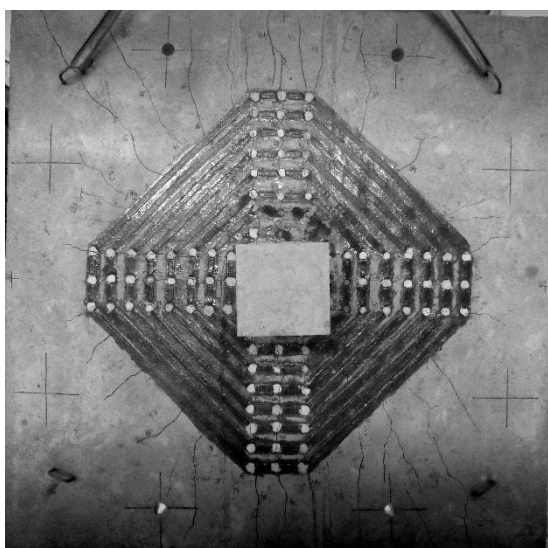


Figura 4.61 - Padrão de Fissuração - LC-S2-8

De um modo geral, observou-se um padrão simétrico radial de fissuração por conta da distribuição uniforme das cargas. No progresso dos ensaios, constatou-se que a primeira fissura nascia sempre na face dos pilares. Em seguida, surgiam fissuras radiais no sentido dos pilares para a borda da laje. Nesse caso, a linha radial de furos gerou, para as lajes reforçadas, um caminho preferencial de fissuras nos primeiros passos de carregamento.

A um determinado instante, cessava-se o surgimento de novas fissuras radiais e verificava-se também, o surgimento de fissuras tangenciais, indício de formação do cone de ruptura. Nas lajes reforçadas a técnica *stitch* e com distribuição do reforço em cruz, percebe-se a formação de um núcleo rígido, sem fissuração, dentro do volume da laje confinado pelo

reforço. As lajes com furos executados após a cura do concreto - LC-S1-F1 e LC-S1-F2 - mostraram um padrão menos simétrico que as demais e, como consequência, um dano maior em apenas um dos lados dessas lajes.

4.6 SUPERFÍCIES DE RUPTURA

Para identificação da posição e inclinação da superfície de ruptura, realizou-se um serviço de corte das lajes para, assim, tornar visíveis duas faces ortogonais. A Figura 4.62 mostra a direção dos cortes. Em todas as lajes, cortou-se o quadrante nordeste. Os cortes foram realizados de forma que pelo menos uma das faces coincidisse com uma linha de furos do reforço.

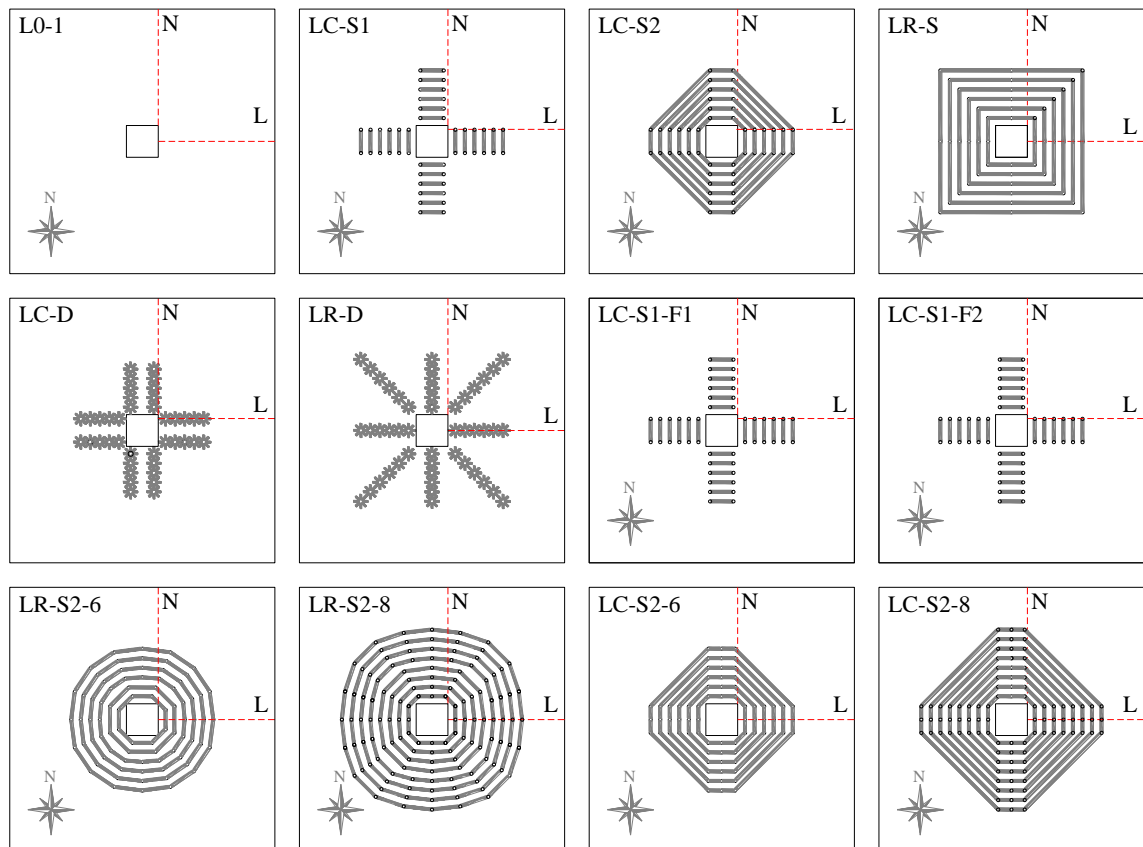


Figura 4.62 - Plano de Corte das Lajes

O procedimento de corte das peças foi realizado por empresa especializada - Locbras LTDA. Na sequência, são apresentados os esquemas com respectiva fotografia das faces que possibilitaram a visualização das superfícies de ruptura.

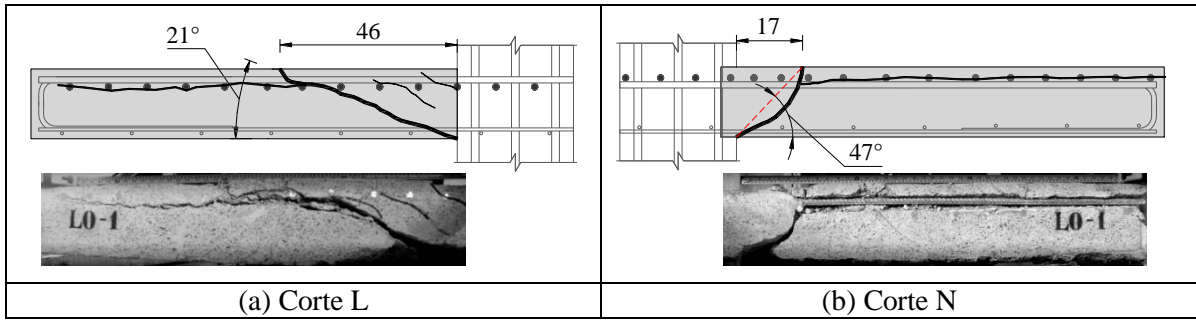


Figura 4.63 - Superfície de ruptura - L0-1

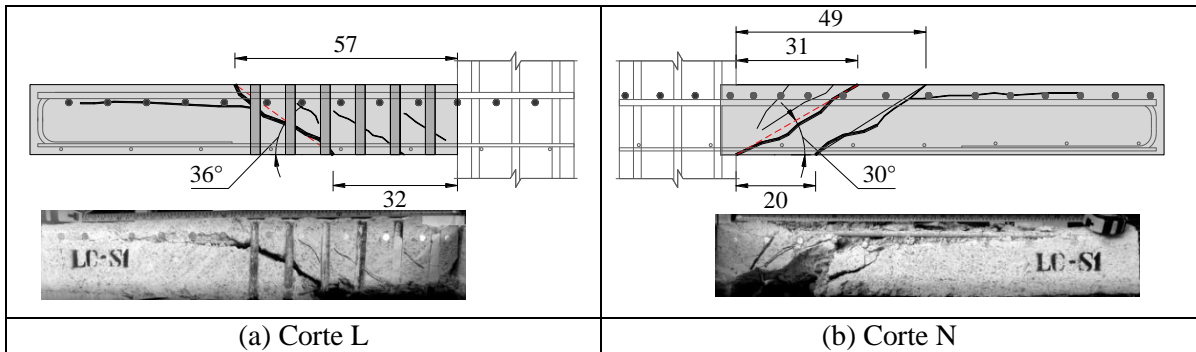


Figura 4.64 - Superfície de ruptura - LC-S1

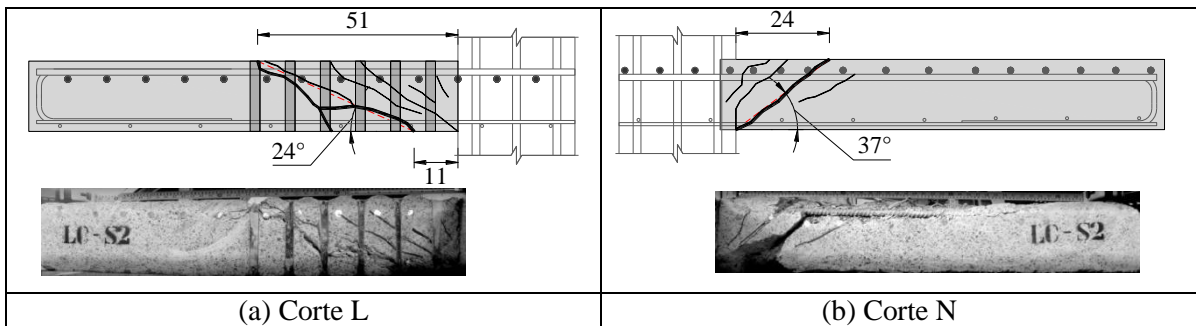


Figura 4.65 - Superfície de ruptura - LC-S2

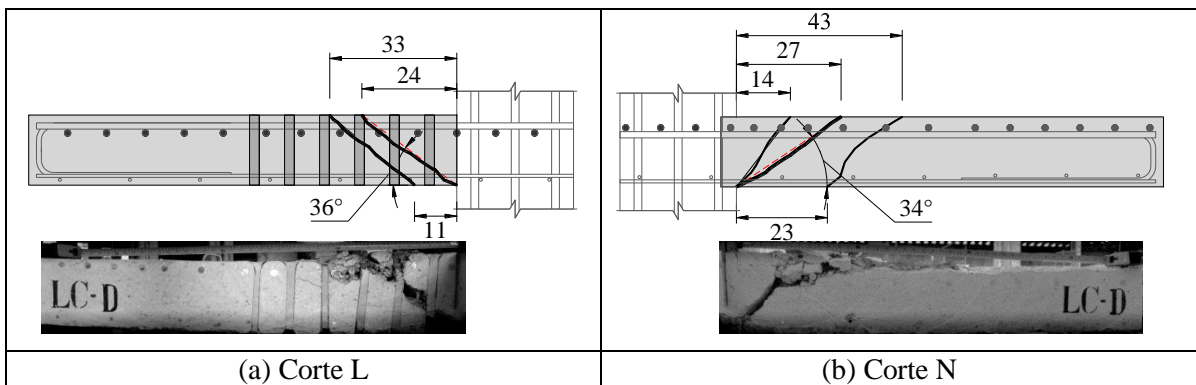


Figura 4.66 - Superfície de ruptura - LR-S

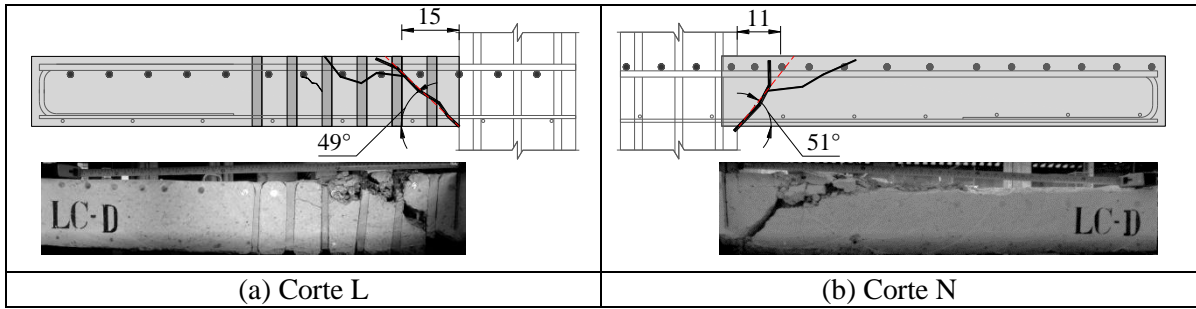


Figura 4.67 - Superfície de ruptura - LC-D

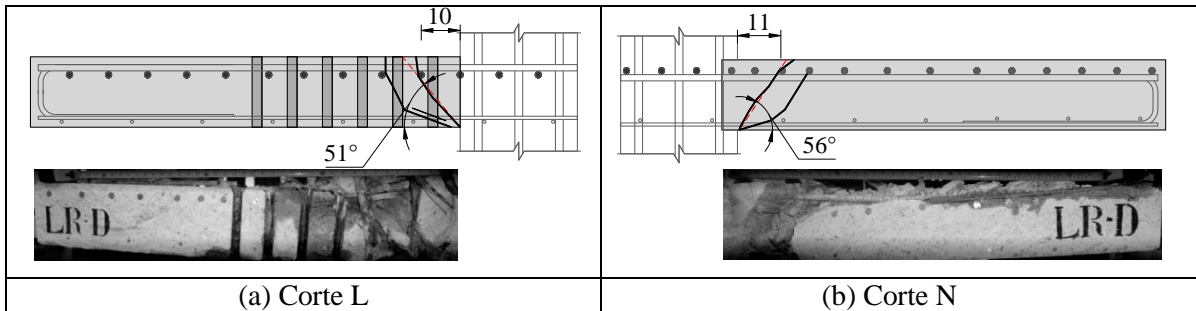


Figura 4.68 - Superfície de ruptura - LR-D

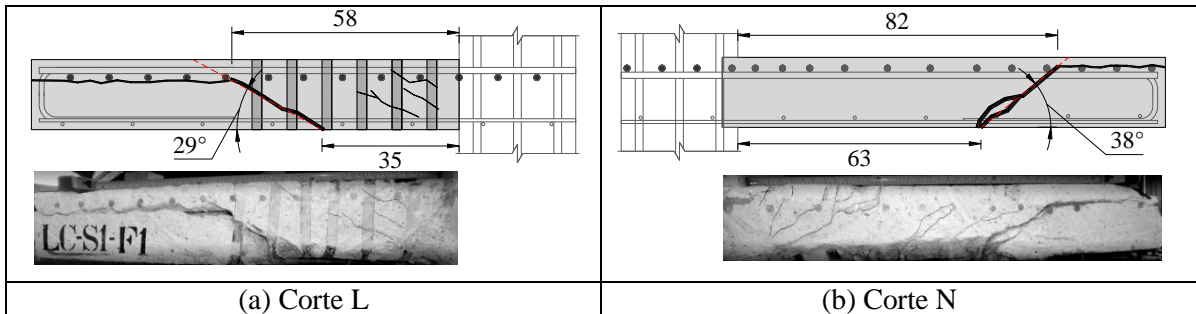


Figura 4.69 - Superfície de ruptura - LC-S1-F1

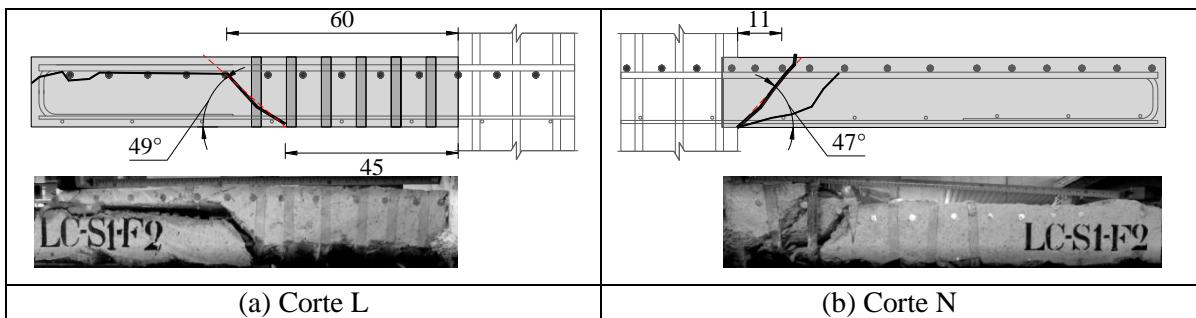


Figura 4.70 - Superfície de ruptura - LC-S1-F2

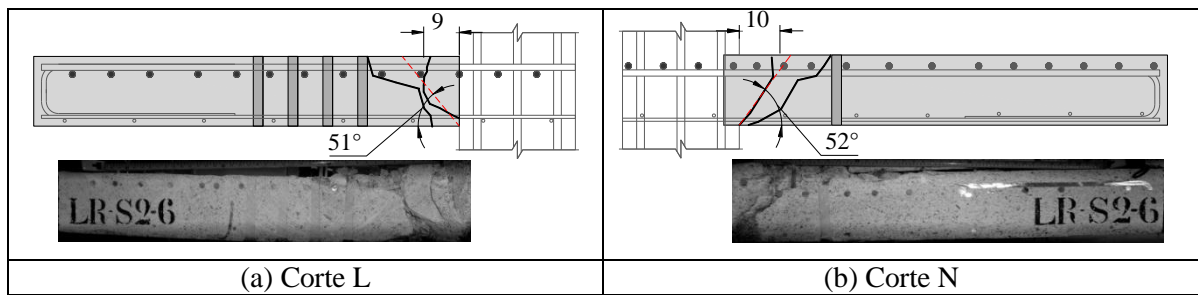


Figura 4.71 - Superfície de ruptura - LR-S2-6

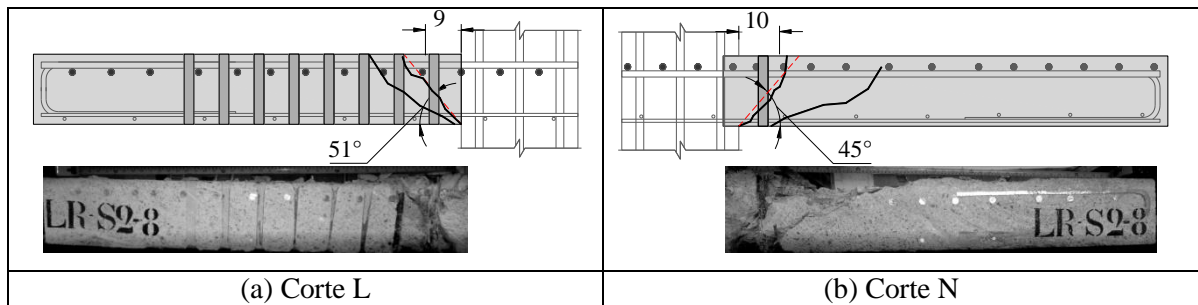


Figura 4.72 - Superfície de ruptura - LR-S2-8

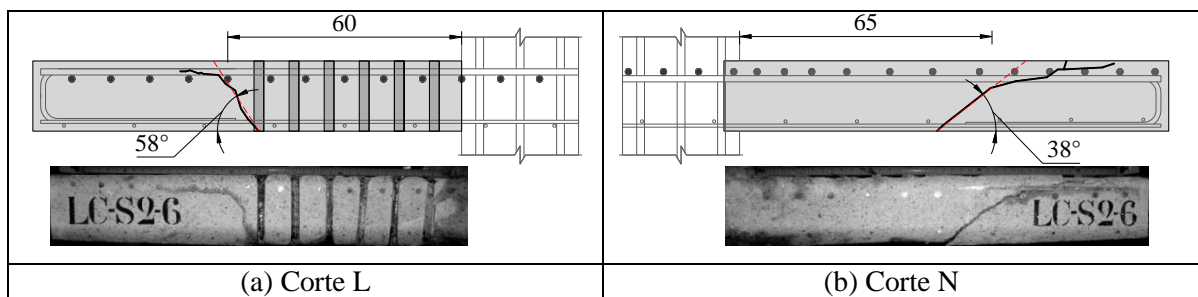


Figura 4.73 - Superfície de ruptura - LC-S2-6

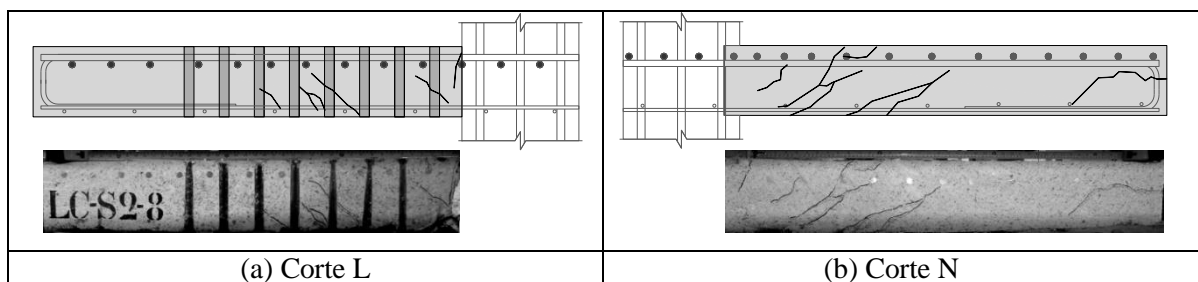


Figura 4.74 - Superfície de ruptura - LC-S2-8

A Tabela 4.1 a seguir traz o resumo dos valores dos ângulos das superfícies de ruptura observados em cada corte nas lajes. Dos resultados, percebe-se que quatro lajes – L0-1, LC-S2, LC-S1-F1 e LC-S2-6 – apresentaram valores de inclinações díspares, entre os cortes Norte e Leste, com diferenças de acima de 20% do valor médio. Observam-se,

também, para seis lajes avaliadas, valores acima de 45,0° de inclinação da superfície de ruptura das lajes.

Tabela 4.1 - Inclinação da superfície de ruptura

Lajes	f_c (MPa)	A_{PRFC} (mm ²)	V_u kN	Superfície de Ruptura	Inclinação θ (°)		Média θ (°)
					Norte	Leste	
L0-1	43,2	0	613,0	-	47,0	21,0	34,0
LC-S1	50,0	132	837,7	in	30,0	36,0	33,0
LC-S2	50,0	132	928,9	in	37,0	24,0	30,5
LR-S	50,0	132	905,1	in	34,0	36,0	35,0
LC-D	48,2	132	899,2	in	51,0	49,0	50,0
LR-D	48,2	132	828,2	in	56,0	51,0	53,5
LC-S1-F1	48,2	165	825,3	out	38,0	29,0	33,5
LC-S1-F2	48,2	99	817,5	in/out	47,0	49,0	48,0
LR-S2-6	57,9	132	1014,0	in	52,0	51,0	51,5
LR-S2-8	57,9	297	1179,0	in	45,0	51,0	48,0
LC-S2-6	57,9	297	1090,8	out	38,0	58,0	48,0
LC-S2-8	57,9	297	1185,1	in/out	-	-	-

Para a laje sem reforço, L0-1, a superfície de ruptura estende-se da ligação com o pilar formando um ângulo médio de 34,0°. As duas lajes reforçadas com a técnica *dowel* – LC-D e LR-D – apresentaram a superfície de ruptura dentro da região reforçada, também partindo da face do pilar e com valores de inclinação média de 50,0° e 53,5°, respectivamente. A laje LC-S2-8, de maior carga de ruína, não apresentou uma superfície de ruptura bem definida.

Para as 12 lajes desta pesquisa, não se constataram correlações aparentes entre a inclinação da superfície de ruptura e a resistência à compressão do concreto, f_c , e, da mesma forma, não foram observadas relações consistentes entre estas e as variáveis do programa experimental, como distribuição e quantidade do PRFC, técnica utilizada e a época de execução dos furos.

4.7 CARGAS DE RUÍNA E CLASSIFICAÇÃO DOS MODOS DE RUPTURA

Nesta pesquisa, determinou-se o modo de ruína pela observação do comportamento das lajes durante os ensaios, levando-se em consideração a formação da superfície de ruptura, as deformações na armadura e no concreto e a comparação da carga de ruína com a carga última resistente por flexão, calculada pelo método das linhas de ruptura (Capítulo 3.5.4).

A localização da superfície de ruptura com relação à região reforçada (interna - *in* ou externa - *out*) pode ser confirmada com as fotografias apresentadas no capítulo anterior.

Para a classificação dos modos de ruptura, esta pesquisa estabeleceu um critério próprio, com atribuição de três possíveis modos: punção, flexo-punção e flexão. Na determinação do modo de ruptura atribui-se maior relevância à visualização do cone de punção. A ruína por flexo-punção é definida como a que há a predominância das fissuras de flexão, rotações elevadas, deformações nas armaduras de flexão superiores a de escoamento do aço utilizado e cargas últimas próximas do valor estimado para ruptura por flexão. A Figura 4.75 mostra o fluxograma da determinação do modo de ruptura e a Tabela 4.2 traz o resumo da análise das cargas e os modos de ruptura das lajes.

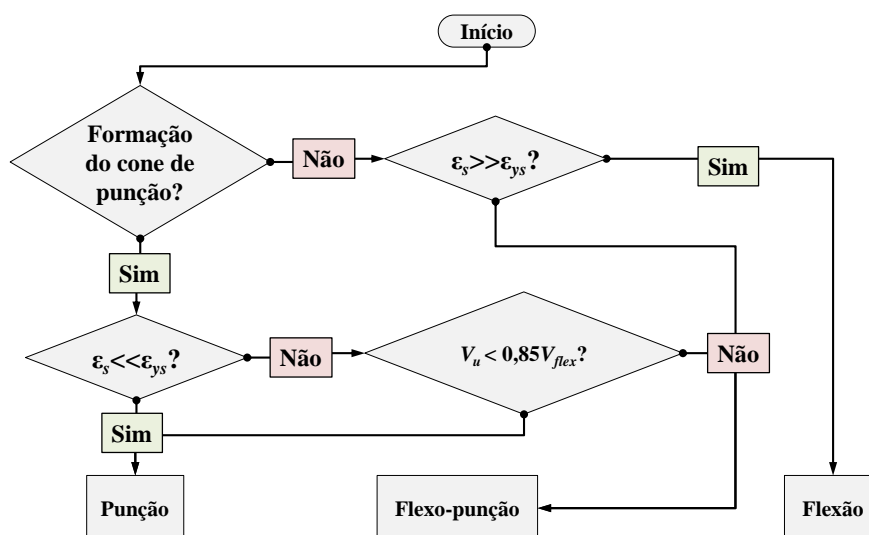


Figura 4.75 - Fluxograma - Determinação do modo de ruptura

Tabela 4.2 - Cargas e modos de ruptura das lajes

Lajes	d (mm)	ρ (%)	f _c (MPa)	V _u (kN)	V _{flex} (kN)	V _u /V _{flex}	Superfície de Ruptura	Modo de Ruptura
L0-1	144	1,45	43,2	613	1310	0,47	-	Punção
LC-S1	143	1,47	50,0	838	1316	0,64	in	Punção
LC-S2	144	1,45	50,0	929	1333	0,70	in	Punção
LR-S	145	1,44	50,0	905	1340	0,68	in	Punção
LC-D	145	1,44	48,2	899	1289	0,70	in	Punção
LR-D	144	1,45	48,2	828	1281	0,65	in	Punção
LC-S1-F1	143	1,46	48,2	825	1273	0,65	out	Punção
LC-S1-F2	142	1,47	48,2	818	1259	0,65	in/out	Punção
LR-S2-6	140	1,49	57,9	1014	1356	0,75	in	Punção
LR-S2-8	135	1,55	57,9	1179	1261	0,94	in	Flexo-Punção
LC-S2-6	140	1,49	57,9	1091	1349	0,81	out	Punção
LC-S2-8	141	1,49	57,9	1185	1365	0,87	in/out	Flexo-Punção

4.8 EFICIÊNCIA DO REFORÇO

Nesta análise, será avaliada a eficiência do reforço aplicado nas lajes da presente pesquisa. A avaliação é feita a partir dos resultados experimentais dos incrementos de carga em relação à laje de referência e das relações carga x deslocamento médio, os quais foram obtidos pela média aritmética das leituras dos quatro LVDT's posicionados próximos às bordas das lajes.

Para uma análise mais detalhada, as lajes da pesquisa serão divididas em cinco grupos, de acordo com as variáveis do programa experimental. Para todas as lajes, foram utilizadas as mesmas condições de carregamento e foram especificadas as mesmas propriedades de materiais.

A Tabela 4.3 mostra os modos de ruptura observados e a quantidade de PRFC em cada laje. Nessa tabela, o valor de A_{PRFC} , em mm^2 , equivale à área de seção transversal da fibra dentro do furo, a qual é levada em consideração nos modelos de cálculo. Na coluna “Área de Material”, expressa em m^2 , estão contidos os valores de área de PRFC consumidos no reforço de cada ligação laje-pilar.

Tabela 4.3 - Consumo de materiais e modo de ruptura das Lajes

Lajes	d (mm)	ρ (%)	f_c (MPa)	P_u (kN)	P_u/P_{Ref} (%)	A_{PRFC} (mm^2)	Area de Material (m^2)	Superfície de Ruptura	Modo de Ruptura
L0-1	144	1,45	43,2	613,0	-	0	0,00	-	Punção
LC-S1	143	1,47	50,0	837,7	36,7%	132	2,45	in	Punção
LC-S2	144	1,45	50,0	928,9	51,5%	132	2,97	in	Punção
LR-S	145	1,44	50,0	905,1	47,6%	132	3,39	in	Punção
LC-D	145	1,44	48,2	899,2	46,7%	132	1,54	in	Punção
LR-D	144	1,45	48,2	828,2	35,1%	132	1,54	in	Punção
LC-S1-F1	143	1,46	48,2	825,3	34,6%	165	3,06	out	Punção
LC-S1-F2	142	1,47	48,2	817,5	33,4%	99	1,84	in/out	Punção
LR-S2-6	140	1,49	57,9	1014,0	65,4%	132	2,26	in	Punção
LR-S2-8	135	1,55	57,9	1179,0	92,3%	297	6,85	in	Flexo-Punção
LC-S2-6	140	1,49	57,9	1090,8	77,9%	297	5,19	out	Punção
LC-S2-8	141	1,49	57,9	1185,1	93,3%	297	7,53	in/out	Flexo-Punção

4.8.1 Grupo 1 (LC-S1; LC-S2; LR-S; LC-D; LR-D)

Nesta análise, são consideradas lajes com mesma área de reforço dentro dos furos (A_{PRFC}) e, como variáveis, constam a área total de fibra consumida para o reforço, a distribuição dos furos, como radial ou em cruz e a técnica de reforço em *stitch* ou *dowel*.

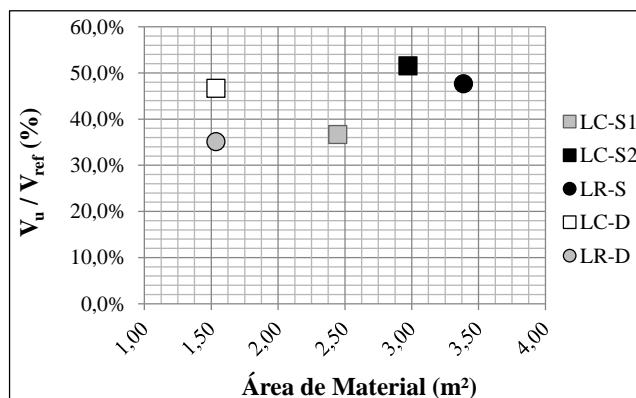


Figura 4.76 - Relação incremento de carga x consumo de material (Grupo 1)

Pela Figura 4.76, percebe-se que a técnica *dowel* adaptada para esta pesquisa consome uma quantidade inferior de material e apresenta um desempenho compatível com a técnica *stitch*, o que indica um procedimento mais econômico e eficiente.

Na comparação entre as lajes com o reforço em cruz, a LC-S2, com as fitas costurando a diagonal, apresentou o melhor desempenho, contudo esse modelo consome uma quantidade superior de material, 2,97 m² de manta. Nesse sentido, o reforço que mais otimiza o consumo dentre as lajes em cruz foi o LC-D que apresentou desempenho compatível com o LC-S2 e que, por conta da técnica *dowel*, também tem o menor consumo de manta.

Entre as lajes reforçadas radialmente, a LR-S teve o melhor desempenho, contudo, seu consumo de material, 3,39 m² foi o maior dentre as lajes da Análise 1.

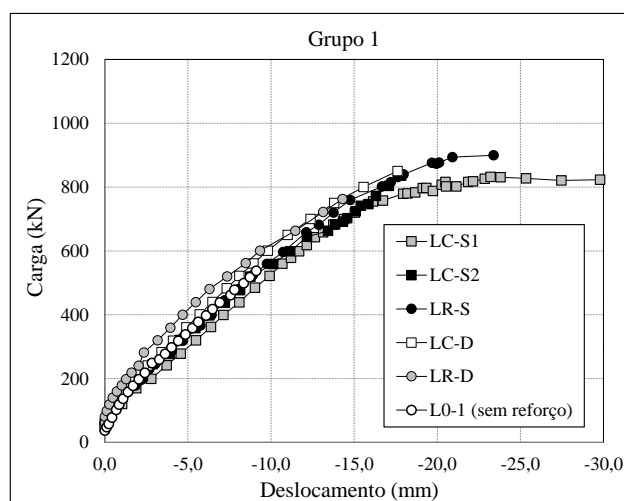


Figura 4.77 - Relação incremento de carga x deslocamento médio (Grupo 1)

4.8.2 Grupo 2 (LC-S1; LC-S1-F1; LC-S1-F2)

Todas as lajes do Grupo 2 receberam reforço *stitch* dispostos em cruz. Para esse caso, variaram-se a A_{PRFC} e a época da execução do furo (antes ou depois da cura do concreto).

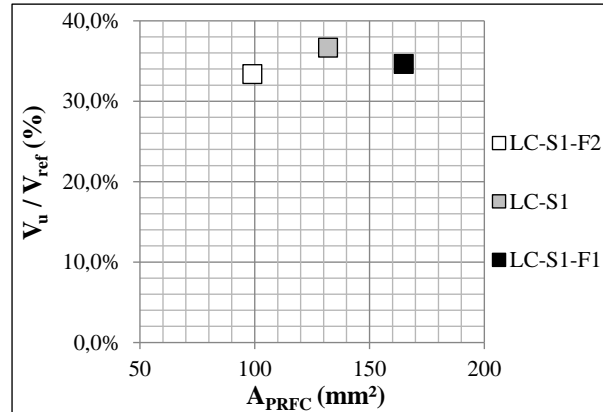


Figura 4.78 - Relação incremento de carga x A_{PRFC} (Grupo 2)

Nessa análise, a LC-S1, com previsão dos furos antes da concretagem, apresentou desempenho levemente superior ao das lajes com furo depois da cura do concreto. Fato que pode ser atribuído à posição não uniforme dos furos que, para as lajes furadas depois da cura do concreto, tem de ser ajustada para que não haja interferência com as armaduras.

A variação A_{PRFC} influenciou no modo de ruptura da laje. A laje LC-S1-F1, com maior quantidade de reforço, apresentou a superfície de ruptura fora da região reforçada, diferente das demais.

As rigidezes das três lajes foram similares, porém, para as lajes LC-S1 e LC-S1-F2, as leituras de deslocamento foram interrompidas precocemente, antes do final do ensaio.

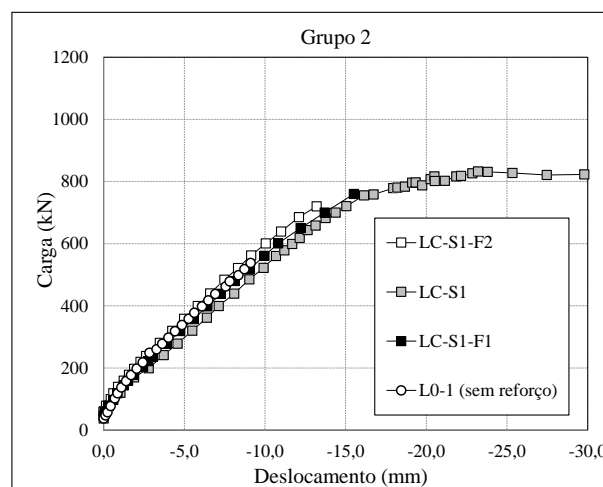


Figura 4.79 - Relação incremento de carga x deslocamento médio (Grupo 2)

4.8.3 Grupo 3 (LR-S2-6; LR-S)

No Grupo 3, comparam-se duas lajes com a técnica *stitch* e distribuição radial de reforço. Na laje LR-S2-6 foi respeitada a distância limite de $2d$ entre porções verticais de reforço num mesmo perímetro. A distribuição radial da LR-S foi feita com base na proposta de Sissakis (2002) (Figura 3.2).

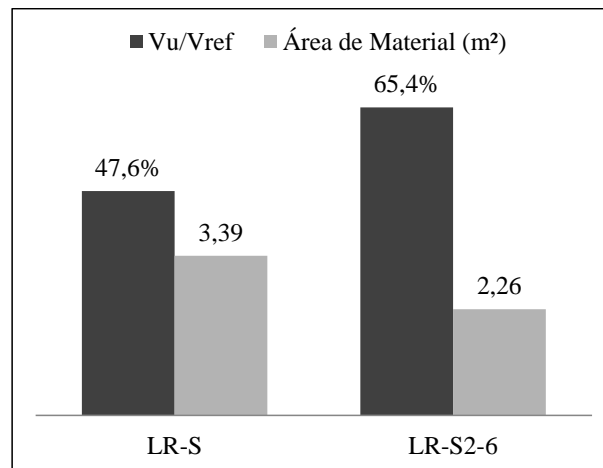


Figura 4.80 - Relação incremento de carga x consumo de material (Grupo 3)

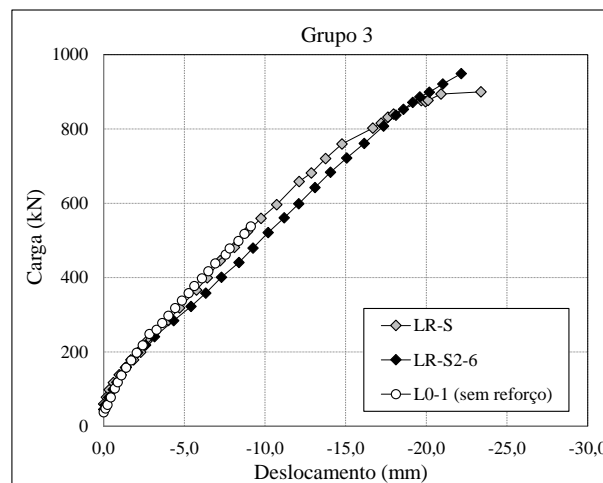


Figura 4.81 - Relação incremento de carga x deslocamento médio (Grupo 3)

Neste caso, verifica-se que, para o reforço da LR-S2-6, que respeitou o limite de $2d$ entre elementos do mesmo perímetro, consome-se uma quantidade inferior de material, na comparação com a laje LR-S, na qual não foi respeitado esse limite. O desempenho da LR-S2-6 foi superior ao de sua correspondente com mesma área de fibra dentro do furo. A laje forneceu um incremento maior de resistência com menor consumo de material. Isso ocorre devido a uma distribuição mais uniforme do reforço na região circundante ao pilar.

Por outro lado, essa distribuição de reforço requer uma quantidade maior de furos e uma distribuição mais complexa, o que pode inviabilizar sua aplicação numa estrutura convencional.

4.8.4 Grupo 4 (LC-S2-8; LR-S2-8)

Neste grupo 4, apresentam-se como constantes o número de perímetros de reforço, a área de reforço dentro do furo, A_{PRFC} , e a técnica *stitch*. Como variáveis, temos a distribuição e o consumo de material de reforço.

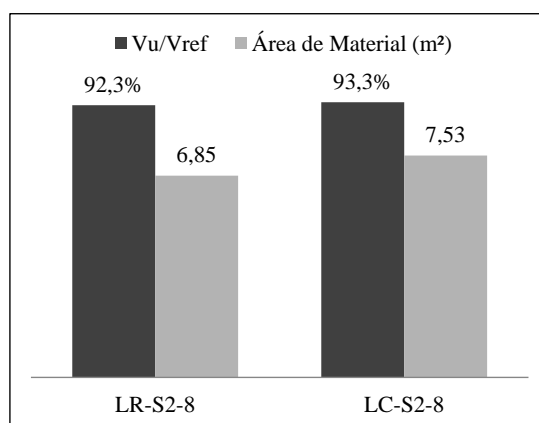


Figura 4.82 - Relação incremento de carga x consumo de material (Grupo 4)

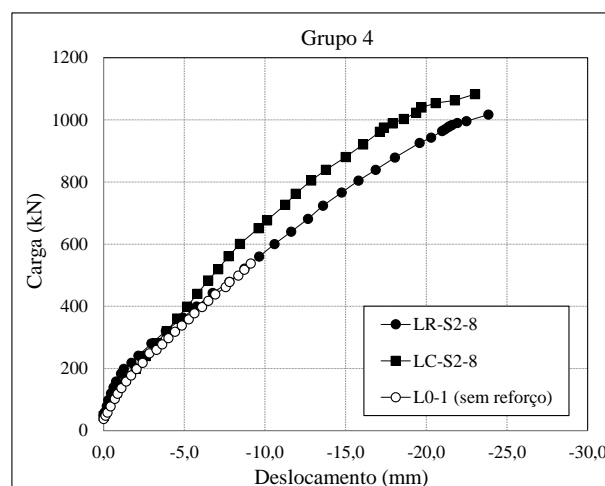


Figura 4.83 – Relação incremento de carga x deslocamento médio (Grupo 4)

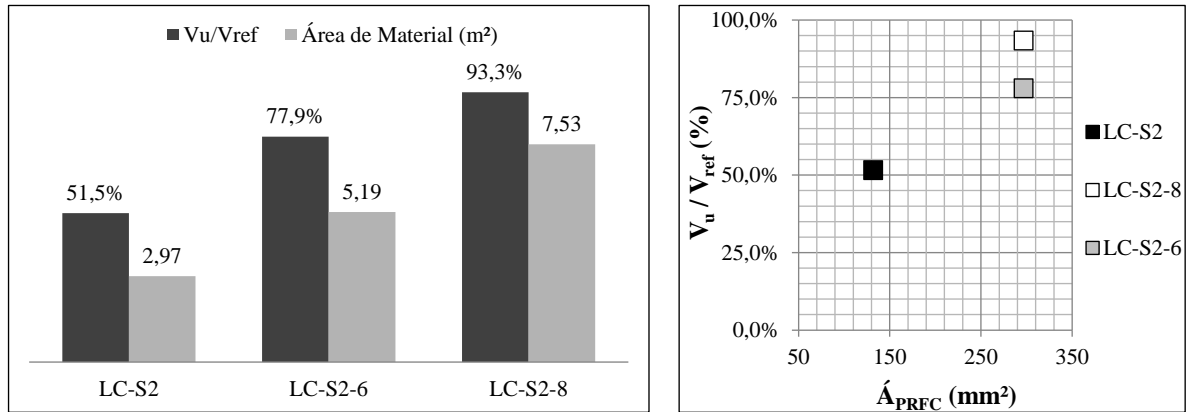
As duas lajes apresentaram um desempenho muito parecido com relação ao incremento de carga última na comparação com a laje de referência. A LC-S2-8, contudo, requer um consumo maior de material, para prover uma mesma A_{PRFC} que a LR-S2-8.

Na comparação do diagrama Carga x Deslocamento, a LC-S2-8 mostrou um comportamento sensivelmente mais rígido. As duas lajes avaliadas, as quais têm maior

valor de A_{PRFC} por perímetro e maior quantidade de perímetros, romperam por flexo-punção.

4.8.5 Grupo 5 (LC-S2; LC-S2-6; LC-S2-8)

Todas as lajes do Grupo 5 apresentam uma mesma distribuição do reforço em cruz, as tiras conectadas em diagonal e a técnica de reforço *stitch*. As variáveis do grupo são a área de reforço dentro do furo (A_{PRFC}) e o número de perímetros de reforço.



(a) Incremento de Carga x Consumo de Material

(b) Incremento de Carga x A_{PRFC}

Figura 4.84 - Relação incremento de carga x consumo de material (Grupo 4)

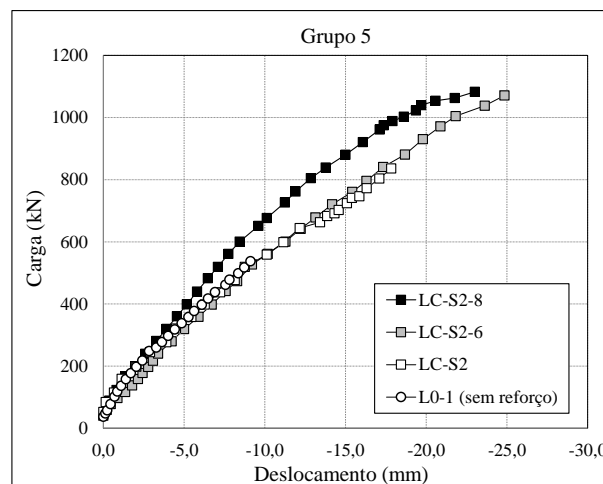


Figura 4.85 - Relação incremento de carga x deslocamento médio (Grupo 5)

Nessa análise, como variação do resultado, tem-se o modo de ruptura das lajes. A LC-S2-6, que tem seis perímetros de reforço e valor de A_{PRFC} elevado, apresentou ruptura fora da região reforçada. A LC-S2-8, com dois perímetros a mais de reforço, não apresentou esse tipo de ruptura.

5 ANÁLISE NUMÉRICA

5.1 CONSIDERAÇÕES INICIAIS

Este capítulo apresenta os resultados de uma análise numérica para os 12 modelos de ligação laje-pilar reforçados ao cortante com técnicas que utilizam mantas de polímero reforçado com fibras de carbono - PRFC. A análise foi resultado de um estágio de três meses na Universidade do Minho, na cidade de Guimarães - Portugal, sob acompanhamento do Professor Joaquim António Oliveira Barros.

Para esta análise utilizou-se a ferramenta *FEMIX 4.0*. Trata-se de um programa computacional que possibilita a análise de estruturas pelo Método dos Elementos Finitos - MEF. Esse programa começou a ser desenvolvido em 2000 por Álvaro Azevedo, Joaquim Barros e José Sena Cruz (AZEVEDO *et al*, 2003). A partir de 2002 passou a contar com a colaboração de outros autores e, ao longo dos anos, tem sido validado em diversas publicações.

Do programa *FEMIX 4.0*, serão avaliadas a resposta elástica, por meio da relação Carga x Deslocamentos Médios, os dados de fissuração pela análise não-linear do concreto armado e os dados de deformação das armaduras. Todas as informações servirão para a avaliação da performance do programa e investigação do nível de deformação dos PRFC's.

5.2 PROGRAMA *FEMIX 4.0*

O *FEMIX 4.0* é um programa computacional implementado em linguagem ANSI-C, dedicado ao cálculo estrutural pelo MEF. No *FEMIX 4.0*, podem ser efetuadas simulações lineares ou não-lineares por controle de força ou de deslocamento, com a possibilidade de inclusão de diferentes tipos de elementos na mesma análise, bem como distintos modelos de não-linearidade física.

O programa está estruturado nos seguintes módulos:

- *Prefemix* - leitura/validação de um arquivo de texto, com extensão *_gl.dat*, seguida da gravação de arquivos binários com a informação já validada;

- *Femix* - leitura dos referidos arquivos binários, cálculo dos resultados com base no MEF e gravação de arquivos binários contendo todos os resultados desta fase, que pode ser linear ou não linear;
- *Posfemix* - geração de diversos tipos de resultados com base na informação proveniente dos módulos anteriores.

Contêm implementados na versão atual do programa *FEMIX 4.0*, os elementos sólidos tridimensionais, casca de Mindlin e de Ahmad, elementos de placas e diversos outros de barra com ou sem deformação por esforço transversal. Implementaram-se, também, elementos isoparamétricos de interface de linha 2D e de superfície 3D. Na formulação admitiu-se que os elementos de interface têm espessura nula.

Todos esses elementos são definidos no espaço tridimensional, sendo livre a sua combinação na mesma análise, com exceção de certos tipos de situações fisicamente incompatíveis. A seguir trataremos das leis que governam o comportamento físico dos materiais envolvidos nas análises.

5.3 RELAÇÕES CONSTITUTIVAS DOS MATERIAIS

5.3.1 Considerações Adotadas para as Lajes da Pesquisa

O programa *FEMIX 4.0* permite que o usuário escolha, dentre várias alternativas, o tipo de análise (linear ou não-linear), o método para resolução dos sistemas não-lineares, as relações constitutivas para os materiais entre outros fatores. As sessões seguintes, contudo, destinam a descrever apenas as considerações utilizadas para representação das lajes desta pesquisa.

Para o concreto, adotou-se um modelo de análise não-linear denominado *elasto-plastic multi-fixed smeared crack model*, o qual sugere um comportamento elastoplástico para o concreto à compressão e o modelo *multi-fixed smeared 3D crack concept*, recentemente implementado por Ventura Gouveia (2011), para o mecanismo de formação e propagação de fissuras. Ambos serão descritos com mais detalhes nos itens 5.3.2 e 5.3.4.

Para o comportamento do concreto sob tração, o programa adota um comportamento predominantemente linear até a fissuração e, a partir daí, admite-se um diagrama de amolecimento (*softening*). Para o trecho *softening*, permite-se a escolha entre dois tipos de

comportamento: Trilinear ou Exponencial (CORNELISSEN *et al.*, 1986). Ambos estão descritos no item 5.3.3. Para as lajes dessa pesquisa, contudo, adotou-se o diagrama Trilinear de amolecimento.

No modelo não-linear do *FEMIX 4.0*, também é dada especial atenção à distribuição de tensões de cisalhamento nas fissuras. Essa distribuição de tensões pode ser representada de duas formas: Na primeira, utiliza-se uma relação entre as deformações normais à fissura e a transferência de tensão de cisalhamento entre elas, conceito denominado Fator de Retenção de Cisalhamento β (Equação 5.22), que pode ser definido como um valor constante ou por uma função. A segunda abordagem sugere a criação de um diagrama de amolecimento (*softening*) próprio para representar o comportamento do concreto sob tensão cisalhante.

De acordo com Ventura Gouveia (2011), a estratégia mais adequada para simular um fenômeno de punção, nos quais os esforços de cisalhamento são preponderantes, é a adoção do diagrama *softening* para o comportamento do concreto sob tensão cisalhante. Ainda segundo o autor, a adoção do fator de retenção de cisalhamento é mais indicado para modelos com predominância de esforços de flexão.

Nesta pesquisa, contudo, foram realizados testes com os dois mecanismos para representação da distribuição de tensões de cisalhamento nas fissuras. Para os modelos avaliados, não foram constatadas diferenças significativas entre os dois sistemas (Fator de Retenção β ou diagrama *softening* de Cisalhamento).

Devido a maior facilidade de convergência dos modelos com utilização do Fator de Retenção β , optou-se pela adoção desse em detrimento ao diagrama de amolecimento para representar o comportamento das lajes sob cisalhamento. O mecanismo adotado para relacionar a tensão normal e a tensão cisalhante na fissura é descrito no item 5.3.5.

Para o processo de atualização das tensões no sistema, Ventura Gouveia (2011) também sugere duas formulações: A primeira é uma Aproximação Incremental para as duas componentes, normal e de cisalhamento. A segunda, é uma Aproximação Incremental apenas para a componente normal e Aproximação Total para a componente de cisalhamento. O processo de que melhor representou as lajes desta pesquisa foi o de Aproximação Total. Essa formulação também é apresentada no item 5.3.5.

Para as propriedades das armaduras de aço, atribuiu-se o comportamento mecânico com uma curva bilinear (linear elástica com escoamento). Os parâmetros de f_s e ε_s foram obtidos dos ensaios dos Lotes 1, 2 e 3, conforme Programa Experimental (item 3.4.2).

Todas formulações são especificadas para os materiais de forma isolada. Contudo, para se considerar os dois materiais (concreto e aço) trabalhando em conjunto, como concreto armado, deve constar outro fator importante. Trata-se do *Tension Stiffening*, o qual leva em conta a capacidade do concreto íntegro entre fissuras de reter tensões de tração. As implicações desse fenômeno e sua consideração no modelo numérico serão abordados com detalhe no Capítulo 5.3.7.

5.3.2 Concreto sob Esforço de Compressão (Modelo Elastoplástico)

Com relação ao limite de resistência do concreto comprimido, o *FEMIX 4.0* utiliza a proposta de Owen (1983), mostrada na Figura 5.1. Nessa figura estão representadas as envoltórias inicial e limite de escoamento, bem como os resultados experimentais efetuados em Kupfer (1969). A envoltória inicial de escoamento representa o limite a partir do qual o comportamento elástico cessa e inicia-se a fase elastoplástica.

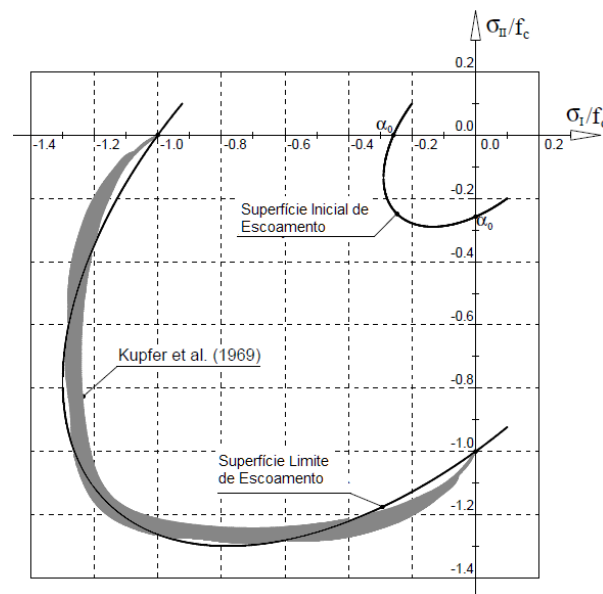


Figura 5.1 - Envoltória do comportamento do concreto (KUPFER, 1969)

Em relação ao endurecimento (*hardening*), a Figura 5.2 mostra a relação entre a tensão de compressão do concreto ($\bar{\sigma}$) e o parâmetro de endurecimento (κ) usado para simular o comportamento elastoplástico.

Analisando o gráfico, percebe-se um comportamento linear até cerca de 30% da tensão resistente. A partir desse ponto dá-se uma quebra de rigidez gradual até à tensão máxima. Depois de atingido o pico de resistência à compressão, inicia-se o trecho de amolecimento (*softening*).

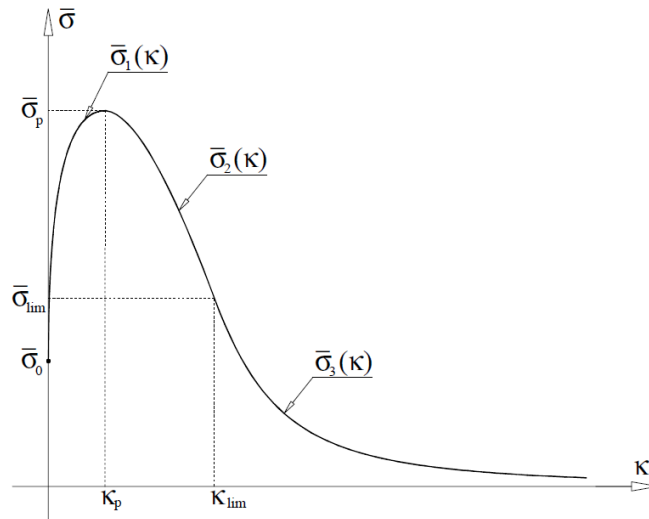


Figura 5.2 - Relação de endurecimento e amolecimento para o concreto (SENA CRUZ, 2005)

Três pontos definem as transições entre os trechos da curva. A localização destes pontos é obtida a partir dos ensaios de compressão do concreto: $\bar{\sigma}_0 = \alpha_0 f_c$, $\bar{\sigma}_p = f_c$ e $\bar{\sigma}_{lim} = 0,5 f_c$. A deformação plástica equivalente correspondente à resistência à compressão de pico (κ_p), é dada pela seguinte equação:

$$\kappa_p = \varepsilon_{c1} - \frac{f_c}{E_c} \quad \text{Equação 5.1}$$

onde:

ε_{c1} é a deformação total na resistência à compressão;

α_0 define o início do comportamento plástico. Na maioria dos casos pode ser assumido como 0,3.

Para o trecho de endurecimento, $\bar{\sigma}_1(\kappa)$, o programa utiliza uma adaptação da relação de Lourenço (1996), ao passo que para a fase de amolecimento, $\bar{\sigma}_2(\kappa)$ e $\bar{\sigma}_3(\kappa)$, adota-se a relação pós-pico do CEB-FIB (1993):

$$\bar{\sigma}_1(\kappa) = \bar{\sigma}_0 + (\bar{\sigma}_p + \bar{\sigma}_0) \left(\frac{2\kappa}{\kappa_p} - \frac{\kappa^2}{\kappa_p^2} \right)^{1/2} \quad \text{Equação 5.2}$$

$$\bar{\sigma}_2(\kappa) = \frac{-H + \sqrt{H^2 - 4GI}}{2G} \quad \text{Equação 5.3}$$

$$\begin{aligned} G &= \frac{C}{E_c} + \frac{Bf_c}{E_c^2} \\ H &= 1 - A \frac{f_c}{E_c} + \left(C + 2B \frac{f_c}{E_c} \right) \kappa \\ I &= Bf_c\kappa^2 - Af_c\kappa \end{aligned} \quad \text{Equação 5.4}$$

$$\begin{aligned} A &= \frac{E_c}{f_c} \\ B &= \frac{1}{\varepsilon_{c1}^2} \\ C &= \left(\frac{E_c \varepsilon_{c1}}{f_c} - 2 \right) / \varepsilon_{c1} \end{aligned} \quad \text{Equação 5.5}$$

$$\bar{\sigma}_3(\kappa) = \bar{\sigma}_3^3 \frac{D}{E_c^2} + \bar{\sigma}_3^2 \left(\frac{F}{E_c} + \frac{2D\kappa}{E_c} \right) + \bar{\sigma}_3(D\kappa^2 + F\kappa) - f_c = 0 \quad \text{Equação 5.6}$$

onde:

$$\begin{aligned} D &= \left(\frac{\xi}{\varepsilon_{c,lim}/\varepsilon_{c1}} - \frac{2}{(\varepsilon_{c,lim}/\varepsilon_{c1})^2} \right) \frac{1}{\varepsilon_{c1}^2} \\ F &= \left(\frac{4}{\varepsilon_{c,lim}/\varepsilon_{c1}} - \xi \right) \frac{1}{\varepsilon_{c1}} \end{aligned} \quad \text{Equação 5.7}$$

e

$$\xi = \frac{4 \left[\left(\frac{\varepsilon_{c,lim}}{\varepsilon_{c1}} \right)^2 \left(\frac{E_c \varepsilon_{c1}}{f_c} - 2 \right) + 2 \frac{\varepsilon_{c,lim}}{\varepsilon_{c1}} - \frac{E_c \varepsilon_{c1}}{f_c} \right]}{\left[\frac{\varepsilon_{c,lim}}{\varepsilon_{c1}} \left(\frac{E_c \varepsilon_{c1}}{f_c} - 2 \right) - 1 \right]^2} \quad \text{Equação 5.8}$$

$$\varepsilon_{c,lim} = \varepsilon_{c1} \left\{ \frac{1}{2} \left(\frac{1}{2} \frac{E_c \varepsilon_{c1}}{f_c} + 1 \right) + \left[\frac{1}{4} \left(\frac{1}{2} \frac{E_c \varepsilon_{c1}}{f_c} + 1 \right)^2 - \frac{1}{2} \right]^{1/2} \right\} \quad \text{Equação 5.9}$$

ε_{c1} é a deformação total na resistência à compressão (f_c), e E_c , o Módulo de Elasticidade do concreto.

5.3.3 Concreto sob o Esforço de Tração

A Figura 5.3 mostra o modelo de tração considerado para o concreto simples. Até cerca de 90% da tensão máxima de tração, admite-se um comportamento linear. Para o valor da tensão máxima resistente à tração adota-se o f_{ctm} apresentado no Model Code (2010).

Após o pico da tensão de tração, segue-se o trecho de amolecimento (*softening*) - parcela do gráfico do concreto após a fissuração. No programa *FEMIX 4.0*, estão disponíveis duas opções para representar o trecho *softening* do diagrama: trilinear e exponencial, ambas serão explicadas com mais detalhes no item seguinte, o qual trata especificamente da fissuração no concreto (Figura 5.7).

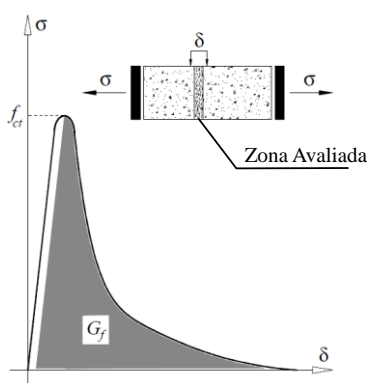


Figura 5.3- Comportamento do concreto simples sob carga uniaxial de tração

5.3.4 Fissuração do Concreto - *Multi-Fixed Smeared Crack Concept*

A propagação de uma fissura num material frágil caracteriza-se pela separação e/ou deslizamento das faces da fissura, o que introduz uma descontinuidade geométrica no meio até então considerado contínuo à escala macroscópica. Os modelos de fissuração visam representar a referida descontinuidade geométrica e os mecanismos de interação que se estabelecem entre as faces da fissura.

Para simular o mecanismo de fissuração no concreto armado (início e propagação das fissuras), o programa *FEMIX 4.0* utiliza os princípios da Teoria das Fissuras - *Multi-Fixed Smeared Crack Concept*.

Há três modos gerais de fratura ou modos de ruptura em que os materiais sólidos podem estar sujeitos (Figura 5.4). As formulações sugeridas neste capítulo, contudo, se dedicam apenas aos modos I e II.

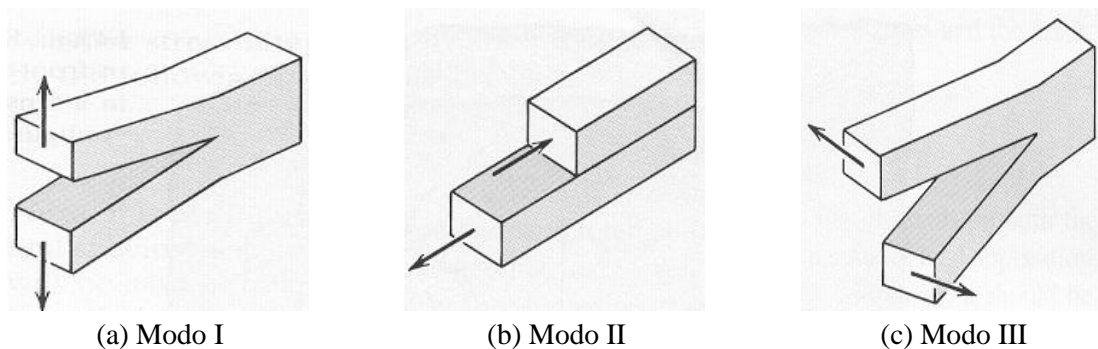


Figura 5.4 - Modos de Fratura - I, II, e III

No *smeared crack model*, os deslocamentos são transformados em deformações, dependentes da área do elemento finito. No presente modelo, o padrão de fissuração no seu referencial local, D^{cr} , é assumido pela seguinte matriz diagonal:

$$D^{cr} = \begin{bmatrix} D_I^{cr} & 0 \\ 0 & D_{II}^{cr} \end{bmatrix} \quad \text{Equação 5.10}$$

onde D_I^{cr} e D_{II}^{cr} são os módulos de rigidez correspondentes ao modo I e II de fratura respectivamente.

O processo de formação de fissuras é regulado pelo critério de Rankine (Figura 5.5), isto é, quando uma tensão principal excede a tensão resistente uniaxial de tração do concreto, dá-se a formação de uma fissura.

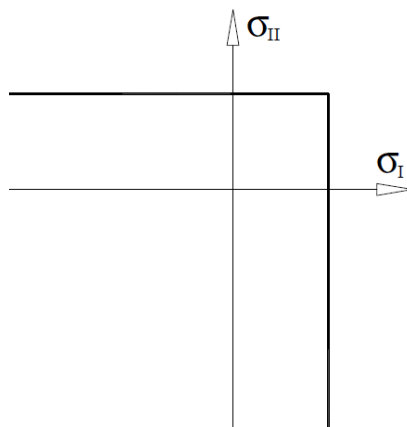


Figura 5.5 - Critério de Rankine (SENA CRUZ, 2005)

A Figura 5.6 mostra o caso genérico da formação de uma fissura num estado plano de tensão. Nela, apresentam-se a tensão normal à abertura da fissura σ_n^{cr} e a tensão tangencial τ_t^{cr} , definidas num sistema de eixos locais. Apresentam-se, também, dois deslocamentos relativos: s , que se refere ao deslizamento entre as faces da fissura e w , que mede a abertura da fissura.

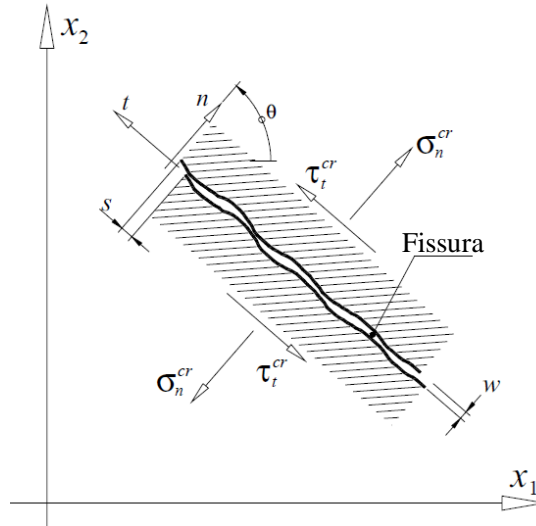


Figura 5.6 - Tensões e deslocamentos impostos na fissuração (SENA CRUZ, 2005)

Segundo Bazant e Oh (1983), a melhor aproximação para simular a propagação das fissuras em elementos finitos é levando-se em conta a forma do diagrama de *tension softening* e a energia de fratura. Esses dois parâmetros são interdependentes e podem ser facilmente compreendidos a partir da Figura 5.7.

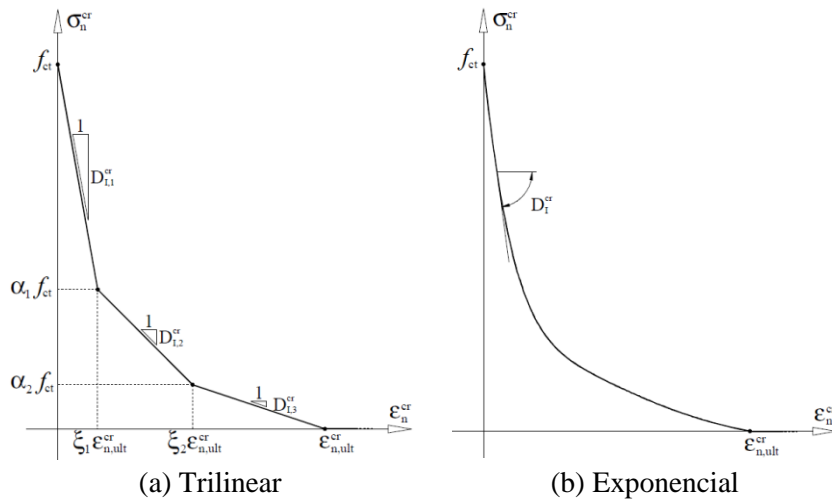


Figura 5.7 - Diagramas *tension softening*

o diagrama trilinear Figura 5.7 (a) é definido pelas seguintes expressões:

$$\sigma_n^{cr}(\epsilon_n^{cr}) = \begin{cases} f_{ct} + D_{I,1}^{cr} \epsilon_n^{cr} & \rightarrow \text{se } 0 < \epsilon_n^{cr} < \xi_1 \epsilon_{n,ult}^{cr} \\ \alpha_1 f_{ct} + D_{I,2}^{cr} (\epsilon_n^{cr} - \xi_1 \epsilon_{n,ult}^{cr}) & \rightarrow \text{se } \xi_1 \epsilon_{n,ult}^{cr} < \epsilon_n^{cr} < \xi_2 \epsilon_{n,ult}^{cr} \\ \alpha_2 f_{ct} + D_{I,3}^{cr} (\epsilon_n^{cr} - \xi_2 \epsilon_{n,ult}^{cr}) & \rightarrow \text{se } \xi_1 \epsilon_{n,ult}^{cr} < \epsilon_n^{cr} < \xi_2 \epsilon_{n,ult}^{cr} \\ 0 & \rightarrow \text{se } \epsilon_n^{cr} > \epsilon_{n,ult}^{cr} \end{cases} \quad \text{Equação 5.11}$$

com:

$$D_{I,i}^{cr} = k_i \cdot \frac{l_b f_{ct}^2}{G_f} \quad \text{Equação 5.12}$$

onde l_b é a largura de banda de fissuração e

$$\begin{aligned} k_1 &= \frac{(1 - \alpha_1)(\xi_1 + \alpha_1\xi_2 - \alpha_2\xi_1 + \alpha_2)}{2\xi_1} \\ k_2 &= \frac{(\alpha_1 - \alpha_2)(\xi_1 + \alpha_1\xi_2 - \alpha_2\xi_1 + \alpha_2)}{2(\xi_2 - \xi_1)} \\ k_3 &= \frac{\alpha_2(\xi_1 + \alpha_1\xi_2 - \alpha_2\xi_1 + \alpha_2)}{2(1 - \xi_2)} \end{aligned} \quad \text{Equação 5.13}$$

No diagrama trilinear, os parâmetros ξ_1 , α_1 , ξ_2 , e α_2 , são definidos de forma empírica. Para definição do trecho final do diagrama é utilizada a seguinte relação:

$$\varepsilon_{n,ult}^{cr} = k_4 \cdot \frac{G_f}{f_{ct}l_b} \quad \text{Equação 5.14}$$

$$k_4 = \frac{2}{\xi_1 + \alpha_1\xi_2 - \alpha_2\xi_1 + \alpha_2} \quad \text{Equação 5.15}$$

O diagrama exponencial Figura 5.7 (a) é definido pela seguinte relação (CORNELISSEN *et al.*, 1986):

$$\begin{aligned} \frac{\sigma_n^{cr}(\varepsilon_n^{cr})}{f_{ct}} &= \quad \text{Equação 5.16} \\ &= \begin{cases} \left(1 + \left(c_1 \frac{\varepsilon_n^{cr}}{\varepsilon_{n,ult}^{cr}}\right)^3\right) \exp\left(-c_2 \frac{\varepsilon_n^{cr}}{\varepsilon_{n,ult}^{cr}}\right) - \frac{\varepsilon_n^{cr}}{\varepsilon_{n,ult}^{cr}} (1 + c_1^3) \exp(-c_2) & \rightarrow \text{se } 0 < \varepsilon_n^{cr} < \varepsilon_{n,ult}^{cr} \\ 0 & \rightarrow \text{se } \varepsilon_n^{cr} \geq \varepsilon_{n,ult}^{cr} \end{cases} \end{aligned}$$

onde, $c_1=3,0$ e $c_2=6,93$ e $\varepsilon_{n,ult}^{cr}$ é definido pela equação:

$$\varepsilon_{n,ult}^{cr} = \frac{1}{k} \cdot \frac{G_f}{f_{ct}l_b} \quad \text{Equação 5.17}$$

$$k = \left\{ \frac{1}{c_2} \left[1 + 6 \left(\frac{c_1}{c_2} \right)^3 \right] - \left[\frac{1}{c_2} + c_1^3 \left(\frac{1}{c_2} + \frac{3}{c_2^2} + \frac{6}{c_2^3} + \frac{6}{c_2^4} \right) + \frac{121 + c_1^3 \exp(-c_2)}{c_2^4} \right] \right\} \quad \text{Equação 5.18}$$

Ainda de acordo com Cornelissen *et al.* (1986), a rigidez no modo I é calculada pela seguinte expressão:

$$D_I^{cr} = f_{ct} \left\{ 3 \left(c_1 \frac{\varepsilon_n^{cr}}{\varepsilon_{n,ult}^{cr}} \right)^2 \frac{c_1}{\varepsilon_{n,ult}^{cr}} \exp\left(-c_2 \frac{\varepsilon_n^{cr}}{\varepsilon_{n,ult}^{cr}}\right) + \exp\left(-c_2 \frac{\varepsilon_n^{cr}}{\varepsilon_{n,ult}^{cr}}\right) \left(-c_2 \frac{\varepsilon_n^{cr}}{\varepsilon_{n,ult}^{cr}}\right) \right\} \left[1 + \frac{c_1 \varepsilon_n^{cr} \varepsilon_{n,ult}^{cr} - 3 - 1 + c_1^3 \varepsilon_n^{cr} \varepsilon_{n,ult}^{cr} \exp(-c_2)}{c_2^4} \right] \quad \text{Equação 5.19}$$

Para os dois tipos de diagrama mostrados acima (trilinear e exponencial):

f_{ct} é a resistência a tração do concreto;

G_f é a energia de fratura, fornecida como dado de entrada do programa. A energia de fratura do concreto é definida como a energia necessária para propagar uma fissura de área unitária. Este parâmetro é dependente da resistência do material e tamanho do agregado.

Para os modelos da presente pesquisa, foi adotado o valor de G_f conforme preconiza o CEB-FIP MC90 (1993):

$$G_f = G_{f0} \left(\frac{f_{cm}}{f_{cm0}} \right)^{0,7} \quad \text{Equação 5.20}$$

$f_{cm0} = 10 \text{ MPa}$

G_{f0} é o valor de referência para energia de fratura, dado em função do diâmetro máximo do agregado (Tabela 5.1)

Tabela 5.1 - Valores de referência para energia de fratura (CEB-FIP MC90, 1993)

d_{max} (mm)	G_{f0} (Nmm/mm ²)
8	0,025
16	0,030
32	0,058

Toda formulação apresentada até agora, destina-se apenas à formação de uma única fissura por cada ponto de integração. No entanto, o modelo utilizado pode permitir a formação de várias fissuras por ponto de integração.

Após uma tensão principal exceder o valor da resistência uniaxial à tração, dá-se a formação de uma fissura inicial. Assumindo-se que ainda existe contato entre as faces das fissuras, as tensões tangenciais podem ser transmitidas através dos lábios das fissuras.

Devido a isso, a orientação das tensões principais pode alterar-se ao longo do carregamento. Portanto, a tensão principal do concreto íntegro entre fissuras pode voltar a ultrapassar a resistência à tração do concreto. Para uma nova fissura se formar, é necessário que se satisfaçam duas condições:

- A tensão principal máxima exceder a resistência à tração do concreto, f_{ct} ;

- O ângulo entre fissuras exceder um valor limite (*threshold angle* na nomenclatura inglesa).

Normalmente, o valor do ângulo mínimo entre fissuras varia entre os 30° e 60°

Num ponto de integração onde exista uma fissura, a energia de fratura tem de ser recalculada, de modo que se obtenha, assim, a energia de fratura disponível para a próxima fissura (BARROS, 1995). Tal afirmação sugere a seguinte lei:

$$G_k^{next} = (G_f - G_{f,a}) \left(\frac{a}{\pi/2} \right)^{p_2} + G_{f,a} \quad \text{Equação 5.21}$$

onde:

p_2 pode assumir os valores 1, 2 e 3;

α é o ângulo entre a fissura atual e a próxima fissura a ser formada (em radianos) e;

$G_{f,a}$ é a energia de fratura residual na fissura atual e pode ser calculada pela subtração da energia consumida pela fissura atual pela energia de fratura inicial.

Nesse modelo, as fissuras podem ter várias categorias. A Figura 5.8 mostra um esquema com os diversos estados possíveis de uma fissura. O processo se inicia no estado *initiation*, quando a fissura abre pela primeira vez. Com o aumento da extensão da fissura, essa passa para o estado *opening*. A partir dessa fase há duas opções: ou se continua a abrir até atingir o estado de *fully open*, ou se inverte a tendência e passa a *closing*. Caso a fissura passe a *closing*, ela segue um percurso secante. Caso atinja à extensão nula, passa ao estado *closed*. Se a fissura reabrir, passa a *reopening*.

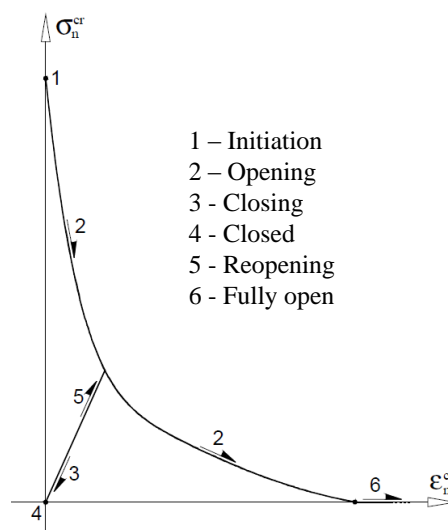


Figura 5.8 - Estados possíveis de uma fissura (SENA CRUZ, 2005)

5.3.5 Cisalhamento do Concreto

A introdução do efeito da tensão tangencial no modelo é efetuada pelo parâmetro β , denominado de Fator de Retenção de Cisalhamento.

O parâmetro β simula a rigidez oferecida pelo atrito entre as duas superfícies da fissura enquanto estão em contato. É obtido a partir da deformação normal corrente ε_n^{cr} e da deformação normal última $\varepsilon_{n,ult}^{cr}$:

$$\beta = \left(1 - \frac{\varepsilon_n^{cr}}{\varepsilon_{n,ult}^{cr}}\right)^{p_1} \quad \text{Equação 5.22}$$

Nessa expressão, p_1 pode assumir valores de 1, 2 ou 3. O efeito da relação entre a tensão tangencial e a tensão normal é simulado indiretamente, com a possibilidade de formação de fissuras não ortogonais. Neste caso, o fator de retenção do cisalhamento assume um valor unitário no início da fissuração e um valor nulo quando a deformação de tração se iguala ao valor da deformação de tração última.

De posse do parâmetro β , o módulo de fratura no Modo II, D_{II}^{cr} , é obtido em função do Módulo de elasticidade transversal do concreto, G_c :

$$D_{II}^{cr} = \frac{\beta}{1 - \beta} G_c \quad \text{Equação 5.23}$$

Em um determinado ponto de integração, quando o material é considerado em estado fissurado e é submetido a uma deformação incremental, $\Delta\varepsilon$, o campo de tensão nesse ponto de integração é modificado e o estado de tensão deve ser atualizado.

Ventura Gouveia (2011) sugere duas formulações para essa atualização da tensão. A primeira é uma Aproximação Incremental para as duas componentes, normal e de cisalhamento. A segunda, é uma Aproximação Incremental apenas para a componente normal e Aproximação Total para a componente de cisalhamento. O processo de que melhor representou as lajes dessa pesquisa foi o de Aproximação Total.

A formulação à seguir está restrita a uma única fissura, mas a sua generalização para o caso de várias fissuras em cada ponto de integração é um processo simples. O conceito de aproximação incremental ou total para a relação tensão x deformação de cisalhamento é representado na Figura 5.9.

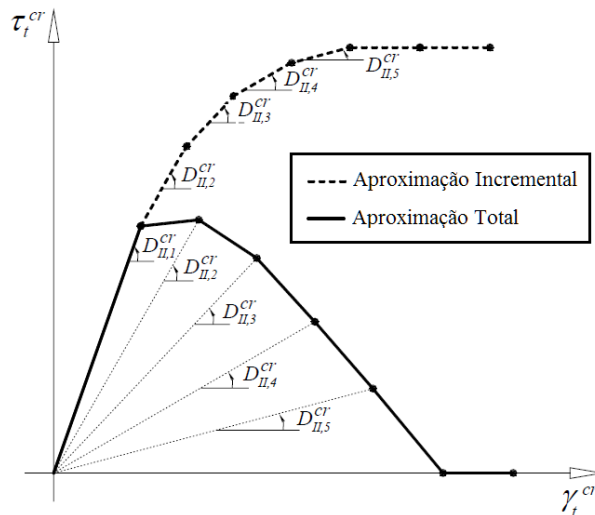


Figura 5.9 - Relação Tensão x Deformação de Cisalhamento para os Sistemas de Aproximação Total e Increment

5.3.5.1 Aproximação Incremental

Na Aproximação Incremental a tensão de cisalhamento τ_t^{cr} fornecida pelo efeito de engrenamento de agregado em um determinado estágio de deformação é obtida com:

$$\tau_t^{cr} = \tau_{t,prev}^{cr} + \Delta\tau_t^{cr} = \tau_{t,prev}^{cr} + D_{II}^{cr} \Delta\gamma_t^{cr} \quad \text{Equação 5.24}$$

onde

$\tau_{t,prev}^{cr}$ é a tensão de cisalhamento num ponto de integração no passo anterior;

$\Delta\tau_t^{cr}$ é o incremento na tensão de cisalhamento;

D_{II}^{cr} é o módulo de rigidez à fissuração no Modo II de fratura, definido pela Equação 5.23.

$\Delta\gamma_t^{cr}$ é o incremento na deformação de cisalhamento.

Observa-se na Figura 5.9 que o incremento na tensão de cisalhamento ($\Delta\tau_t^{cr}$) torna-se nulo quando $D_{II}^{cr} = 0$, ou seja, para $\varepsilon_n^{cr} \geq \varepsilon_{n,ult}^{cr}$ (Equação 5.23 e Equação 5.22).

Portanto, mesmo quando aumenta-se a abertura da fissura, a tensão de cisalhamento τ_t^{cr} também pode continuar aumentando até um valor assintótico, independente de, na fissura, já não transferirem-se tensões normais de tração.

Isso pode levar à formação de uma nova fissura, resultando em várias fissuras no ponto de integração, que introduz dificuldades na aplicação das leis constitutivas nas novas fissuras

formadas nesse ponto de integração, mesmo quando emprega-se um rigoroso conceito de decomposição de deformação para esta finalidade (Sena-Cruz, 2004).

A ocorrência de tensões de cisalhamento muito elevadas pode também contribuir para previsões numéricas com uma maior rigidez e capacidade de carga do que os valores registados experimentalmente, principalmente em elementos com predominância de esforços de cisalhamento.

5.3.5.2 Aproximação Total

Na Aproximação Total, a tensão de cisalhamento τ_t^{cr} a um determinado estágio de deformação de cisalhante é obtida com:

$$\tau_t^{cr} = D_{II}^{cr} \gamma_t^{cr} = D_{II}^{cr} (\gamma_{t,prev}^{cr} + \Delta\gamma_t^{cr}) = D_{II}^{cr} \gamma_{t,prev}^{cr} + D_{II}^{cr} \Delta\gamma_t^{cr} \quad \text{Equação 5.25}$$

Observa-se na Figura 5.9 que, para um determinado incremento na deformação de cisalhamento, $\Delta\gamma_t^{cr}$, pode ocorrer uma redução na tensão cisalhamento, τ_t^{cr} , devido a uma redução significativa do D_{II}^{cr} .

O objetivo da Abordagem Total proposta por Ventura Gouveia (2011) para modelar o Modo II de fratura, é reproduzir numericamente uma redução, após determinado nível de carregamento, na transferência da tensão de cisalhamento, τ_t^{cr} , com o aumento na deformação de cisalhamento, γ_t^{cr} . Até esse determinado nível de carregamento, τ_t^{cr} aumenta com γ_t^{cr} , como esperado.

5.3.6 Modelagem do Comportamento das Armaduras

Para definir o comportamento do aço pelo programa *FEMIX 4.0* é necessário atribuir três pontos (PT1, PT2 e PT3), como mostrado na Figura 5.10. Deve-se definir, também, outro parâmetro para o último trecho (parâmetro p), para definir o grau da equação que aproxima a curva. Tipicamente, o parâmetro p varia entre 0 e 4. Caso exista descarregamento, o regresso e o progresso do gráfico são paralelos ao trecho linear inicial.

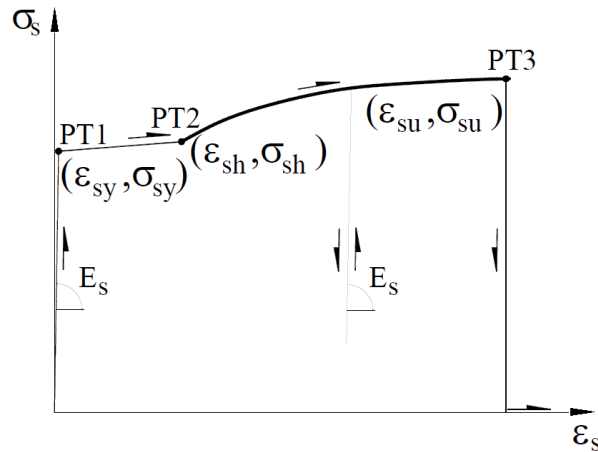


Figura 5.10 - Modelo do comportamento do aço (*FEMIX 4.0*)

Conforme dito anteriormente, atribuiu-se o comportamento mecânico do aço como uma curva bilinear (linear elástica com escoamento). O primeiro trecho, elástico, foi definido pelo módulo de elasticidade longitudinal experimental.

Para o trecho do escoamento, considerou-se as propriedades experimentais reduzidas de um $\Delta\sigma_{ycr}$, para se levar em conta um aspecto importante: O *Tension Stiffening*, o qual será detalhado no item 5.3.7 à seguir.

5.3.7 Comportamento Uniaxial do Concreto Armado

Até o presente momento, todas as formulações foram especificadas para os materiais de forma isolada. Contudo, para se considerar os dois materiais (concreto e aço) trabalhando em conjunto, como concreto armado, outros fatores devem ser levados em conta.

Em elementos de concreto armado, após a fissuração do concreto, as tensões normais são redistribuídas até que o aço absorva todos os esforços de tração. Contudo, entre as fissuras, uma parte de concreto ainda contribui na transmissão desses esforços, por mecanismos de aderência, como mostrado na Figura 5.11. Essa contribuição do concreto para a rigidez do elemento é denominada de *tension stiffening*.

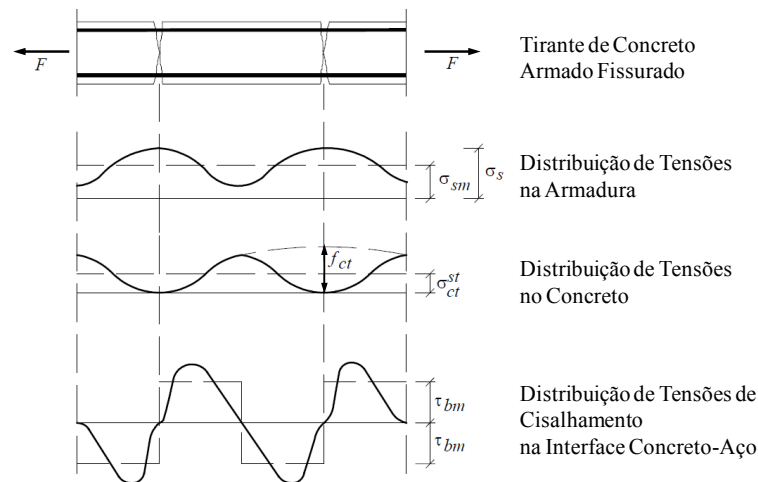


Figura 5.11 - Distribuição de Tensões na Armadura, no Concreto e na Interface Armadura-Concreto em uma Peça de Concreto Armado sob Tração

O fenômeno *tension stiffening* depende de várias características, tais como, taxa de armadura, rugosidade do aço, tensão na armadura, ângulo entre a armadura e a fissura, e das propriedades de resistência do concreto (BARROS, 1995).

A Figura 5.11 mostra o comportamento de uma peça de concreto armado num ensaio de tração. Analisando o gráfico, percebe-se que, com o crescimento da carga, o trecho elástico do concreto armado (tramo *a*) termina com a formação das primeiras microfissuras (ponto *F*).

Verifica-se, devido à existência de atrito entre o concreto e a armadura, uma redistribuição gradual das forças internas do concreto para o aço, produzindo fissuração secundária (tramo *b*). Este processo de redistribuição de esforços termina com a estabilização do padrão de fissuração (o ponto *L* corresponde à formação da última microfissura).

Na figura está também presente comportamento à tração apenas da armadura sujeita a uma carga uniaxial de tração. No tramo *c*, que corresponde à peça de concreto armado já com o padrão de fissuração estabilizado, os gráficos não coincidem. Isto deve-se a uma resistência residual do concreto fissurado junto da armadura, aumentando a rigidez do conjunto durante algum incremento de carga.

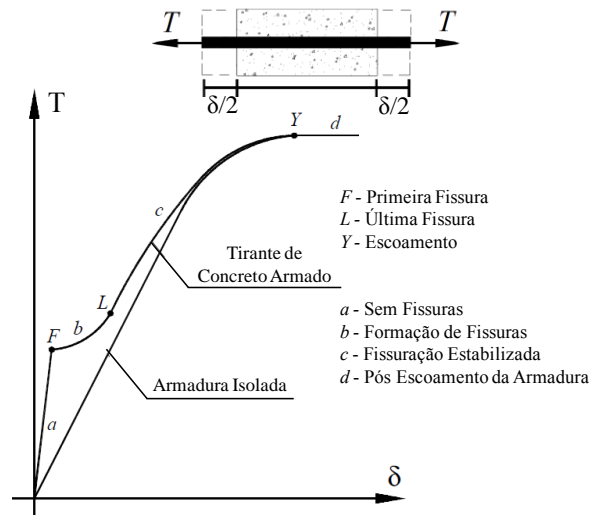


Figura 5.12 - Comportamento do concreto armado à tração

A capacidade do concreto íntegro entre fissuras de reter tensões de tração pode ser modelada por meio da alteração da lei constitutiva do aço (BARROS, 1995). Diz-se nestes casos que o fenômeno é associado à armadura, na sua direção.

Stevens *et. al.*(1987) desenvolveram um teoria baseada na definição de um diagrama na direção da deformação principal de tração e na alteração da lei constitutiva do aço das armaduras que atravessam o concreto fissurado.

O procedimento adotado por estes autores foi reduzir da tensão de escoamento do aço da armadura isolada, a tensão de tração retida pelo concreto entre fissuras. Tensão essa induzida pela armadura em questão. Dessa forma, a armadura envolvida pelo concreto apresenta uma capacidade de carga inferior à da respectiva armadura isolada, o que está em concordância com a investigação desenvolvida por outros autores.

As alterações à lei constitutiva das armaduras sugeridas por Stevens *et. al.*(1987) foram aplicadas no modelo numérico desenvolvido no presente trabalho. Assim, para a armadura embebida em concreto, foram obtidos os fatores $\Delta\sigma_{ycr}$ referidos na Figura 5.13, com os quais se calcula os novos valores dos pontos característicos da correspondente lei constitutiva.

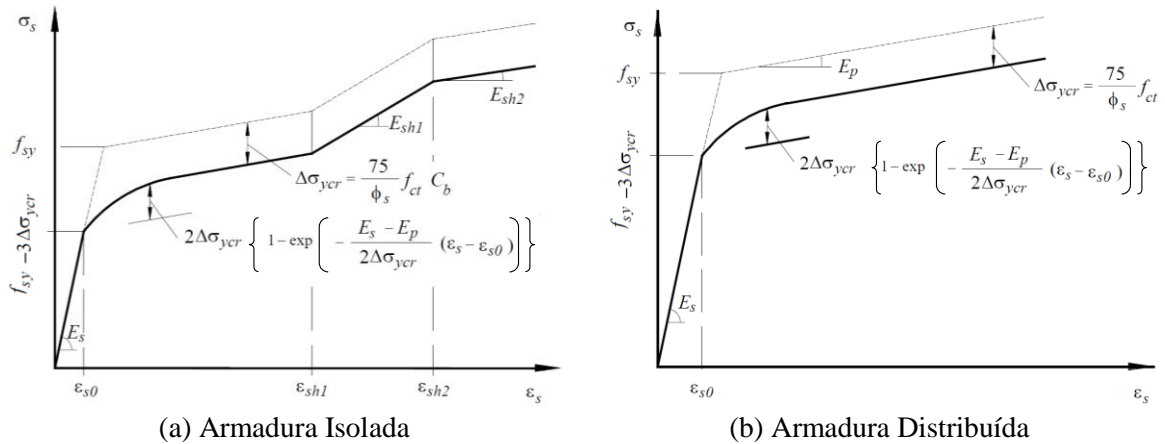


Figura 5.13 - Relação tensão x deformação para a armadura que atravessa o concreto fissurado (STEVENS *et al.*,1987)

com:

$$C_b = \begin{cases} 1 \rightarrow \text{Aderência Perfeita} \\ \frac{\tau_b}{5f_{ct}} \rightarrow \text{Demais casos } (\tau_b = 13,5\text{MPa}) \end{cases} \quad \text{Equação 5.26}$$

5.3.8 Polímero Reforçado com Fibra de Carbono - PRFC

Para o PRFC, utilizou-se uma relação linear elástica de acordo com os resultados experimentais do ensaio de tração do PRFC. Contudo, a deformação última do PRFC foi assumida como 0,004, conforme limite estabelecido pelo ACI 440.2R (2008).

5.4 MODELAGEM DAS LIGAÇÕES LAJE-PILAR

5.4.1 Geração da Malha

Para a geração de uma malha de elementos finitos que possa ser calculada pelo *FEMIX* é necessário utilizar um *software* adicional, denominado *s3dcad*. Entre outras funcionalidades, este programa permite a leitura de arquivos *dxf* previamente elaborados e agrupá-los em um único arquivo. Esse foi o procedimento utilizado para a criação das malhas no presente estudo.

A modulação da malha de 75 mm x 75 mm possibilitou que os elementos coincidissem com a posição exata dos apoios e das placas de aplicação de carga. Na direção da espessura

da laje, adotou-se a dimensão de 60 mm, valor que é da mesma ordem de grandeza da malha e pelo qual, o valor da espessura total da laje é múltiplo inteiro.

Devido ao caráter simétrico do experimento, optou-se, sem prejuízo dos resultados, por representar apenas um quarto de laje, aplicando-se as condições de contorno como mostradas na Figura 5.15 (a).

Também foram excluídas do modelo numérico as partes superior e inferior do pilar, após testes que comprovaram sua baixa influência nos resultados.

5.4.2 Representação do Concreto Amado e Condições de Contorno

Para a modelagem do concreto, optou-se pelo elemento sólido tridimensional de 20 nós. As armaduras de aço e o reforço de PRFC foram modeladas com o elemento de barra disponível no programa - *Embedded Cable*.

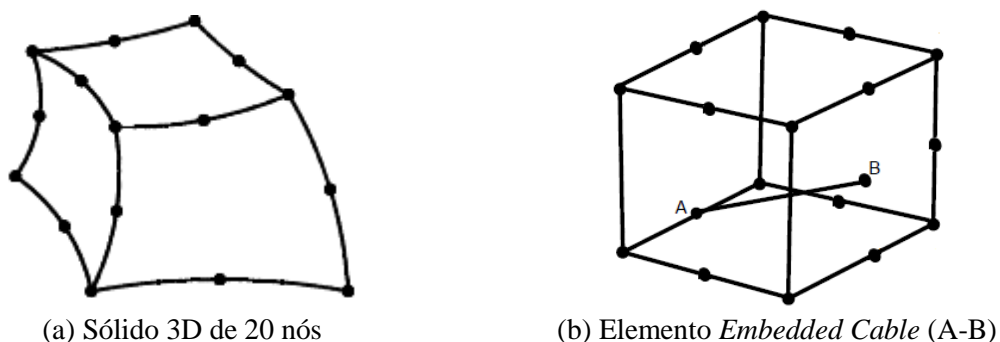


Figura 5.14 - Elementos utilizados no modelo

Para representação do concreto, utilizaram-se os seguintes recursos disponíveis no *FEMIX 4.0*: Os elementos correspondentes à posição do pilar receberam a função *_LIN_ISO* a qual dá o tratamento linear ao material. Os demais elementos de concreto receberam a função *_NLMM111*, que é um elemento no *FEMIX* que considera a não-linearidade.

Para as armaduras de aço e para o reforço de PRFC, utilizou-se o *_NLMM201*, também não-linear.

Para representação das condições de contorno dos experimentos, foram fixados os nós correspondentes à área do pilar na superfície inferior ($w=0$, na Figura 5.15(b)) e aplicou-se, com o recurso *FACE_LOADS*, um carregamento incremental na face superior dos

elementos correspondentes às placas de aplicação de carga no experimento. O incremento de deslocamento adotado nos modelos dessa análise numérica foi de 0,5 mm.

Para se manter o caráter simétrico das lajes, restringiu-se os deslocamentos horizontais (direções x e y) nas faces que correspondem aos eixos de simetria da laje. Dessa forma, conforme Figura 5.15(a), $u=0$ na face do corte paralelo ao eixo y e $v=0$ na face paralela ao eixo x .

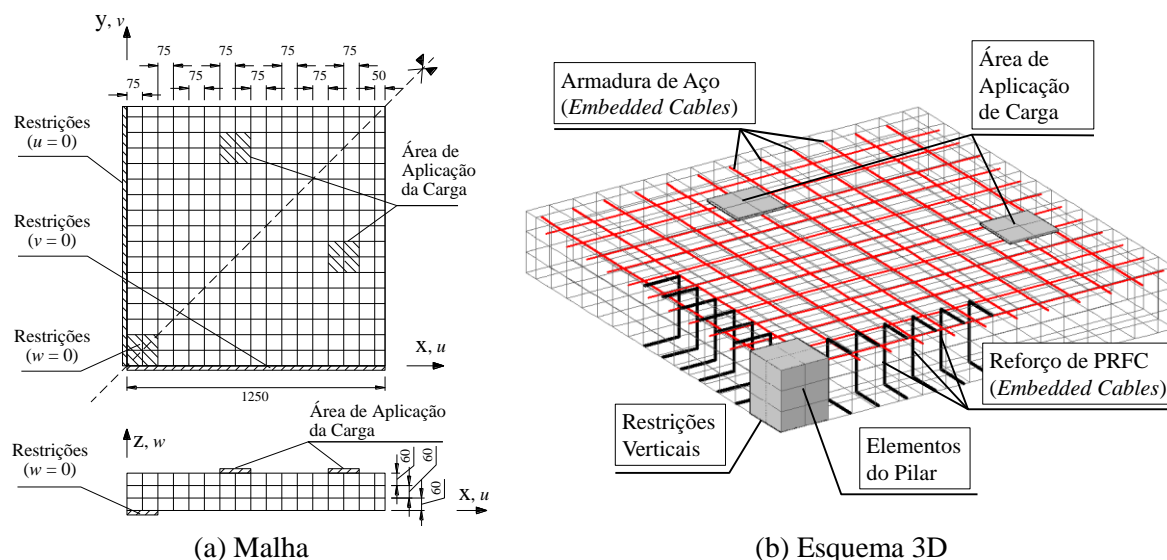


Figura 5.15 - Malha adotada no modelo de Elementos Finitos (dimensões em mm)

5.4.3 Representação do Reforço de PRFC

O reforço de PRFC também foi representado no modelo numérico por elementos *Embedded Cable*. Para as lajes reforçadas com a técnica *dowel*, os *Embedded Cables* foram posicionados nas cotas dos centros dos furos.

Para os modelos reforçados com a técnica *stitch*, os elementos *Embedded Cables* foram constituídos como no experimento, sempre a formar um laço fechado. Na posição dos furos onde se passam dois laços que chegam de direções diferentes, a porção vertical desses laços foram modeladas com um espaçamento de 20 mm entre si. A Figura 5.16 mostra a representação dos *Embedded Cables* para a laje LR-S2-6.

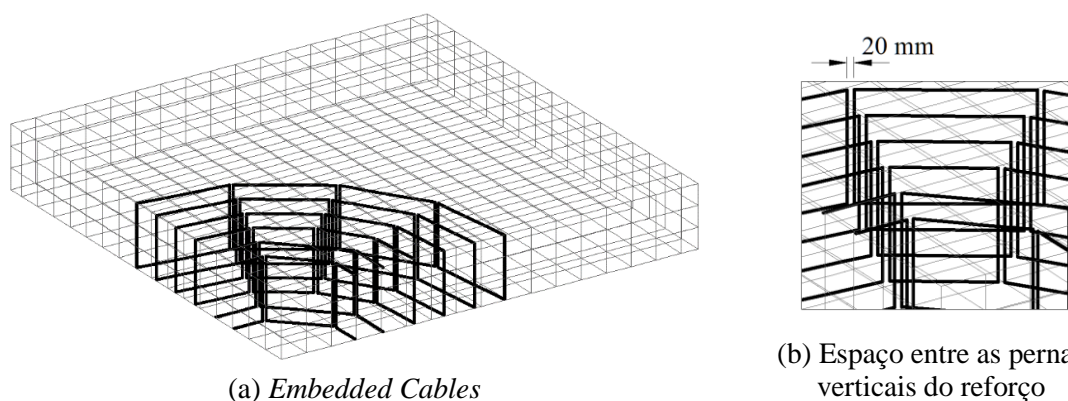


Figura 5.16 - Representação dos *Embedded Cables* para o reforço de PRFC - Laje LR-S2-6

5.5 DADOS DE ENTRADA NO PROGRAMA

O Capítulo 5.3.1 tratou dos modelos constitutivos adotado para os materiais das lajes avaliadas nesta pesquisa. Esta seção destina-se a descrever os procedimentos para entrada de dados no programa *FEMIX 4.0*.

Para o cálculo das lajes, utilizaram-se simulações não-lineares por controle de deslocamentos. As propriedades de resistência dos materiais foram tomadas com os valores obtidos no Programa Experimental.

Foram admitidos os valores do Módulo de Elasticidade Inicial do Concreto pelo CEB-FIP MC90 (1993). Os demais parâmetros adotados como entrada no programa *FEMIX 4.0* estão apresentados na Tabela 5.2.

Tabela 5.2 - Parâmetros adotados no modelo constitutivo do concreto

Coeficiente de Poisson (ν_c)	0,1
Parâmetros que definem o diagrama trilinear de tensão deformação do concreto ⁽¹⁾	$\xi_1=0,01$; $\alpha_1 = 0,3$; $\xi_2=0,2$; $\alpha_2 = 0,1$ ⁽¹⁾
Parâmetro que define a energia disponível para abertura de uma nova fissura no Modo I (SENA CRUZ, 2005)	$p_2 = 2$
Fator de retenção de cisalhamento	$p_1 = 2$ ($\beta = \text{_}QUADRATIC$)
Largura de banda de fissuração (l_b)	Raiz quadrada da área no ponto de integração
Ângulo entre fissuras (<i>Threshold angle</i>)	$\alpha_{th} = 30^\circ$
Número máximo de fissuras por ponto de integração	2
Tipo de aproximação para a componente do cortante no modelo (VENTURA GOUVEIA, 2011)	APROXIMAÇÃO TOTAL

$$^{(1)} \xi_1 = \frac{\varepsilon_{n,2}^{cr}}{\varepsilon_{n,u}^{cr}} ; \alpha_1 = \frac{\sigma_{n,2}^{cr}}{\sigma_{n,1}^{cr}} ; \xi_2 = \frac{\varepsilon_{n,3}^{cr}}{\varepsilon_{n,u}^{cr}} ; \alpha_2 = \frac{\sigma_{n,3}^{cr}}{\sigma_{n,1}^{cr}} \text{ (Ver Figura 5.7)}$$

5.6 RESULTADOS NUMÉRICOS

5.6.1 Considerações Iniciais

As figuras a seguir, mostram as comparações entre os resultados numéricos e experimentais para as lajes avaliadas nesta pesquisa.

Para as armaduras, comparar-se-ão os resultados experimentais com o nível de deformação do elemento *Embedded Cable* na posição equivalente à leitura do extensômetro no experimento (Figura 5.17).

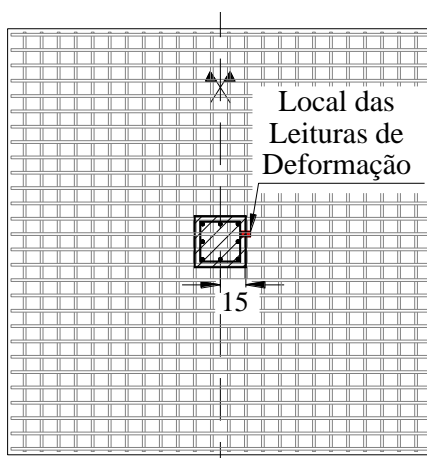
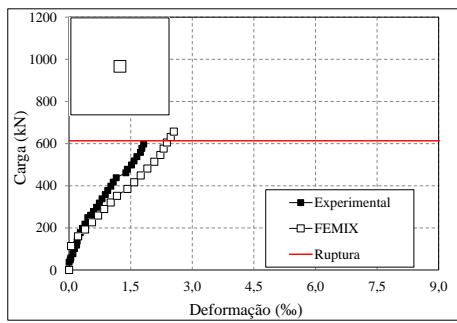


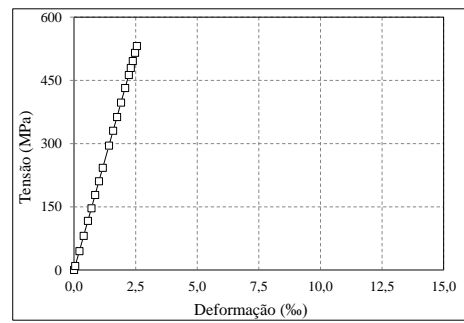
Figura 5.17 - Localização das Leituras das deformações nas armaduras

Comparam-se, também, os resultados numéricos e experimentais da resposta elástica, pela Relação Carga x Deslocamentos Médios, e do padrão de fissuração, com o diagrama de fissuras *fully open* (Figura 5.8). O referido diagrama de fissuras é composto de pequenos retângulos que representam a direção e a abertura de cada fissura. Esses retângulos são representações gráficas posicionadas de maneira perpendicular a cada fissura e o seu comprimento representa a abertura da fissuração.

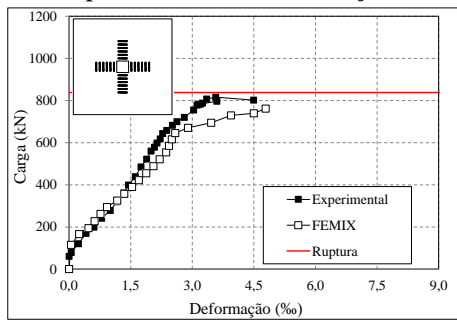
5.6.2 Nível de Solicitação das Armaduras



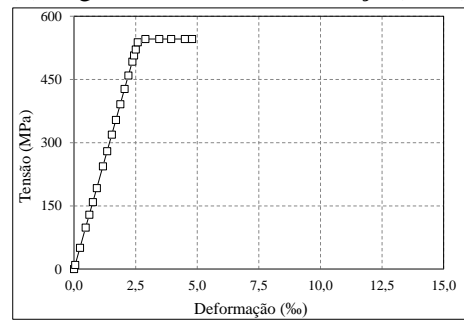
(a) Resposta - Armadura de Aço (L0-1)



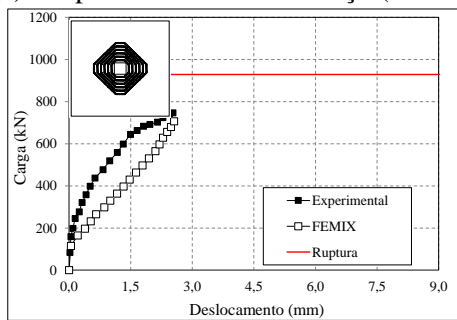
(b) Digrama - Armadura de Aço (L0-1)



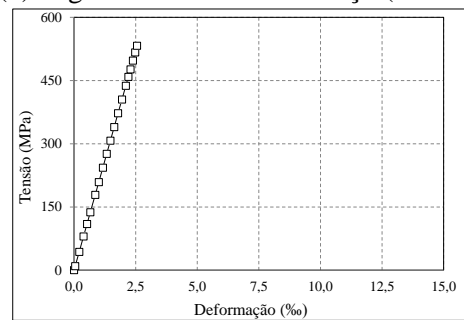
(c) Resposta - Armadura de Aço (LC-S1)



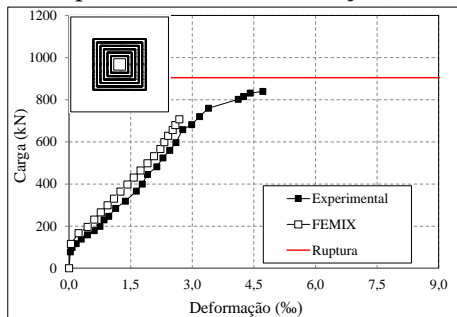
(d) Digrama - Armadura de Aço (LC-S1)



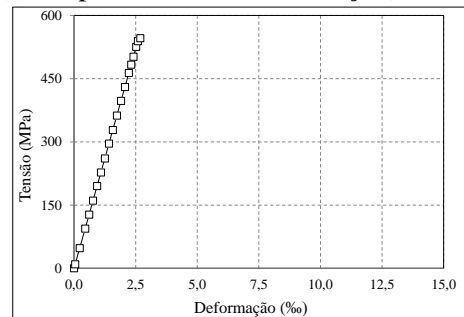
(e) Resposta - Armadura de Aço (LC-S2)



(f) Resposta - Armadura de Aço (LC-S2)

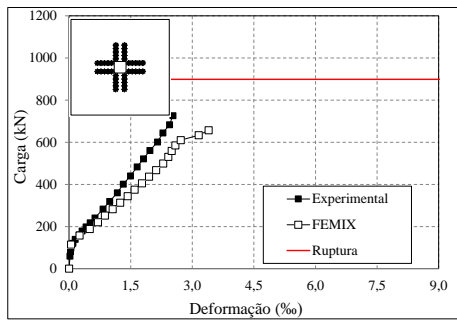


(g) Resposta - Armadura de Aço (LR-S)

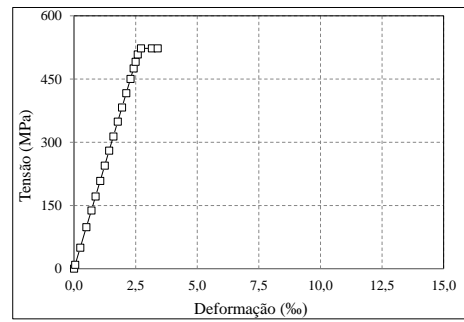


(h) Resposta - Armadura de Aço (LR-S)

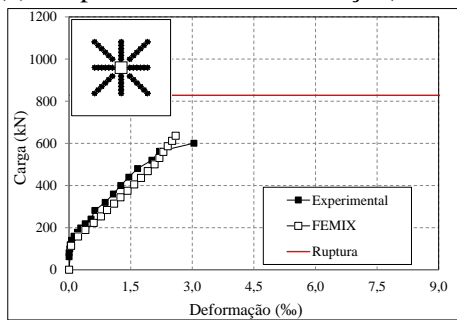
Figura 5.18 - Comportamento das Armaduras (L0-1, LC-S1, LC-S2 e LR-S)



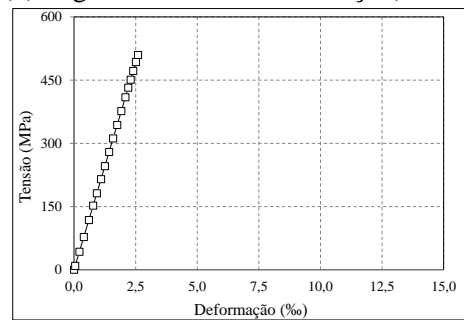
(a) Resposta - Armadura de Aço (LC-D)



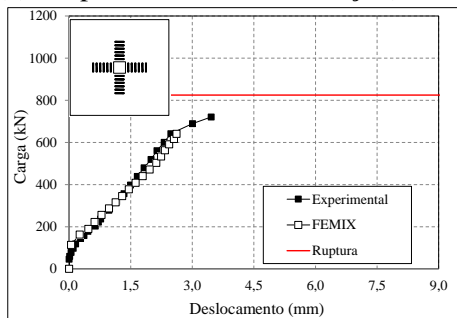
(b) Digrama - Armadura de Aço (LC-D)



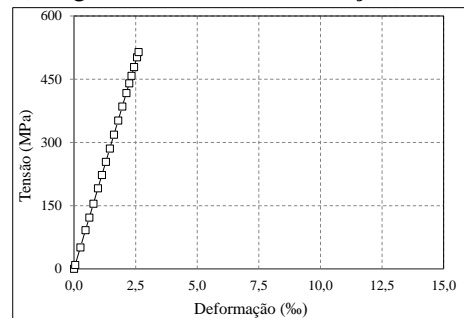
(c) Resposta - Armadura de Aço (LR-D)



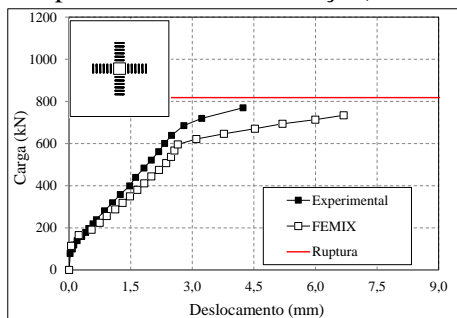
(d) Digrama - Armadura de Aço (LR-D)



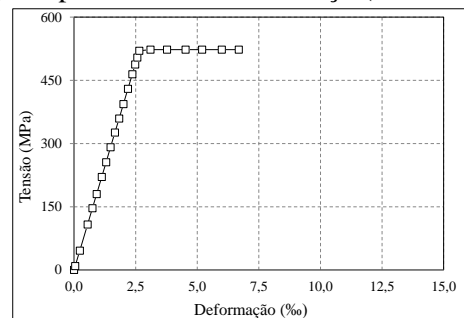
(e) Resposta - Armadura de Aço (LC-S1-F1)



(f) Resposta - Armadura de Aço (LC-S1-F1)

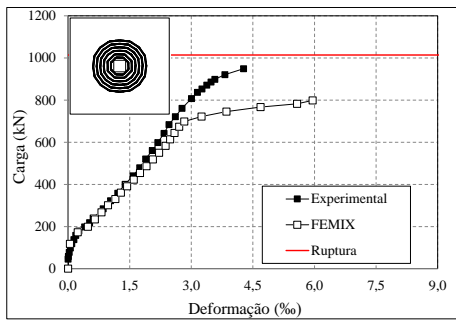


(g) Resposta - Armadura de Aço (LC-S1-F2)

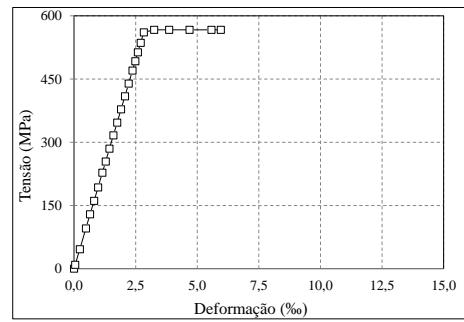


(h) Resposta - Armadura de Aço (LC-S1-F2)

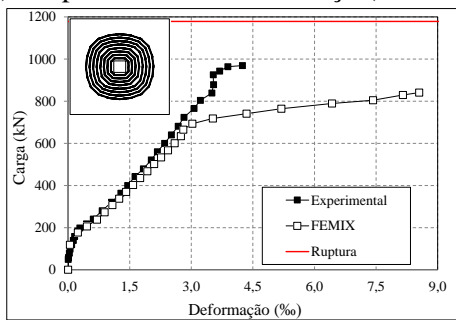
Figura 5.19 - Comportamento das Armaduras (LC-D, LR-D, LC-S1-F1 e LC-S1-F2)



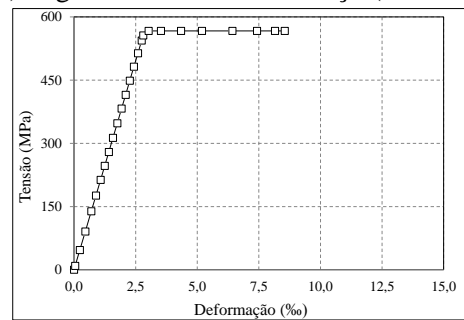
(a) Resposta - Armadura de Aço (LR-S2-6)



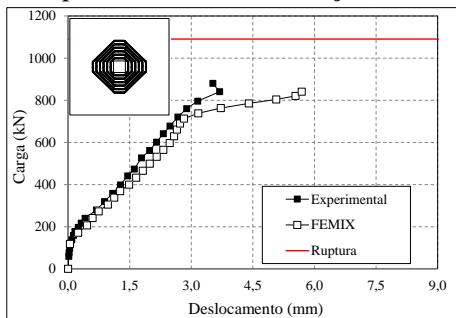
(b) Digrama - Armadura de Aço (LR-S2-6)



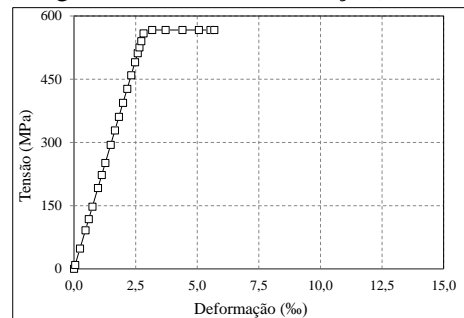
(c) Resposta - Armadura de Aço (LR-S2-8)



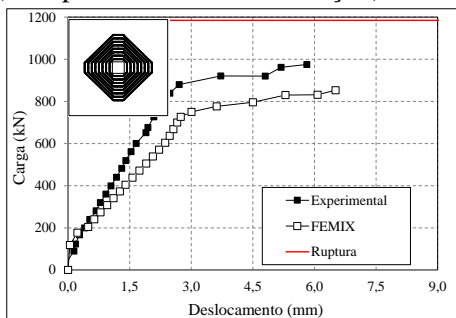
(d) Digrama - Armadura de Aço (LR-S2-8)



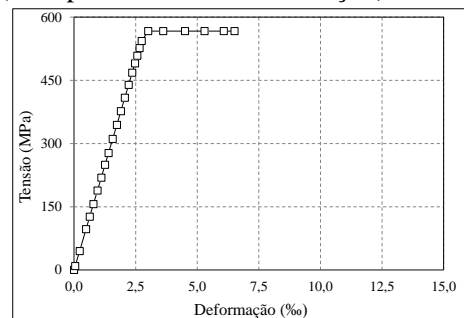
(e) Resposta - Armadura de Aço (LC-S2-6)



(f) Resposta - Armadura de Aço (LC-S2-6)



(g) Resposta - Armadura de Aço (LC-S2-8)



(h) Resposta - Armadura de Aço (LC-S2-8)

Figura 5.20 - Comportamento das Armaduras (LR-S2-6, LR-S2-8, LC-S2-6 e LC-S2-8)

5.6.3 Resposta Elástica e padrões de Fissuras

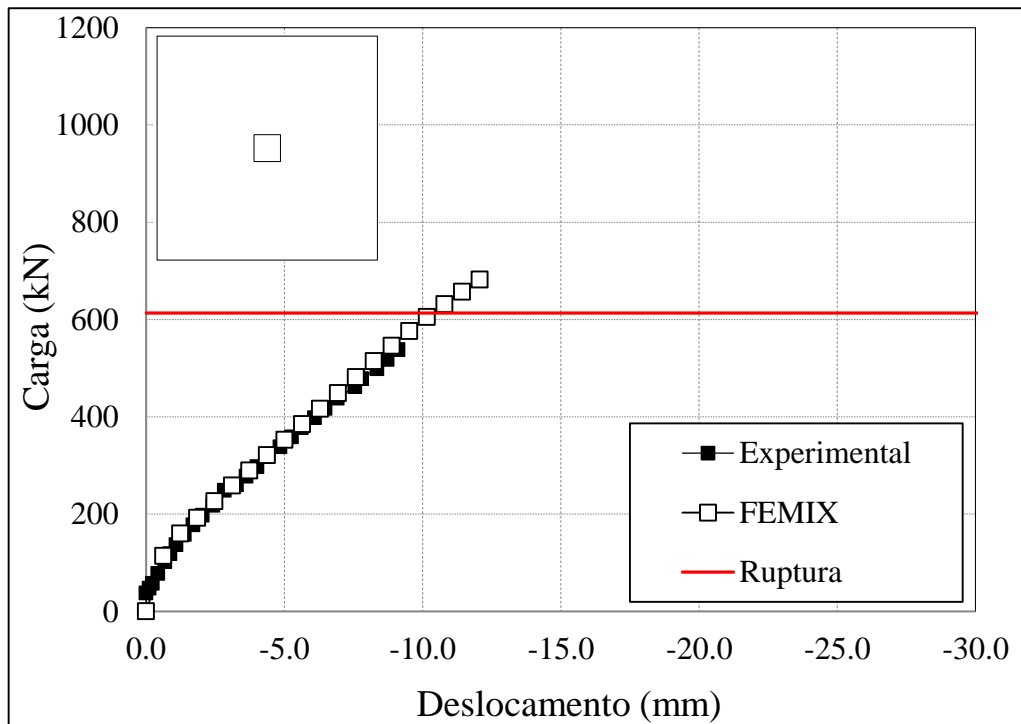


Figura 5.21 - Relação Carga x Deslocamento - L0-1 (FEMIX 4.0)

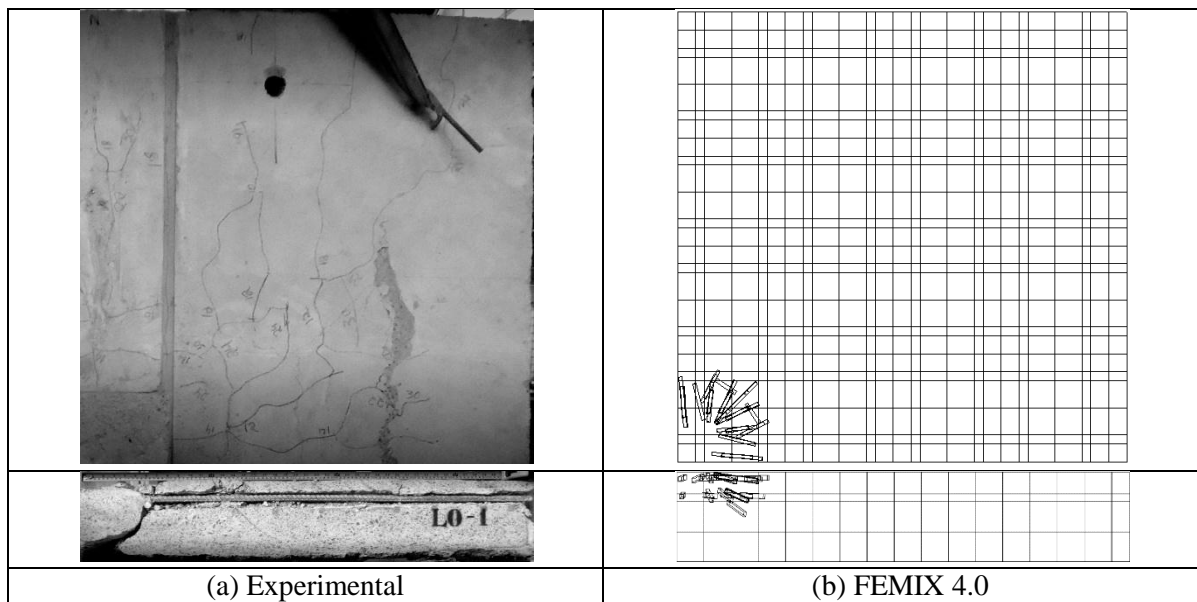


Figura 5.22 - Padrão de fissuração - L0-1 (FEMIX 4.0)

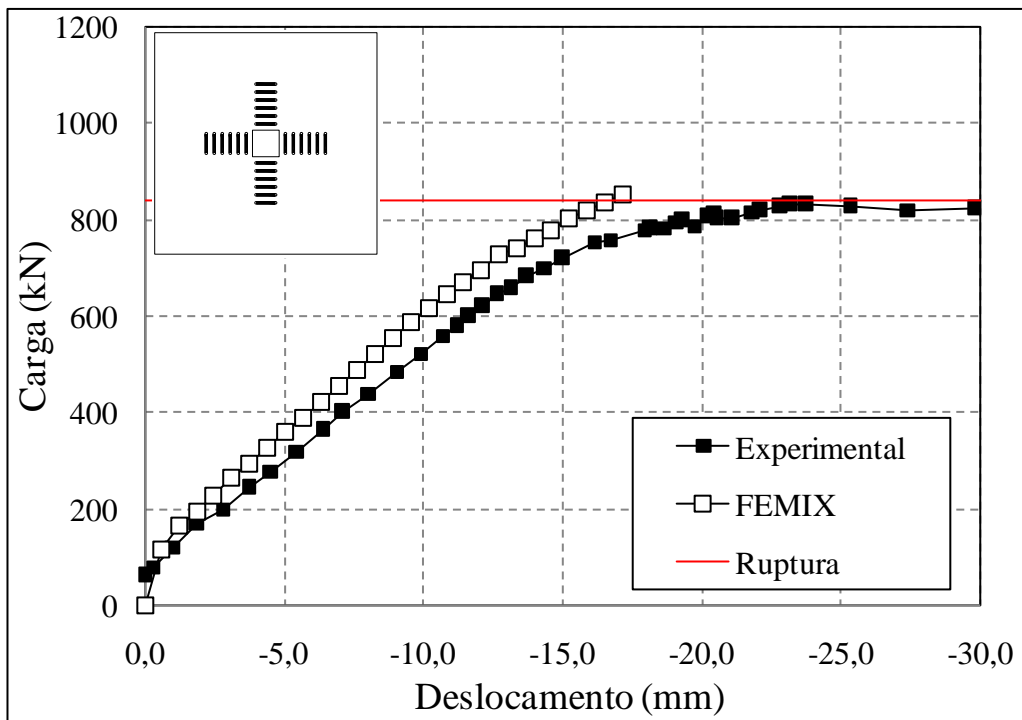


Figura 5.23 - Relação Carga x Deslocamento - LC-S1 (FEMIX 4.0)

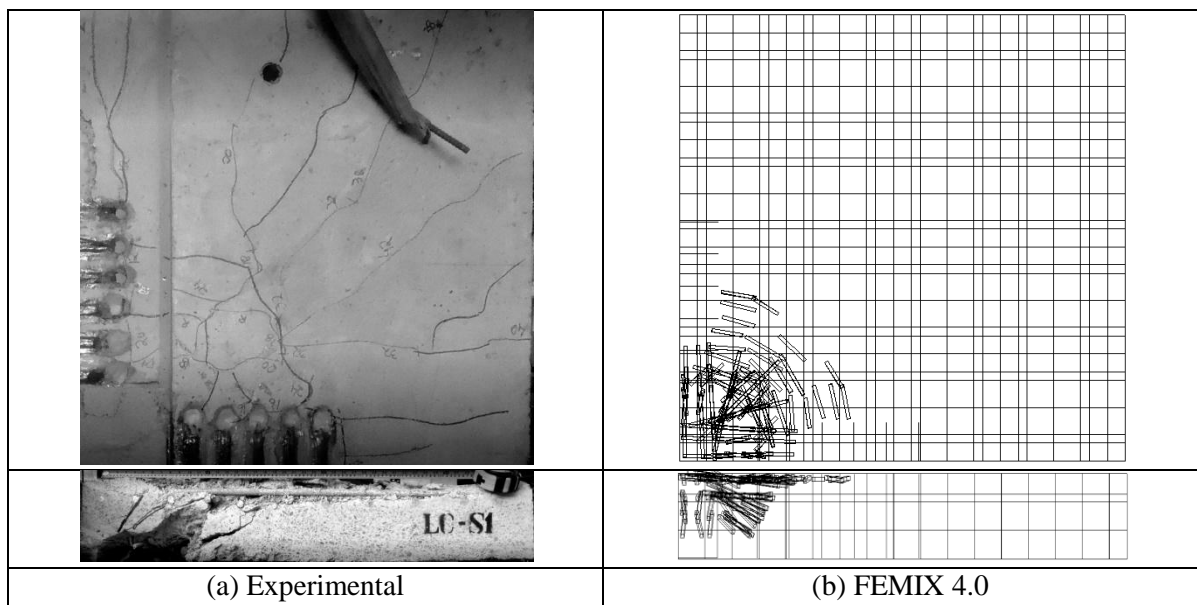


Figura 5.24 - Padrão de fissuração - LC-S1 (FEMIX 4.0)

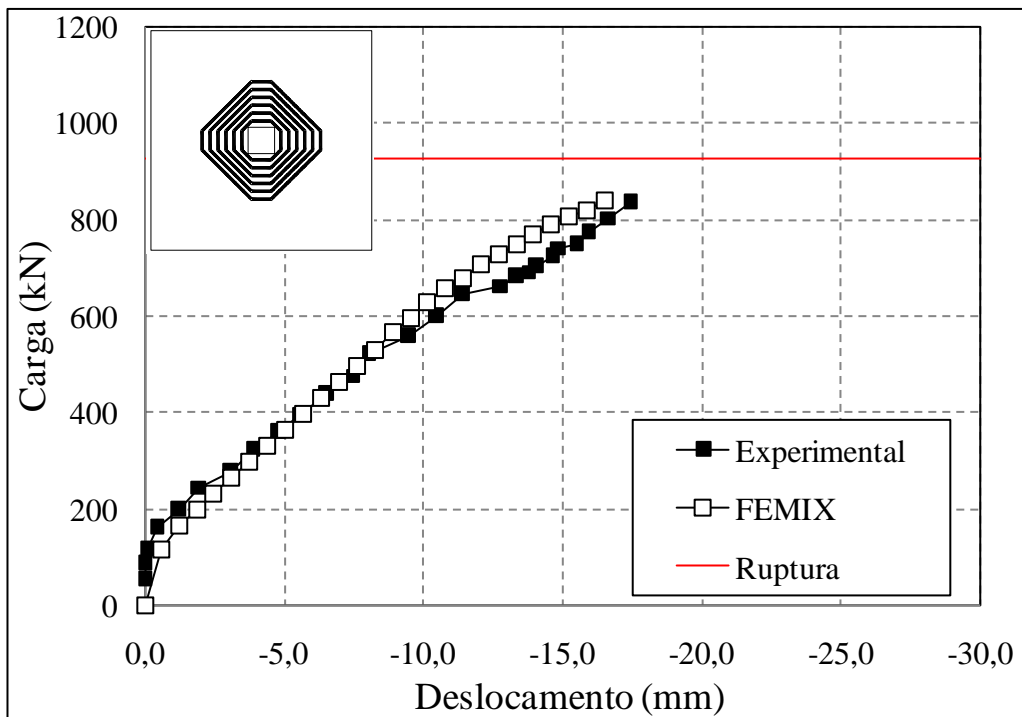


Figura 5.25 - Relação Carga x Deslocamento - LC-S2 (FEMIX 4.0)

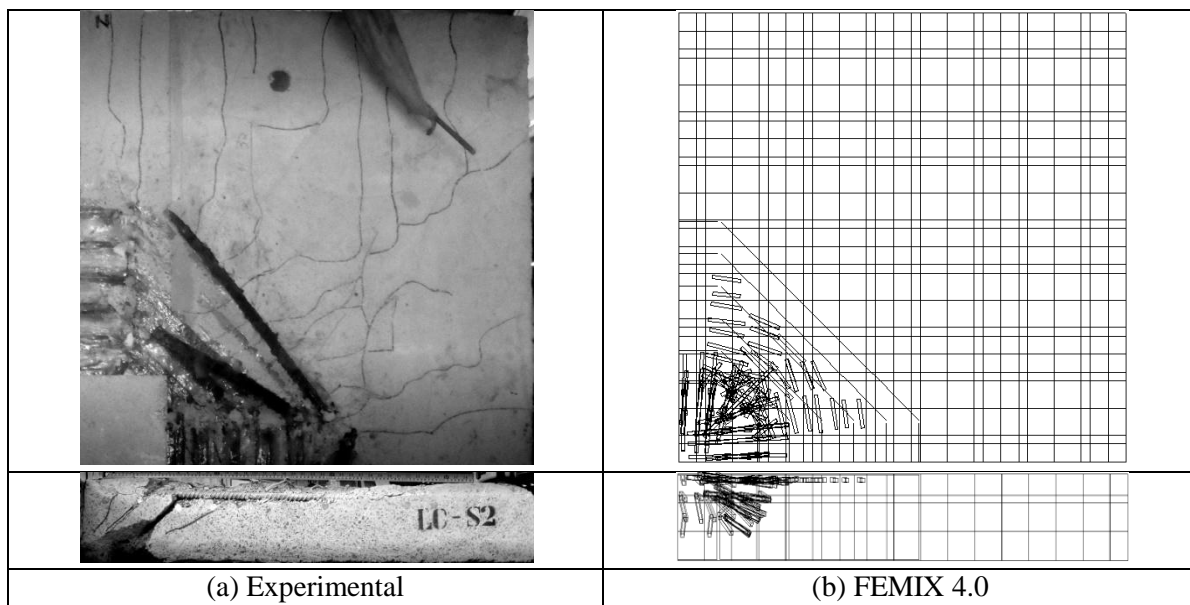


Figura 5.26 - Padrão de fissuração - LC-S2 (FEMIX 4.0)

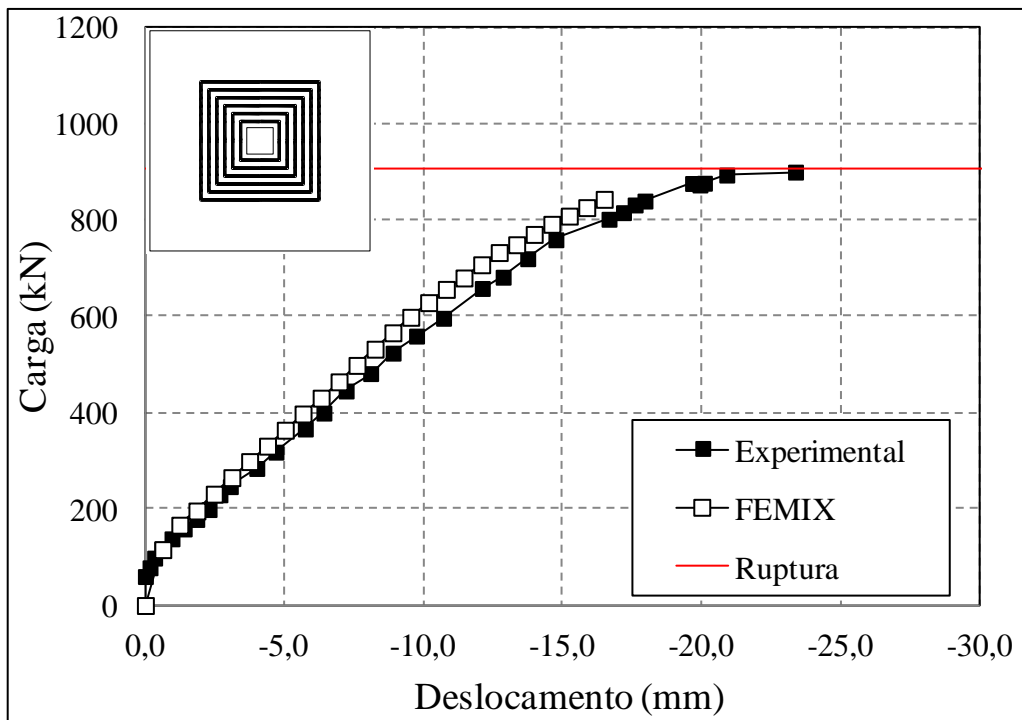


Figura 5.27 - Relação Carga x Deslocamento - LR-S (FEMIX 4.0)

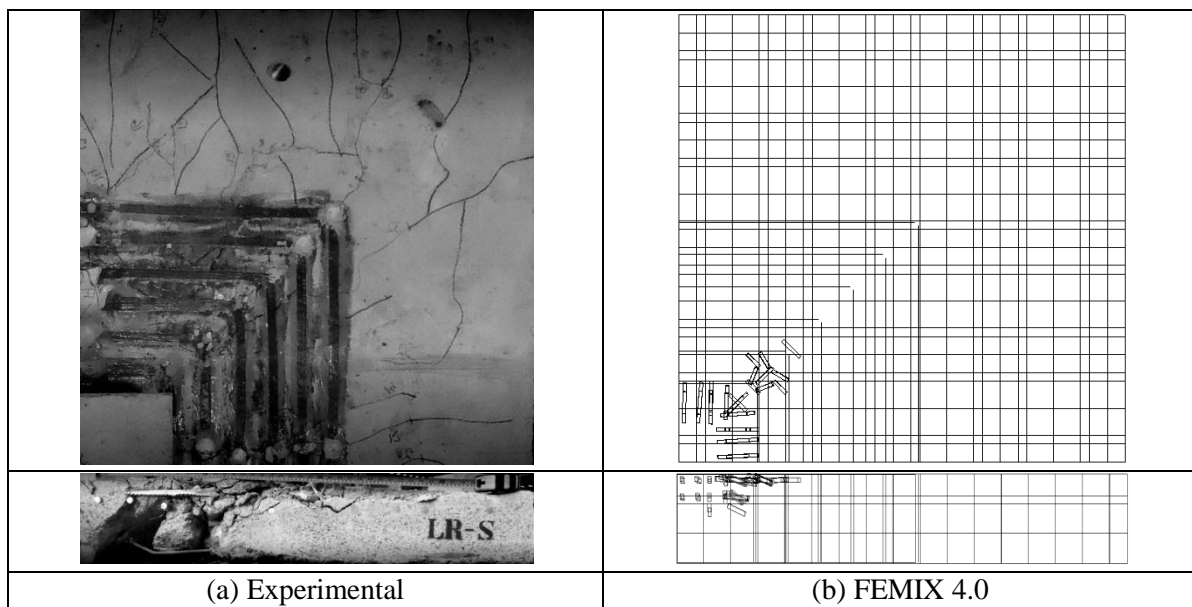


Figura 5.28 - Padrão de fissuração - LR-S (FEMIX 4.0)

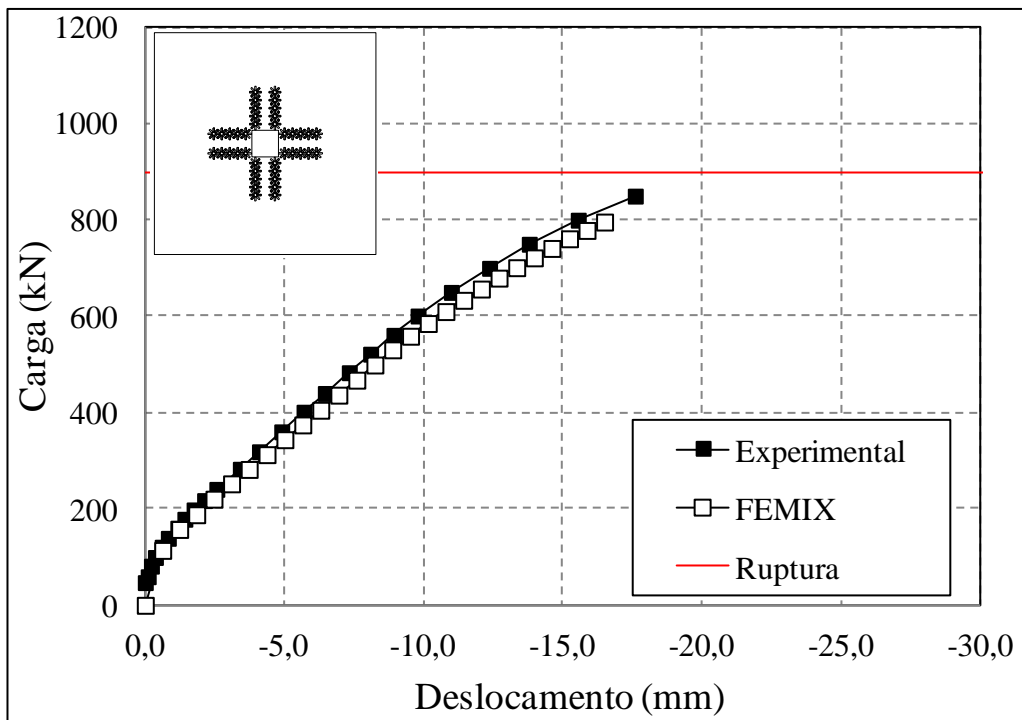


Figura 5.29 - Relação Carga x Deslocamento - LC-D (FEMIX 4.0)

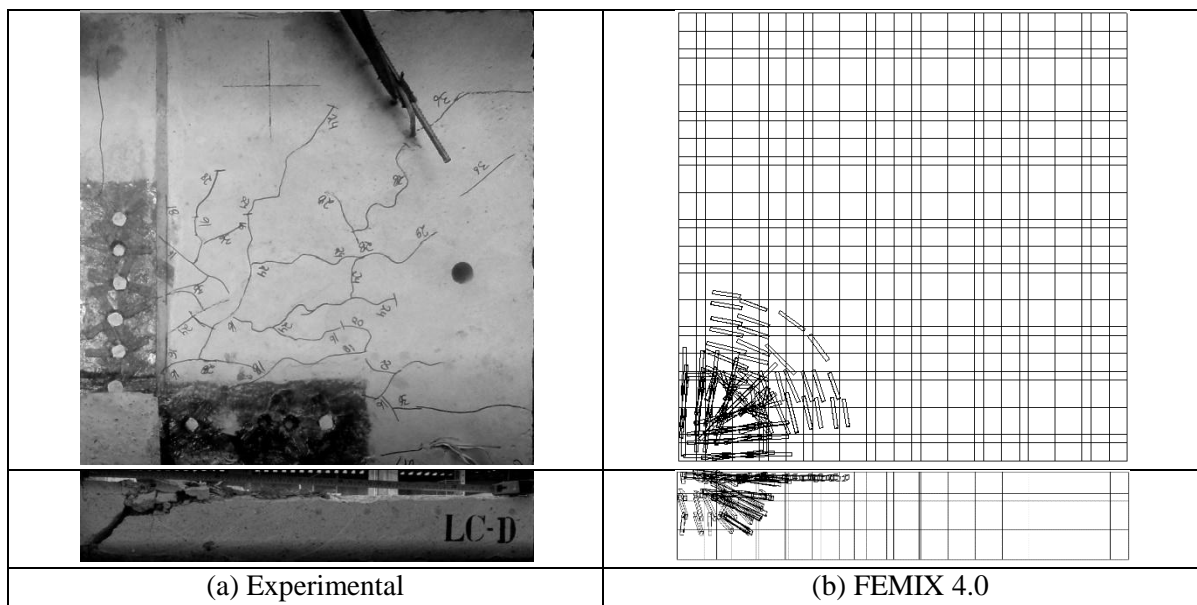


Figura 5.30 - Padrão de fissuração - LC-D (FEMIX 4.0)

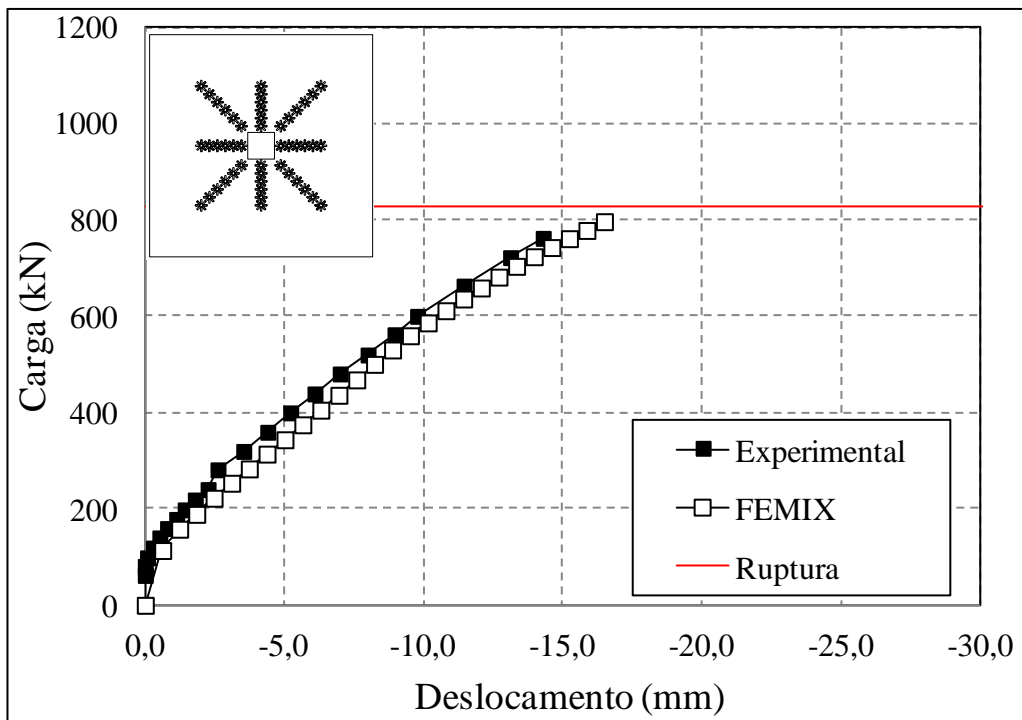


Figura 5.31 - Relação Carga x Deslocamento - LR-D (FEMIX 4.0)

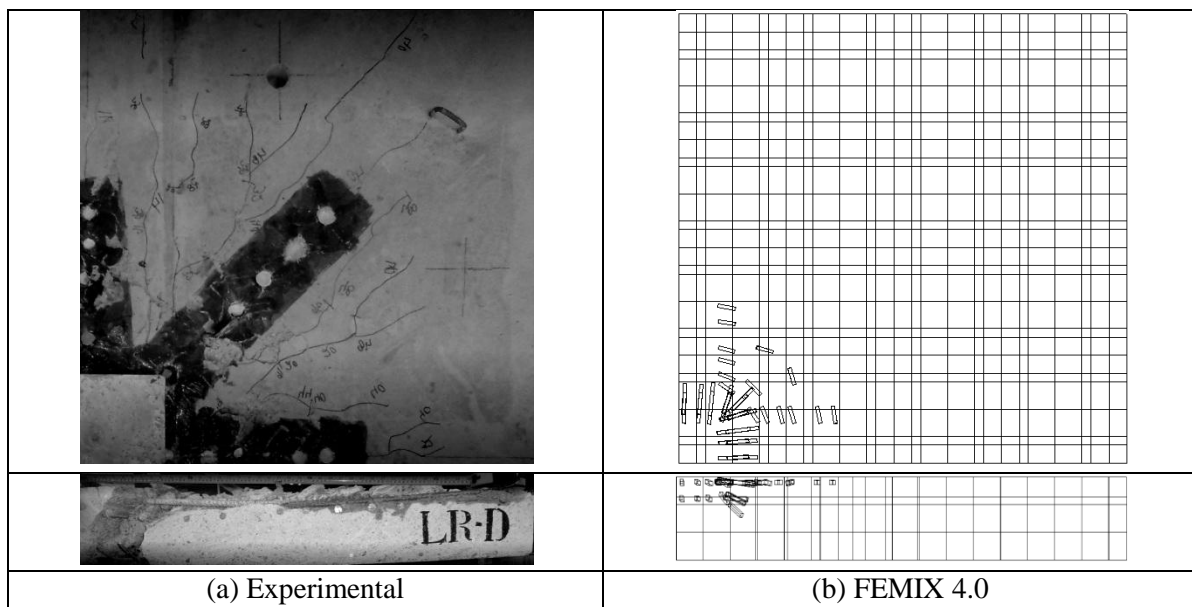


Figura 5.32 - Padrão de fissuração - LR-D (FEMIX 4.0)

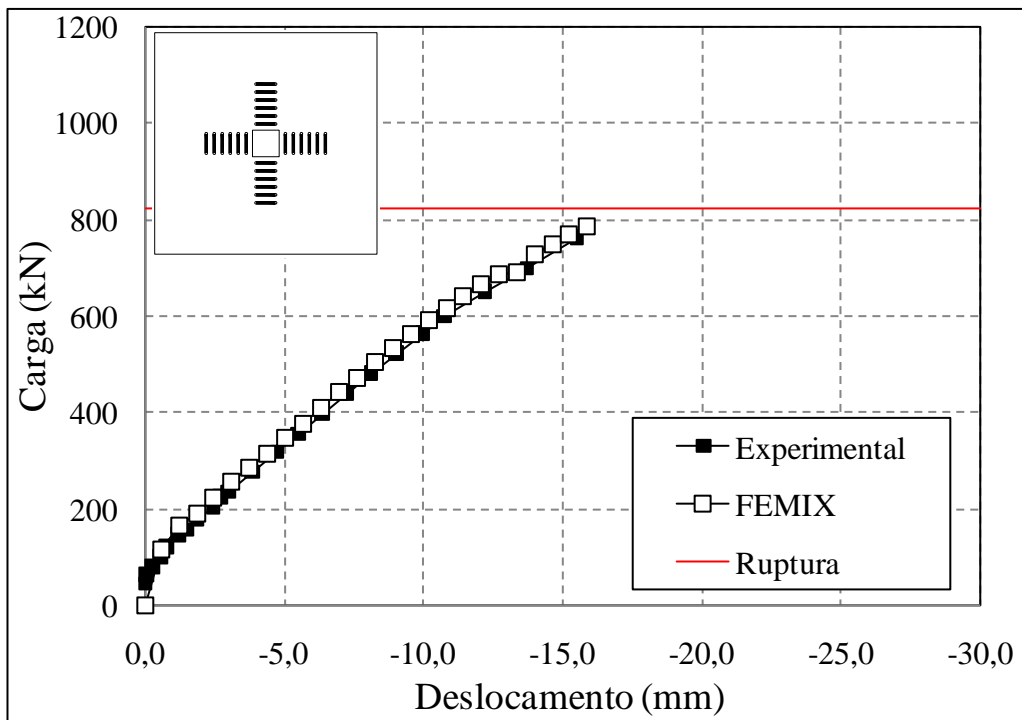


Figura 5.33 - Relação Carga x Deslocamento - LC-S1-F1 (FEMIX 4.0)

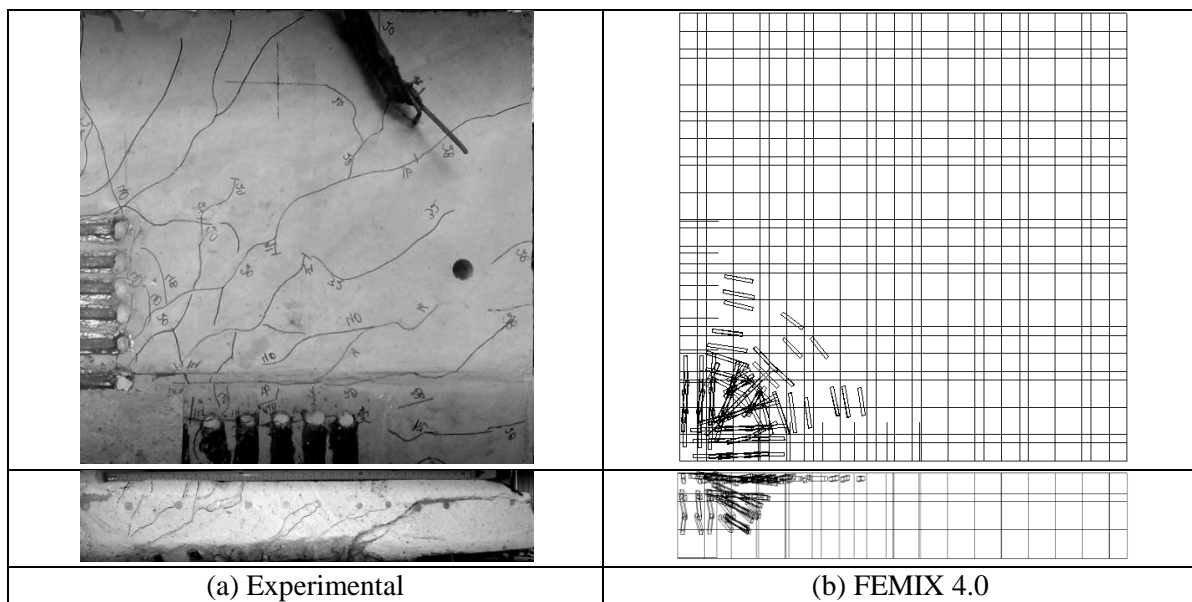


Figura 5.34 - Padrão de fissuração - LC-S1-F1 (FEMIX 4.0)

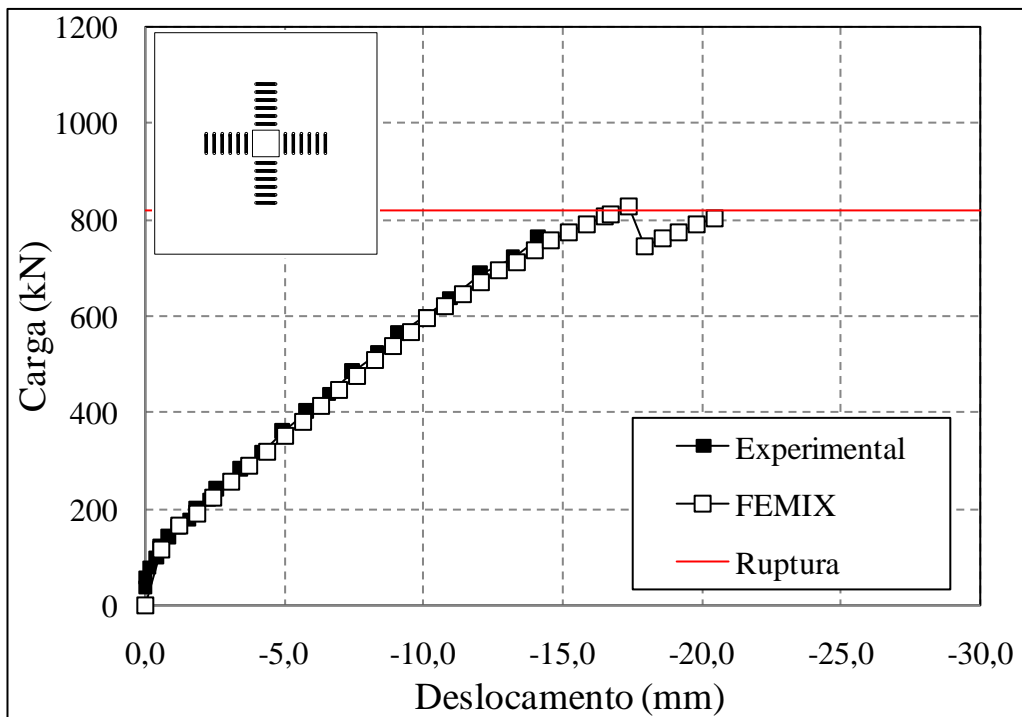


Figura 5.35 - Relação Carga x Deslocamento - LC-S1-F2 (FEMIX 4.0)



Figura 5.36 - Padrão de fissuração - LC-S1-F2 (FEMIX 4.0)

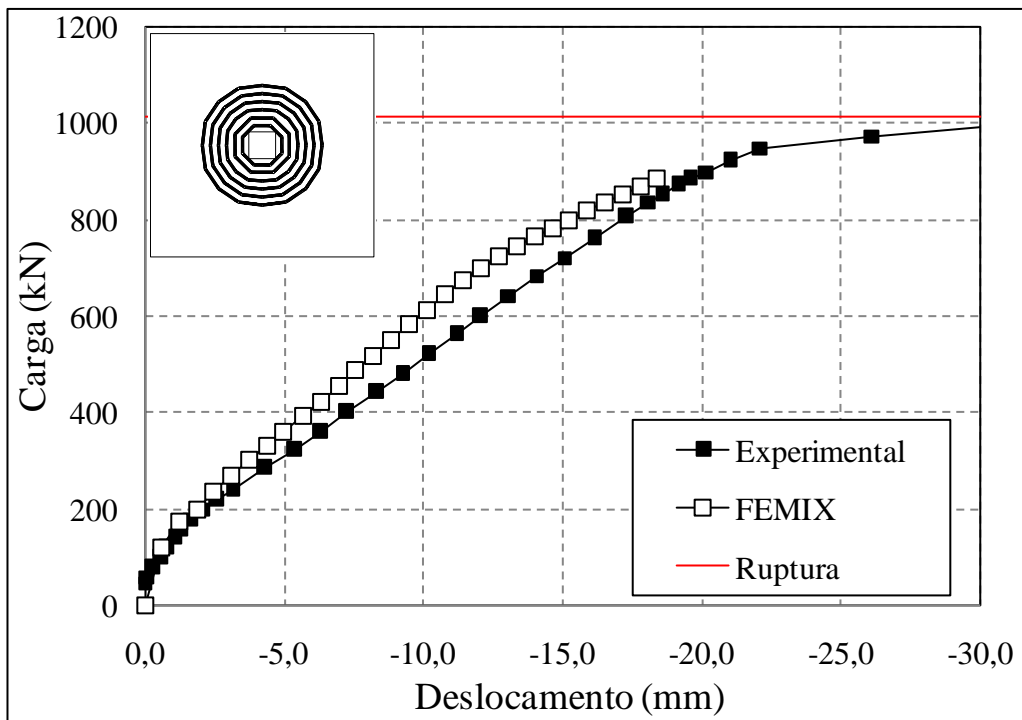
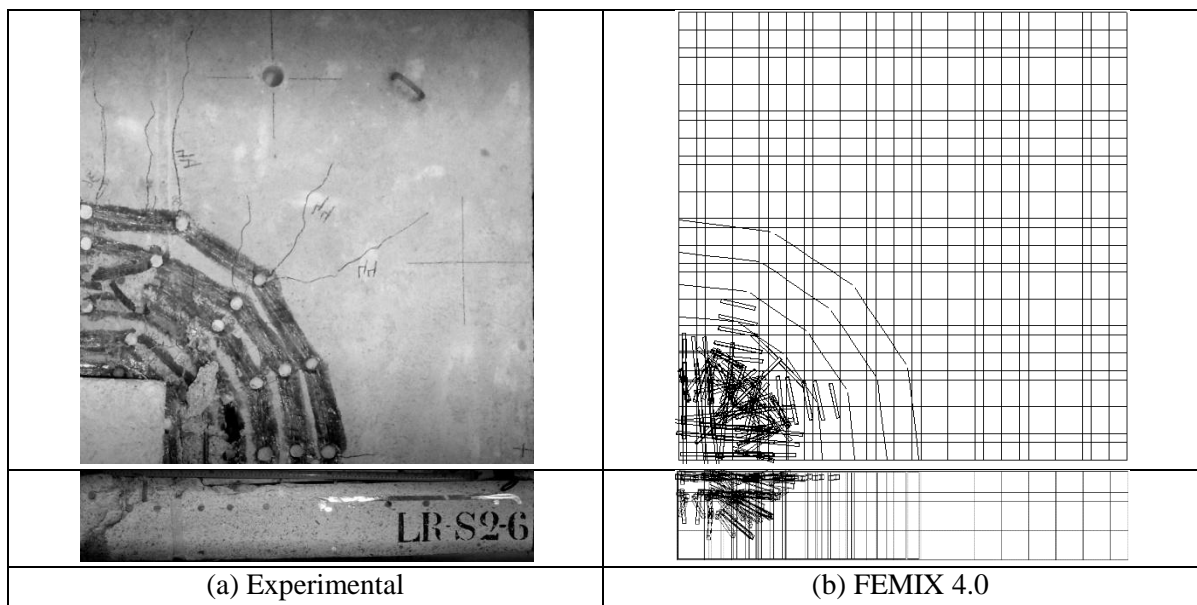


Figura 5.37 - Relação Carga x Deslocamento - LR-S2-6 (FEMIX 4.0)



(a) Experimental

(b) FEMIX 4.0

Figura 5.38 - Padrão de fissuração - LR-S2-6 (FEMIX 4.0)

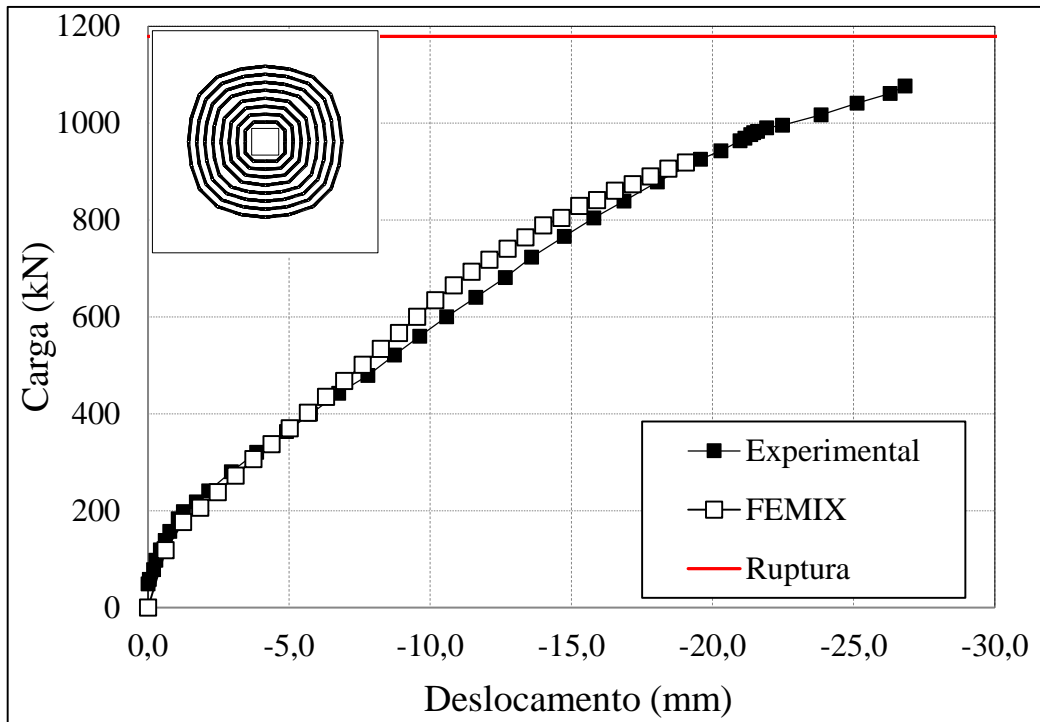
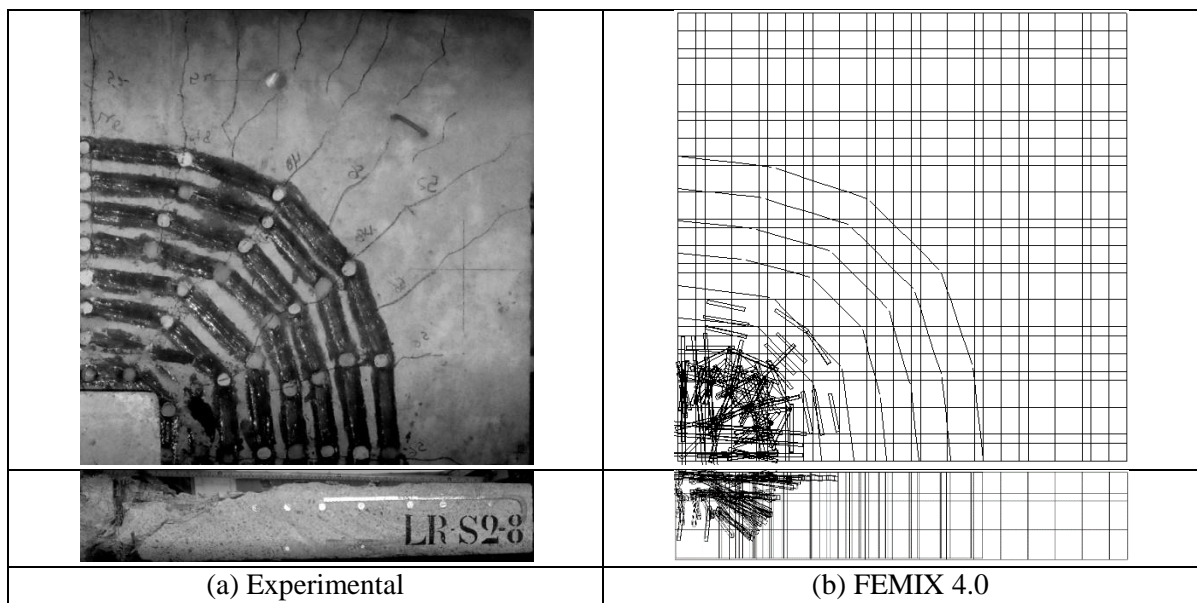


Figura 5.39 - Relação Carga x Deslocamento - LR-S2-8 (FEMIX 4.0)



(a) Experimental (b) FEMIX 4.0
Figura 5.40 - Padrão de fissuração - LR-S2-8 (FEMIX 4.0)

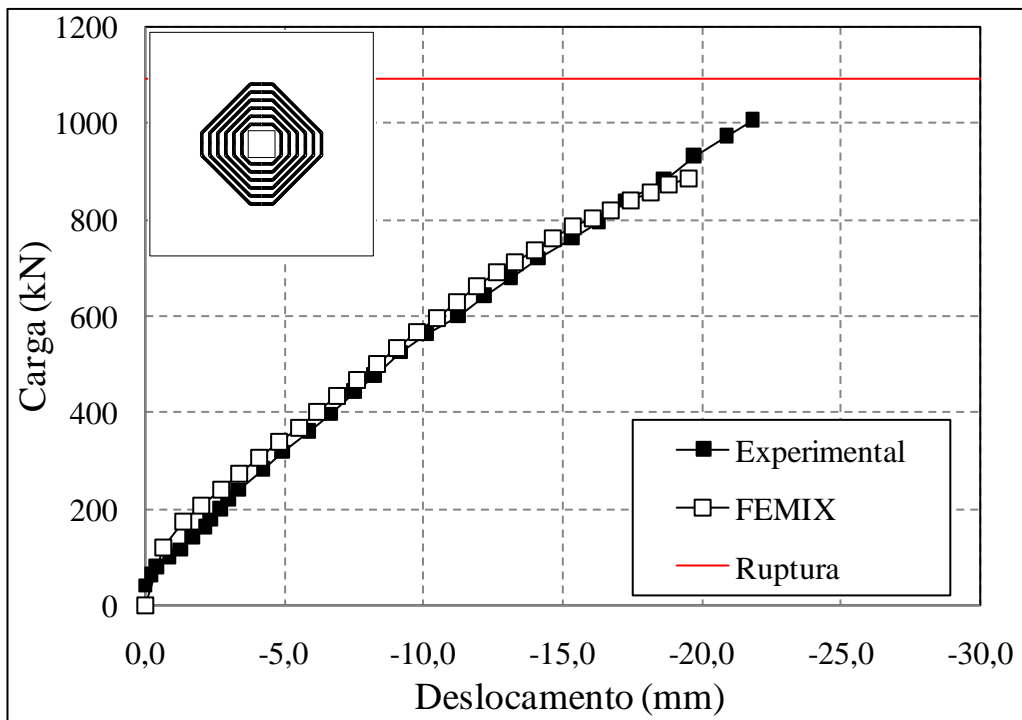


Figura 5.41 - Relação Carga x Deslocamento - LC-S2-6 (FEMIX 4.0)

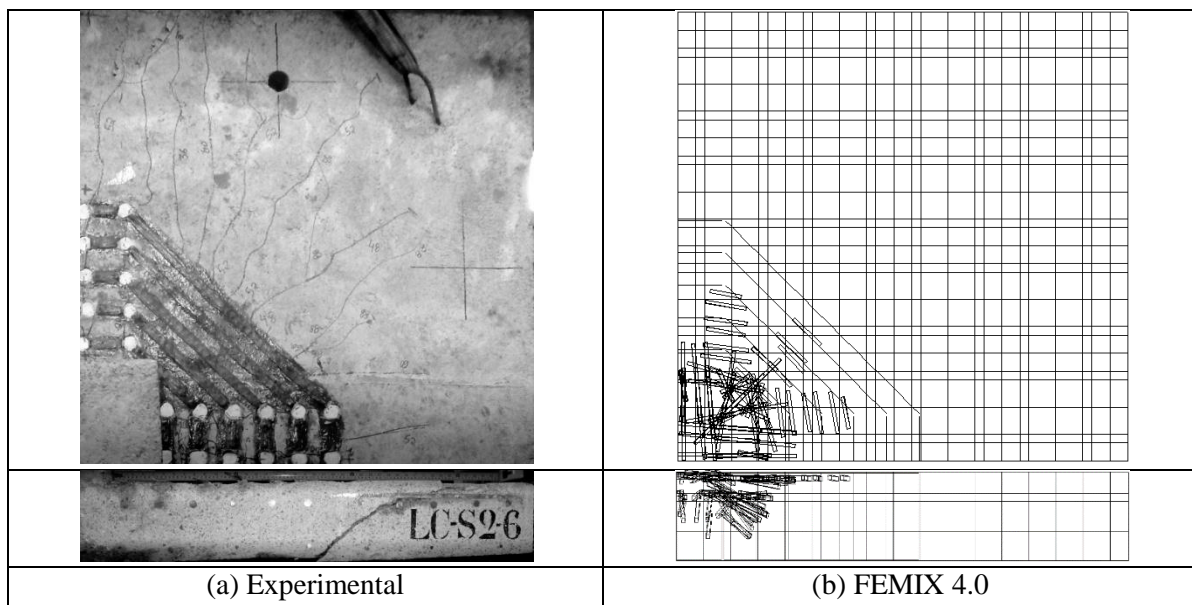


Figura 5.42 - Padrão de fissuração - LC-S2-6 (FEMIX 4.0)

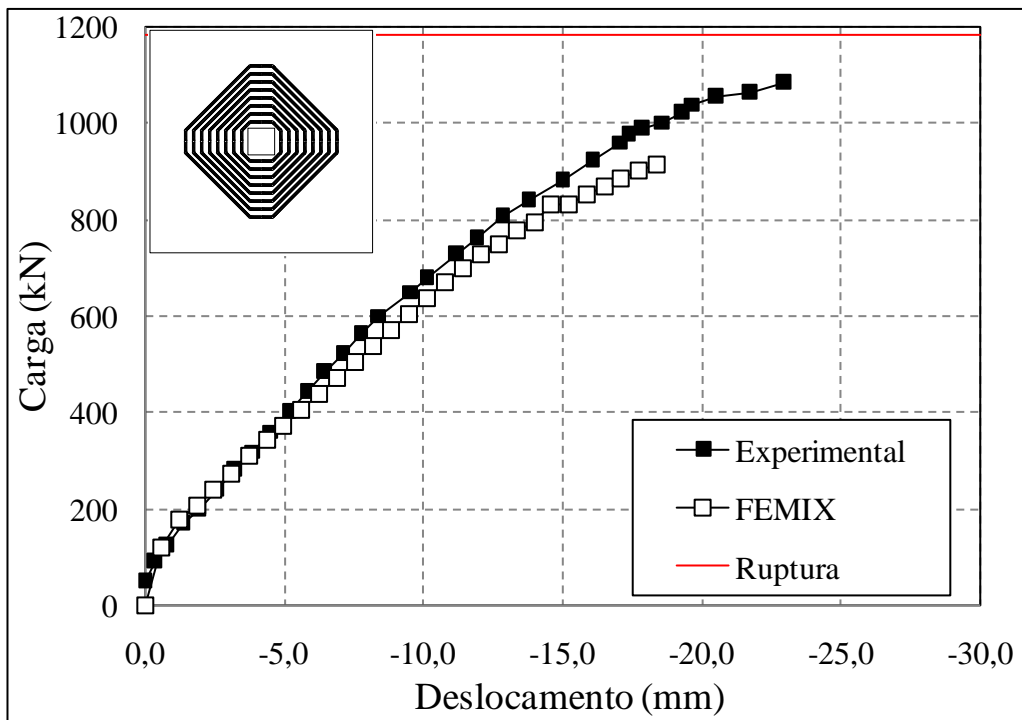


Figura 5.43 - Relação Carga x Deslocamento - LC-S2-8 (FEMIX 4.0)

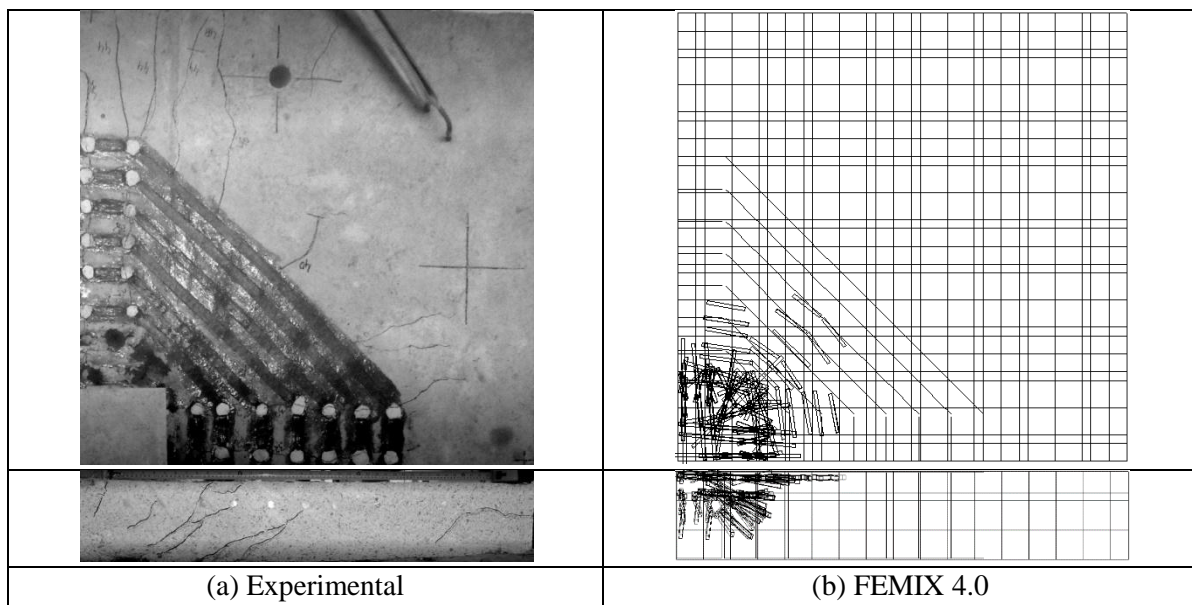


Figura 5.44 - Padrão de fissuração - LC-S2-8 (FEMIX 4.0)

6 ANÁLISE DOS MODELOS DE CÁLCULO

6.1 CONSIDERAÇÕES INICIAIS

O objetivo deste capítulo é avaliar a segurança, economia e a precisão da aplicação de algumas das principais normas de projeto para a estimativa da resistência a punção de lajes lisas em concreto armado reforçadas ao cortante com Polímero Reforçado com Fibra de Carbono - PRFC.

Serão verificadas as previsões da resistência à punção de quatro normas: ACI 318 (2011), Eurocode 2 (2004), ABNT NBR 6118 (2007) e Model Code (2010). As normas são aplicáveis a lajes com armaduras de cisalhamento e submetidas a carregamento simétrico. As formulações foram apresentadas no item 2.5.

Para que as normas acima possam ser utilizadas no caso em estudo, com reforço de PRFC, será adotada uma adaptação sugerida por Sissakis (2002), na qual se considera os limites de deformação do ACI 440.2R (2008). Essa última trata apenas do reforço de estruturas de concreto armado utilizando polímeros reforçados com fibras.

A partir dos resultados dos cálculos, avaliar-se-ão a dispersão e o nível de conservadorismo da aplicação das prescrições normativas e, após essa avaliação, será sugerida uma adaptação para as normas NBR 6118 (2007) e Eurocode 2 (2004).

Inicialmente, será apresentado um banco de dados, formado pelos resultados experimentais de 58 lajes de pesquisas de reforço ao cisalhamento com mantas de PRFC. São componentes da base de dados, além das 12 lajes desta pesquisa, 28 modelos ensaiados por Sissakis (2002), 11 de Binici (2003) e sete de Erdogan (2010).

Para o estudo da adequabilidade e comparação entre equações normativas de dimensionamento a punção, introduziu-se neste trabalho um critério de avaliação com base no estudo de Collins (2001), o qual desenvolveu uma metodologia que classifica diferentes critérios normativos de dimensionamento, considerando a segurança, a precisão e a economia dos resultados.

A análise dos resultados será realizada sempre para a razão entre as cargas de ruína obtidas nos ensaios e as forças resistentes calculadas, V_u/V_{Norma} . A carga V_u corresponde ao esforço

último de punção medido em laboratório e a força V_{Norma} é o valor de resistência, de acordo com os critérios normativos em estudo.

Serão utilizadas medidas estatísticas usuais como média, o coeficiente de variação, a mediana e os limites mínimo e máximo, de modo a medir a amplitude da amostra. Nesse caso, a média reflete o caráter conservador da formulação avaliada e o coeficiente de variação é tomado como indicador de precisão dos resultados.

6.2 BANCO DE DADOS

Com relação ao esquema de ensaio, todas as lajes foram submetidas a carregamento simétrico, que simula a situação de pilares internos de um edifício, sem a atuação de momentos fletores. A Tabela 6.1 mostra a variação de alguns parâmetros do banco de dados. A Figura 6.1 traz as características gerais dos ensaios das lajes.

Tabela 6.1 - Variação das Propriedades - Banco de dados

Propriedade	Unidade	Mínimo	Máximo
f_c	MPa	26,6	57,9
s/d		0,50	0,75
ρ	%	1,44	2,23
c	mm	200	305
L	mm	1500	2500

f_c - Resistência a compressão do Concreto
 s - espaçamento entre camadas de reforço
 d - altura útil da Laje
 ρ - taxa de armadura de flexão
 c - dimensão do pilar
 L - Lado da laje quadrada

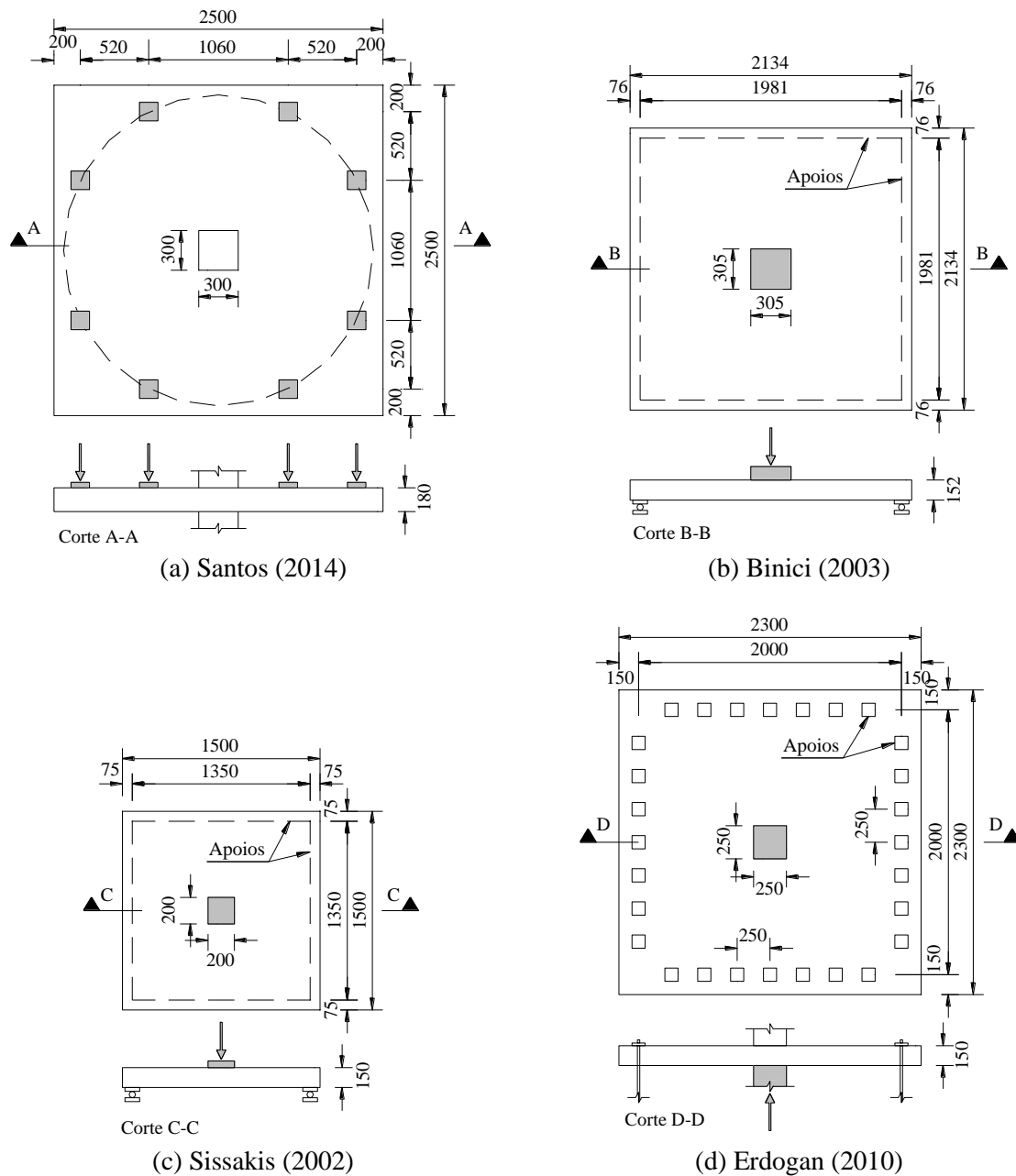


Figura 6.1 - Detalhes das lajes do banco de dados

A Tabela 6.2, a seguir, mostra as principais características das lajes do banco de dados. Nessa tabela, a coluna $A_{PRFC}/\text{perím.}$ representa a soma das áreas PRFC ao longo de um perímetro de reforço ao redor do pilar, um dos parâmetros de entrada nos cálculos pelas normas avaliadas.

Para que o valor de $A_{PRFC}/\text{perím.}$ das lajes do presente trabalho tenham equivalência com os valores das demais pesquisas, empregou-se a regra das misturas nos valores informados no item 3.2 (Tabela 3.1) adotando-se, apenas na Tabela 6.2 para efeito de comparação com os demais autores, a espessura de PRFC aplicada de 1,0 mm.

Tabela 6.2 - Lajes do Banco de Dados

Autores	Modelos	d (mm)	f_c (MPa)	ρ (%)	Tipo de ancoragem	Disposição dos furos	s_0 (mm)	s_r (mm)	n° de perím.	A_{PRFC} /perím. (mm ²)	V_u (kN)	% ganho*
Santos (2014)	L0-1	144	43,2	1,39	-	-	-	-	-	-	613	-
	LC-S1	143	50,0	1,41	Stitch	Cruz	70	90	6	800	838	36,7%
	LC-S2	144	50,0	1,39	Stitch	Cruz	70	90	6	800	929	51,5%
	LR-S	145	50,0	1,39	Stitch	Radial	70	90	6	800	905	47,6%
	LC-D	145	48,2	1,39	Dowel	Cruz	70	90	6	800	899	46,7%
	LR-D	144	48,2	1,40	Dowel	Radial	70	90	6	800	828	35,1%
	LC-S1-F1	143	48,2	1,40	Stitch	Cruz	70	90	6	1000	825	34,6%
	LC-S1-F2	142	48,2	1,42	Stitch	Cruz	70	90	6	600	818	33,4%
	LR-S2-6	140	57,9	1,44	Stitch	Radial	70	90	6	800	1014	65,4%
	LR-S2-8	135	57,9	1,49	Stitch	Radial	70	90	8	1800	1179	92,3%
LC-S2-6	140	57,9	1,44	Stitch	Cruz	70	90	6	1800	1091	77,9%	
LC-S2-8	141	57,9	1,43	Stitch	Cruz	70	90	8	1800	1185	93,3%	
Sissakis (2002)	Control 1	120	42,6	1,50	-	-	-	-	-	-	575	-
	A4'	120	42,6	1,50	Stitch	Radial	30	60	4	814	632	9,9%
	Control 2	120	36,1	1,50	-	-	-	-	-	-	439	-
	A3'	120	36,1	1,50	Stitch	Radial	30	90	3	506	591	34,6%
	B3'	120	36,1	1,50	Stitch	Cruz	30	90	3	748	659	50,1%
	B4'	120	36,1	1,50	Stitch	Cruz	30	60	4	748	638	45,3%
	C3'	120	36,1	1,50	Stitch	Radial	30	90	3	924	612	39,4%
	C4'	120	36,1	1,50	Stitch	Radial	30	60	4	924	673	53,3%
	D3'	120	36,1	1,50	Stitch	Radial	30	90	3	924	550	25,3%
	D4'	120	36,1	1,50	Stitch	Radial	30	60	4	924	605	37,8%
	Control 3	120	34,5	2,34	-	-	-	-	-	-	476	-
	A3	120	34,5	2,34	Stitch	Radial	30	60	3	462	646	35,7%
	A5	120	34,5	2,34	Stitch	Radial	30	60	5	849	671	41,0%
	B3	120	34,5	2,34	Stitch	Cruz	30	60	3	616	744	56,3%
	B5	120	34,5	2,34	Stitch	Cruz	30	60	5	792	791	66,2%
	C3	120	34,5	2,34	Stitch	Radial	30	60	3	792	775	62,8%
	C5	120	34,5	2,34	Stitch	Radial	30	60	5	1188	858	80,3%
	D3	120	34,5	2,34	Stitch	Radial	30	60	3	792	616	29,4%
	D5	120	34,5	2,34	Stitch	Radial	30	60	5	792	617	29,6%
	Control 4	120	26,6	2,34	-	-	-	-	-	-	479	-
	A4	120	26,6	2,34	Stitch	Radial	30	60	4	638	595	24,2%
	A6	120	26,6	2,34	Stitch	Radial	30	60	6	924	631	31,7%
	B4	120	26,6	2,34	Stitch	Cruz	30	60	4	660	701	46,3%
	B6	120	26,6	2,34	Stitch	Cruz	30	60	6	924	791	65,1%
C4	120	26,6	2,34	Stitch	Radial	30	60	4	924	781	63,0%	
C6	120	26,6	2,34	Stitch	Radial	30	60	6	1276	872	82,0%	
D4	120	26,6	2,34	Stitch	Radial	30	60	4	858	634	32,4%	
D6	120	26,6	2,34	Stitch	Radial	30	60	6	1254	639	33,4%	
Erdogan (2010)	R1-A	114	35,0	2,00	-	-	-	-	-	-	458	-
	R1	114	32,0	2,00	-	-	-	-	-	-	500	-
	OS13	114	33,0	2,00	Dowel	Cruz	60	60	3	960	601	31,2%
	OS14	114	26,0	2,00	Dowel	Cruz	60	60	4	960	571	24,7%
	OS15	114	31,0	2,00	Dowel	Cruz	60	60	5	960	657	43,4%
	CSWOP	114	31,0	2,00	Dowel	Radial	60	60	4	960	594	29,7%
CSWP	114	30,0	2,00	Dowel	Radial	60	60	4	960	592	29,3%	
Binici (2003)	Control 1	114	28,3	2,04	-	-	-	-	-	-	494	-
	Control 2	114	28,3	2,04	-	-	-	-	-	-	510	-
	A4-1	114	28,3	2,04	Stitch	Cruz	29	57	4	800	595	20,4%
	A4-2	114	28,3	2,04	Stitch	Cruz	29	57	4	400	668	35,2%
	A4-3	114	28,3	2,04	Stitch	Cruz	29	57	4	200	618	25,1%
	A4-4	114	28,3	2,04	Stitch	Cruz	29	57	4	400	600	21,5%
	A6	114	28,3	2,04	Stitch	Cruz	29	57	6	600	721	46,0%
	A8	114	28,3	2,04	Stitch	Cruz	29	57	8	600	744	50,6%
	B4	114	28,3	2,04	Stitch	Radial	29	57	4	800	756	53,0%
	B6	114	28,3	2,04	Stitch	Radial	29	57	6	800	752	52,2%
B8	114	28,3	2,04	Stitch	Radial	29	57	8	800	778	57,5%	

d é a altura útil da laje;
 f_c é a resistência à compressão do concreto;
 ρ é a taxa de armadura de flexão tracionada média da laje;
 s_0 é o espaçamento entre a face do pilar e o primeiro perímetro de reforço;
 s_r é o espaçamento entre os perímetros de reforço;
 $A_{PRFC}/\text{perím.}$ = Área de reforço por perímetro, considerando a espessura de manta de 1,0 mm (regra das misturas);
 V_u é a carga última obtida no ensaio;
* % ganho é o incremento de ganho na capacidade de carga comparado com o modelo de controle

A Figura 6.2 mostra os valores da relação Carga Última x Carga da laje de Referência do programa experimental correspondente, V_u/V_{ref} , para as 58 lajes do banco de dados.

Em seguida, o gráfico da Figura 6.3 aponta a relação Carga Última x Carga de Flexão, V_u/V_{flex} , também para todas as lajes.

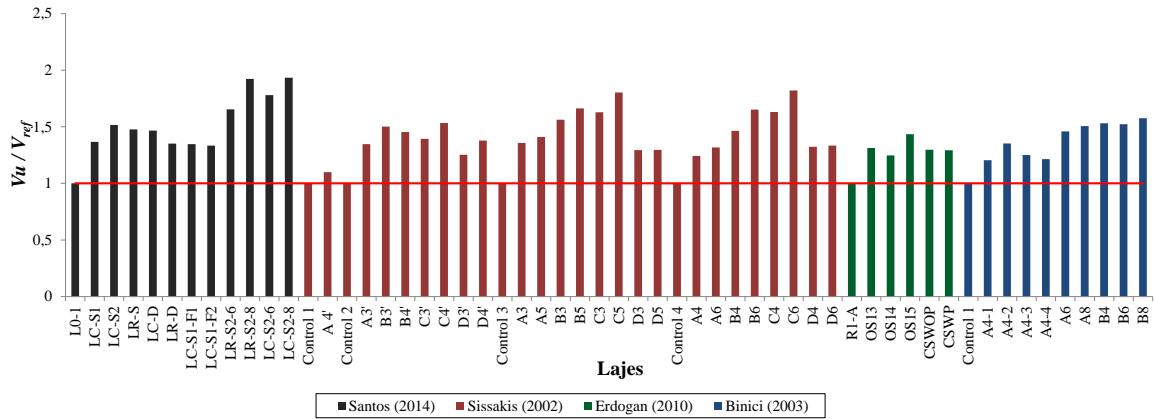


Figura 6.2 - Avaliação da relação V_u/V_{ref} dos modelos avaliados no Banco de Dados

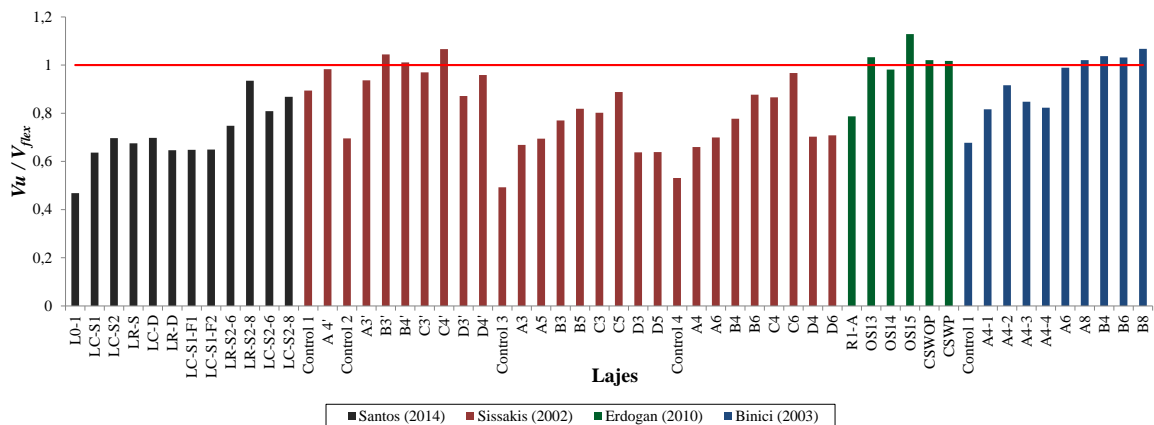


Figura 6.3 - Avaliação da relação V_u/V_{flex} dos modelos avaliados no Banco de Dados

6.3 CÁLCULO - NORMAS

Na determinação das cargas de ruptura pelas normas, nenhum coeficiente de minoração de resistência dos materiais ou de majoração da solicitação foi utilizado. As formulações das normas foram apresentadas nos capítulos itens 2.5.2, 2.5.3, 2.5.4 e 2.5.5 com as adaptações descritas em 2.5.6.

Para o ACI 318 (2011), foram utilizadas as recomendações de dimensionamento de armaduras de cisalhamento do tipo *studs*, por considerar melhores condições de ancoragem em relação às armaduras do tipo estribo, também previstas pela norma.

Para que a avaliação do *fib* Model Code (2010) tivessem equivalência com as considerações estabelecidas para as demais normas, com valores característicos, as Equações 2.15 e 2.16 foram substituídas pelas Equações 6.1 e 6.2 abaixo, as quais, segundo Fernández Ruiz e Muttoni (2009), levam em consideração o valor característico do critério de ruína das lajes. Nesse caso, o cálculo da rotação (ψ) foi realizado para o Nível de Aproximação II, pela Equação 2.26 do item 2.5.5. Esse nível de aproximação é indicado para lajes que apresentam redistribuição significativa de momento no cálculo da armadura de flexão.

$$k_{\psi} = \frac{2}{3} \cdot \frac{1}{1 + \Psi d k_{dg}} \quad \text{Equação 6.1}$$

$$k_{dg} = \frac{20}{16 + d_g} \quad \text{Equação 6.2}$$

Para todas as normas, as propriedades do sistema de PRFC (fibra/resina) são apresentadas na Tabela 6.3. A parcela da resistência do sistema compósito é dada pelas Equações 2.33, 2.34, 2.35 e 2.36 apresentadas no item 2.5.6. Para os demais materiais (concreto e aço) tomaram-se as propriedades pelos valores médios experimentais.

Tabela 6.3 - Propriedades do sistema compósito

AUTOR	E_{PRFC} (GPa)	e_{PRFC} (mm) *	$f_{PRFC,4,0\%}$ (MPa)
Sissakis (2002)	78,6	0,890	314
Binici (2003)	72,4	1,000	290
Erdogan (2010)	79,8	1,000	319
Santos (2014) **	227,0	0,165	908
* Espessura considerada por camada aplicada de PRFC			
** Para Santos (2014), utilizaram-se, nos cálculos, as propriedades do sistema compósito CF 130 (BASF, 2013)			

Tabela 6.4 - Cargas de Ruptura previstas pelo ACI 318 (2011)

Autores	Modelos	V_u (kN)	V_{Rc} (kN)	$V_{R,PRFC}$ (kN)	$V_{Rc,PRFC}$ (kN)	$V_u / V_{Rc,PRFC}$	V_{out} (kN)	V_u / V_{out}	$V_{m\acute{a}x}$ (kN)	$V_u / V_{m\acute{a}x}$	V_{ACI} (kN)	V_u / V_{ACI}
Santos (2014)	L0-1	613	-	-	-	-	-	-	1029	0,60	520	1,18
	LC-S1	838	420	181	602	1,39	739	1,13	1110	0,76	602	1,39
	LC-S2	929	427	184	611	1,52	748	1,24	1128	0,82	611	1,52
	LR-S	905	430	185	615	1,47	987	0,92	1135	0,80	615	1,47
	LC-D	899	422	185	607	1,48	738	1,22	1115	0,81	607	1,48
	LR-D	828	419	184	603	1,37	963	0,86	1106	0,75	603	1,37
	LC-S1-F1	825	416	228	644	1,28	730	1,13	1098	0,75	644	1,28
	LC-S1-F2	818	410	135	545	1,50	722	1,13	1082	0,76	545	1,50
	LR-S2-6	1014	442	178	620	1,64	817	1,24	1167	0,87	620	1,64
	LR-S2-8	1179	420	386	807	1,46	991	1,19	1110	1,06	807	1,46
LC-S2-6	1091	440	400	840	1,30	785	1,39	1163	0,94	785	1,39	
LC-S2-8	1185	444	402	846	1,40	967	1,23	1172	1,01	846	1,40	
Sissakis (2002)	Control 1	575	-	-	-	-	-	-	662	0,87	334	1,72
	A4'	632	251	512	762	0,83	297	2,12	662	0,96	297	2,12
	Control 2	439	-	-	-	-	-	-	609	0,72	308	1,43
	A3'	591	231	212	443	1,33	274	2,16	609	0,97	274	2,16
	B3'	659	231	314	544	1,21	292	2,25	609	1,08	292	2,25
	B4'	638	231	470	701	0,91	292	2,18	609	1,05	292	2,18
	C3'	612	231	387	618	0,99	363	1,69	609	1,00	363	1,69
	C4'	673	231	581	812	0,83	363	1,85	609	1,10	363	1,85
	D3'	550	231	387	618	0,89	363	1,52	609	0,90	363	1,52
	D4'	605	231	581	812	0,75	363	1,67	609	0,99	363	1,67
	Control 3	476	-	-	-	-	-	-	595	0,80	301	1,58
	A3	646	226	291	516	1,25	227	2,85	595	1,08	227	2,85
	A5	671	226	534	759	0,88	308	2,18	595	1,13	308	2,18
	B3	744	226	387	613	1,21	245	3,04	595	1,25	245	3,04
	B5	791	226	498	724	1,09	327	2,42	595	1,33	327	2,42
	C3	775	226	498	724	1,07	297	2,61	595	1,30	297	2,61
	C5	858	226	747	973	0,88	412	2,08	595	1,44	412	2,08
	D3	616	226	498	724	0,85	297	2,07	595	1,03	297	2,07
	D5	617	226	498	724	0,85	412	1,50	595	1,04	412	1,50
	Control 4	479	-	-	-	-	-	-	523	0,92	264	1,81
A4	595	198	401	599	0,99	235	2,53	523	1,14	235	2,53	
A6	631	198	581	779	0,81	306	2,06	523	1,21	306	2,06	
B4	701	198	415	613	1,14	251	2,79	523	1,34	251	2,79	
B6	791	198	581	779	1,02	322	2,45	523	1,51	322	2,45	
C4	781	198	581	779	1,00	311	2,51	523	1,49	311	2,51	
C6	872	198	802	1000	0,87	412	2,11	523	1,67	412	2,11	
D4	634	198	540	738	0,86	311	2,04	523	1,21	311	2,04	
D6	639	198	789	987	0,65	412	1,55	523	1,22	412	1,55	
Erdogan (2010)	R1-A	458	-	-	-	-	-	-	648	0,71	327	1,40
	R1	500	-	-	-	-	-	-	620	0,81	313	1,60
	OS13	601	238	582	821	0,73	267	2,25	629	0,96	267	2,25
	OS14	571	212	582	794	0,72	270	2,11	559	1,02	270	2,11
	OS15	657	231	582	813	0,81	332	1,98	610	1,08	332	1,98
	CSWOP	594	231	291	522	1,14	343	1,73	610	0,97	343	1,73
CSWP	592	227	291	518	1,14	337	1,76	600	0,99	337	1,76	
Binici (2003)	Control 1	494	-	-	-	-	-	-	671	0,74	339	1,46
	Control 2	510	-	-	-	-	-	-	671	0,76	339	1,51
	A4-1	595	254	509	763	0,78	281	2,11	671	0,89	281	2,11
	A4-2	668	254	232	486	1,38	281	2,37	671	1,00	281	2,37
	A4-3	618	254	116	370	1,67	281	2,20	671	0,92	281	2,20
	A4-4	600	254	232	486	1,24	281	2,13	671	0,89	281	2,13
	A6	721	254	348	602	1,20	348	2,07	671	1,07	348	2,07
	A8	744	254	348	602	1,24	414	1,80	671	1,11	414	1,80
	B4	756	254	463	717	1,05	338	2,24	671	1,13	338	2,24
	B6	752	254	463	717	1,05	432	1,74	671	1,12	432	1,74
B8	778	254	463	717	1,08	526	1,48	671	1,16	526	1,48	

Tabela 6.5 - Cargas de Ruptura previstas pelo Eurocode 2 (2004)

Autores	Modelos	V_u (kN)	V_{Rc} (kN)	$V_{R,PRFC}$ (kN)	$V_{Rc,PRFC}$ (kN)	$V_u / V_{Rc,PRFC}$	V_{out} (kN)	V_u / V_{out}	$V_{m\acute{a}x}$ (kN)	$V_u / V_{m\acute{a}x}$	V_{EC02} (kN)	V_u / V_{EC02}
Santos (2014)	LO-1	613	-	-	-	-	-	-	1750	0,35	567	1,08
	LC-S1	838	449	272	722	1,16	703	1,19	1962	0,43	703	1,19
	LC-S2	929	456	276	732	1,27	709	1,31	1986	0,47	709	1,31
	LR-S	905	459	277	736	1,23	741	1,22	1997	0,45	736	1,23
	LC-D	899	454	277	731	1,23	703	1,28	1942	0,46	703	1,28
	LR-D	828	450	275	726	1,14	729	1,14	1931	0,43	726	1,14
	LC-S1-F1	825	447	342	789	1,05	697	1,18	1920	0,43	697	1,18
	LC-S1-F2	818	441	203	644	1,27	692	1,18	1899	0,43	644	1,27
	LR-S2-6	1014	461	267	729	1,39	1194	0,85	2144	0,47	729	1,39
	LR-S2-8	1179	440	579	1019	1,16	1420	0,83	2064	0,57	1019	1,16
LC-S2-6	1091	460	600	1060	1,03	757	1,44	2138	0,51	757	1,44	
LC-S2-8	1185	463	604	1067	1,11	760	1,56	2151	0,55	760	1,56	
Sissakis (2002)	Control 1	575	-	-	-	-	-	-	1018	0,56	398	1,44
	A4'	632	299	768	1066	0,59	361	1,75	1018	0,62	361	1,75
	Control 2	439	-	-	-	-	-	-	890	0,49	377	1,16
	A3'	591	283	318	601	0,98	341	1,73	890	0,66	341	1,73
	B3'	659	283	470	753	0,88	487	1,35	890	0,74	487	1,35
	B4'	638	283	706	988	0,65	487	1,31	890	0,72	487	1,31
	C3'	612	283	581	864	0,71	498	1,23	890	0,69	498	1,23
	C4'	673	283	872	1154	0,58	498	1,35	890	0,76	498	1,35
	D3'	550	283	581	864	0,64	341	1,61	890	0,62	341	1,61
	D4'	605	283	872	1154	0,52	341	1,77	890	0,68	341	1,77
	Control 3	476	-	-	-	-	-	-	856	0,56	409	1,16
	A3	646	307	436	742	0,87	370	1,74	856	0,75	370	1,74
	A5	671	307	800	1107	0,61	370	1,81	856	0,78	370	1,81
	B3	744	307	581	888	0,84	508	1,46	856	0,87	508	1,46
	B5	791	307	747	1054	0,75	528	1,50	856	0,92	528	1,50
	C3	775	307	747	1054	0,74	541	1,43	856	0,90	541	1,43
	C5	858	307	1121	1427	0,60	541	1,59	856	1,00	541	1,59
	D3	616	307	747	1054	0,58	370	1,66	856	0,72	370	1,66
	D5	617	307	747	1054	0,59	370	1,67	856	0,72	370	1,67
	Control 4	479	-	-	-	-	-	-	685	0,70	375	1,28
A4	595	281	602	883	0,67	340	1,75	685	0,87	340	1,75	
A6	631	281	872	1153	0,55	340	1,86	685	0,92	340	1,86	
B4	701	281	623	904	0,78	484	1,45	685	1,02	484	1,45	
B6	791	281	872	1153	0,69	484	1,63	685	1,16	484	1,63	
C4	781	281	872	1153	0,68	496	1,58	685	1,14	496	1,58	
C6	872	281	1204	1485	0,59	496	1,76	685	1,27	496	1,76	
D4	634	281	809	1090	0,58	340	1,87	685	0,93	340	1,87	
D6	639	281	1183	1464	0,44	340	1,88	685	0,93	340	1,88	
Erdogan (2010)	R1-A	458	-	-	-	-	-	-	1029	0,44	411	1,11
	R1	500	-	-	-	-	-	-	954	0,52	399	1,25
	OS13	601	303	874	1176	0,51	514	1,17	980	0,61	514	1,17
	OS14	571	279	874	1153	0,50	474	1,20	797	0,72	474	1,20
	OS15	657	296	874	1170	0,56	503	1,31	929	0,71	503	1,31
	CSWOP	594	296	437	733	0,81	612	0,97	929	0,64	612	0,97
CSWP	592	293	437	730	0,81	605	0,98	903	0,66	605	0,98	
Binici (2003)	Control 1	494	-	-	-	-	-	-	1047	0,47	418	1,18
	Control 2	510	-	-	-	-	-	-	1047	0,49	418	1,22
	A4-1	595	313	695	1009	0,59	527	1,13	1047	0,57	527	1,13
	A4-2	668	313	348	661	1,01	527	1,27	1047	0,64	527	1,27
	A4-3	618	313	174	487	1,27	527	1,17	1047	0,59	487	1,27
	A4-4	600	313	348	661	0,91	527	1,14	1047	0,57	527	1,14
	A6	721	313	521	835	0,86	527	1,37	1047	0,69	527	1,37
	A8	744	313	521	835	0,89	527	1,41	1047	0,71	527	1,41
	B4	756	313	695	1009	0,75	457	1,66	1047	0,72	457	1,66
	B6	752	313	695	1009	0,75	457	1,65	1047	0,72	457	1,65
B8	778	313	695	1009	0,77	457	1,70	1047	0,74	457	1,70	

Tabela 6.6 - Cargas de Ruptura previstas pela NBR 6118 (2007)

Autores	Modelos	V_u (kN)	V_{Rc} (kN)	$V_{R,PRFC}$ (kN)	$V_{Rc,PRFC}$ (kN)	$V_u /$ $V_{Rc,PRFC}$	V_{out} (kN)	$V_u /$ V_{out}	$V_{m\acute{a}x}$ (kN)	$V_u /$ $V_{m\acute{a}x}$	V_{NBR} (kN)	$V_u /$ V_{NBR}
Santos (2014)	LO-1	613	-	-	-	-	-	-	1890	0,32	634	0,97
	LC-S1	838	502	272	775	1,08	887	0,94	2119	0,40	775	1,08
	LC-S2	929	509	276	784	1,18	892	1,04	2145	0,43	784	1,18
	LR-S	905	511	277	788	1,15	926	0,98	2156	0,42	788	1,15
	LC-D	899	505	277	782	1,15	882	1,02	2097	0,43	782	1,15
	LR-D	828	502	275	777	1,07	913	0,91	2085	0,40	777	1,07
	LC-S1-F1	825	499	342	841	0,98	878	0,94	2073	0,40	841	0,98
	LC-S1-F2	818	494	203	697	1,17	875	0,93	2050	0,40	697	1,17
	LR-S2-6	1014	518	267	786	1,29	1447	0,70	2315	0,44	786	1,29
	LR-S2-8	1179	500	579	1079	1,09	1716	0,69	2229	0,53	1079	1,09
	LC-S2-6	1091	517	600	1117	0,98	956	1,14	2309	0,47	956	1,14
LC-S2-8	1185	520	604	1124	1,05	958	1,24	2323	0,51	958	1,24	
Sissakis (2002)	Control 1	575	-	-	-	-	-	-	1099	0,52	461	1,25
	A4'	632	346	768	1114	0,57	493	1,28	1099	0,57	493	1,28
	Control 2	439	-	-	-	-	-	-	961	0,46	437	1,01
	A3'	591	327	318	646	0,92	467	1,27	961	0,62	467	1,27
	B3'	659	327	470	798	0,83	635	1,04	961	0,69	635	1,04
	B4'	638	327	706	1033	0,62	635	1,01	961	0,66	635	1,01
	C3'	612	327	581	908	0,67	648	0,94	961	0,64	648	0,94
	C4'	673	327	872	1199	0,56	648	1,04	961	0,70	648	1,04
	D3'	550	327	581	908	0,61	467	1,18	961	0,57	467	1,18
	D4'	605	327	872	1199	0,50	467	1,30	961	0,63	467	1,30
	Control 3	476	-	-	-	-	-	-	925	0,51	499	0,95
	A3	646	374	436	810	0,80	534	1,21	925	0,70	534	1,21
	A5	671	374	800	1175	0,57	534	1,26	925	0,73	534	1,26
	B3	744	374	581	955	0,78	701	1,06	925	0,80	701	1,06
	B5	791	374	747	1121	0,71	725	1,09	925	0,86	725	1,09
	C3	775	374	747	1121	0,69	741	1,05	925	0,84	741	1,05
	C5	858	374	1121	1495	0,57	741	1,16	925	0,93	741	1,16
	D3	616	374	747	1121	0,55	534	1,15	925	0,67	534	1,15
	D5	617	374	747	1121	0,55	534	1,16	925	0,67	534	1,16
	Control 4	479	-	-	-	-	-	-	739	0,65	457	1,05
	A4	595	343	602	945	0,63	489	1,22	739	0,80	489	1,22
	A6	631	343	872	1215	0,52	489	1,29	739	0,85	489	1,29
	B4	701	343	623	966	0,73	665	1,05	739	0,95	665	1,05
B6	791	343	872	1215	0,65	665	1,19	739	1,07	665	1,19	
C4	781	343	872	1215	0,64	680	1,15	739	1,06	680	1,15	
C6	872	343	1204	1547	0,56	680	1,28	739	1,18	680	1,28	
D4	634	343	809	1152	0,55	489	1,30	739	0,86	489	1,30	
D6	639	343	1183	1526	0,42	489	1,31	739	0,86	489	1,31	
Erdogan (2010)	R1-A	458	-	-	-	-	-	-	1112	0,41	484	0,95
	R1	500	-	-	-	-	-	-	1031	0,49	469	1,07
	OS13	601	356	874	1229	0,49	674	0,89	1058	0,57	674	0,89
	OS14	571	328	874	1202	0,48	622	0,92	860	0,66	622	0,92
	OS15	657	348	874	1222	0,54	660	1,00	1003	0,66	660	1,00
	CSWOP	594	348	437	785	0,76	736	0,81	1003	0,59	736	0,81
	CSWP	592	344	437	781	0,76	728	0,81	975	0,61	728	0,81
Binici (2003)	Control 1	494	-	-	-	-	-	-	1131	0,44	495	1,00
	Control 2	510	-	-	-	-	-	-	1131	0,45	495	1,03
	A4-1	595	371	695	1066	0,56	690	0,86	1131	0,53	690	0,86
	A4-2	668	371	348	718	0,93	690	0,97	1131	0,59	690	0,97
	A4-3	618	371	174	545	1,13	690	0,90	1131	0,55	545	1,13
	A4-4	600	371	348	718	0,84	690	0,87	1131	0,53	690	0,87
	A6	721	371	521	892	0,81	690	1,05	1131	0,64	690	1,05
	A8	744	371	521	892	0,83	690	1,08	1131	0,66	690	1,08
	B4	756	371	695	1066	0,71	607	1,25	1131	0,67	607	1,25
	B6	752	371	695	1066	0,71	607	1,24	1131	0,66	607	1,24
	B8	778	371	695	1066	0,73	607	1,28	1131	0,69	607	1,28

Tabela 6.7 - Cargas de Ruptura previstas pelo Model Code (2010)

Autores	Modelos	V_u (kN)	$V_{R,cPRFC}$ (kN)	$V_u / V_{R,cPRFC}$	V_{out} (kN)	V_u / V_{out}	$V_{m\acute{a}x}$ (kN)	$V_u / V_{m\acute{a}x}$	V_{MC10} (kN)	V_u / V_{MC10}
Santos (2014)	L0-1	613	-	-	-	-	-	-	472	1,30
	LC-S1	838	521	1,61	675	1,24	1465	0,57	521	1,61
	LC-S2	929	528	1,76	684	1,36	1487	0,62	528	1,76
	LR-S	905	531	1,70	774	1,17	1496	0,61	531	1,70
	LC-D	899	515	1,75	663	1,36	1445	0,62	515	1,75
	LR-D	828	512	1,62	741	1,12	1435	0,58	512	1,62
	LC-S1-F1	825	514	1,61	655	1,26	1424	0,58	514	1,61
	LC-S1-F2	818	494	1,66	647	1,26	1406	0,58	494	1,66
	LR-S2-6	1014	531	1,91	852	1,19	1486	0,68	531	1,91
	LR-S2-8	1179	577	2,04	896	1,32	1398	0,84	577	2,04
LC-S2-6	1091	593	1,84	694	1,57	1479	0,74	593	1,84	
LC-S2-8	1185	596	1,99	700	1,69	1494	0,79	596	1,99	
Sissakis (2002)	Control 1	575	-	-	-	-	-	-	363	1,58
	A4'	632	428	1,48	470	1,34	1090	0,58	428	1,48
	Control 2	439	-	-	-	-	-	-	343	1,28
	A3'	591	377	1,57	445	1,33	1028	0,57	377	1,57
	B3'	659	398	1,65	516	1,28	1028	0,64	398	1,65
	B4'	638	398	1,60	516	1,24	1028	0,62	398	1,60
	C3'	612	417	1,47	572	1,07	1028	0,60	417	1,47
	C4'	673	417	1,62	572	1,18	1028	0,65	417	1,62
	D3'	550	417	1,32	445	1,24	1028	0,53	417	1,32
	D4'	605	417	1,45	445	1,36	1028	0,59	417	1,45
	Control 3	476	-	-	-	-	-	-	376	1,27
	A3	646	399	1,62	492	1,31	1127	0,57	399	1,62
	A5	671	422	1,59	497	1,35	1127	0,60	422	1,59
	B3	744	407	1,83	530	1,40	1127	0,66	407	1,83
	B5	791	418	1,89	617	1,28	1127	0,70	418	1,89
	C3	775	418	1,85	583	1,33	1127	0,69	418	1,85
	C5	858	446	1,92	697	1,23	1127	0,76	446	1,92
	D3	616	418	1,47	497	1,24	1127	0,55	418	1,47
	D5	617	418	1,48	497	1,24	1127	0,55	418	1,48
	Control 4	479	-	-	-	-	-	-	336	1,42
	A4	595	368	1,62	446	1,33	1009	0,59	368	1,62
	A6	631	386	1,64	446	1,41	1009	0,63	386	1,64
	B4	701	369	1,90	524	1,34	1009	0,69	369	1,90
	B6	791	386	2,05	585	1,35	1009	0,78	386	2,05
C4	781	386	2,02	584	1,34	1009	0,77	386	2,02	
C6	872	412	2,12	629	1,39	1009	0,86	412	2,12	
D4	634	381	1,66	446	1,42	1009	0,63	381	1,66	
D6	639	410	1,56	446	1,43	1009	0,63	410	1,56	
Erdogan (2010)	R1-A	458	-	-	-	-	-	-	314	1,46
	R1	500	-	-	-	-	-	-	305	1,64
	OS13	601	628	0,96	420	1,43	924	0,65	420	1,43
	OS14	571	666	0,86	416	1,37	849	0,67	416	1,37
	OS15	657	625	1,05	442	1,49	904	0,73	442	1,49
	CSWOP	594	365	1,63	470	1,26	904	0,66	365	1,63
CSWP	592	361	1,64	465	1,27	894	0,66	361	1,64	
Binici (2003)	Control 1	494	-	-	-	-	-	-	342	1,44
	Control 2	510	-	-	-	-	-	-	342	1,49
	A4-1	595	422	1,41	463	1,28	1026	0,58	422	1,41
	A4-2	668	375	1,78	463	1,44	1026	0,65	375	1,78
	A4-3	618	357	1,73	463	1,33	1026	0,60	357	1,73
	A4-4	600	375	1,60	463	1,29	1026	0,58	375	1,60
	A6	721	396	1,82	485	1,49	1026	0,70	396	1,82
	A8	744	396	1,88	485	1,54	1026	0,72	396	1,88
	B4	756	422	1,79	497	1,52	1026	0,74	422	1,79
	B6	752	422	1,78	497	1,51	1026	0,73	422	1,78
B8	778	422	1,84	497	1,56	1026	0,76	422	1,84	

Tabela 6.8 - Resumo - Estimativa das Normas

Autores	Modelos	c (mm)	ρ (%)	f_c (MPa)	V_u (kN)	V_{ACI} (kN)	V_u/V_{ACI}	V_{EC2} (kN)	V_u/V_{EC2}	V_{NBR} (kN)	V_u/V_{NBR}	V_{MC10} (kN)	V_u/V_{MC10}	
Santos (2014)	L0-1	300	1,45	43,2	613	520	1,18	567	1,08	634	0,97	472	1,30	
	LC-S1	300	1,47	50,0	838	602	1,39	703	1,19	775	1,08	521	1,61	
	LC-S2	300	1,45	50,0	929	611	1,52	709	1,31	784	1,18	528	1,76	
	LR-S	300	1,44	50,0	905	615	1,47	736	1,23	788	1,15	531	1,70	
	LC-D	300	1,44	48,2	899	607	1,48	703	1,28	782	1,15	515	1,75	
	LR-D	300	1,45	48,2	828	603	1,37	726	1,14	777	1,07	512	1,62	
	LC-S1-F1	300	1,46	48,2	825	644	1,28	697	1,18	841	0,98	514	1,61	
	LC-S1-F2	300	1,47	48,2	818	545	1,50	644	1,27	697	1,17	494	1,66	
	LR-S2-6	300	1,49	57,9	1014	620	1,64	729	1,39	786	1,29	531	1,91	
	LR-S2-8	300	1,49	57,9	1179	807	1,46	1019	1,16	1079	1,09	577	2,04	
LC-S2-6	300	1,49	57,9	1091	785	1,39	757	1,44	956	1,14	593	1,84		
LC-S2-8	300	1,49	57,9	1185	846	1,40	760	1,56	958	1,24	596	1,99		
Sissakis (2002)	Control 1	200	1,49	42,6	575	334	1,72	398	1,44	461	1,25	363	1,58	
	A4'	200	1,49	42,6	632	297	2,12	361	1,75	493	1,28	428	1,48	
	Control 2	200	1,49	36,1	439	308	1,43	377	1,16	437	1,01	343	1,28	
	A3'	200	1,49	36,1	591	274	2,16	341	1,73	467	1,27	377	1,57	
	B3'	200	1,49	36,1	659	292	2,25	487	1,35	635	1,04	398	1,65	
	B4'	200	1,49	36,1	638	292	2,18	487	1,31	635	1,01	398	1,60	
	C3'	200	1,49	36,1	612	363	1,69	498	1,23	648	0,94	417	1,47	
	C4'	200	1,49	36,1	673	363	1,85	498	1,35	648	1,04	417	1,62	
	D3'	200	1,49	36,1	550	363	1,52	341	1,61	467	1,18	417	1,32	
	D4'	200	1,49	36,1	605	363	1,67	341	1,77	467	1,30	417	1,45	
	Control 3	200	2,23	34,5	476	301	1,58	409	1,16	499	0,95	376	1,27	
	A3	200	2,23	34,5	646	227	2,85	370	1,74	534	1,21	399	1,62	
	A5	200	2,23	34,5	671	308	2,18	370	1,81	534	1,26	422	1,59	
	B3	200	2,23	34,5	744	245	3,04	508	1,46	701	1,06	407	1,83	
	B5	200	2,23	34,5	791	327	2,42	528	1,50	725	1,09	418	1,89	
	C3	200	2,23	34,5	775	297	2,61	541	1,43	741	1,05	418	1,85	
	C5	200	2,23	34,5	858	412	2,08	541	1,59	741	1,16	446	1,92	
	D3	200	2,23	34,5	616	297	2,07	370	1,66	534	1,15	418	1,47	
	D5	200	2,23	34,5	617	412	1,50	370	1,67	534	1,16	418	1,48	
	Control 4	200	2,23	26,6	479	264	1,81	375	1,28	457	1,05	336	1,42	
	A4	200	2,23	26,6	595	235	2,53	340	1,75	489	1,22	368	1,62	
	A6	200	2,23	26,6	631	306	2,06	340	1,86	489	1,29	386	1,64	
	B4	200	2,23	26,6	701	251	2,79	484	1,45	665	1,05	369	1,90	
	B6	200	2,23	26,6	791	322	2,45	484	1,63	665	1,19	386	2,05	
C4	200	2,23	26,6	781	311	2,51	496	1,58	680	1,15	386	2,02		
C6	200	2,23	26,6	872	412	2,11	496	1,76	680	1,28	412	2,12		
D4	200	2,23	26,6	634	311	2,04	340	1,87	489	1,30	381	1,66		
D6	200	2,23	26,6	639	412	1,55	340	1,88	489	1,31	410	1,56		
Erdogan (2010)	R1-A	250	1,48	35,0	458	327	1,40	411	1,11	484	0,95	314	1,46	
	R1	250	1,48	32,0	500	313	1,60	399	1,25	469	1,07	305	1,64	
	OS13	250	1,48	33,0	601	267	2,25	514	1,17	674	0,89	420	1,43	
	OS14	250	1,48	26,0	571	270	2,11	474	1,20	622	0,92	416	1,37	
	OS15	250	1,48	31,0	657	332	1,98	503	1,31	660	1,00	442	1,49	
	CSWOP	250	1,48	31,0	594	343	1,73	612	0,97	736	0,81	365	1,63	
	CSWP	250	1,48	30,0	592	337	1,76	605	0,98	728	0,81	361	1,64	
Binici (2003)	Control 1	305	1,92	28,3	494	339	1,46	418	1,18	495	1,00	342	1,44	
	Control 2	305	1,92	28,3	510	339	1,51	418	1,22	495	1,03	342	1,49	
	A4-1	305	1,92	28,3	595	281	2,11	527	1,13	690	0,86	422	1,41	
	A4-2	305	1,92	28,3	668	281	2,37	527	1,27	690	0,97	375	1,78	
	A4-3	305	1,92	28,3	618	281	2,20	487	1,27	545	1,13	357	1,73	
	A4-4	305	1,92	28,3	600	281	2,13	527	1,14	690	0,87	375	1,60	
	A6	305	1,92	28,3	721	348	2,07	527	1,37	690	1,05	396	1,82	
	A8	305	1,92	28,3	744	414	1,80	527	1,41	690	1,08	396	1,88	
	B4	305	1,92	28,3	756	338	2,24	457	1,66	607	1,25	422	1,79	
	B6	305	1,92	28,3	752	432	1,74	457	1,65	607	1,24	422	1,78	
B8	305	1,92	28,3	778	526	1,48	457	1,70	607	1,28	422	1,84		
							Média _{ACI}	1,89	Média _{EC2}	1,41	Média _{NBR}	1,10	Média _{MC10}	1,65
							COV _{ACI}	0,23	COV _{EC2}	0,18	COV _{NBR}	0,12	COV _{MC10}	0,13

Tabela 6.9 - Comparação - Modos de Ruptura

Autores	Modelos	Modo de Ruptura	ACI 318(2008)		Eurocode 2(2004)		NBR 6118(2007)		Model Code (2010)	
			V_u / V_{ACI}	Ruptura ACI	V_u / V_{EC02}	Ruptura EC02	V_u / V_{NB1}	Ruptura NB1	V_u / V_{MC10}	Ruptura NB1
Santos (2014)	L0-1	-	1,18	-	1,08	-	0,97	-	1,30	-
	LC-S1	in	1,39	in	1,19	out	1,08	in	1,61	in
	LC-S2	in	1,52	in	1,31	out	1,18	in	1,76	in
	LR-S	in	1,47	in	1,23	in	1,15	in	1,70	in
	LC-D	in	1,48	in	1,28	out	1,15	in	1,75	in
	LR-D	in	1,37	in	1,14	in	1,07	in	1,62	in
	LC-S1-F1	out	1,28	in	1,18	out	0,98	in	1,61	in
	LC-S1-F2	in/out	1,50	in	1,27	in	1,17	in	1,66	in
	LR-S2-6	in	1,64	in	1,39	in	1,29	in	1,91	in
	LR-S2-8	in	1,46	in	1,16	in	1,09	in	2,04	in
	LC-S2-6	out	1,39	out	1,44	out	1,14	out	1,84	in
LC-S2-8	in/out	1,40	in	1,56	out	1,24	out	1,99	in	
Sissakis (2002)	Control 1	-	1,72	-	1,44	-	1,25	-	1,58	-
	A4'	out	2,12	out	1,75	out	1,28	out	1,48	in
	Control 2	-	1,43	-	1,16	-	1,01	-	1,28	-
	A3'	out	2,16	out	1,73	out	1,27	out	1,57	in
	B3'	in	2,25	out	1,35	out	1,04	out	1,65	in
	B4'	out	2,18	out	1,31	out	1,01	out	1,60	in
	C3'	in	1,69	out	1,23	out	0,94	out	1,47	in
	C4'	out	1,85	out	1,35	out	1,04	out	1,62	in
	D3'	in	1,52	out	1,61	out	1,18	out	1,32	in
	D4'	in	1,67	out	1,77	out	1,30	out	1,45	in
	Control 3	-	1,58	-	1,16	-	0,95	-	1,27	-
	A3	in	2,85	out	1,74	out	1,21	out	1,62	in
	A5	out	2,18	out	1,81	out	1,26	out	1,59	in
	B3	out	3,04	out	1,46	out	1,06	out	1,83	in
	B5	out	2,42	out	1,50	out	1,09	out	1,89	in
	C3	in	2,61	out	1,43	out	1,05	out	1,85	in
	C5	out	2,08	out	1,59	out	1,16	out	1,92	in
	D3	in	2,07	out	1,66	out	1,15	out	1,47	in
	D5	in	1,50	out	1,67	out	1,16	out	1,48	in
	Control 4	-	1,81	-	1,28	-	1,05	-	1,42	-
	A4	in	2,53	out	1,75	out	1,22	out	1,62	in
	A6	in	2,06	out	1,86	out	1,29	out	1,64	in
	B4	out	2,79	out	1,45	out	1,05	out	1,90	in
	B6	out	2,45	out	1,63	out	1,19	out	2,05	in
C4	out	2,51	out	1,58	out	1,15	out	2,02	in	
C6	out	2,11	out	1,76	out	1,28	out	2,12	in	
D4	in	2,04	out	1,87	out	1,30	out	1,66	in	
D6	in	1,55	out	1,88	out	1,31	out	1,56	in	
Erdogan (2010)	R1-A	-	1,40	-	1,11	-	0,95	-	1,46	-
	R1	-	1,60	-	1,25	-	1,07	-	1,64	-
	OS13	out	2,25	out	1,17	out	0,89	out	1,43	out
	OS14	out	2,11	out	1,20	out	0,92	out	1,37	out
	OS15	out	1,98	out	1,31	out	1,00	out	1,49	out
	CSWOP	in	1,73	out	0,97	out	0,81	out	1,63	in
	CSWP	in	1,76	out	0,98	out	0,81	out	1,64	in
Binici (2003)	Control 1	-	1,46	-	1,18	-	1,00	-	1,44	-
	Control 2	-	1,51	-	1,22	-	1,03	-	1,49	-
	A4-1	in/out	2,11	out	1,13	out	0,86	out	1,41	in
	A4-2	out	2,37	out	1,27	out	0,97	out	1,78	in
	A4-3	in	2,20	out	1,27	in	1,13	in	1,73	in
	A4-4	in	2,13	out	1,14	out	0,87	out	1,60	in
	A6	out	2,07	out	1,37	out	1,05	out	1,82	in
	A8	out	1,80	out	1,41	out	1,08	out	1,88	in
	B4	out	2,24	out	1,66	out	1,25	out	1,79	in
B6	out	1,74	out	1,65	out	1,24	out	1,78	in	
B8	out	1,48	out	1,70	out	1,28	out	1,84	in	

6.4 ANÁLISE DOS CÁLCULOS

O objetivo desta seção é avaliar a dispersão e o nível de conservadorismo dos modelos de cálculo apresentados anteriormente. A Figura 6.4 representa graficamente a relação entre as cargas experimentais e as previstas pelas normas.

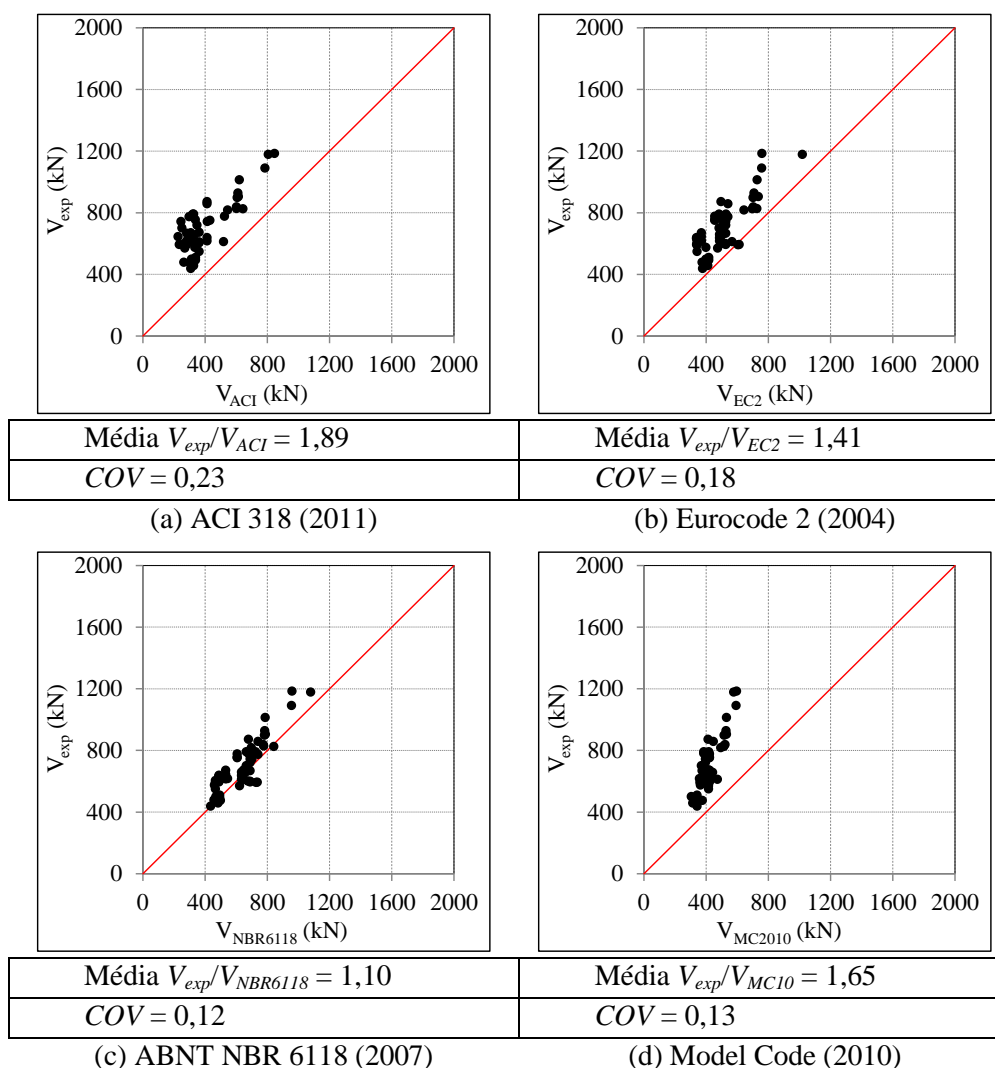


Figura 6.4 - Avaliação da precisão dos resultados

Observa-se que a ABNT NBR 6118 (2007) foi a norma cuja relação V_{exp}/V_{Norma} mais se aproxima da unidade, além de apresentar o menor Coeficiente de Variação - COV , o que pode ser percebido na dispersão dos pontos ao longo da reta de coeficiente um (Figura 6.4(c)).

Utilizando as estimativas do ACI 318 (2011) obtém-se uma média da relação V_u/V_{ACI} igual a 1,89 e COV de 0,23. O Eurocode 2 (2004) também teve seus resultados adequados, com a

média V_u/V_{EC2} de 1,41 e COV , 0,18. Os resultados do Model Code (2010) foram ligeiramente mais conservadores que os do Eurocode 2, com relação V_u/V_{MC10} igual a 1,65 e COV de 0,12.

Para avaliação da dispersão dos resultados, além das Médias das relações V_{exp}/V_{Norma} , utilizou-se a análise da Mediana, valor que representa a medida de uma tendência central e possui a vantagem em relação à média de ser menos sensível a valores extremos da amostra. A Figura 6.5 mostra os Diagramas de Caixa, os quais trazem dois retângulos que representam quartis das amostras. Os quartis são valores na escala que dividem o conjunto de dados em quatro partes, todas elas com o mesmo número de observações.

O retângulo mais claro de cada amostra na Figura 6.5 representa o espaço entre a mediana e o quartil inferior. O retângulo mais escuro, representa a diferença entre o quartil superior e a mediana. Esses retângulos, em conjunto, representam a faixa dos 50% dos valores mais típicos da distribuição. As linhas acima e abaixo dos retângulos compõem os outros dois quartis.

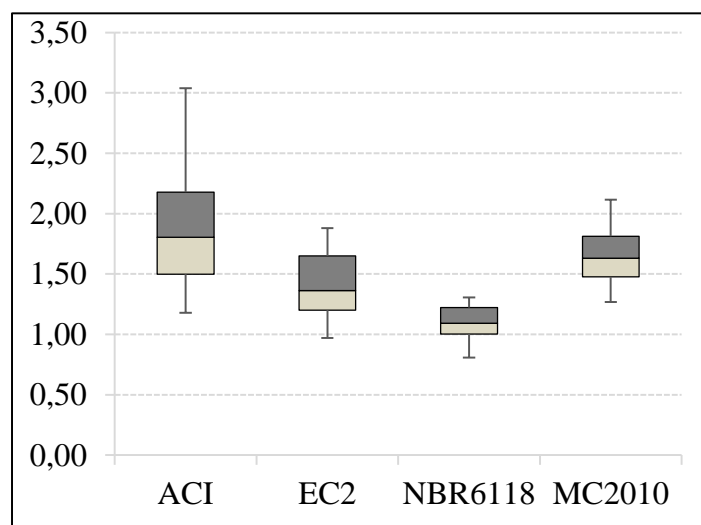


Figura 6.5 - Avaliação da precisão dos resultados (Diagrama de Caixas)

Por essa análise torna-se ainda mais evidente a forte correlação NBR 6118, com menor dispersão dos dados em relação à mediana. O ACI 318, além de ser a norma com a média V_{exp}/V_{Norma} mais conservadora, foi a que apresentou a maior dispersão dos dados em relação à mediana.

Para avaliação do nível de conservadorismo, utilizou-se uma adaptação a partir do critério de penalidade proposto por Collins (2001), o *Demerit Points Classification - DPC*, o qual considera ao quociente entre a resistência à punção registrada experimentalmente e

prevista segundo os códigos de projeto, V_{exp}/V_{Norma} Collins (2001) considera aspectos de segurança, de precisão e de economia e classifica os diferentes procedimentos de dimensionamento em termos de uma escala de demérito. Uma nota deve ser atribuída para cada faixa da relação V_{exp}/V_{Norma} .

A adaptação deste trabalho tem como base a ideia de que uma relação $V_{exp}/V_{Norma} < 0,7$ é mais danosa em termos de segurança que a relação $V_{exp}/V_{Norma} > 2,0$. Contudo, de acordo com o *DPC*, valores extremamente conservativos, por serem antieconômicos, também devem ser penalizados. A Tabela 6.10 mostra os critérios adotados:

Tabela 6.10 - Escala de Demérito (Adaptada de Collins (2001))

V_{exp}/V_{Norma}	Nota	Classificação
$<0,7$	10	Extremamente Perigosa
$[0,70 - 0,95[$	5	Perigosa
$[0,95 - 1,15[$	0	Segurança Apropriada
$[1,15 - 2,00[$	1	Conservadora
≥ 2	2	Extremamente Conservadora

O *DPC* de cada modelo de cálculo é obtido pela soma dos produtos das quantidades de observações de V_{exp}/V_{Norma} existentes em cada intervalo, pela sua nota correspondente. Quanto maior o valor da soma total, pior é considerado o processo normativo. A Tabela 6.11 e a Figura 6.6 trazem a avaliação da escala de demérito para as normas avaliadas.

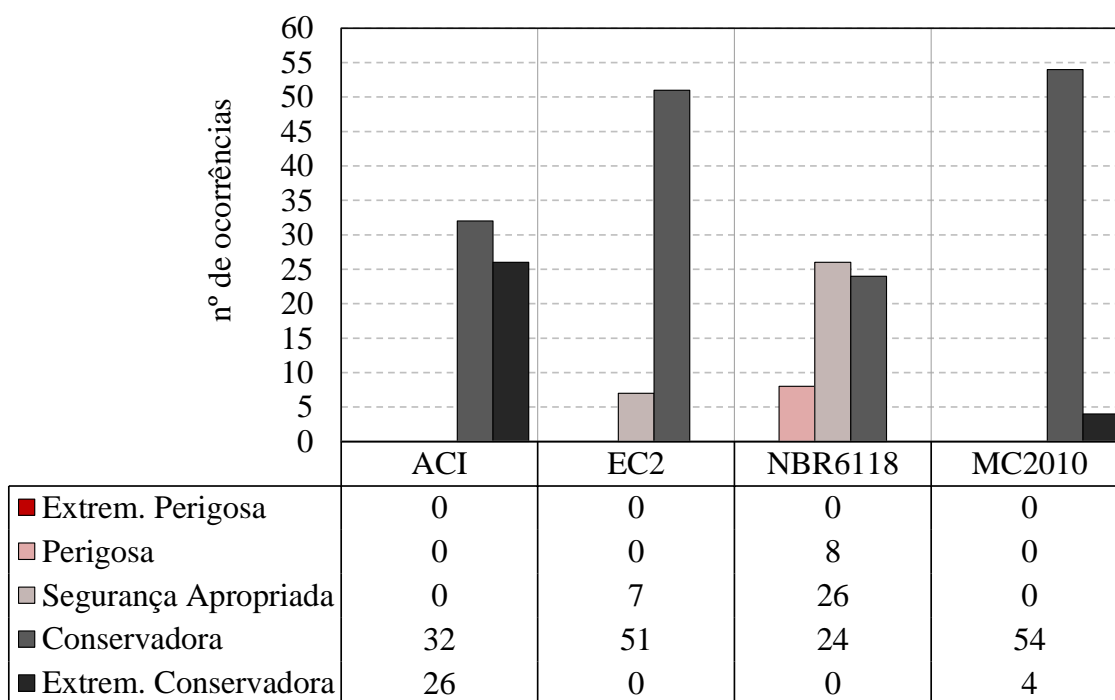


Figura 6.6 - Avaliação da Escala de Demérito

Tabela 6.11 - Avaliação da Escala de Demérito

Status (DPC)	Peso	ACI		EC2		NBR6118		MC2010	
		Ocorrência	DPC	Ocorrência	DPC	Ocorrência	DPC	Ocorrência	DPC
Extrem. Perigosa	10	0	0	0	0	0	0	0	0
Perigosa	5	0	0	0	0	8	40	0	0
Segurança Adequada	0	0	0	7	0	26	0	0	0
Conservadora	1	32	32	51	51	24	24	54	54
Extrem. Conservadora	2	26	52	0	0	0	0	4	8
Demérito		84		51		64		62	
Média		1,89		1,41		1,10		1,65	
Coefficiente de Variação (COV)		0,23		0,18		0,12		0,13	

Pelo Critério de demérito, a norma que melhor se adequou à aplicação sugerida nesta pesquisa foi o Eurocode 2 (2004), a qual apresentou o menor valor de demérito, 51, com predominância de resultados na faixa *Conservadora*.

O segundo melhor desempenho foi o do Model Code (2010), com o valor 62 na escala de demérito e, também, predominância de resultados na faixa *Conservadora*. O Model Code, entretanto, foi penalizado por apresentar alguns valores na faixa *Extremamente Conservadora*.

A NBR 6118 (2007) foi a norma que apresentou maior quantidade de resultados na faixa de *Segurança Adequada*. Essa norma, porém, apresentou resultados na região *Perigosa*, o que elevou o seu valor na escala de demérito para 64.

O ACI 318 (2011) apresentou resultados a favor da segurança, mas, foi a norma que obteve o pior desempenho de acordo com o critério adotado por possuir valores predominantemente nas faixas *Conservadora* e *Extremamente Conservadora*.

Nenhuma das normas avaliadas, no entanto, apresentaram um excelente desempenho na determinação do tipo de ruptura. Este fato é evidenciado no gráfico da Figura 6.7, pelo qual, os percentuais de acerto variam entre 59,18% (Model Code) até 65,31% (NBR 6118).

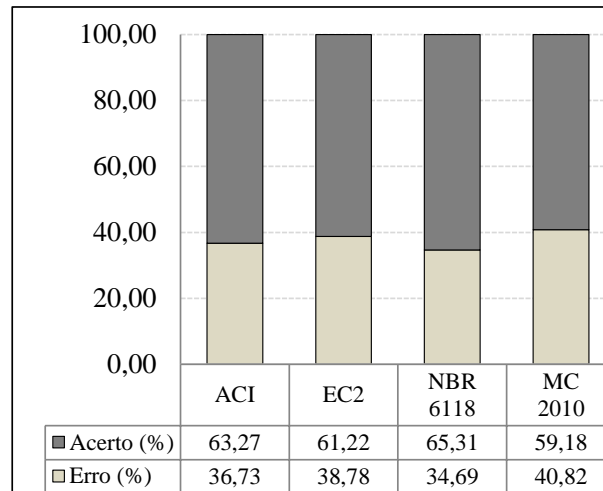


Figura 6.7 - Estimativa do modo de ruptura

Isso ocorre devido a uma forte tendência de três, das quatro normas, em estimar a ruptura das lajes como fora da região reforçada (*out*) ao cisalhamento. As normas ACI 318, Eurocode 2 e NBR 6118 apontaram predominantemente a ruptura tipo *out*. Ao contrário das demais, o Model Code previu maior ocorrência de ruptura dentro da região reforçada (*in*).

6.5 PROPOSTA PARA ADEQUAÇÃO DA ABNT NBR 6118 (2007)

Na determinação da carga de ruína por punção, todas as normas apresentam três possibilidades de ruptura: Fora da região reforçada, dentro da região reforçada ou por esmagamento de biela.

Para a ruptura dentro da região reforçada, cada código considera a contribuição do concreto como uma parcela de sua resistência na condição não reforçada: O ACI 318 (2011), a NBR 6118 (2007) e o Eurocode 2 (2004) recomendam a utilização de 75% de uma laje sem reforço ao cisalhamento. Para o Model Code (2010), essa parcela é de 100%.

As variáveis que compõem a contribuição da armadura de cisalhamento são a área de armadura vertical (A_{PRFC}) de um perímetro, a relação s/d e a tensão limite do reforço, a qual é função do módulo de elasticidade e de uma deformação limite imposta.

Sissakis (2002) sugeriu para esse limite, a adoção de um valor de deformação de 0,004. Trata-se de um valor estabelecido pela norma ACI 440:2R (2008) como a deformação máxima na qual uma viga de concreto armado completamente envolvida por uma faixa de

PRFC mantém sua integridade sob esforço cortante. O valor de 0,004 fora definido experimentalmente por Priestley (2006)

O item 6.4 avaliou a aplicação das normas e apontou os principais fatores que podem limitar a sua utilização para o caso em estudo, sobretudo na predisposição de três das quatro normas avaliadas em estimar um modo de ruptura como fora da região reforçada (*out*). Esse desequilíbrio pode ser atribuído a uma tendência das normas em superestimar a parcela resistente do PRFC, na hipótese de ruptura dentro da região reforçada.

Diante do exposto, esta pesquisa optou por avaliar o efeito da redução do limite de deformação do PRFC na estimativa das cargas e dos modos de ruptura para a norma ABNT NBR 6118 (2007). Avaliou-se a redução do limite de deformação no PRFC para 0,0025, mantendo-se inalteradas as demais imposições da norma.

Devido à similaridade entre as normas, estendeu-se a avaliação do ϵ_{PRFC} de 0,0025 também para o Eurocode 2 (2004). Os resultados estão a seguir:

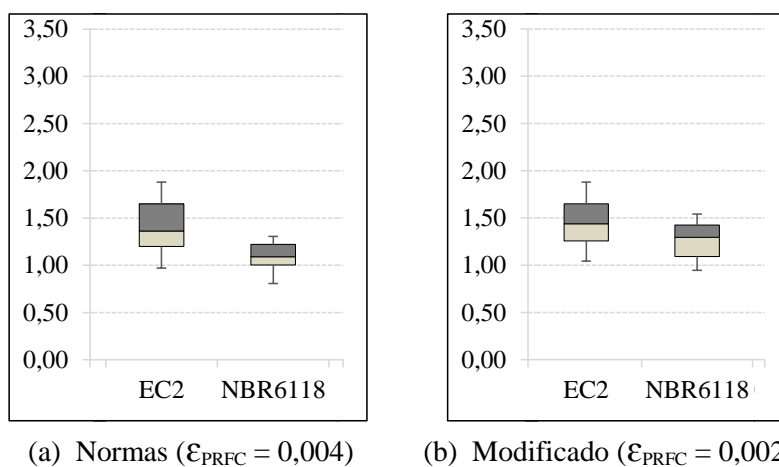


Figura 6.8 - Avaliação da precisão dos resultados (Diagrama de Caixas) - Modificado

Percebe-se que a modificação proposta melhorou a previsão das duas normas, uma vez que levou a estimativa da NBR 6118 para um nível de segurança aceitável sem alterar significativamente os resultados do Eurocode 2, já considerados razoáveis.

A relação V_{exp}/V_{Norma} para a NBR 6118 passou de 1,10 para 1,26 acompanhado por um sensível aumento no Coeficiente de Variação – COV de 0,12 para 0,15. Tornou-se mais segura sem, contudo, comprometer o nível de dispersão dos resultados.

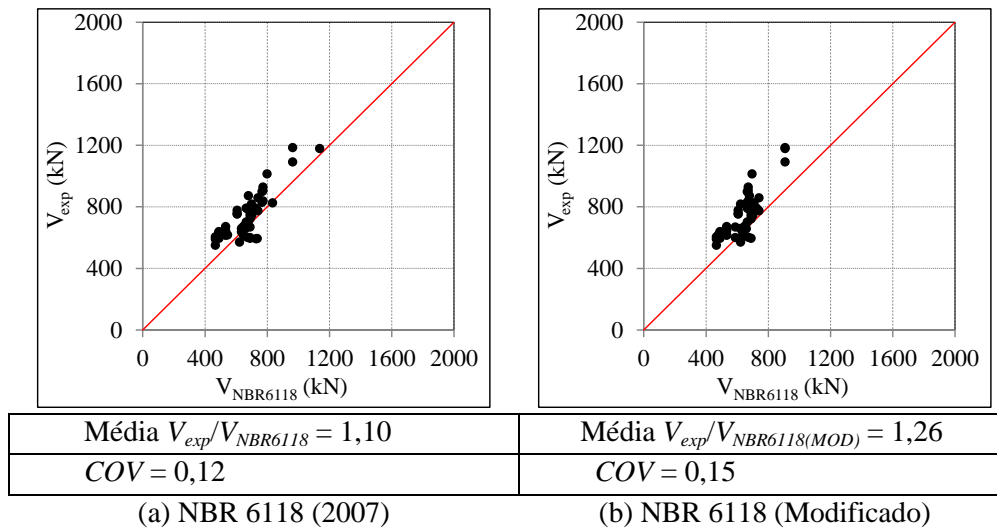


Figura 6.9 - Comparação NBR 6118 (2007) x NBR 6118 (Modificado)

Aplicando-se a mesma alteração para o Eurocode 2, percebe-se uma variação da relação V_{exp}/V_{Norma} , indo de 1,41 para 1,45, porém, com redução do COV de 0,18 para 0,16.

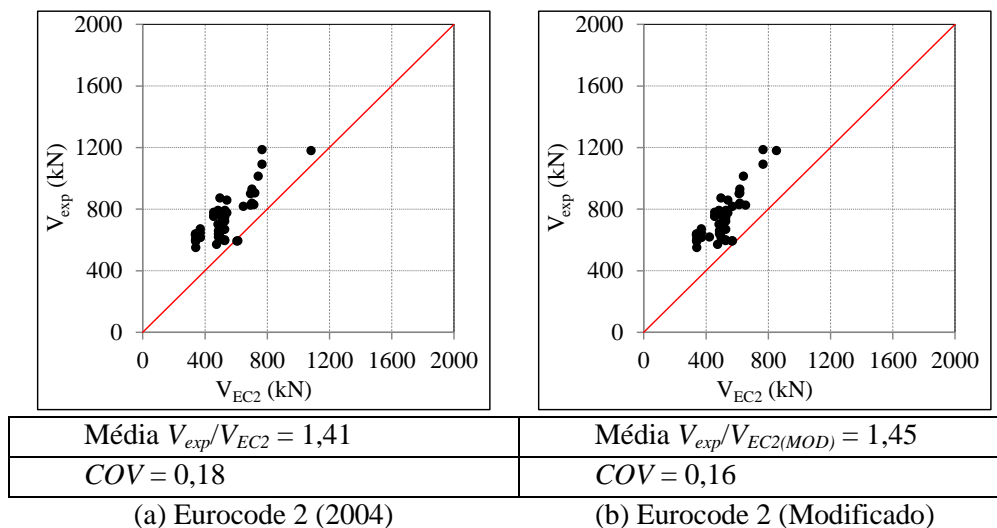


Figura 6.10 - Comparação Eurocode 2 (2004) x Eurocode 2 (Modificado)

A Figura 6.11 mostra a avaliação pelo critério do *DPC* da alteração proposta nessa pesquisa. Fica evidente a melhora substancial no desempenho da NBR 6118, com a completa eliminação dos valores localizados na faixa *Perigosa*, de V_{exp}/V_{Norma} entre 0,7 e 0,95.

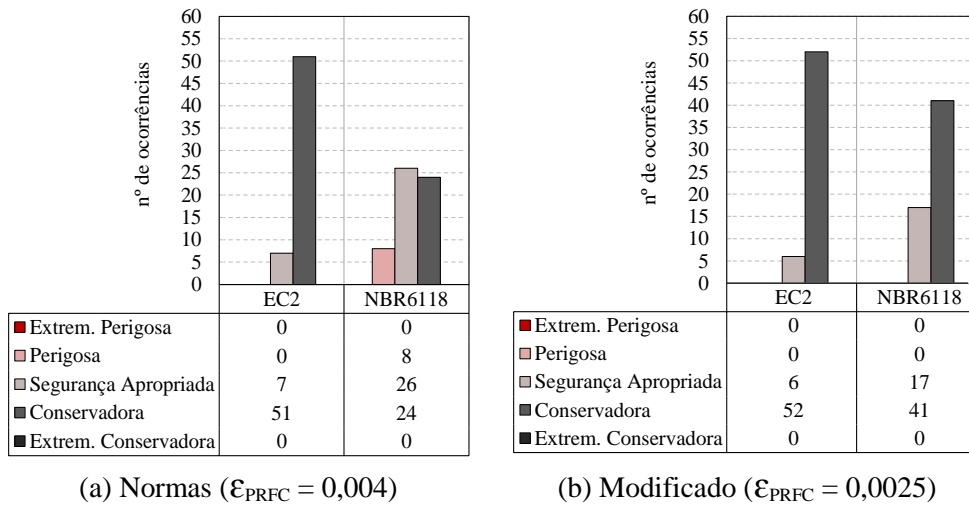


Figura 6.11 - Avaliação da precisão dos resultados (*Demerit Point Classification*) - Modificado

Outro benefício, também, foi verificado na estimativa do modo de ruptura das peças. As duas normas apresentaram uma sensível melhora, com uma redução no erro de 38,78 para 30,61, no caso do Eurocode 2 e de 34,69 para 30,61, para a NBR 6118.

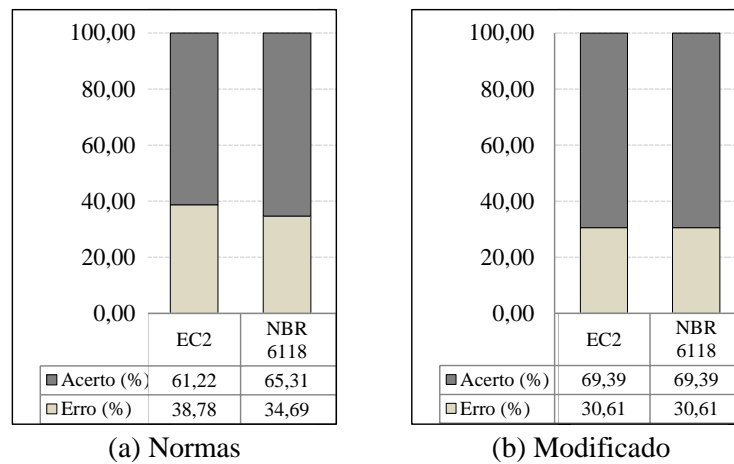


Figura 6.12 - Estimativa do Modo de Ruptura – Modificado

7 CONCLUSÕES E RECOMENDAÇÕES

7.1 EFICIÊNCIA DO REFORÇO

As técnicas de reforço apresentadas nesta pesquisa atenderam à função inicialmente proposta, uma vez que aumentaram a resistência e a ductilidade das lajes reforçadas e eliminaram a natureza frágil da ruptura por punção.

A execução do reforço, também, mostrou-se um procedimento simples e rápido, pelo qual pôde-se executar, com dois operadores, o reforço de 1,5 ligação laje-pilar por dia trabalhado.

Os resultados das pesquisas anteriores indicaram que a capacidade de reforço com PRFC, dependem, não apenas da quantidade de fibra de carbono, mas também da distribuição dos furos, do espaçamento entre camadas e da ancoragem adequada.

Para o presente trabalho, a área de reforço dentro do furo também influenciou significativamente nos resultados. Quanto maior a quantidade de PRFC dentro dos furos, maior a resistência à punção da laje. O número de camadas também influenciou nos resultados de carga última e, como esperado, as lajes com maior número de camadas de reforço tiveram resultados superiores de carga última.

Ao se comparar as lajes reforçadas com a técnica *stitch* com sua correspondente na técnica *dowel*, percebe-se que a técnica *dowel*, adaptada para esta pesquisa, consome uma quantidade inferior de material e apresenta um desempenho compatível com a técnica *stitch*, o que indica um procedimento mais econômico e eficiente. Entretanto, a técnica *stitch*, proporciona um sistema de ancoragem com maior garantia de segurança que a *dowel*, o que torna a aplicação em costura mais recomendável.

Para as lajes reforçadas em cruz, nota-se um incremento razoável na resistência à punção, na distribuição do reforço costurando as diagonais, como por exemplo, o modelo LC-S2, o qual teve um desempenho superior à sua equivalente sem linha de reforço diagonal – LC-S1. Porém, ao se costurar as diagonais, leva-se a um consumo maior de material, o que encarece o reforço da ligação.

Com relação à execução dos furos, a laje com previsão dos furos antes da concretagem apresentou desempenho superior ao das lajes com furo depois da cura do concreto. Fato

que pode ser atribuído à posição não uniforme dos furos que, para as lajes furadas depois da cura do concreto, tem de ser ajustada para que não haja interferência com as armaduras.

As lajes nas quais se optou pela execução dos furos posterior à cura do concreto não impuseram dificuldade em sua furação. O sucesso desse procedimento, entretanto, depende da localização da armadura de flexão e do cuidado para que essa não sofra nenhum dano durante a operação.

O reforço radial respeitando o limite máximo de $2d$ entre elementos de uma mesma camada é muito mais eficiente que o reforço distribuído radialmente sem esse limite, além de consumir uma quantidade inferior de material, como demonstrado no item 4.8.3 desta tese. Essa segunda opção, entretanto, é muito mais fácil e aplicável a situações reais.

7.2 PROGRAMA EXPERIMENTAL

7.2.1 Sistema de Ensaio

O sistema de ensaio utilizado nesta pesquisa mostrou-se adequado. O processo de aplicação de carga não apresentou dificuldades e a instrumentação utilizada nas armaduras de aço forneceu dados satisfatórios sobre o comportamento das lajes.

Alguns procedimentos, entretanto, foram aprimorados para o terceiro lote de fabricação dos modelos. A exemplo da leitura de deformações da fibra de carbono que, nos lotes 1 e 2, foi obtida com a colagem dos extensômetros no PRFC já instalado. No lote 3 de fabricação, optou-se pela instalação do extensômetro na fibra, antes de aplicá-la como reforço.

Para as leituras de deslocamento verticais das lajes dos lotes 1 e 2, os LVDT's foram retirados de forma precoce, antes da carga de ruptura. O procedimento também foi revisto para o 3º lote. Recomenda-se que em pesquisas futuras seja utilizado um sistema que permita o acompanhamento dos deslocamentos até o final do ensaio.

No experimento, não foi possível para todas as lajes o mesmo posicionamento dos extensômetros de concreto, devido à interferência da resina utilizada para o reforço e do graute utilizado para o preenchimento dos furos. A instrumentação antes do reforço resolveria esse problema.

7.2.2 Resultados experimentais

Para os resultados de deslocamentos verticais, todas as lajes apresentaram um comportamento inicialmente linear, com perda da linearidade em determinado nível de carregamento. Constata-se também, como esperado, uma distribuição predominantemente simétrica dos deslocamentos em relação ao eixo da laje, a exceção das lajes LC-S1-F2 e LR-S2-8, as quais apresentaram uma assimetria em níveis muito avançados de carregamento, o que pode ser atribuído ao posicionamento não adequado da laje no pórtico, associado à instabilidade do sistema de ensaio.

Com relação às deformações medidas no concreto, as lajes apresentaram um comportamento similar ao de outros estudos de punção, com deformações crescendo igualmente até um determinado nível de carregamento. E, em seguida, as deformações tangenciais passam a apresentar valores superiores às radiais. Para níveis de carga próximos à carga de ruptura as deformações radiais diminuem consideravelmente. Em alguns casos, esses acusavam deformações de alongamento.

Para as deformações nas armaduras, registraram-se, na posição mais crítica de algumas lajes reforçadas, valores superiores à deformação de escoamento do aço. Constataram-se, também nesta pesquisa, níveis mais elevados de deformação nas armaduras para lajes com uma quantidade maior de perímetros de reforço - indício de que o PRFC prolongou a capacidade resistente da laje com consequente elevação do nível de solicitação na armadura de flexão.

A distribuição das deformações no reforço de PRFC ao longo de uma linha radial nos ensaios, de um modo geral, seguiram um padrão particular: A camada mais próxima ao pilar apresenta, como esperado, valores significativos de tração. Entretanto, para um determinado nível de carregamento, os maiores valores de deformação geralmente foram observados na segunda camada. Da terceira camada até a última, os valores diminuem gradativamente, sendo observados em alguns casos, deformações de compressão.

Os níveis de deformação do PRFC instalado foram compatíveis com os observados pelos demais autores. Todas as lajes com $A_{PRFC} = 132 \text{ mm}^2$ apresentaram, ao final do experimento, na primeira ou segunda camada, níveis de deformação de tração próximos ao limite de 4,0 % da ACI 440 2R:02 sem, contudo, superá-los significativamente. Os modelos com $A_{PRFC} = 297 \text{ mm}^2$ registraram níveis de deformação substancialmente acima

do limite de 4,0 %. A LR-S2-8 apresentou os maiores valores de deformação, chegando a um patamar de 6,25 %.

As lajes que receberam o reforço com a técnica *dowel* apresentaram menores níveis de deformação além de várias leituras instáveis. Isso pode ser atribuído à característica do reforço, o qual dispõe de um mecanismo de ancoragem menos eficiente que o da técnica *stitch*.

O padrão de fissuração das lajes apresentou-se de forma simétrica e radial devido à distribuição uniforme dos esforços. No progresso dos ensaios, constatou-se que a primeira fissura surgia sempre na face dos pilares. Em seguida, surgiam fissuras radiais no sentido dos pilares para a borda da laje. Nesse caso, a linha radial de furos gerou, para as lajes reforçadas, um caminho preferencial de fissuras nos primeiros passos de carregamento.

7.3 ANÁLISE NUMÉRICA

7.3.1 Programa *FEMIX 4.0*

De um modo geral, o programa *FEMIX 4.0* representou o comportamento à punção das ligações laje-pilar com precisão em todas as etapas do experimento, mostrando-se aplicável para situações similares.

A carga última foi determinada de forma satisfatória com o programa apresentando valores inferiores aos experimentais para a maioria dos modelos. Contudo, para o L0-1, modelo sem reforço, o sistema convergiu com valores de carga 16,6 % superiores aos observados no experimento.

A resposta elástica, representada pelos gráficos de Carga x Deslocamento Médio, também foi satisfatória para os 12 modelos avaliados. Em todos os casos, o *FEMIX 4.0* representou muito bem a relação em todas as etapas do carregamento, desde o trecho linear até a proximidade da ruptura.

Do *FEMIX 4.0*, além da resposta elástica, foram extraídos pela análise não-linear, os resultados de fissuração. As lajes reforçadas com as técnicas descritas neste trabalho têm uma tendência da criação de um caminho preferencial de fissuras ao longo da linha dos furos. Tal comportamento foi apontado também pelo *FEMIX 4.0*. O que é mostrado,

principalmente no modelo LR-S. Outra característica geral do experimento e também evidenciada pelo programa foi a predominância de fissuras radiais nos modelos.

De acordo com o *FEMIX 4.0*, entretanto, todas as lajes apresentaram ruptura caracterizada por uma superfície crítica rente ao pilar, o que não ocorreu em alguns ensaios, que tiveram a ruína fora da região reforçada. É o caso das lajes LC-S1-F1, LC-S2-6. Tal fato pode ser atribuído à distância considerável que teve de ser adotada no modelo numérico entre a face do pilar e a primeira camada de amadura, uma vez que, na representação do programa, os *Embedded Cables* tiveram de ficar numa posição equivalente ao centro do reforço de PRFC, localização essa que é mais afastada do pilar que a posição real.

O *FEMIX 4.0* gerou resultados de deformação das armaduras razoáveis, quando comparados com o experimento, inclusive, evidenciando a diferença no nível de solicitação das armaduras entre os modelos da com menor quantidade de reforço ($A_{PRFC} = 132 \text{ mm}^2$), os quais não tiveram a ocorrência do escoamento das armaduras, e os modelos com maior quantidade de fibra de carbono ($A_{PRFC} = 297 \text{ mm}^2$), que tiveram sua ruína retardada e as armaduras solicitadas a níveis superiores ao do escoamento.

7.3.2 Leis Constitutivas Aplicadas

O programa *FEMIX 4.0* possibilita a escolha entre vários modelos de representação das leis constitutivas dos materiais. Para a representação das lajes desta pesquisa, o modelo de análise não-linear mais adequado foi o *elasto-plastic multi-fixed smeared crack model*, o qual sugere um comportamento elastoplástico para o concreto à compressão.

Para o mecanismo de formação e propagação de fissuras utilizou-se o modelo *multi-fixed smeared 3D crack concept*, recentemente implementado por Ventura Gouveia (2011).

Um importante parâmetro utilizado para representar distribuição de tensões de cisalhamento nas fissuras foi o Fator de Retenção β , o qual configura uma relação entre as deformações normais à fissura e a transferência de tensão de cisalhamento entre elas. A adoção de um Fator de Retenção possibilitou uma simulação sem problemas de convergência.

Para o processo de atualização das tensões do programa *FEMIX 4.0*, Ventura Gouveia (2011) sugere duas formulações: A primeira é uma Aproximação Incremental para as duas componentes, normal e de cisalhamento. A segunda, é uma Aproximação Incremental

apenas para a componente normal e Aproximação Total para a componente de cisalhamento. O processo que melhor representou as lajes desta pesquisa foi o de Aproximação Total para o cisalhamento.

7.4 ANÁLISE DA APLICAÇÃO DAS PRESCRIÇÕES NORMATIVAS

De um modo geral, a adoção do limite de deformação máxima para o reforço de cisalhamento de 0,004 (ACI 440.2R (2008)) mostrou-se apropriada como complemento de três das quatro normas avaliadas - Eurocode 2 (2004), ACI 318 (2011) e Model Code (2010) - as quais apresentaram segurança adequada, tendência conservadora e relações V_{exp}/V_{Norma} bastante representativas nas regiões *Conservadora* e *Extremamente Conservadora* (para o caso do ACI 318) e *Conservadora* (para o Eurocode 2 e o Model Code).

Para a NBR 6118 (2007), apesar da maior quantidade de resultados na faixa de *Segurança Apropriada*, segundo o critério de demérito adotado, apresentou 20,7% de valores contra a segurança ($V_{exp}/V_{Norma} < 1$), o que não viabiliza sua aplicação imediata.

Os resultados mais conservadores e com maior dispersão foram os do ACI 318. Esse fato é consequência da não consideração na formulação dessa norma de fatores importantes como a taxa de armadura de flexão (ρ) e do parâmetro *size effect*, o qual correlaciona a redução da tensão resistente com o acréscimo de altura útil da laje.

O Eurocode 2 e a NBR 6118 são normas que, por serem concebidas de uma mesma origem, tendem a apresentar resultados parecidos. Entretanto, para as lajes avaliadas, a NBR 6118 apresenta resultados inferiores aos do Eurocode 2, devido à não consideração pela norma brasileira das limitações da taxa de armadura de flexão e do *size effect*. Além disso, a norma brasileira considera um afastamento superior ao da referência europeia da posição da superfície de ruptura, u_{out} , em relação à última camada de reforço.

O Model Code diferencia-se das demais normas pelo critério de ruína semi-empírico adotado. Este método tem demonstrado bons resultados em pesquisas de armadura de cisalhamento e, para o presente trabalho, também apresentou desempenho satisfatório de segurança e nível de dispersão. Vale salientar que, nesse caso, a carga de ruína por punção é muito sensível à carga de flexão da laje, a qual, por sugestão da norma, é tomada pelo Método das Linhas de Ruptura que, por sua vez, dependerá do mecanismo adotado pelo autor.

7.5 CONTRIBUIÇÃO PARA ADEQUAÇÃO DA ABNT NBR 6118 (2007)

Com o objetivo de melhorar o desempenho da NBR 6118 (2007) no caso em estudo, esta pesquisa optou por uma alteração no limite de deformação da fibra de carbono - ϵ_{PRFC} de 0,004 (ACI 440.2R (2008)), proposto inicialmente por Sissakis (2002). Esse limite foi definido experimentalmente por Priestley (2006) e é utilizado nos casos de viga de concreto armado reforçadas ao cortante com completo envolvimento da peça.

Para adequação da NBR 6118, esta pesquisa testou uma redução do valor ϵ_{PRFC} de 0,004 para 0,0025, mantendo-se inalteradas as demais imposições da norma. Essa redução melhorou significativamente se desempenho na previsão da carga última, tornando a relação V_{exp}/V_{Norma} segura sem ampliar significativamente a dispersão dos resultados.

Devido à similaridade com a norma NBR 6118, esse limite foi estendido, também, para a norma Eurocode 2, a qual já possuía um nível de segurança razoável, mesmo com o limite antigo. O valor ϵ_{PRFC} de 0,0025, também melhorou o desempenho da norma, tornando a relação V_{exp}/V_{Norma} segura, inclusive, com redução da dispersão dos resultados.

Outro benefício importante, foi verificado na determinação do modo de ruptura das peças. No qual pôde-se reduzir o erro das duas normas na estimativa da posição da superfície de ruptura.

7.6 SUGESTÕES PARA TRABALHOS FUTUROS

- 1 Sugere-se uma avaliação da influência que a colagem das mantas PRFC pode exercer também na resistência à flexão das lajes.
- 2 O desempenho do esquema de reforço proposto deverá ser avaliado para carregamento desbalanceado.
- 3 Avaliar o reforço de lajes com a utilização de barras de fibra de carbono, substituindo as mantas de PRFC.
- 4 Por fim, um aspecto relevante que também pode ser avaliado é o comportamento no pós-puncionamento de lajes reforçadas com a técnica *stitch*, visto que, nos experimentos desta pesquisa, todas as lajes reforçadas com a técnica apresentaram uma resistência residual importante.
- 5 Propor melhorias no *FEMIX 4.0* de modo que fique mais claro o critério de ruína da laje e que se corrija o erro na deformação da armadura nas etapas finais do carregamento.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

ABDULAH, A. M. *Analysis of Repaired/Strengthened R. C. Structures Using Composite Materials: Punching Shear*. PhD Thesis, University of Manchester, Faculty of Engineering and Physical Sciences, 2010.

Acervo S&P *Clever Reinforcement Company*. Disponível em: <<http://www.reinforcement.ch/menu-2/frp-fiber-reinforced-polymer/application-areas-references/?L=1>>. Acesso em: 20 de novembro de 2013.

ACI committee 318. *Building code requirements for structural concrete (ACI 318M-08) and Commentary* – American Concrete Institute, Farmington Hills, Michigan, 2008.

ACI Committee 440. (2002). *Guide for the Design and Construction of Externally Bonded FRP Systems for Strengthening Concrete Structures (I 440 2R-02)*. American Concrete Institute, Farmington Hills, Michigan, 2002.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 6118 - *Projeto de estruturas de concreto- procedimentos*. Rio de Janeiro - 2008.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR NM 67:1998 - *Concreto - Determinação da consistência pelo abatimento do tronco de cone*. Rio de Janeiro - 1998.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 5738:2003 - *Moldagem e cura dos corpos de prova cilíndricos ou prismáticos de concreto*. Rio de Janeiro - 2003.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 5739:2007 - *Ensaio de compressão de corpos de prova cilíndricos de concreto*. Rio de Janeiro - 2007.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 6892:2013 - *Materiais metálicos - Ensaio de tração*. Rio de Janeiro - 2013.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 7222:2011 - *Concreto e argamassa - Determinação da resistência à tração por compressão diametral de corpos de prova cilíndricos*. Rio de Janeiro - 2011.

AZEVEDO, A. F. M., BARROS, J. A. O., SENA CRUZ, J. M. e VENTURA GOUVEIA, A. *Software no ensino e no projecto de estruturas*. Proceedings do III Congresso Luso-Moçambicano de Engenharia, Maputo, Moçambique, pp 81-92, 2003. Disponível em:

<http://civil.fe.up.pt/pub/people/alvaro/pdf/2003_Mocamb_Soft_Ens_Proj_Estrut.pdf>. Acesso em: 20 de novembro de 2013.

BARROS, J. A. O. *Comportamento do concreto reforçado com fibras. Análise experimental e simulação numérica*. Dissertação de Doutorado, Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto, Porto, 1995.

BASF - Basf S/A. *MBrace-Ficha Técnica* - Disponível em: <<http://www.basf-cc.com.br/PT/produtos/grautes/MBrace/Documents/MBRACE.pdf>>. Acesso em: 26 de abril de 2013.

BAZANT, Z. P. e OH, B. H. *Crack band theory for fracture of concrete*” in “*Materials and Structures*. 155-177, RILEM, 1983.

BEBER, A. J. *Comportamento Estrutural de Vigas de Concreto Armado Reforçadas com Compósitos de Fibra de Carbono*. Tese (Doutorado) – Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, UFRGS, Porto Alegre, 2003. 289p.

BILLINGTON, D. P. *Robert Maillart: builder, designer and artist*, New York: Cambridge University Press, 1997.

BINICI, B. *Punching shear strengthening of reinforced concrete slabs using fiber reinforced polymers*. PhD thesis, University of Texas at Austin, USA, 2003, 284p.

BINICI, B., BAYRAK. O. *Upgrading of slab–column connections using fiber reinforced polymers*. *Engineering structures* 27 (2005), 97-107p, october of 2004.

Bulletin 14 fib – *Externally Bonded FRP Reinforcement for RC Structures* – Technical report – Lausanne - Switzerland, 2001.

CALLISTER, JR., WILLIAM, D. *Ciência e engenharia de materiais: Uma introdução*, 8ª Edição, Ed. LTC, Rio de Janeiro – RJ, 2012.

CARVALHO. J. S. de. *Lajes Cogumelo de Concreto Armado Reforçadas ao Funcionamento com Parafusos de Alta Resistência*. Dissertação de Mestrado. Publicação E. DM 002A/2001. Departamento de Engenharia Civil e Ambiental, Universidade de Brasília, DF, 168p.

CEB FIP *Model Code 1990*. London, Comitê Euro-International Du Béton. Thomas Telford, 1993.

CEB-FIP *Model Code (2010)*: Final Draft. Model Code prepared by Special Activity Group 5, Lausanne, September 2011.

CHEN, C.C. e LI, C.Y. *Punching shear strength of reinforced concrete slabs strengthened with glass fiber-reinforced polymer laminates*. ACI Structural Journal, 2005. 102(4): p. 535-542.

EBEAD, U. e MARZOUK, H. *Fiber-reinforced polymer strengthening of two-way slabs*. ACI Structural Journal, 2004. 101(5): p. 650-659.

ERDOGAN, H. *Improvement of punching strength of flat plates by using carbon fiber reinforced polymer (CFRP) dowels*. PhD Thesis, Middle East Technical University, Ankara, Turkey, 2010, 224p.

ERKI, M. A. e HEFFERNAN, P. J. *Reinforced concrete slabs externally strengthened with fibre-reinforced plastic materials*. 2nd Symp. On Non-Metalic FRP Reinforcement for Concrete Structures (FRPRCS-2). 1995. Ghent, Belg.

Eurocode 2, *Design of Concrete Structures - Part 1-1: General Rules and Rules for Buildings*, CEN, EN 1992-1-1, Brussels, Belgium, 2004, 225 p.

FERNÁNDEZ RUIZ, M. e MUTTONI, A. *Applications of Critical Shear Crack Theory to Punching of Reinforced Concrete Slabs with Transverse Reinforcement*, ACI Structural Journal, vol. 106, 2009, pp. 485-494.

FERNÁNDEZ RUIZ, M., MUTTONI, A. e KUNZ, J. *Strengthening of Flat Slabs Against Punching Shear Using Post-Installed Shear Reinforcement*, ACI Structural Journal, V. 107, July-Aug. 2010, pp. 434-442.

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, 275p.

GASPARINI, D.A. *Contributions of C.A.P. Turner to Development of Reinforced Concrete Flat Slabs 1905-1909*. Journal of Structural Engineering, ASCE, v. 128, no. 10, pg. 1243-1252, 2002.

GHALI, A., SARGIOUS, M. A. e HUIZER, A. *Vertical prestressing of flat plates around columns*, 1974. ACI Special Publication SP-42, *Shear in Reinforced Concrete*. p. 905-920

GOMES, R. B. e REGAN, P. E. *Punching Resistance of RC Flat Slabs with Shear Reinforcement*. Journal of Structural Engineering, 1999, 684-692.

HADDAD, M. Sistemas Compósitos de Fibra de Carbono Pós-Tensionados - Principais Características e Projetos de Referência. Palestra proferida no V Congresso Brasileiro de Pontes e Estruturas. Rio de Janeiro - RJ, 6 a 8 de junho de 2012.

HARAJLI, M. H. e SOUDKI, K. A. *Shear strengthening of interior slabcolumn connections using carbon fiber-reinforced polymer sheets*. Journal of Composites for Construction, 2003. 7(2): p. 145-153, 2003.

HARAJLI, M. H., K. A. SOUDKI, e KUDSI, T. *Strengthening of interior slabcolumn connections using a combination of FRP sheets and steel bolts*. Journal of Composites for Construction, 2006. 10(5): p. 399-409.

HASSANZADEH, G. e SUNDQVIST, H. (1998). *Strengthening of Bridge Slabs on Columns*. *Nordic Concrete Research, The Nordic Concrete Federation*, Publicação nº 21, paper nº 2.

Hilti Corp., Fastening Technology Manual B 2.6, *Post-Installed shear reinforcement Hilti HZA-P - Principles and design*, 2009.

HOLLAWAY, L.C. *Key issues in the use of fibre reinforced polymer (FRP) composites in the rehabilitation and retrofitting of concrete structures*. In: KARBHARI, V. M. e LEE, L. S. *Service life estimation and extension of civil engineering structures*. Oxford, Cambridge, Philadelphia, New Delhi: Woodhead Publishing Limited, 2011.

ITAR-TASS News Agence. Disponível em: <<http://en.itar-tass.com/>>. Acesso em: 10 de novembro de 2013.

KUPFER, H., HILSDORF, H. K. e RUSCH, H. *Behaviour of concrete under biaxial stresses*. ACI Journal, 66(8), 1969, 656-666.

LEVI NETO, F. e PARADINI, L. C. *Compósitos estruturais: Ciência e Tecnologia*. 1ª Ed. São Paulo: Edgard Blücher, 2006.

LIMA, A. W. *Estudo experimental e analítico de punção em lajes lisas de concreto armado utilizando polímeros reforçados com fibra de carbono (PRFC) como armadura de cisalhamento*. Dissertação de Mestrado em Estruturas e Construção Civil. Departamento de Engenharia Civil e Ambiental, Universidade de Brasília, Brasília, DF, Brasil, 2012, 188 p.

LOURENÇO, P. B. *Computational strategies for masonry structures*. PhD Thesis, Delft University of Technology, 1996, The Netherlands.

MELO, G. S. S. A., *Behavior of reinforced concrete flat slab after local failure*. PhD thesis, Polytechnic of Central London, London, England, 1990, 214p.

MENON, N. V. *Estudo experimental de sistemas de reforço ao cisalhamento em vigas de concreto armado utilizando-se polímero reformado com fibras de carbono (PRFC)*. Tese de Doutorado - Universidade Federal de Santa Catarina, Programa de Pós-graduação em Engenharia Civil, área de concentração Estruturas, 2008. 295p.

MORAES NETO, B. N. *Comportamento à Punção de Lajes Lisas em Concreto Reforçado com Fibras de Aço sob Carregamento Simétrico*. Tese de Doutorado em Estruturas e Construção Civil, Departamento de Engenharia Civil e Ambiental, Universidade de Brasília, Brasília, DF, Brasil, 2013, 349 p.

MUTTONI, A. *Punching shear strength of reinforced concrete slabs without transverse reinforcement*, ACI Structural Journal, vol. 105, No. 4, 2008, pp. 440–450.

MUTTONI, A.; MIRZAEI, Y. *Post critical behavior of flat slabs*. Extended abstract, Cemsuisse, Laboratoire de construction en béton EPFL - ENAC - IS-BETON 1015 Lausanne, 2005.

NICÁCIO, W. G. *Reforço à punção em lajes lisas de concreto armado com polímeros reforçados com fibra de carbono*. Dissertação de Mestrado em Estruturas e Construção Civil, Publicação E.DM - 15A/13, Departamento de Engenharia Civil e Ambiental, Universidade de Brasília, Brasília, DF, 2013, 136p.

OLIVEIRA, D. R. C. *Análise experimental de lajes cogumelo de concreto armado com pilares retangulares*. Tese de Doutorado em Estruturas e Construção Civil, Publicação

E.TD – 001A/2003, Departamento de Engenharia Civil e Ambiental, Universidade de Brasília, Brasília, DF, 2003, 214p.

OWEN, D. R. J., FIGUEIRAS, J. A. *Anisotropic elasto-plastic finite element analysis of thick and thin plates and shells*. International Journal for Numerical Methods in Engineering, 19, 323-350, 1983.

PRIESTLEY, M. J. N., SEIBLE, F. e CALVI, M. *Seismic Design and Retrofit of Bridges*. John Wiley e Sons, USA, 1996, 705 p.

SENA CRUZ, J. M. *Strengthening of concrete structures with near-surface mounted CFRP laminate strips*. Tese de Doutorado - Estruturas/Engenharia Civil, Universidade do Minho, 2005.

SISSAKIS. K. *Strengthening concrete slabs for punching shear with CFRP laminates*. M. A. Sc. Thesis, University of Toronto, Toronto, Canadá, 2002, 226p.

SOZEN, M.A.; SEISS, C.D. *Investigation o multiple-panel reinforced concrete floor slabs*. Journal of the American Concrete Institute, pg. 999-1025, August, 1963.

STEVENS, N. J. *Analitical modeling of reinforced concrete subjected to monotonic and reversed loadings*, Publication No. 87-1, ISBN 0-7727-7088-3, University of Toronto, January, 1987.

STEVENSON, W. J. *Estatística aplicada à Administração*. Editora. Editora Harbra, 2001.

TENG, J. G., CHEN, J. F., SMITH, S. T. e LAM, L. *FRP - Strengthened RC Structures*. John Wiley & Sons, LTD, Baffins Lane, Chichester, England, 2002.

VENTURA GOUVEIA, A. *Constitutive models for the material nonlinear analysis of concrete structures including time-dependent effects*. Tese de Doutorado - Estruturas/Engenharia Civil, Universidade do Minho, 2011.

WIDIANTO, M. S. E. *Rehabilitation of Reinforced Concrete Slab-column Connections for Two-way Shear*, Tese de Doutorado, The University of Texas at Austin, 2006.

WOOD, J.G.M. *Pipers Row Car Park, Wolverhampton, Quantitative Study of the Causes of the Partial Collapse on 20th March 1997*. Structural Studies & Design Ltd, Surrey, GB, 2001.

APÊNDICE

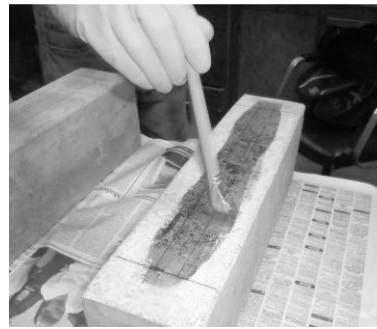
A. ENSAIO - REFORÇO À FLEXÃO DE PRISMAS DE CONCRETO SIMPLES COM PRFC

Com a finalidade de testar o procedimento de aplicação do sistema compósito e a extensometria do PRFC, realizou-se o ensaio de 5 prismas de concreto simples (um modelo de referência e quatro modelos com uma das faces reforçada com PRFC). Os ensaios foram realizados no Laboratório de Estruturas da Universidade de Brasília.

Os prismas possuem as dimensões de (420 x 110 x 140) mm e foram submetidos a um ensaio de flexão de três pontos. A Figura A.1 mostra uma sequência de fotografias com o preparo dos corpos de prova e a aplicação do reforço.



(a) Preparo da Superfície



(b) Aplicação do *Primer*



(c) Aplicação da Manta I

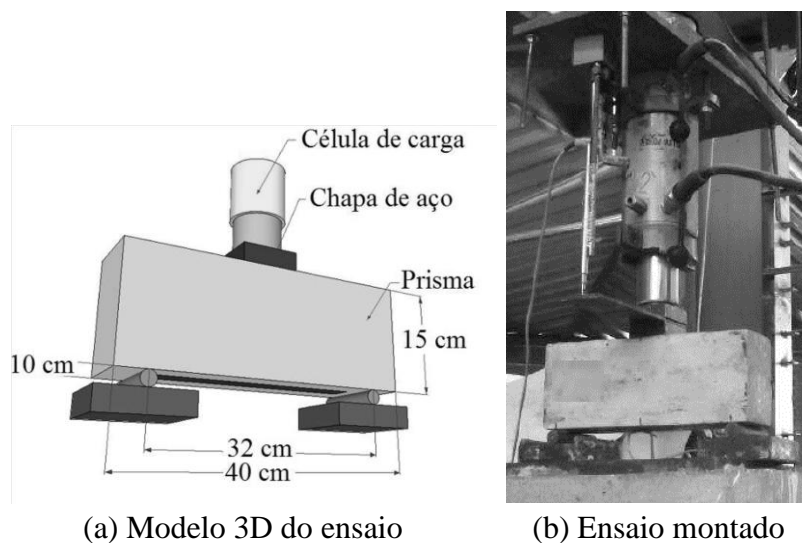


(d) Aplicação da Manta I

Figura A.1 - Reforço dos prismas de concreto

Inicialmente, a superfície foi regularizada com um disco de desbaste. Na sequência, passaram-se o MBrace *Primer* e, após a cura do *Primer*, aplicou-se o sistema compósito (*Saturant* + Fibra).

Respeitados os prazos de cura, executou-se o ensaio dos prismas (Figura A.2). A Tabela A.1 mostra os resultados do ensaio e as características de cada corpo de prova.



(a) Modelo 3D do ensaio (b) Ensaio montado
 Figura A.2 - Ensaio do prisma de concreto

Tabela A.1 - Ensaios de prismas de concreto simples reforçados com PRFC

CP	Camadas	Área de reforço (mm ²)	Carga última (kN)	Deform. última (%)	$\delta_{\text{última}}$ (mm)	Acréscimo de carga (%)
VR1	-	-	26,82	-	-	
V01	1	4,13	27,39	0,21	0,21	22,1
V02	1	4,13	32,88	0,22	0,22	22,6
V03	2	8,25	37,65	0,41	0,37	40,4
V04	2	8,25	34,95	0,25	0,55	30,3

Os resultados mostram que, como esperado, os prismas reforçados com PRFC tiveram um incremento de resistência na comparação com o modelo sem reforço. Os prismas com duas camadas de reforço apresentaram uma carga superior aos modelos com apenas uma camada. Todos os prismas romperam no centro da peça apresentando descolamento do reforço em uma das metades. A Figura A.3 mostra os modelos após a ruptura.



Figura A.3 - Corpo de prova V1 após a ruptura