



Nuno Dinarte Gouveia

Mestre em Engenharia Civil

COMPORTAMENTO AO PUNÇOAMENTO DE LAJES FUNGIFORMES EM BRF SUJEITAS A AÇÕES MONOTÓNICAS E CÍCLICAS

Dissertação para obtenção do Grau de Doutor em
Engenharia Civil

Orientador: António Manuel Pinho Ramos,
Professor Auxiliar, FCT-UNL

Co-orientador: Duarte Miguel Viúla Faria,
Doutor em Engenharia Civil, Lausanne

Júri

Presidente: Prof. Doutor Fernando Manuel Anjos Henriques
Arguentes: Prof. Doutor José Manuel Matos Noronha da Camara
Prof.^a Doutora Carla Alexandra da Cruz Marchão
Vogais: Prof. Doutor Mário Jorge de Seixas Pimentel
Prof. Doutor Válder José da Guia Lúcio
Prof. Doutor António Manuel Pinho Ramos
Prof. Doutor Paulo Renato Camacho da Silva Lobo

COMPORTAMENTO AO PUNÇOAMENTO DE LAJES FUNGIFORMES EM BRF SUJEITAS A AÇÕES MONOTÓNICAS E CÍCLICAS

Copyright © Nuno Dinarte Gouveia, Faculdade de Ciências e Tecnologia, Universidade NOVA de Lisboa.

A Faculdade de Ciências e Tecnologia e a Universidade NOVA de Lisboa têm o direito, perpétuo e sem limites geográficos, de arquivar e publicar esta dissertação através de exemplares impressos reproduzidos em papel ou de forma digital, ou por qualquer outro meio conhecido ou que venha a ser inventado, e de a divulgar através de repositórios científicos e de admitir a sua cópia e distribuição com objetivos educacionais ou de investigação, não comerciais, desde que seja dado crédito ao autor e editor.

À Carolina Silva
Aos meus pais José Manuel Gouveia e Maria Olga Gouveia

Agradecimentos

Esta tese foi financiada pelo Ministério da Ciência, Tecnologia e Ensino Superior (MCTE) - Fundação para a Ciência e a Tecnologia (FCT) através da Bolsa de Doutoramento SFRH/BD/109073/2015.

Gostaria de expressar a minha gratidão ao meu orientador científico, o professor Doutor António Manuel Pinho Ramos, pela disponibilidade e incentivo, acompanhamento permanente e conhecimentos transmitidos durante a realização desta tese, os quais foram imprescindíveis para o sucesso da mesma.

Ao meu coorientador científico, o Doutor Duarte Miguel Viúla Faria, gostaria de exprimir o meu agradecimento pela sua disponibilidade, interesse, incentivo, sugestões e ensinamentos transmitidos ao longo deste trabalho.

Os trabalhos realizados no âmbito desta tese foram desenvolvidos no Departamento de Engenharia Civil (DEC) da Faculdade de Ciências e Tecnologia da Universidade Nova de Lisboa (FCT/UNL), onde foram realizados os ensaios experimentais aos modelos de laje e à generalidade dos ensaios de caracterização dos materiais. Os BRFA utilizados neste estudo foram desenvolvidos com a colaboração do Laboratório de Ensaio de Materiais de Construção (LEMC) da Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto (FEUP) e também com colaboração da Escola Superior de Tecnologia do Barreiro (ESTB) do Instituto Politécnico de Setúbal (IPS). Os ensaios de caracterização à flexão do BRFA foram realizados no *Concrete Laboratory* da Bekaert, na Bélgica. Foram ainda realizados ensaios de caracterização do aço na ESTB/IPS e ensaios de caracterização do betão no laboratório da Betão Liz S.A. em Alfragide. Os modelos ensaiados sob ações horizontais cíclicas foram produzidos na Concremat S.A.. A BIU Internacional, a Sika, a VSL, a Hilti Portugal e a Sonangil forneceram materiais ou equipamentos utilizados na realização dos ensaios. A todas as instituições e entidades referidas agradeço os meios colocados à minha disposição.

Ao Eng. Erik Ulrix da BIU Internacional, representante da N. V. BEKAERT S. A. em Portugal, um agradecimento especial por todo o apoio e colaboração demonstrados no desenvolvimento deste estudo.

Agradeço à Prof.^a Ana Maria Quintela da Silva Proença Corrêa de Queirós e à Prof.^a Doutora Ana Brás pela disponibilidade demonstrada em colaborar no desenvolvimento dos BRFA.

Agradeço à Eng.^a Sarah Van Bergen da Bekaert pelo apoio na realização dos ensaios à

flexão.

Agradeço à Prof.^a Doutora Ana Luísa da Graça Batista Custódio pela disponibilidade e interesse demonstrados no desenvolvimento deste trabalho.

Agradeço a todos os professores do Departamento de Engenharia Civil que, de uma ou outra forma, deram a sua contribuição para a realização deste trabalho.

Aos colegas de investigação Doutor Micael Inácio, Eng. André Almeida, Eng. Hugo Fernandes, Eng. Nuno Mamede, Doutor Filipe Ribeiro, Doutor André Rodrigues e Eng. Ricardo Faria deixo aqui um agradecimento especial pela sua importante colaboração em alguns dos trabalhos desenvolvidos neste trabalho.

Agradeço ainda a todos os colegas que, de alguma forma, contribuíram para este trabalho.

Um agradecimento particular ao Sr. José Gaspar e à D.^a Carla Figueiredo pelo o apoio, atenção e amizade demonstradas ao longo dos últimos anos.

Agradeço ao Eng. Vítor Silva pelo companheirismo demonstrado, pela ajuda valiosa na preparação de alguns ensaios, na reparação e manutenção de equipamentos de laboratório e pelas sugestões.

Ao Dr. Jorge Silvério agradeço por todo o apoio nos trabalhos de laboratório.

À D.^a Maria da Luz o meu agradecimento pelo acolhimento, carinho e colaboração prestada no trabalho de secretariado.

Agradeço à minha família, aos meus sogros e aos meus amigos pelo apoio e incentivo que sempre me dispensaram ao longo destes anos, em especial aos meus pais, José Manuel Gouveia e Maria Olga Gonçalves de Freitas Gouveia pelo incansável suporte e amor.

Por último, mas não menos sentido, quero agradecer de forma mais especial e carinhosa à Andrea Carolina dos Santos da Silva pelo apoio, incentivo, força e compreensão demonstradas ao longo do desenvolvimento deste trabalho.

Resumo

A aplicação de Betão Reforçado com Fibras (BRF) em elementos estruturais é cada vez mais comum, não sendo as estruturas em laje fungiforme exceção. No entanto, esta solução é muitas vezes adotada desconhecendo-se o seu verdadeiro comportamento sob o efeito de cargas cíclicas e sísmicas. As vantagens deste tipo de solução construtiva podem ser aliadas a um melhor comportamento da ligação laje-pilar através da aplicação de BRF, seja em termos de capacidade de carga mas fundamentalmente de deformação, podendo influenciar a rotura por punçoamento, tipicamente frágil, para mais dúctil.

As formulações existentes para a quantificação da resistência ao punçoamento de lajes em BRF foram essencialmente desenvolvidas com base em ensaios com carregamento monotónico quase-estático, não tendo em consideração a degradação de rigidez e capacidade de carga resultantes de carregamentos cíclicos, como por exemplo durante a ocorrência de um sismo, tornando-se necessário realizar ensaios laboratoriais para melhor compreensão dos fenómenos envolvidos.

Tendo em consideração essa lacuna, desenvolveu-se o presente trabalho que visa apresentar uma investigação experimental, com o objetivo de avaliar o comportamento ao punçoamento de lajes fungiformes realizadas com Betão Reforçado com Fibras de Aço (BRFA). Quatro modelos de laje com BRFA foram elaborados e ensaiados, simulando uma ligação interior pilar-laje fungiforme de um edifício, sendo delimitados na direção longitudinal pelo meio vão e na transversal pela linha de momentos nulos, sujeitos a ações simultâneas de carga vertical e horizontal cíclica. Realizaram-se outros doze modelos com BRFA que simularam a área de laje junto a um pilar interior, delimitada pela linha de momentos nulos, ensaiados sob ações verticais monotónicas.

Através dos ensaios experimentais realizados aos modelos de laje, conclui-se que a utilização de BRFA na zona de ligação laje-pilar é eficiente, aumentando a capacidade de carga e de deformação, em especial a capacidade de deformação horizontal (inter-story drifts) deste tipo de estruturas.

Palavras-chave: BRFA, Punçoamento, Análise Experimental, Ação Vertical Monotónica, Ação Cíclica Horizontal, Ação Sísmica

Abstract

The application of Fibre Reinforced Concrete (FRC) in structural elements is increasingly common and flat slabs structures are no exception. However, this solution is often adopted unaware of its real behaviour under cyclic and seismic loads. The advantages of this constructive solution can be allied to a better behaviour of the slab-column connection through the application of FRC, either in terms of load but mainly of deformation capacities, being able to influence the typically brittle punching failure to more ductile.

The actual models to predict the punching shear capacity of slabs with FRC were essentially developed based on tests with quasi-static monotonic loading, disregarding the degradation of stiffness and load capacity of slabs caused by the cyclic loading, such as during an earthquake, being necessary to carry out laboratory tests to better understand the phenomena involved.

Taking into account this gap, the present work was developed to present an experimental investigation, with the objective of evaluating the punching behaviour of flat slabs with Steel Fibre Reinforced Concrete (SFRC). Four slab models with SFRC were designed and tested to simulate an interior flat slab-column connection of a building, being the slab delimited in the longitudinal direction by the middle span and transverse by the line of zero bending moment line, subject to simultaneous vertical and horizontal cyclic loading. Twelve models were also produced with SFRC that pretended to simulate the area of slab near to the column, delimited by the zero moment line, tested under monotonic vertical loading.

The use of SFRC in the slab-column connecting zone is efficient, increasing the load and deformation capacities, with a significant improvement in inter-story *drifts* of this type of structures.

Keywords: SFRC, Punching, Experimental Analysis, Monotonic Vertical Action, Horizontal Cyclic Action, Seismic Action

Índice

Lista de Figuras	xix
Lista de Tabelas	xxix
Lista de Símbolos	xxxiii
Lista de Siglas	xliii
1 Introdução	1
1.1 Aspetos Gerais	1
1.2 Objetivos, Motivação e Estratégia	3
1.3 Organização da Tese	5
2 Estado da Arte	9
2.1 Introdução	9
2.2 Lajes sob Ações Verticais Monotónicas	10
2.2.1 Narayanan e Darwish - 1987	10
2.2.2 Harajli <i>et al.</i> - 1995	13
2.2.3 Azevedo - 1999	15
2.2.4 Cheng e Parra-Montesinos - 2010	16
2.2.5 Higashiyama <i>et al.</i> - 2011	19
2.2.6 Nguyen-Minh <i>et al.</i> - 2012	22
2.2.7 Maya <i>et al.</i> - 2012	24
2.2.8 Gouveia <i>et al.</i> - 2014	28
2.3 Lajes sob Ações Verticais e Horizontais Cíclicas	30
2.3.1 Diaz - 1992	31
2.3.2 Tegos e Tsonos - 1996	33
2.3.3 Cheng e Parra-Montesinos - 2010	38
2.3.4 Almeida <i>et al.</i> - 2016	41
2.4 Normas	45
2.4.1 Eurocódigo 2 - NP EN 1992-1-1	46
2.4.2 <i>fib</i> Model Code 2010	47

3	Betão Reforçado com Fibras	53
3.1	Introdução	53
3.2	Misturas de BRF	55
3.2.1	Fibras	55
3.2.2	Betão com Fibras	58
3.2.2.1	Matriz de Betão	58
3.2.2.2	Volume de Fibras	59
3.2.2.3	Orientação e Distribuição das Fibras	60
3.2.3	Interface Fibra-Matriz	61
3.2.3.1	Efeito das Fibras no Processo de Fratura do BRF num Ensaio Uniaxial	64
3.2.3.2	Mecanismos de Reforço Proporcionados pelas Fibras de Aço	65
3.2.3.3	Fibras vs matriz	66
3.2.4	Propriedades do BRF em Estado Fresco e Endurecido	67
3.2.4.1	Propriedades em Estado Fresco	68
3.2.4.2	Propriedades em Estado Endurecido	68
3.2.5	Durabilidade do BRFA	73
3.2.6	Ensaio de Caracterização do BRF	74
3.2.6.1	Ensaio no BRF em Estado Fresco	74
3.2.6.2	Ensaio no BRF em Estado Endurecido	77
3.2.7	Exemplos de Desenvolvimento de BRF	81
3.2.8	Aplicações do BRF	82
3.2.9	Comentários Finais	83
3.3	Constituição dos Betões Utilizados	83
3.3.1	Propriedades dos Materiais	83
3.3.2	Composição das Misturas de Betão	86
3.4	Métodos Seguidos e Ensaio de Caracterização Realizados	87
3.4.1	Produção do Betão	87
3.4.2	Colocação e Compactação	89
3.4.3	Condições de Cura	89
3.4.4	Ensaio de Caracterização do Betão	91
3.4.4.1	Resistência à Compressão	91
3.4.4.2	Resistência à Tração por Compressão Diametral	93
3.4.4.3	Módulo de Elasticidade	94
3.4.4.4	Comportamento à Tração	95
4	Punçamento de Lajes em BRFA Sujeitas a Ações Verticais Monotónicas	101
4.1	Introdução	101
4.2	Utilização de BRFA em Toda a Laje	103
4.2.1	Programa Experimental	103

4.2.2	Caracterização dos Materiais	108
4.2.2.1	Betão	108
4.2.2.2	Aço da Armadura Longitudinal	109
4.2.3	Instrumentação dos Ensaios	109
4.2.4	Execução dos Ensaios	111
4.2.5	Análise dos Resultados	113
4.2.5.1	Deslocamentos Verticais	113
4.2.5.2	Extensões na Armadura Longitudinal Superior	120
4.2.5.3	Efeito do BRFA na Capacidade de Carga e no Comportamento na Rotura	124
4.2.5.4	Superfícies de Rotura	126
4.3	Utilização Racional de BRFA	129
4.3.1	Programa Experimental	129
4.3.2	Caracterização dos Materiais	132
4.3.2.1	Betão	132
4.3.2.2	Aço da Armadura Longitudinal	133
4.3.3	Instrumentação dos Ensaios	133
4.3.4	Execução dos Ensaios	133
4.3.5	Análise dos Resultados	134
4.3.5.1	Deslocamentos Verticais	134
4.3.5.2	Extensões na Armadura Longitudinal Superior	138
4.3.5.3	Efeito do BRFA na Capacidade de Carga e no Comportamento na Rotura	143
4.3.5.4	Superfícies de Rotura	148
4.3.6	Análise Numérica dos Modelos de Laje	150
4.3.6.1	Programa de Cálculo Advanced Tool for Engineering Non-linear Analysis (ATENA) 3D	151
4.3.6.2	Modelação dos Modelos Experimentais	164
4.3.7	Análise Paramétrica	175
4.3.7.1	Modelos	175
4.3.7.2	Apresentação e Análise de Resultados	176
4.4	Comentários Finais	180
5	Comparação das Cargas de Rotura Experimentais com os Valores Previstos de Acordo com Expressões e Normas	183
5.1	Introdução	183
5.2	Avaliação da Resistência ao Punçoamento de Lajes Sujeitas a Ações Verticais Monotónicas	184
5.2.1	Expressões e Normas	184

5.2.2	Proposta de Adaptação do Modelo Critical Shear Crack Theory (CSCT) para Avaliação da Resistência ao Punçoamento de Lajes com Utilização Racional de BRFA	184
5.2.2.1	Critério de Rotura	184
5.2.2.2	Comportamento Carga-Rotação de Lajes com Utilização Racional de BRFA	188
5.2.3	Análise de Resultados	196
5.3	Comentários Finais	202
6	Punçoamento em Lajes com BRFA Sujeitas a Ações Verticais e Horizontais Cíclicas	205
6.1	Introdução	205
6.2	Utilização Racional de BRFA em Lajes Sujeitas a Ações Verticais e Horizontais Cíclicas	207
6.2.1	Programa Experimental	207
6.2.2	Sistema de Ensaio	213
6.2.3	Caracterização dos Materiais	219
6.2.3.1	Betão	220
6.2.3.2	Aço da Armadura Longitudinal	220
6.2.4	Instrumentação dos Ensaios	220
6.2.5	Execução dos Ensaios	223
6.2.6	Análise dos Resultados	224
6.2.6.1	Deslocamentos Verticais	224
6.2.6.2	Extensões na Armadura Longitudinal	235
6.2.6.3	Comportamento Histerético	239
6.2.6.4	Padrão de Fendilhação e Superfícies de Rotura	254
6.3	Comparação das Cargas Experimentais com os Valores Previstos de Acordo com o MC2010	263
6.4	Comentários Finais	265
7	Conclusões Finais e Desenvolvimentos Futuros	267
7.1	Apreciações Gerais	267
7.2	Punçoamento em Lajes em BRFA Sujeitas a Ações Verticais Monotónicas .	268
7.2.1	Utilização de BRFA em Toda a Laje	269
7.2.2	Utilização Racional de BRFA	270
7.2.3	Previsão da Capacidade de Carga e de Deformação	271
7.3	Punçoamento em Lajes com BRFA Sujeitas a Ações Verticais e Horizontais Cíclicas	271
7.4	Desenvolvimentos Futuros	273
	Bibliografia	275

A	Análise Inversa	285
B	Rotura dos Modelos	293
B.1	Rotura dos Modelos Sujeitos a Ações Verticais Monotónicas	293
B.1.1	Utilização de BRFA em Toda a Laje	293
B.1.2	Utilização Racional de BRFA	293
B.2	Rotura dos Modelos Sujeitos a Ações Verticais e Horizontais Cíclicas . . .	293

Lista de Figuras

1.1	Representação esquemática da rotura de uma laje por punçoamento.	2
1.2	Transmissão de tensões no betão fendilhado através das fibras (adaptado de Vitt [113]).	2
2.1	Esquema da ligação laje-pilar adotada por Narayanan e Darwish [93].	11
2.2	Relação entre a força normalizada e a percentagem de fibras (adaptado de Harajli <i>et al.</i> [53]).	13
2.3	Armaduras utilizadas nos modelos de Azevedo [9]: (a) armadura transversal ("studs") e (b) disposição das armaduras longitudinais e transversais.	15
2.4	Deformação última relativa e energia de deformação dos modelos de Cheng e Parra-Montesinos [23].	19
2.5	Esquema de ensaio adotado por Higashiyama <i>et al.</i> [54].	20
2.6	Diagrama de corpo livre de uma viga simplesmente apoiada e suposições geométricas da fenda de corte de acordo com Nguyen-Minh <i>et al.</i> [95].	23
2.7	Desenvolvimento do perímetro de rotura de punçoamento [89].	25
2.8	Avaliação da capacidade de carga e de deformação de acordo com o CSCT [89].	27
2.9	Previsão da resistência ao punçoamento para lajes com BRF [83].	28
2.10	Leis $\sigma - w$ obtidas por Gouveia <i>et al.</i> [50] nos ensaios: a) às vigas entalhadas e b) aos painéis quadrados.	29
2.11	Configuração das ligações interiores e de bordo utilizadas por Diaz (adaptado de [37]).	31
2.12	Esquema de ensaio utilizado por Diaz [35] (adaptado de [35]).	32
2.13	Protocolo de ensaio utilizado por Diaz [35] (adaptado de [35]).	32
2.14	Envolvente carga horizontal- <i>drift</i> das ligações interiores (adaptado de [37]). .	33
2.15	Geometria e características gerais dos modelos de Tegos e Tsonos [108] (dimensões em mm): (a) armadura superior, (b) armadura inferior, (c) detalhes das armaduras do pilar e (d) armadura de punçoamento do modelo S1.	34
2.16	Esquema de ensaio utilizado por Tegos e Tsonos [108]: (a) sistema estrutural (adaptado de [108]) e (b) foto com vista geral do ensaio.	35
2.17	Relações carga-deslocamento lateral do modelo: (a) L1, (b) S1 e (c) F1 (adaptado de [108]).	36

2.18	Resultados dos ensaios aos modelos de Tegos e Tsonos [108]: (a) capacidade de suporte de carga dos modelos em relação ao primeiro ciclo e (b) relação rigidez-deslocamento.	37
2.19	Esquema de ensaio e geometria dos modelos (adaptado de [24]): (a) vista em planta e (b) secção A-A (dimensões em mm).	39
2.20	Protocolos de deslocamentos horizontais utilizados por Cheng e Parra-Montesinos [24]: (a) modelo SU1 e (b) modelo SU2.	40
2.21	Sistema de ensaio utilizado por Almeida <i>et al.</i> [4].	42
2.22	Protocolo de imposição de deslocamentos cíclicos utilizado por Almeida <i>et al.</i> [4].	43
2.23	Curvas envolventes para o deslocamento horizontal positivo dos modelos ensaiados por Almeida <i>et al.</i> [4].	44
2.24	Perímetro de controlo segundo o Eurocódigo 2 (EC2) [68].	47
2.25	Perímetro de controlo segundo, o <i>fib</i> Model Code 2010 (MC2010) [45].	48
3.1	Resposta tensão - extensão/abertura de fenda do BRF: (a) amolecimento e (b) endurecimento (adaptado de [79]).	54
3.2	Exemplos típicos de tipos de fibras de aço (adaptado de [91]).	57
3.3	Fibra sujeita a flexão e corte com a abertura de uma fenda (adaptado de [79]).	60
3.4	Fibra de aço com ganchos inserida na matriz de betão (adaptado de [12]).	61
3.5	Ensaio de arrancamento de uma fibra com ganchos (adaptado de [79]).	62
3.6	Esquema da Zona de Transição Interfacial (ZTI) em torno da fibra (desenho sem escala e adaptado de [79]).	63
3.7	Representação esquemática do agrupamento das partículas na interface no caso da fibra embebida: (a) em matriz cimentícia convencional e (b) na matriz cimentícia com adição (adaptado de [105]).	63
3.8	Ensaio à tração uniaxial (adaptado de [79]).	64
3.9	Efeito dos agregados e das fibras no processo de fratura do BRF (adaptado de [79]).	65
3.10	Arrancamento de uma fibra da matriz de betão (rotura do betão ou deslizamento da fibra).	66
3.11	Principais propriedades mecânicas entre as fibras e a matriz de betão (adaptado de [91]).	67
3.12	Comportamento à compressão de betão simples e de BRF (adaptado de [79]).	69
3.13	Comportamento à tração uniaxial do BRF: amolecimento ou endurecimento (adaptado de [79]).	70
3.14	Diferentes tipos de ensaios para obtenção do comportamento à tração (adaptado de [34]).	70
3.15	Caracterização do comportamento de tração e de flexão (adaptado de [79]).	72
3.16	Absorção de energia num ensaio à tração uniaxial.	72
3.17	Etapas da realização de um ensaio num LCL <i>workabilimeter</i> (adaptado de [102]).	76

3.18	Esquema de ensaio de tração uniaxial de acordo com o RILEM 162-TDF [101] (desenho sem escala e dimensões em mm).	78
3.19	Esquema de ensaio à tração por compressão diametral (adaptado de [64]). . .	78
3.20	Esquema de ensaio à flexão com medição de: (a) abertura de fenda e (b) deslocamento (adaptado de [41]).	79
3.21	Diagrama força-CMOD típico de um ensaio a prismas.	80
3.22	Ensaio a painéis quadrados segundo a NP EN 14488-5 [59].	80
3.23	Foto de um ensaio a um painel circular de acordo com a ASTM C1550-12 [7].	81
3.24	Amostras dos materiais utilizados no fabrico do betão.	84
3.25	Fibras de aço Dramix® utilizadas nas misturas.	86
3.26	Aplicação e distribuição das fibras na mistura de BRF.	86
3.27	Betoneira utilizada no fabrico do betão.	88
3.28	Procedimento recomendado nas amassaduras com fibras Dramix® 3D.	88
3.29	Procedimento recomendado nas amassaduras com fibras Dramix® 4D.	89
3.30	Vibradores utilizados na compactação do betão.	89
3.31	Provetes mantidos no laboratório, cobertos por uma película de polietileno. .	90
3.32	Lajes após moldagem: (a) coberta com manta geotêxtil humedecida e (b) laje coberta com manta geotêxtil humedecida e outra com manta geotêxtil, sistema de rega e membrana de polietileno.	90
3.33	Ensaio de compressão a provetes cúbicos e cilíndricos.	91
3.34	Rotura de provetes cúbicos de betão.	92
3.35	Rotura de provetes cilíndricos de betão.	93
3.36	Esquema de ensaio utilizado na determinação do módulo de elasticidade. . .	95
3.37	Curvas da resistência à flexão das misturas de BRF.	96
3.38	Resultados médios em termos de resistências residuais à tração por flexão obtidos nos ensaios de flexão de acordo com a norma EN 14651 [41].	97
3.39	Leis $\sigma-w$ lineares de acordo com o <i>fib</i> Model Code 2010 [45].	98
3.40	Curvas experimentais (Exp.) e teóricas (A.I.) da resistência à flexão das misturas de BRF.	98
3.41	Leis $\sigma-w$ quadrilineares adotadas na análise inversa.	99
4.1	Diagrama de momentos fletores da laje e representação da zona considerada para os modelos monotónicos (desenho sem escala).	102
4.2	Aspetto geral de um modelo de laje octogonal após ser: (a) betonado e (b) ensaiado.	103
4.3	Geometria dos modelos de laje sujeitos a ações verticais monotónicas: a) planta e b) corte A-A' (desenho sem escala e dimensões em mm).	105
4.4	Aspetto geral de ensaio dos modelos de laje sujeitos a ações verticais monotónicas.	106
4.5	Placas de aço colocadas sobre uma camada de gesso.	106
4.6	Aspetto geral do grupo hidráulico WALTER+BAI AG tipo NSPA 700 / DIG 2000.	106

4.7	Esquema das armaduras longitudinais dos modelos (desenhos sem escala e dimensões em mm).	107
4.8	Foto com o aspeto final das armaduras longitudinais num dos modelos de laje antes da betonagem.	108
4.9	Tipos de células de carga da TML utilizadas para medir a carga aplicada nos modelos.	110
4.10	Localização dos deflectómetros na laje: (a) em planta na face superior, (b) em planta na face inferior, (c) corte A-A' e (d) corte B-B' (desenhos sem escala e dimensões em mm).	111
4.11	Deflectómetros elétricos da TML colocados sobre os modelos laje: (a) face superior e (b) face inferior.	112
4.12	Extensómetros elétricos localizados na armadura longitudinal superior, com silicone de proteção.	112
4.13	Sistema de aquisição de dados.	112
4.14	Evolução de todos os deslocamentos verticais instrumentados com a carga vertical dos modelos com BRFA em toda a laje.	115
4.15	Evolução dos deslocamentos verticais relativos (D2-D7) com a carga vertical dos modelos com BRFA em toda a laje.	116
4.16	Deformada para alguns patamares de carga do modelo F0_R0.75, nas direções: (a) x e (b) y.	117
4.17	Deformada para alguns patamares de carga do modelo F0_R1.5, nas direções: (a) x e (b) y.	118
4.18	Deformada para alguns patamares de carga do modelo F1.0_R0.75, nas direções: (a) x e (b) y.	118
4.19	Deformada para alguns patamares de carga dos modelos F1.0_R1.5, F1.5_R1.5 e F2.0_R1.5, nas direções: (a) x e (b) y.	119
4.20	Evolução da extensão na armadura superior dos modelos de referência e dos modelos com BRFA.	121
4.21	Distribuição transversal da extensão nos modelos de referência sem fibras e nos modelos com BRFA.	122
4.22	Cargas de rotura dos modelos de referência sem fibras e dos modelos com BRFA.	125
4.23	Vista superior dos modelos F0_R0.75 e F1.0_R0.75, imediatamente antes da rotura.	126
4.24	Esquema do levantamento geométrico da inclinação da superfície de rotura (desenho sem escala).	127
4.25	Vista da superfície de rotura dos modelos na direção y.	128
4.26	Geometria dos modelos em planta (desenho sem escala e dimensões em mm).	130
4.27	Zona de colocação dos diferentes betões nos modelos de laje.	131
4.28	Esquema das armaduras longitudinais dos modelos com utilização racional de BRFA (desenhos sem escala e dimensões em mm).	131

4.29	Fotos das armaduras longitudinais dos modelos com utilização racional de BRFA.	132
4.30	Evolução de todos os deslocamentos verticais instrumentados com a carga vertical dos modelos de laje com utilização racional de BRFA.	135
4.31	Evolução dos deslocamentos verticais relativos (D8-D11) com a carga vertical dos modelos de laje com utilização racional de BRFA.	136
4.32	Deformada para alguns patamares de carga do modelo de referência F0_R1.0 sem fibras, nas direções: (a) x e (b) y.	138
4.33	Deformada para alguns patamares de carga dos modelos F0.5_R1.0, F0.75_R1.0 e F1.0_R1.0, nas direções: (a) x e (b) y.	139
4.34	Deformada para alguns patamares de carga dos modelos F0.5_R1.5 e F0.75_R1.5, nas direções: (a) x e (b) y.	140
4.35	Evolução da extensão na armadura superior do modelo de referência e dos modelos com utilização racional de BRFA.	141
4.36	Distribuição transversal da extensão no modelo de referência e nos modelos com utilização racional de BRFA.	142
4.37	Cargas de rotura do modelo de referência sem fibras e dos modelos com utilização racional de BRFA.	143
4.38	Esquema das linhas de rotura para um modelo octogonal estaticamente indeterminado (adaptado de [39]).	146
4.39	Vista inferior dos modelos F0.5_R1.0 e F1.0_R1.0 depois de ensaiados.	146
4.40	Vista superior dos modelos F0.5_R1.0 e F1.0_R1.0: (a) e (c), imediatamente antes da rotura e (b) e (d) após a rotura.	147
4.41	Primeiras fendas visíveis na interface dos betões dos modelos, sendo com menor abertura no BRFA do que betão normal sem fibras.	148
4.42	Vista superior do modelo de referência e dos modelos com utilização racional de BRFA, depois de ensaiados.	149
4.43	Vista da superfície de rotura dos modelos na direção y.	150
4.44	Geometria dos elementos finitos implementados no software ATENA 3D (adaptado de [21]).	152
4.45	Distribuição discreta e contínua de fendas (adaptado de [30]).	153
4.46	Modelos de distribuição de fendas do ATENA 3D (adaptado de [21]).	153
4.47	Diagrama uniaxial equivalente tensão-extensão (adaptado de [21]).	155
4.48	Lei exponencial tensão-abertura de fenda, desenvolvida por Hordijk [55]).	156
4.49	Diagrama tensão-extensão do betão em compressão adotado no ATENA 3D (adaptado de [21]).	157
4.50	Envoltente de rotura biaxial (adaptado de [21]).	159
4.51	Processo de fendilhação do betão no diagrama tensão-abertura de fenda (adaptado de [73]).	160
4.52	Fator de redução da resistência à compressão do betão fendilhado (adaptado de [21]).	161

4.53 Modelos numéricos de armadura disponíveis no ATENA 3D (adaptado de [19]).	162
4.54 Relações tensão-deformação disponíveis no ATENA 3D para as armaduras (adaptado de [21]).	162
4.55 Modelos de aderência disponíveis no ATENA 3D (adaptado de [57]).	163
4.56 Comportamento multilinear assumido para o aço das armaduras longitudinais.	166
4.57 Modelo numérico de laje: (a) discretização da malha de elementos finitos e (b) armaduras longitudinais.	167
4.58 Passos de aplicação de carga.	168
4.59 Rigidez equivalente do sistema de ensaio.	168
4.60 Pontos de monitorização do modelo numérico.	169
4.61 Comparação dos deslocamentos verticais experimentais e os da análise numérica para os modelos F0.5_R1.0, F0.75_R1.0 e F1.0_R1.0.	171
4.62 Comparação dos deslocamentos verticais experimentais e os da análise numérica para os modelos F0.5_R1.5 e F0.75_R1.5.	172
4.63 Deformada experimental vs numérica para alguns patamares de carga dos modelos de laje.	173
4.64 Padrão de fendilhação (a) e tensão nas armaduras (b) na rotura dos modelos de laje.	174
4.65 Perímetros de BRFA para as lajes simuladas no estudo paramétrico (desenho sem escala e dimensões em mm).	175
4.66 Relação numérica força-deslocamento para diferentes regiões de BRFA dos modelos F0.75_R1.0_66.3 e F0.75_R1.5_66.3.	177
4.67 Relação numérica força-deslocamento para diferentes energias de fratura do BRFA dos modelos R1.0_3d_66.3 e R1.5_3d_66.3.	178
4.68 Relação numérica força-deslocamento dos modelos F0.75_R1.0_3d e F0.75_R1.5_3d para diferentes resistências à compressão do betão normal sem fibras na zona exterior.	178
4.69 Resultados da análise numérica.	179
5.1 Desenvolvimento da fenda crítica de punçoamento numa laje com utilização racional de BRFA.	184
5.2 Contribuição do betão e das fibras na resistência ao punçoamento (adaptado de [47] e [83]).	185
5.3 Tensão no BRFA ao longo da fenda de punçoamento (adaptado de [47] e [83]).	186
5.4 Definição geométrica dos parâmetros envolvidos.	188
5.5 Segmento radial de laje: (a) forças no betão normal, no BRFA e na armadura longitudinal e (b) forças e momentos resultantes (adaptado de [83]).	189
5.6 Relação quadrilinear momento-curvatura ($m - \chi$): (a) betão normal sem fibras e (b) BRFA (adaptado de [83]).	190

5.7	Curvas $V-\psi$ dos modelos de laje com utilização integral de BRFA: experimental, formulação quadrilinear e simplificada e critério de rotura completo e simplificado.	197
5.8	Curvas $V-\psi$ dos modelos de laje com utilização racional de BRFA: experimental, formulação quadrilinear e simplificada e critério de rotura completo e simplificado.	198
6.1	Diagrama de momentos fletores da laje e representação da zona considerada para os modelos ensaiados ao punçoamento cíclico (desenho sem escala). . .	208
6.2	Aspeto geral de um modelo de laje rectangular: (a) betonagem e (b) ensaio. .	209
6.3	Geometria em planta e em alçado dos modelos ensaiados ao punçoamento cíclico (desenhos sem escala e dimensões em mm).	210
6.4	Diferentes regiões de betão nos modelos: (a) com fibras 3D e (b) com fibras 4D (desenhos sem escala e dimensões em mm).	210
6.5	Esquema das armaduras longitudinais dos modelos de laje (desenhos sem escala e dimensões em mm): (a) armadura superior e (b) armadura inferior. .	211
6.6	Fotos das armaduras longitudinais dos modelos de laje.	212
6.7	Fotos das zonas de colocação dos diferentes betões nos modelos de laje. . . .	213
6.8	Aspeto geral de um modelo de laje após ser betonado.	213
6.9	Geometria dos modelos e a sua aplicação no sistema de ensaio (adaptado de [4]): a) planta e b) alçado (desenho sem escala e dimensões em mm).	215
6.10	Sistema de aplicação das cargas gravíticas e da ação horizontal (adaptado de [4]): (a) indeformado e (b) sob ação horizontal (desenho sem escala e dimensões em mm).	216
6.11	Sistema de compatibilização do esforço transversal e dos deslocamentos verticais (adaptado de [4]): (a) indeformado e (b) sob ação horizontal (desenho sem escala).	217
6.12	Sistema de compatibilização de momentos e rotações (adaptado de [4]): (a) indeformado e (b) sob ação horizontal (desenho sem escala).	218
6.13	Fotos do sistema de ensaio e equipamento de monitorização.	219
6.14	Células de carga da TML utilizadas para medir a carga aplicada nos modelos.	221
6.15	Aparelhos de medição de deformações: (a) deflectómetros utilizados nos modelos C-50 e F1.0_3D, (b) deflectómetros utilizados nos modelos F0.5_4D, F0.75_4D e F1.0_4D e (c) inclinómetro utilizado no modelo F0.75_4D.	222
6.16	Planta com a localização dos deflectómetros e dos pontos de aplicação das cargas verticais na laje (desenhos sem escala e dimensões em mm).	223
6.17	Protocolo de aplicação de deslocamento horizontal no topo do pilar superior.	224
6.18	Perfis longitudinais para os primeiros e terceiros ciclos dos diferentes níveis de <i>drift</i> no modelo C-50 – efeito total.	225
6.19	Perfis longitudinais para os primeiros e terceiros ciclos dos diferentes níveis de <i>drift</i> no modelo C-50 – efeito isolado da carga horizontal no topo do pilar.	226

6.20	Perfis longitudinais para os primeiros e terceiros ciclos dos diferentes níveis de <i>drift</i> no modelo F0.5_4D – efeito total.	226
6.21	Perfis longitudinais para os primeiros e terceiros ciclos dos diferentes níveis de <i>drift</i> no modelo F0.5_4D – efeito isolado da carga horizontal no topo do pilar.	227
6.22	Perfis longitudinais para os primeiros e terceiros ciclos dos diferentes níveis de <i>drift</i> no modelo F0.75_4D – efeito total.	227
6.23	Perfis longitudinais para os primeiros e terceiros ciclos dos diferentes níveis de <i>drift</i> no modelo F0.75_4D – efeito isolado da carga horizontal no topo do pilar.	228
6.24	Perfis longitudinais para os primeiros e terceiros ciclos dos diferentes níveis de <i>drift</i> no modelo F1.0_4D – efeito total.	228
6.25	Perfis longitudinais para os primeiros e terceiros ciclos dos diferentes níveis de <i>drift</i> no modelo F1.0_4D – efeito isolado da carga horizontal no topo do pilar.	229
6.26	Perfis longitudinais para os primeiros e terceiros ciclos dos diferentes níveis de <i>drift</i> no modelo F1.0_3D – efeito total.	229
6.27	Perfis longitudinais para os primeiros e terceiros ciclos dos diferentes níveis de <i>drift</i> no modelo F1.0_3D – efeito isolado da carga horizontal no topo do pilar.	230
6.28	Vista lateral do modelo F0.75_4D durante o ensaio para os ciclos de 4% de <i>drift</i>	231
6.29	Posição do ponto de inflexão ao longo do ensaio no modelo C-50.	232
6.30	Posição do ponto de inflexão ao longo do ensaio no modelo F0.5_4D.	232
6.31	Posição do ponto de inflexão ao longo do ensaio no modelo F0.75_4D.	233
6.32	Posição do ponto de inflexão ao longo do ensaio no modelo F1.0_4D.	233
6.33	Posição do ponto de inflexão ao longo do ensaio no modelo F1.0_3D.	234
6.34	Extensões na armadura longitudinal superior no modelo C-50 para diferentes <i>drifts</i> , nos sentidos Norte-Sul e Sul-Norte.	235
6.35	Extensões na armadura longitudinal superior no modelo F0.5_4D para diferentes <i>drifts</i> , nos sentidos Norte-Sul e Sul-Norte.	236
6.36	Extensões na armadura longitudinal superior no modelo F1.0_4D para diferentes <i>drifts</i> , nos sentidos Norte-Sul e Sul-Norte.	237
6.37	Extensões na armadura longitudinal superior no modelo F1.0_3D para diferentes <i>drifts</i> , nos sentidos Norte-Sul e Sul-Norte.	238
6.38	Diagrama histerético do modelo de referência C-50, sem fibras.	240
6.39	Diagrama histerético do modelo F0.5_4D.	240
6.40	Diagrama histerético do modelo F0.75_4D.	241
6.41	Diagrama histerético do modelo F1.0_4D.	241
6.42	Diagrama histerético do modelo F1.0_3D.	242
6.43	Esquema do critério de rotura adotado.	243
6.44	Envolventes dos diagramas histeréticos.	244

6.45	Força horizontal máxima atingida para os ciclos no sentido Sul.	245
6.46	Força horizontal máxima atingida para os ciclos no sentido Norte.	246
6.47	Adaptação bilinear da curva de envolvente do diagrama histerético.	247
6.48	Diagrama histerético típico para uma ação cíclica (adaptado de [56]).	249
6.49	Índice de deformação residual dos modelos de laje.	249
6.50	Rigidez lateral efetiva para os ciclos no sentido Sul.	250
6.51	Rigidez lateral efetiva para os ciclos no sentido Norte.	251
6.52	Coeficiente de amortecimento viscoso para cada ciclo completo do modelo de referência C-50, sem fibras.	252
6.53	Coeficiente de amortecimento viscoso para cada ciclo completo do modelo F0.5_4D.	252
6.54	Coeficiente de amortecimento viscoso para cada ciclo completo do modelo F0.75_4D.	253
6.55	Coeficiente de amortecimento viscoso para cada ciclo completo do modelo F1.0_4D.	253
6.56	Coeficiente de amortecimento viscoso para cada ciclo completo do modelo F1.0_3D.	254
6.57	Primeiras fendas visíveis na interface dos betões na face superior do modelo F0.5_4D, sendo com menor abertura no BRFA do que betão normal sem fibras. 256	
6.58	Fendas na face superior do modelo F0.75_4D, na interface dos betões, no ciclo de 2.0% de <i>drift</i>	257
6.59	Fendas na face inferior do modelo F0.75_4D, junto ao bordo Norte, no ciclo de 3.5% de <i>drift</i>	257
6.60	Fendas de flexão na face Oeste do modelo F0.75_4D nos ciclos de: (a) 1.5% e (b) 2.0% de <i>drift</i>	258
6.61	Fendas de flexão coincidentes em algumas zonas na face Oeste do modelo F0.75_4D no ciclo de 3.0% de <i>drift</i>	258
6.62	Vista superior do modelo F0.75_4D para 3.0% de <i>drift</i> : (a) Sul e (b) Norte. . .	258
6.63	Fotos da face superior dos modelos de laje para <i>drifts</i> elevados.	259
6.64	Esmagamento no BRFA no perímetro do pilar, na face inferior: (a) antes da rotura dos modelos e (b) no final do ensaio do modelo F1.0_4D.	260
6.65	Fotos da face inferior da laje após rotura: (a) entrada do pilar na laje durante o ensaio no modelo F0.5_4D e (b) vista inferior sem o pilar no modelo F0.75_4D. 260	
6.66	Fotos com as vistas gerais e detalhadas da superfície de rotura dos modelos de laje no sentido Norte-Sul.	261
6.67	Vista da face superior dos modelos de laje, na zona do pilar, após os ensaios. 262	
A.1	Distribuição de tensões na secção fendilhada no caso dos prismas.	286
A.2	Relação σ - w na zona de tração fendilhada.	288
A.3	Distribuição de tensões na secção fendilhada no caso dos painéis.	289

B.1	Vista geral do modelo F0_R0.75 (sem fibras) após o ensaio.	294
B.2	Vista geral do modelo F0_R1.5 (sem fibras) após o ensaio.	295
B.3	Vista geral do modelo F1.0_R0.75 após o ensaio.	296
B.4	Vista geral do modelo F1.0_R1.5 após o ensaio.	297
B.5	Vista geral do modelo F1.5_R1.5 após o ensaio.	298
B.6	Vista geral do modelo F2.0_R1.5 após o ensaio.	299
B.7	Vista geral do modelo F0_R1.0 (sem fibras) após o ensaio.	300
B.8	Vista geral do modelo F0.5_R1.0 após o ensaio.	301
B.9	Vista geral do modelo F0.5_R1.5 após o ensaio.	302
B.10	Vista geral do modelo F0.75_R1.0 após o ensaio.	303
B.10	Vista geral do modelo F0.75_R1.0 após o ensaio (continuação).	304
B.11	Vista geral do modelo F0.75_R1.5 após o ensaio.	305
B.12	Vista geral do modelo F1.0_R1.0 após o ensaio.	306
B.12	Vista geral do modelo F1.0_R1.0 após o ensaio (continuação).	307
B.13	Vista geral do modelo F0.5_4D após o ensaio.	308
B.13	Vista geral do modelo F0.5_4D após o ensaio (continuação).	309
B.14	Vista geral do modelo F0.75_4D após o ensaio.	310
B.14	Vista geral do modelo F0.75_4D após o ensaio (continuação).	311
B.15	Vista geral do modelo F1.0_4D após o ensaio.	312
B.16	Vista geral do modelo F1.0_4D após o ensaio (continuação).	313
B.17	Vista geral do modelo F1.0_3D após o ensaio.	314
B.17	Vista geral do modelo F1.0_3D após o ensaio (continuação).	315

Lista de Tabelas

2.1	Detalhes dos modelos realizados por Narayanan e Darwish [93].	11
2.2	Propriedades dos materiais utilizados nas lajes de Cheng e Parra-Montesinos [23].	18
2.3	Características dos modelos ensaiados por Higashiyama <i>et al.</i> [54].	20
2.4	Cargas de rotura experimentais dos modelos de Gouveia <i>et al.</i> [50].	29
2.5	Resumo das propriedades dos modelos de Diaz [35].	31
2.6	Resumo das principais características dos modelos de Cheng e Parra-Montesinos [24].	38
2.7	Propriedades dos materiais utilizados nos modelos de Cheng e Parra-Montesinos [24].	38
2.8	Resumo das características dos modelos e dos ensaios realizados por Almeida <i>et al.</i> [4].	42
3.1	Principais propriedades dos mais utilizados tipos de fibras segundo Löfgren [79].	57
3.2	Gama típica de proporções de uma mistura de BRF [2].	59
3.3	Composição das misturas de betão para aplicação de fibras Dramix® 3D. . .	87
3.4	Composição das misturas de betão para aplicação de fibras Dramix® 4D. . .	87
3.5	Valores médios da resistência à compressão das misturas de betão utilizadas nos modelos de laje sujeitos a ações monotónicas.	92
3.6	Valores médios da resistência à compressão das misturas de betão utilizadas nos modelos de laje sujeitos a ações cíclicas.	93
3.7	Valores médios da resistência à tração por compressão diametral das misturas de betão utilizadas nos modelos de laje sujeitos a ações monotónicas.	94
3.8	Valores médios da resistência à tração por compressão diametral das misturas de betão utilizadas nos modelos de laje sujeitos a ações cíclicas.	94
3.9	Valores médios do módulo de elasticidade das misturas de betão utilizadas nos modelos de laje sujeitos a ações monotónicas com aplicação de fibras 4D.	95
3.10	Valores médios do módulo de elasticidade das misturas de betão utilizadas nos modelos de laje sujeitos a ações cíclicas.	95
3.11	Resultados médios em termos de resistências residuais à tração por flexão obtidos nos ensaios de flexão de acordo com a norma EN 14651 [41].	97

3.12	Leis σ - w quadrilíneas adotadas na análise inversa.	99
4.1	Propriedades mecânicas do aço das armaduras longitudinais.	109
4.2	Principais características e valores de carga de rotura dos vários modelos. . .	113
4.3	Rigidez fendilhada, carga e deformação na rotura e energia de deformação dos modelos de laje.	116
4.4	Carga e deformação correspondente à cedência das armaduras longitudinais e ductilidade dos modelos de laje.	123
4.5	Inclinação média da superfície de rotura dos modelos de referência sem fibras e dos modelos com BRFA.	126
4.6	Propriedades mecânicas do aço das armaduras longitudinais.	133
4.7	Principais características e valores de carga de rotura dos vários modelos. . .	134
4.8	Rigidez fendilhada, carga e deformação na rotura e energia de deformação dos modelos de laje com utilização racional de BRFA.	136
4.9	Carga de rotura experimental e capacidade resistente à flexão dos modelos de laje.	144
4.10	Inclinação média da superfície de rotura do modelo de referência sem fibras e dos modelos com utilização racional de BRFA.	148
4.11	Número de nós por elemento finito.	152
4.12	Efeito da máxima dimensão do agregado no valor base da energia de fratura [43].	165
4.13	Propriedades mecânicas dos betões utilizados.	166
4.14	Comparação entre as cargas de rotura experimental e da análise numérica. .	170
4.15	Comprimento da face na zona quadrada com BRFA para as lajes simuladas no estudo paramétrico.	175
4.16	Parâmetros utilizados para a caracterização do betão normal sem fibras (F0) e do BRFA (F0.25, F0.5, F0.75, F1.0).	176
5.1	Cargas de rotura previstas pelas formulações propostas, para os modelos com utilização integral de BRFA.	199
5.2	Cargas de rotura previstas pelas formulações propostas, para os modelos com utilização racional de BRFA.	200
5.3	Relação entre as carga de roturas experimentais dos modelos com utilização integral de BRFA e as previstas de acordo com expressões de cálculo.	201
5.4	Relação entre as carga de roturas experimentais dos modelos com utilização racional de BRFA e as previstas de acordo com expressões de cálculo.	201
6.1	Altura útil média e geometria da zona em BRFA dos modelos ensaiados. . . .	212
6.2	Propriedades mecânicas do aço das armaduras longitudinais dos modelos sujeitos a ações horizontais cíclicas.	220
6.3	Valores de carga vertical aplicada em cada modelo de laje.	224
6.4	Principais resultados obtidos nos ensaios aos modelos de laje sob ações cíclicas.	244

6.5	Ductilidade lateral.	248
6.6	Cargas de rotura previstas para os modelos de laje de acordo com o MC2010 [45].	265

Lista de Símbolos

Gregas

α	ângulo da fenda de corte.
α_{cc}	fator que têm em conta os efeitos de longo prazo sobre a resistência à compressão e também os efeitos desfavoráveis devido às condições de carga.
α_e	parâmetro de ligação.
α_f	relação de aspeto das fibras.
α_s	parâmetro que vale 40 para pilares interiores, 30 para pilares de bordo e 20 para pilares de canto.
$\alpha_t h$	profundidade da fenda.
β	fator de eficiência que tem em conta a distribuição ortogonal da armadura longitudinal e a redução da razão entre a rigidez à torção e à flexão após fendilhação da laje.
β_1	fator relativo à profundidade da zona comprimida.
β_c	relação entre as dimensões das faces do pilar.
β_e	fator que tem em conta o efeito excentricidade da carga de punçoamento.
$\beta_t h$	altura da secção na zona tracionada.
χ	curvatura.
χ_1	curvatura correspondente à estabilização da fendilhação da secção da laje com betão normal sem fibras.
$\chi_{1,BRFA}$	curvatura correspondente à estabilização da fendilhação da secção da laje com BRFA.
χ_{cr}	curvatura correspondente à fendilhação da secção da laje com betão normal sem fibras.
$\chi_{cr,BRFA}$	curvatura correspondente à fendilhação da secção da laje com BRFA.
χ_r	curvatura radial.
χ_t	curvatura tangencial.
χ_{TS}	decrécimo da curvatura da laje devido ao efeito " <i>tension stiffening</i> " da secção da laje com betão normal sem fibras.

LISTA DE SÍMBOLOS

$\chi_{TS,BRFA}$	decréscimo da curvatura da laje devido ao efeito " <i>tension stiffening</i> " da secção da laje com BRFA.
χ_y	curvatura correspondente à cedência das armaduras de flexão da laje da secção com betão normal sem fibras.
$\chi_{y,BRFA}$	curvatura correspondente à cedência das armaduras de flexão da laje da secção da laje com BRFA.
δ	deslocamento central.
δ_e	deslocamento elástico do prisma.
δ_f	deslocamento associado à fissuração do prisma.
$\Delta_{F_{max}}$	deslocamento correspondente à força horizontal máxima.
δ_j	deslocamento a meio vão do prisma para $j = 1, 2, 3, 4$.
δ_{max}	máximo deslocamento central.
$\Delta\varphi$	ângulo do segmento radial de laje.
Δ_{r1}	deslocamento residual após os ciclos com deslocamentos positivos.
Δ_{r2}	deslocamento residual após os ciclos com deslocamentos negativos.
δ_u	deformada correspondente à carga de rotura da laje.
Δ_u	deformação na rotura de cada laje.
Δ_{uc}	deformação na rotura das lajes S1 e S2.
δ_y	deformada da laje correspondente à cedência do primeiro varão da armadura longitudinal.
Δ_y	deslocamento equivalente à plastificação idealizada do modelo.
Δ_{y1}	deslocamento equivalente à plastificação idealizada do modelo no sentido positivo.
Δ_{y2}	deslocamento equivalente à plastificação idealizada do modelo no sentido negativo.
ε	extensão.
ε_1	eixo de extensão principal 1.
ε_2	eixo de extensão principal 2.
ε_c	extensão na máxima tensão efetiva de resistência à compressão do betão.
$\varepsilon_{c,BRFA}$	extensão na tensão de rotura de compressão do BRFA.
ε_d	extensão limite por compressão do betão.
ε^{eq}	extensão uniaxial equivalente.
ε^f	extensão da fissura antes da resistência à tração ser nula.
$\varepsilon_{i,n}$	extensão para a tensão σ_i medida no n-ésimo ciclo de carga.
$\varepsilon_{m,n}$	extensão para a tensão σ_m medida no n-ésimo ciclo de carga.
ε_y	valor médio da extensão de cedência do aço da armadura longitudinal.
γ	fator de correção do comprimento da banda em compressão.

γ_c	coeficiente parcial de segurança relativo ao betão.
γ_f	coeficiente parcial de segurança para o betão reforçado com fibras.
γ^{max}	fator máximo de correção do comprimento da banda em compressão.
κ	coeficiente que relaciona a rotação total e abertura da largura da fenda crítica.
λ_s	fator que traduz o efeito de escala que depende da espessura da laje.
μ_Δ	parâmetro quantitativo da ductilidade estrutural.
ϕ_0	relação entre a carga de rotura experimental e a capacidade resistente à flexão dos modelos de laje.
ψ	rotação da laje.
ψ_R	rotação última da laje.
ρ	percentagem geométrica média de armadura longitudinal.
ρ_f	percentagem volumétrica de fibras.
ρ_{inf}	percentagem geométrica média de armadura longitudinal inferior.
ρ_{sup}	percentagem geométrica média de armadura longitudinal superior.
ρ_y	percentagem geométrica de armadura de tração aderentes na direção y.
ρ_z	percentagem geométrica de armadura de tração aderentes na direção z.
σ	tensão de tração do betão.
σ_b	tensão de aderência entre as fibras e a matriz de betão.
σ_{c1}	tensão na direção 1.
σ_{c2}	tensão na direção 2.
σ_c^{ef}	tensão efetiva à compressão do betão.
σ_{ci}	tensão de compressão uniaxial na direção i .
σ_{cI}	tensão principal I.
σ_{cII}	tensão principal II.
σ_i	tensão inicial.
σ_I	tensão na zona fendilhada.
σ_{II}	tensão na zona não fendilhada.
σ_m	tensão máxima aplicada.
σ_{tf}	tensão de tração uniaxial.
τ	tensão média de ligação das fibras ao betão na interface.
θ	menor ângulo entre a direção normal ao plano da fendilhação com os lados do elemento finito.
θ	ângulo relativo entre as faces da fenda.
ξ	distância vertical de um ponto relativamente ao intradorso da laje.
ξ_{eq}	coeficiente de amortecimento viscoso.
ζ	parâmetro que define o mínimo de uma função.

Latinas Maiúsculas

A	área da secção transversal, calculada com base na dimensão designada do provete.
A_p	área projetada do perímetro crítico de punçoamento.
D	dimensão da secção transversal designada.
E	módulo de elasticidade.
E_0	módulo de elasticidade inicial do betão.
E_c	módulo de elasticidade secante do betão.
$E_{c,BN}$	módulo de elasticidade secante do betão normal (sem fibras).
$E_{c,BRFA}$	módulo de elasticidade secante do BRFA.
$E_{c,BRFA}$	módulo de elasticidade secante do BRFA.
E_{ci}	módulo de elasticidade secante na direção i .
E_d	energia de deformação de cada laje.
E_{d1}	energia dissipada para os ciclos positivos.
E_{d2}	energia dissipada para os ciclos negativos.
E_{dc}	energia de deformação das lajes $S1$ e $S2$.
EI_0	rigidez de flexão antes a fendilhação da secção da laje com betão normal sem fibras.
$EI_{0,BRFA}$	rigidez de flexão antes a fendilhação da secção da laje com BRFA.
EI_1	rigidez de flexão após a fendilhação da secção da laje com betão normal sem fibras.
$EI_{1,BRFA}$	rigidez de flexão após a fendilhação da secção da laje com BRFA.
E_s	valor médio do módulo de elasticidade do aço da armadura longitudinal.
E_{S1}	energia elástica para os ciclos positivos.
E_{S2}	energia elástica para os ciclos negativos.
F	força máxima na rotura.
F_{exp}	força experimental.
F_f	parâmetro adimensional que tem em consideração três fatores: esbelteza da fibra, a percentagem volumétrica de fibras adicionadas e um fator de ligação.
F_j	força correspondente a $CMOD = CMOD_j$ ou $\delta = \delta_j$ ($j = 1, 2, 3, 4$).
F_{max}	força horizontal máxima no topo do pilar suportada pelo modelo.
F_{teo}	força teórica.
F_u	força horizontal última no topo do pilar na rotura.
G_F	energia de fratura do betão.
$G_{F0,BN}$	valor base de energia de fratura que depende do valor da máxima dimensão do agregado.

$G_{F,BN}$	energia de fratura do betão normal (sem fibras).
$G_{F,BRFA}$	energia de fratura do BRFA.
G_t	módulo de corte tangente.
K	valor de uma constante adimensional.
K_f	orientação global das fibras.
L	comprimento da linha de contato do provete.
L'_d	comprimento reduzido da banda em compressão.
L_d	comprimento da banda em compressão.
L_f	comprimento da fenda.
L_l	largura teórica da laje.
B	largura total dos modelos de laje.
L_{min}	menor vão da laje.
L_t	comprimento característico.
M	momento de flexão externo.
RI	percentagem de fibras atuante.
R_p	raio total do painel.
V	capacidade de carga.
V_{ed}	valor de cálculo da força transmitida da laje ao pilar.
V_{exp}	carga experimental da laje.
$V_{exp,a}$	carga vertical aplicada.
$V_{exp,Alm}$	carga vertical experimental total que inclui o peso próprio da laje e do sistema de ensaio.
$V_{exp,ND0}$	carga de rotura experimental do modelo ND0.
V_{flex}	carga correspondente à rotura por flexão da laje.
$V_{MLS,exp}$	carga de rotura experimental do modelo MLS.
V_{norm}	resistência ao punçoamento extrapolada.
V_{num}	carga numérica da laje.
V_{pred}	carga de rotura prevista da laje.
V_R	capacidade resistente da laje.
$V_{R,c,MC}$	valor característico da contribuição do betão na resistência ao punçoamento.
V_{Rd}	valor de cálculo da resistência ao punçoamento.
$V_{Rd,c}$	valor de cálculo da contribuição do betão na resistência ao punçoamento.
$V_{Rd,f}$	valor de cálculo da contribuição das fibras na resistência ao punçoamento.
$V_{Rd,máx}$	limite máximo para a resistência ao punçoamento.
$V_{R,f,MC}$	valor característico da contribuição das fibras na resistência ao punçoamento.
V_{Rm}	valor médio da resistência ao punçoamento.
$V_{Rm,c}$	valor médio da contribuição do betão na resistência ao punçoamento.

LISTA DE SÍMBOLOS

$V_{R,MC}$	valor característico da resistência ao punçoamento.
$V_{Rm,f}$	valor médio da contribuição das fibras na resistência ao punçoamento.
V_u	carga correspondente ao mínimo entre a carga de rotura experimental e numérica da laje.
$V_{u,exp}$	carga de rotura experimental da laje.
V_y	carga correspondente à cedência do primeiro varão das armaduras longitudinais.

Latinas Minúsculas

a_T	comprimento da projeção horizontal da fenda diagonal.
b	largura do prisma.
b_s	valor da largura da banda de laje.
b_u	diâmetro de um círculo com a mesma área que a região interior do perímetro de controlo.
b_y	dimensões do perímetro de controlo na direção y.
b_z	dimensões do perímetro de controlo na direção z.
c	largura do pilar.
c_1	constante.
c_{BRFA}	largura da região com BRFA.
$d_{r,u}$	<i>drift</i> último correspondente à rotura do modelo.
d	altura útil média da laje.
d_f	diâmetro da fibra.
d_g	máxima dimensão dos agregados.
d_{g0}	dimensão de referência dos agregados.
d_y	altura útil da armadura longitudinal superior na direção y.
d_z	altura útil da armadura longitudinal superior na direção z.
e_u	excentricidade da resultante das forças de corte em relação ao centróide do perímetro de controlo.
$e_{u,i}$	excentricidade da resultante das forças de corte com respeito ao centróide do perímetro de controlo na direção investigada.
e_y	excentricidade M/V no eixo y.
e_z	excentricidade M/V no eixo z.
$f_{0.2}$	tensão limite convencional de proporcionalidade a 0.2% à tração do aço.
f_c	valor da tensão de rotura do betão à compressão.
$f_{c,BRFA}$	valor da tensão de rotura do BRFA à compressão.
f_{ccm}	valor médio da tensão de rotura do betão à compressão em provetes cúbicos.

f_{cd}	valor de cálculo da tensão de rotura do betão à compressão em provetes cilíndricos.
$f'_c{}^{ef}$	tensão efetiva de resistência à compressão do betão.
f_{ck}	valor característico da tensão de rotura do betão à compressão em provetes cilíndricos.
f_{cm}	valor médio da tensão de rotura do betão à compressão em provetes cilíndricos.
$f_{cm,BN}$	valor médio da tensão de rotura do betão normal à compressão em provetes cilíndricos (sem fibras).
$f_{cm,BRFA}$	valor médio da tensão de rotura do BRFA à compressão em provetes cilíndricos.
$f_{cm,MLS}$	resistência à compressão do modelo MLS.
f_{ct}	tensão de rotura do betão à tração.
$f_{ct,BRFA}$	tensão de rotura do BRFA à tração.
$f_{ct2,f}$	valor da tensão de tração residual do BRFA.
f_{ctm}	valor médio da tensão de rotura do betão à tração.
$f_{ctm,BN}$	valor médio da tensão de rotura do betão normal à tração (sem fibras).
$f_{ctm,sp}$	valor médio da tensão de rotura à tração do betão determinada através do ensaio de compressão diametral em provetes cilíndricos.
$f_{ct,sp}$	valor da tensão de rotura à tração do betão determinada através do ensaio de compressão diametral em provetes cilíndricos.
f_{Ftuk}	valor característico da tensão de tração residual do BRFA.
$f_{R,1}$	resistência residual à tração por flexão correspondente a um deslocamento central de 0.47 mm.
$f_{R,2}$	resistência residual à tração por flexão correspondente a um deslocamento central de 1.32 mm.
$f_{R,3}$	resistência residual à tração por flexão correspondente a um deslocamento central de 2.17 mm.
$f_{R,4}$	resistência residual à tração por flexão correspondente a um deslocamento central de 3.02 mm.
$f_{R,j}$	resistência residual à tração por flexão correspondente à abertura de fenda $CMOD = CMOD_j$ ou $\delta = \delta_j$ ($j = 1, 2, 3, 4$).
f_L	limite de proporcionalidade.
f_t	valor médio da tensão de rotura à tração do aço da armadura longitudinal.
$f'_t{}^{ef}$	tensão de pico em tração.
f_u	valor médio da tensão de rotura à tração do aço da armadura longitudinal.
$f_{u,f}$	valor médio da tensão de rotura à tração do aço das fibras.
f_y	valor médio da tensão de cedência à tração do aço da armadura longitudinal.
$f_{y,f}$	valor médio da tensão de cedência à tração do aço das fibras.
h	espessura.

LISTA DE SÍMBOLOS

h_{sp}	distância deste a parte superior do entalhe até ao topo do prisma.
k	parâmetro de forma.
k_1	rigidez axial do varão <i>dywidag</i> .
k_2	rigidez axial do cordão de pré-esforço.
k_b	fator adimensional que tem em conta a geometria da fibra.
k_e	coeficiente de excentricidade.
k_{eq}	rigidez equivalente.
k_f	rigidez fendilhada da laje.
l	distância entre apoios.
l_f	comprimento da fibra.
m	momento.
m_1	eixo de ortotropia 1.
m_2	eixo de ortotropia 2.
m_{BRFA}	momento no BRFA.
m_{cr}	valor médio do momento fletor correspondente à fendilhação da secção da laje com betão normal sem fibras.
$m_{cr,BRFA}$	valor médio do momento fletor correspondente à fendilhação da secção da laje com BRFA.
m_r	momento fletor radial por unidade de comprimento.
m_R	valor médio do momento fletor resistente por unidade de comprimento.
$m_{R,BN}$	valor médio do momento fletor resistente por unidade de comprimento do betão normal sem fibras.
$m_{r,BRFA}$	momento fletor radial no BRFA por unidade de comprimento.
$m_{R,BRFA}$	valor médio do momento fletor resistente por unidade de comprimento da secção de laje com BRFA.
m_{Rd}	valor de cálculo do momento fletor resistente por unidade de comprimento.
m_s	valor do momento fletor atuante por unidade de comprimento.
m_{sd}	valor de cálculo do momento fletor atuante por unidade de comprimento.
$m_{s,des}$	valor do momento fletor atuante desequilibrado.
m_t	momento fletor tangencial por unidade de comprimento.
n_f	factor que têm em conta a eficiência do tipo de fibra.
r	raio.
r_0	raio da posição da fenda crítica.
r_1	raio da zona em que a fendilhação se encontra estabilizada na secção com betão normal sem fibras.
$r_{1,BRFA}$	raio da zona em que a fendilhação se encontra estabilizada na secção com BRFA.

r_{BRFA}	raio da zona com BRFA.
r_c	raio da secção do pilar.
r_{cc}	fator de redução da resistência à compressão do betão fendilhado.
$r_{c,eq}$	raio do pilar circular equivalente.
r_{cr}	raio da zona fendilhada na secção com betão normal sem fibras.
$r_{cr,BRFA}$	raio da zona fendilhada na secção com BRFA.
r_{ec}	fator de redução da resistência à compressão do betão para um estado biaxial compressão-tração.
r_{et}	fator de redução da resistência à tração do betão para um estado biaxial compressão-tração.
r_p	raio do painel calculado apenas até aos apoios.
r_q	distância do eixo do pilar até ao ponto central de aplicação da carga.
r_s	distância do eixo do pilar até a linha de momentos de flexão nulos.
$r_{s,y}$	distância desde o pilar ao ponto em que o momento fletor é nulo na direção y.
$r_{s,z}$	distância desde o pilar ao ponto em que o momento fletor é nulo na direção z.
r_y	raio da zona em que a armadura de flexão se encontra em cedência na secção com betão normal sem fibras.
$r_{y,BRFA}$	raio da zona em que a armadura de flexão se encontra em cedência na secção com BRFA.
u	perímetro de controlo.
u_p	perímetro do pilar.
$u_{1,red}$	perímetro de controlo básico reduzido.
v_b	tensão de arrancamento nas fibras ao longo da fenda inclinada.
v_u	tensão última de corte.
w	abertura de fenda.
w_c	abertura de fenda quando a tensão efetiva de resistência à tração é nula.
w_d	deslocamento plástico em compressão.
w_M	componente de w_{max} causada pelo momento externo M .
w_{max}	abertura de fenda máxima.
$w_{\sigma_I(x)}$	componente de w_{max} causada pela tensão σ_I .
w_u	abertura de fenda última.
x	extensões normalizadas.
x_c	profundidade da secção em compressão do betão normal sem fibras.

Lista de Siglas

ACI American Concrete Institute.

ARF Argamassa Reforçada com Fibras.

ASTM American Society for Testing and Materials.

ATENA Advanced Tool for Engineering Nonlinear Analysis.

BAC Betão Auto-Compactável.

BACRF Betão Auto-Compactável Reforçado com Fibras.

BN Betão Normal sem Fibras.

BRF Betão Reforçado com Fibras.

BRFA Betão Reforçado com Fibras de Aço.

BRFUED Betão Reforçado com Fibras de Ultra-Elevado Desempenho.

CMOD Crack Mouth Opening Displacement.

CoV Coeficiente de Variação.

C SCT Critical Shear Crack Theory.

DEC Departamento de Engenharia Civil.

EC2 Eurocódigo 2.

EN European Standard.

ER aço com processo de fabrico endurecido a frio.

ESTB Escola Superior de Tecnologia do Barreiro.

FCT/UNL Faculdade de Ciências e Tecnologia da Universidade Nova de Lisboa.

FEUP Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto.

LISTA DE SIGLAS

FRC Fibre Reinforced Concrete.

IPS Instituto Politécnico de Setúbal.

ISO International Organization for Standardization.

JSCE Japan Society of Civil Engineers.

LEMC Laboratório de Ensaio de Materiais de Construção.

MC2010 *fib* Model Code 2010.

MC90 *fib* Model Code 90.

NR aço com processo de fabrico laminado a quente.

RDI Índice de Deformação Residual.

SAP2000 Structural Analysis Program.

SFRC Steel Fibre Reinforced Concrete.

VEM Variable Engagement Model.

ZTI Zona de Transição Interfacial.

Capítulo 1

Introdução

1.1 Aspetos Gerais

A adoção de lajes fungiformes em edifícios é uma solução comum devido a ser económica, de fácil e rápida construção. O suporte das lajes diretamente nos pilares sem recurso a vigas, além das vantagens apresentadas, leva à uniformidade na superfície inferior da laje e ao aumento do pé-direito. No entanto, existem vários inconvenientes que condicionam o seu estado limite de resistência, entre os quais o de resistência à flexão, ao punçoamento, ao colapso progressivo e a reduzida ductilidade para ações sísmicas e também condicionam o seu estado limite de utilização, entre os quais a fendilhação e a deformação excessiva.

O dimensionamento de ligações pilar-laje fungiforme é muitas vezes condicionado pela sua capacidade resistente ao punçoamento, especialmente quando as estruturas são localizadas em regiões de sismicidade moderada a alta (como o sul da Europa, a costa oeste da América do Sul e do Norte e o Japão), devido à concentração de tensões e deformações nesta zona, provocadas pela atuação simultânea de cargas gravíticas e sísmicas.

O fenómeno de punçoamento surge pela atuação de uma carga concentrada elevada numa área pequena de um elemento pouco espesso, criando um mecanismo de colapso local e que se caracteriza por ser repentino e pouco dúctil. Pode associar-se este fenómeno à formação de um tronco de cone que tem tendência a desligar-se do resto da laje (Figura 1.1). Este mecanismo de colapso local resulta da interação de corte e flexão, caracterizado por rotura brusca, sem sinais aparentes que possibilitem um diagnóstico, como sucede também nos casos de rotura por esforço transversal sem armadura.

Para além disso, uma má conceção das estruturas em laje fungiforme, pode levar a um colapso progressivo total ou parcial da estrutura, com eventuais danos pessoais e materiais elevados.

Em estruturas de laje fungiforme localizadas em zonas de elevada sismicidade, as ligações laje-pilar devem ser capazes de transmitir as cargas gravíticas, enquanto a estrutura é sujeita aos deslocamentos laterais induzidos pelo sismo. Este, além de introduzir excentricidades no carregamento, leva igualmente à existência de grandes rotações inelásticas

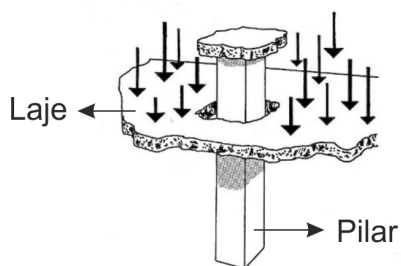


Figura 1.1: Representação esquemática da rotura de uma laje por punçoamento.

das ligações, com o efeito associado na redução da capacidade resistente ao punçoamento destas, o que pode levar à necessidade da conceção de soluções iniciais mais resistentes. O aumento da espessura da laje ou a realização de capitéis não é muitas vezes uma solução económica e, ou prática, pois estas tiram algumas das principais vantagens dos sistemas de lajes fungiformes, ou seja, a uniformidade na superfície inferior da laje e aumento da altura livre do piso. Existem outros métodos para melhorar o comportamento ao punçoamento, como por exemplo, a colocação de armaduras transversais na forma de estribos ou de "studs", o aumento da secção do pilar, a utilização de pós-tensão ou mais recentemente o uso de BRF. Cada uma das técnicas enumeradas apresenta as suas vantagens e desvantagens. Dentro destes, a utilização localizada de BRF na ligação pilar-laje é um dos que se revela mais promissores.

Enquanto material estrutural, o betão caracteriza-se pela sua elevada resistência à compressão mas baixa resistência à tração. Devido a este comportamento distinto, o betão quando está sujeito a esforços de tração é reforçado com varões de aço no seu interior, com o intuito destes resistirem a tais esforços. De forma a melhorar o comportamento do betão, podem ser adicionadas fibras curtas, distribuídas de forma aleatória para reforçar a mistura. O uso de fibras de aço no betão faz com que estas tenham a capacidade de absorver a tensão pós-fendilhação do betão em qualquer direção, tornando-o mais dúctil. Como existe um melhor comportamento à tração, diminui-se a abertura das fendas e os mecanismos responsáveis pela sua propagação, criando "pontes" que ligam as faces da fenda (Figura 1.2).

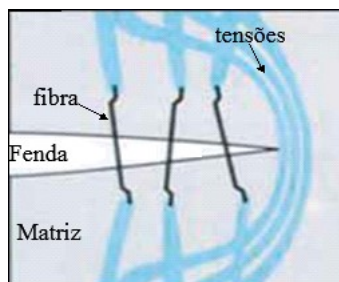


Figura 1.2: Transmissão de tensões no betão fendilhado através das fibras (adaptado de Vitt [113]).

O aumento do volume percentual de fibras no betão, até certos limites, permite um

potencial aumento da ductilidade estrutural ([92], [103], [117] e [50]). A presença de BRFA na região da ligação laje-pilar permite aumentar a resistência ao corte e à flexão das lajes, sendo que as respectivas fendas devido a estes esforços apresentam menores aberturas devido à capacidade de absorção de tensões pelas fibras, tornando também a ligação mais dúctil, o que permite obter ganhos significativos na capacidade de absorção de energia.

Têm sido realizados nos últimos 30 anos alguns trabalhos de investigação sobre o comportamento ao punçoamento sob ações monotónicas de ligações laje-pilar usando BRF ([93], [53], [9], [33], [23], [54], [95], [83] e [50]). Os resultados demonstraram claramente que a adição de pequenas quantidades de fibras ao betão dá origem a um aumento da resistência ao punçoamento e da ductilidade da ligação.

O comportamento sísmico da ligação pilar-laje fungiforme é um assunto ainda pouco estudado. Segundo a investigação realizada até ao momento, apenas se tem conhecimento de três estudos focados na eficiência da utilização de BRF neste tipo de ligações sujeitas a ações sísmicas ([35], [108] e [24]), havendo necessidade de mais investigação nesta área promissora. Estes estudos preliminares revelaram que as ligações laje-pilar em BRF tiveram um melhor desempenho sísmico, quando comparadas com as soluções clássicas.

As formulações existentes para a quantificação da resistência ao punçoamento de lajes em betão reforçado com fibras foram essencialmente desenvolvidas com base em ensaios com carregamento monotónico quase-estático, não tendo em consideração a degradação de rigidez e capacidade de carga resultantes de carregamentos cíclicos. O número reduzido de ensaios cíclicos realizados até ao momento também torna difícil o desenvolvimento e validação de expressões e métodos de dimensionamento.

Pretende-se assim estudar o comportamento da zona de ligação pilar-laje fungiforme em BRFA, quando sujeita a ações gravítica e horizontal cíclica. Com base na análise de campanhas experimentais, tem-se como intenção contribuir para o conhecimento sobre o assunto.

1.2 Objetivos, Motivação e Estratégia

A tese tem por objetivo estudar o comportamento da zona de ligação pilar-laje fungiforme em BRFA, quando sujeita a ações gravítica e horizontal cíclica. Através de campanhas experimentais, pretende-se analisar a influência do BRFA no comportamento ao punçoamento deste tipo de ligações, aplicando condições de carregamento semelhantes à ocorrência de um sismo, através de um sistema de ensaio inovador.

A motivação consiste em contribuir para o aumento do número de ensaios experimentais neste âmbito, visto que só foram encontradas três investigações na bibliografia focadas no comportamento cíclico da ligação pilar-laje fungiforme em BRFA, totalizando seis ensaios experimentais de modelos em ligações interiores. Devido a este baixo número de ensaios cíclicos realizados até ao momento, torna-se difícil o desenvolvimento e validação de expressões e métodos de dimensionamento para este tipo de ligações, sob este

tipo de carregamento.

Pretende-se, também, com este trabalho apresentar uma campanha de ensaios experimentais a modelos com carregamento monotónico, realizada com o intuito de aprofundar o conhecimento do comportamento ao punçoamento de lajes em BRFA sujeitas a carregamento monotónico vertical centrado. Serão aplicadas duas soluções de localização do BRFA nos modelos de laje, sendo uma integral em todo o modelo e outra mais racional na região de ligação laje-pilar onde as características melhoradas do BRFA são mais importantes para este fenómeno. Estes resultados experimentais serão aplicados na validação de várias expressões presentes na bibliografia, utilizando os resultados obtidos dos ensaios de caracterização do BRFA de cada modelo de laje.

De acordo com o objetivo pretendido para a investigação, foi necessário estabelecer algumas metas:

- Reunir informação a partir de bibliografia existente no que diz respeito ao comportamento ao punçoamento de ligações laje-pilar realizadas em BRFA.

Esta fase teve como objetivo investigar o estado atual de conhecimento sobre ensaios ao punçoamento de lajes fungiformes;

- Reunir informação a partir da bibliografia existente no que diz respeito ao comportamento mecânico do BRFA, para posterior utilização na análise de lajes sujeitas ao punçoamento.

O comportamento do betão reforçado com fibras tem sido alvo de investigação há já algumas décadas, mas são raros os ensaios ao punçoamento monotónico ou cíclico de lajes com fibras que sejam acompanhadas por uma caracterização detalhada das propriedades do betão, nomeadamente do seu comportamento à tração;

- Desenvolvimento de uma análise inversa e aplicação de um método de otimização.

Para que o comportamento à tração do BRFA seja considerado na análise de lajes sujeitas ao punçoamento, existiu a necessidade de realizar uma análise inversa baseada na relação força-deslocamento obtida em ensaios à flexão para obtenção de leis tensão-abertura de fenda. Para otimizar as leis obtidas, aplicou-se um método de otimização sem recurso a derivadas;

- Realizar um conjunto de ensaios em modelos de laje sujeitos a uma carga vertical monotónica.

Este conjunto de ensaios teve como objetivo aprofundar o conhecimento do comportamento ao punçoamento de modelos de lajes fungiformes. Para isso, realizou-se ensaios a modelos de laje com diferentes tipos e percentagens de fibras, diferentes percentagens de armadura ordinária, alteração do perímetro de BRFA e também diferentes espessuras de laje. Estes ensaios foram complementados com uma caracterização mecânica detalhada do BRFA utilizado;

- Elaborar uma análise numérica, recorrendo a elementos finitos tridimensionais não lineares.

O objetivo desta análise foi modelar numericamente o comportamento observado nos ensaios experimentais e realizar um estudo paramétrico de lajes em BRFA;

- Realizar ensaios em modelos de laje sujeitos simultaneamente a uma carga vertical e uma carga horizontal cíclica.

Estes ensaios tiveram como objetivo melhorar a compreensão do comportamento cíclico de lajes fungiformes em BRFA, contribuindo paralelamente para a evolução do estado atual do conhecimento nesta área e de serem eventualmente a base de recomendações de dimensionamento para este tipo de estruturas, especialmente quando sujeitas à ação sísmica.

1.3 Organização da Tese

Esta tese é estruturada em sete capítulos, incluindo este capítulo introdutório e as conclusões finais.

No primeiro e atual capítulo, justifica-se o interesse e pertinência do trabalho, expondo-se os objetivos, as motivações e a organização seguida.

O Capítulo 2 contém o estado do conhecimento atual relacionado com o comportamento ao punçoamento de ligações pilar-laje fungiforme. São abordados os ensaios experimentais realizados por alguns autores sobre o estudo do punçoamento em lajes realizadas com BRF. É, também, apresentado um trabalho que foi realizado utilizando o mesmo sistema de ensaio que foi utilizado numa das campanhas experimentais da presente tese. Para todos os estudos, é feita referência aos tipos de carregamentos impostos, às principais características dos modelos, aos sistemas de ensaio e às principais conclusões obtidas em cada investigação. No final desse capítulo, são ainda apresentadas as formulações de cálculo da resistência ao punçoamento preconizadas no EC2 [68] e no MC2010 [45].

O Capítulo 3 aborda a estrutura do compósito BRF, sendo analisados vários fatores que influenciam o seu desempenho, desde a seleção dos materiais constituintes até ao tipo de aplicação. É apresentada uma abordagem detalhada sobre a mistura de BRF, que inclui a apresentação de critérios para avaliação das suas propriedades em estado fresco e endurecido, a sua durabilidade, os ensaios de caracterização, e são referidos alguns métodos de desenvolvimento de BRF e suas aplicações. Por fim, são apresentadas as constituições dos betões utilizados, os métodos seguidos e os ensaios de caracterização realizados.

No Capítulo 4, é descrita a investigação experimental relativa a lajes sujeitas a ações verticais monotónicas. Esse capítulo é dividido em duas campanhas experimentais, sendo inicialmente apresentados os resultados dos ensaios em modelos de laje com utilização

integral de BRFA, em que se variou a percentagem volumétrica de fibras e a percentagem geométrica de armadura longitudinal utilizadas nos modelos. Posteriormente, são apresentados os resultados dos ensaios em modelos de laje com utilização racional de BRFA, sendo novamente investigadas as variações da percentagem volumétrica de fibras e a percentagem geométrica de armadura longitudinal utilizadas nos modelos.

Em ambas as campanhas, são apresentadas todas as características dos vários modelos de ensaios executados, realizando uma descrição dos modelos, caracterização dos materiais, instrumentação dos ensaios e descrição da execução dos mesmos. Os resultados experimentais são apresentados e analisados em termos de deformação, extensão das armaduras longitudinais, capacidade de carga e modo de rotura.

Ainda no Capítulo 4 são analisados os resultados de modelos numéricos elaborados com o programa de elemento finitos tridimensionais ATENA 3D, capaz de simular o comportamento não linear dos materiais, comparando-se os resultados dos modelos numéricos com os dos experimentais com utilização racional de BRFA. O programa foi utilizado num estudo paramétrico com a variação de alguns parâmetros que não foram consideradas nos ensaios experimentais, mais concretamente a geometria em planta da zona de BRFA, a resistência à compressão do betão normal e a energia de fratura do BRFA, de forma a estudar a sua influência no comportamento dos modelos de laje.

No Capítulo 5, são comparados os resultados experimentais apresentados no Capítulo 4 com resultados estimados por modelos de cálculo empíricos e físicos, que permitem estimar a resistência ao punçoamento de lajes com BRFA. É, também, apresentada uma adaptação de modelo de cálculo CSCT [89] para ter em consideração a utilização racional de BRFA. Com isto, é apresentada uma proposta de extensão de aplicabilidade da formulação do *fib* Model Code 2010 [45] a este tipo de lajes.

No Capítulo 6, é apresentada a terceira campanha de ensaios experimentais, realizada para o estudo do comportamento ao punçoamento de lajes sujeitas à ação combinada da carga gravítica e deslocamentos horizontais cíclicos alternados. Neste capítulo foram realizados e ensaiados quatro modelos de laje com utilização racional de BRFA na zona junto ao pilar, sendo utilizado como referência um modelo em betão normal sem fibras ensaiado por Almeida *et al.* [4]. Os modelos têm 4150 mm de comprimento, 1850 mm de largura, 150 mm de espessura e pretendem representar a laje de um edifício delimitada na direção longitudinal pelo meio vão e na direção transversal pela linha de momentos nulos. No final, são apresentados e analisados os resultados obtidos nos ensaios, nomeadamente, as deformações da laje, o comportamento histerético, a extensão de alguns varões das armaduras longitudinais superiores, o padrão de fendilhação e o modo de rotura.

No Capítulo 7, são apresentadas as conclusões obtidas no trabalho e as sugestões para futuros trabalhos dentro da mesma linha de investigação.

No Apêndice A, é apresentado o procedimento que foi utilizado para obtenção do comportamento à tração uniaxial em termos da relação tensão-abertura de fenda ($\sigma-w$) referida nos Capítulos 3 e 4. O comportamento à tração uniaxial do BRFA foi obtido através de um procedimento de análise inversa baseada em ensaios à flexão, descritos

nesse apêndice.

No Apêndice B, consta o levantamento fotográfico dos modelos de laje ensaiados, nomeadamente, as superfícies de rotura após os ensaios, cujos resultados são apresentados nos Capítulos 4 e 6.

Capítulo 2

Estado da Arte

2.1 Introdução

O estudo do comportamento de ligações pilar-laje fungiforme tem sido alvo de grande investigação. Normalmente, o seu dimensionamento é condicionado pela sua resistência ao punçoamento. Com o intuito de aumentar a capacidade resistente e alterar o modo de rotura deste tipo de ligação estrutural, muitos investigadores têm analisado diferentes tipos de reforço. A utilização de BRF na ligação laje-pilar é uma solução que é das mais promissoras, verificando-se um elevado interesse por parte da comunidade científica e está no âmbito do presente estudo. Os estudos analisam o efeito da adição de fibras no betão, empregando variáveis específicas em cada estudo, entre elas:

- tipo de fibra;
- esbelteza da fibra;
- percentagem de fibras;
- dimensões do pilar;
- espessura da laje;
- resistência à compressão do betão;
- percentagem geométrica de armadura longitudinal.

Como foi referido, a utilização estrutural de BRF é atualmente crescente, essencialmente devido à sua eficiência no melhoramento do comportamento mecânico do betão endurecido, especialmente à tração e no controlo da fendilhação.

No presente capítulo, é apresentado um resumo de alguns dos trabalhos de investigação disponíveis na bibliografia, que mostram ensaios experimentais realizados com o intuito de estudar o comportamento ao punçoamento de lajes fungiformes, essencialmente com BRF.

Na sua maioria, e de forma resumida, são descritos e analisados trabalhos experimentais realizados por alguns investigadores, com o objetivo de estudar o comportamento do BRF quando sujeito ao punçoamento em lajes fungiformes. Em alguns casos, são apresentados os modelos e expressões de cálculo desenvolvidos para ter em consideração a presença de fibras no betão para prever a capacidade resistente ao punçoamento. É ainda apresentado o processo de cálculo da NP EN 1992-1-1 [68] e do *fib* Model Code 2010 [45], relativamente a este fenómeno.

2.2 Lajes sob Ações Verticais Monotónicas

São apresentados nesta secção resumos de alguns dos trabalhos de investigação, que visam ensaios experimentais realizados com o intuito de estudar o efeito do BRF no comportamento ao punçoamento de lajes fungiformes sujeitas a ações verticais monotónicas.

Os estudos aqui descritos abordam o punçoamento em lajes com BRF, incidindo sobre ensaios experimentais realizados, expressões e modelos de cálculo desenvolvidos e determinação e aplicação do comportamento mecânico do BRF.

Assim, são apresentados por ordem cronológica os estudos realizados por Narayanan e Darwish [93], Harajli *et al.* [53], Azevedo [9], Cheng e Parra-Montesinos [23], Higashiyama *et al.* [54], Nguyen-Minh *et al.* [95], Maya *et al.* [83] e Gouveia *et al.* [50].

2.2.1 Narayanan e Darwish - 1987

Narayanan e Darwish [93] investigaram o comportamento do BRF na resistência de lajes fungiformes sujeitas ao punçoamento. Com isto, desenvolveram uma expressão que pode ser aplicada para prever a resistência ao punçoamento de ligações laje-pilar com BRF.

Estes investigadores ensaiaram 12 lajes quadradas com 780 mm de lado e com 60 mm de espessura, simplesmente apoiadas nos quatro bordos, dimensionadas para terem uma rotura por punçoamento. A carga foi aplicada por um pilar quadrado em betão com 100 mm de lado (Figura 2.1).

Com o objetivo de avaliar o efeito da percentagem volumétrica de fibras no comportamento do BRF na resistência ao punçoamento de ligações laje-pilar, realizaram 6 lajes variando unicamente a percentagem de fibras entre 0 e 1.25%, com um intervalo de 0.25% entre elas. Em outras 4 lajes, só variaram a percentagem de armadura longitudinal entre 1.79% e 2.69%, e nas restantes 2 lajes, variaram a resistência à compressão do betão, mantendo os restantes parâmetros. As misturas de betão foram identificadas como A e B, prevendo uma resistência à compressão em cubos de 57 MPa e 40 MPa, respetivamente. Na Tabela 2.1, estão apresentados os detalhes dos modelos realizados por estes autores.

As fibras de aço utilizadas eram onduladas com 0.3 mm de diâmetro, com uma esbelteza de 100 e uma resistência última de 2000 MPa.

A aplicação da carga foi realizada com 16 a 24 incrementos, até à rotura. Os incrementos iniciais eram de 5 kN em intervalos de 4 minutos, sendo muito mais pequenos

2.2. LAJES SOB AÇÕES VERTICAIS MONOTÓNICAS

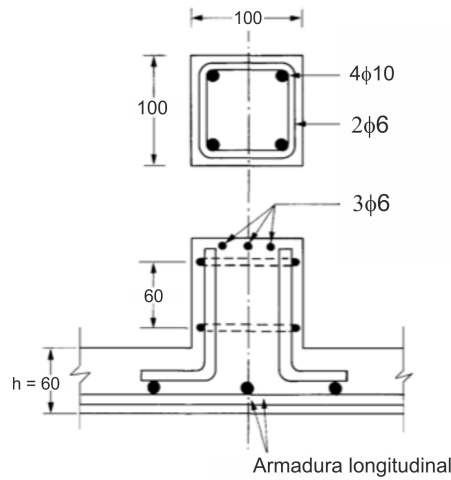


Figura 2.1: Esquema da ligação laje-pilar adotada por Narayanan e Darwish [93].

Tabela 2.1: Detalhes dos modelos realizados por Narayanan e Darwish [93].

Série	Modelo	Mistura	$\rho^{(1)}$	$\rho_f^{(2)}$	$F_f^{(3)}$
1	S1	A	2.01	-	-
	S2	A	2.01	0.25	0.19
	S3	A	2.01	0.50	0.37
	S4	A	2.01	0.75	0.56
	S5	A	2.01	1.00	0.75
	S6	A	2.01	1.25	0.94
2	S7	A	1.79	1.00	0.75
	S8	A	2.24	1.00	0.75
	S9	A	2.46	1.00	0.75
	S10	A	2.69	1.00	0.75
3	S11	B	2.01	1.00	0.75
	S12	B	2.01	1.00	0.75

(1) percentagem geométrica de armadura longitudinal;

(2) percentagem volumétrica de fibras;

(3) parâmetro que tem em consideração três fatores: esbelteza da fibra, a percentagem volumétrica de fibras adicionadas e um fator de ligação.

próximo da carga de rotura (não são quantificados os incrementos finais).

Os resultados obtidos no ensaio mostram que a resistência ao punçoamento aumenta com o aumento da percentagem de fibras adicionadas. Os autores verificaram numa das lajes que a rotura foi por flexão, pois essa laje tinha sido dimensionada para ter uma resistência ao punçoamento próxima da resistência de flexão. Existia um número maior de fendas nas lajes com maior percentagem de fibras, sendo a abertura destas de menor dimensão em comparação com as fendas da laje sem fibras.

A expressão simplificada desenvolvida por Narayanan e Darwish [93], para estimar a resistência última ao punçoamento de lajes com BRF, é apresentada na Equação (2.1):

$$V = \lambda_s \cdot (0.24 \cdot f_{spf} + 16 \cdot \rho + v_b) \cdot b_{pf} \cdot d \quad (2.1)$$

$$f_{spf} = \frac{f_{ccm}}{20 - \sqrt{F_f}} + 0.7 + \sqrt{F_f} \quad (2.2)$$

$$F_f = \frac{k_b \cdot l_f \cdot \rho_f}{d_f} \quad (2.3)$$

$$b_{pf} = u \cdot (1 - 0.55 \cdot F_f) \quad (2.4)$$

$$\lambda_s = 1.6 - 0.002 \cdot h \quad (2.5)$$

$$v_b = 0.41 \cdot \tau \cdot F_f \quad (2.6)$$

em que λ_s é um fator que traduz o efeito de escala que depende da espessura da laje, F_f é um parâmetro adimensional, que tem em consideração três fatores: esbelteza da fibra, a percentagem volumétrica de fibras adicionadas e um fator de ligação, k_b é um fator adimensional que tem em conta a geometria da fibra ($k_b = 1.0$ para fibras com ganchos, $k_b = 0.75$ para fibras onduladas e $k_b = 0.5$ para fibras lisas), ρ_f é a percentagem volumétrica de fibras e l_f e d_f são o comprimento e diâmetro das fibras, respetivamente, f_{ccm} é a resistência à compressão do betão em cubos com 150 mm de lado, v_b é a tensão de arrancamento das fibras ao longo da fenda inclinada, τ é a tensão média de ligação das fibras ao betão na interface (≈ 4.15 MPa) e u é o perímetro crítico, neste caso localizado a $1.5 d$ da face do pilar.

Estes autores propuseram esta expressão baseando-se nos seus ensaios experimentais, obtidos em modelos com uma resistência à compressão em cubos entre 40 MPa e 57 MPa, percentagem de armadura longitudinal entre 1.8% e 2.7%, percentagem volumétrica de fibras entre 0 e 1.25%, altura útil de 45 mm e fibras do tipo onduladas, com 0.3 mm de diâmetro, com uma esbelteza de 100, com tensão de rotura à tração de 2000 MPa.

O valor médio da razão entre o valor experimental e o valor previsto para as 12 lajes de Narayanan e Darwish [93] e cinco lajes de outros autores é de 1.06, com um desvio padrão de 0.132 e um coeficiente de variação 12.4%.

Narayanan e Darwish [93] concluíram que:

- O reforço de lajes com BRF que contenham pelo menos 0.5% de fibras adicionadas, faz com que estas atinjam uma rotura por punçoamento menos frágil, quando comparadas com uma laje sem fibras. Foi observado, após se atingir a carga máxima, um considerável aumento da carga residual, especialmente para elevadas percentagens volumétricas de fibras;
- O aumento do parâmetro F_f mostrou ser eficiente, pois fez aumentar a resistência ao punçoamento. Com o aumento deste parâmetro de 0 para 0.94, a força última aumentou 42%;

- A expressão proposta previu razoavelmente a resistência ao punçoamento destas lajes com BRF.

2.2.2 Harajli *et al.* - 1995

Harajli *et al.* [53] realizaram ensaios a doze modelos da ligação laje-pilar, com o objetivo de investigar o efeito da introdução de BRF no comportamento ao punçoamento de lajes fungiformes.

De entre os vários parâmetros que influenciam a resistência das lajes ao punçoamento, estes autores estudaram o tipo, esbelteza e percentagem de fibras utilizadas, além da espessura dos modelos. Foi adotada uma geometria quadrada para as lajes, com 650 mm de lado. Foram utilizadas diferentes espessuras de laje, sendo de 55 mm para os modelos da série A e 75 mm para os modelos da série B. Os pilares também tinham forma quadrada, com 100 mm de lado. Os investigadores estudaram dois tipos de fibras: as de aço com ganchos nas extremidades (“hooked”) e as de polipropileno.

Os modelos eram compostos por um betão de resistência normal e com uma percentagem de armadura longitudinal de 1.12% em varões de 10 mm de diâmetro. O equipamento utilizado para os ensaios aplicava, no centro da laje, um deslocamento do pistão com uma velocidade de 0.5 mm/min, capaz de controlar a deformação.

Na Figura 2.2, estão representados os valores obtidos nas duas séries, incluindo também a melhor reta de aproximação entre esses valores.

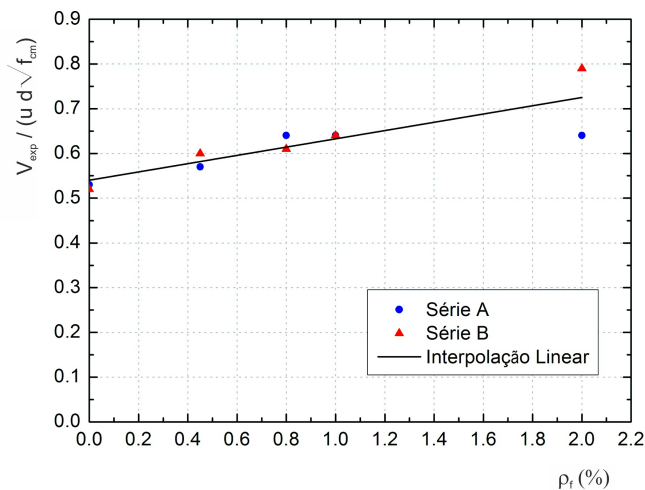


Figura 2.2: Relação entre a força normalizada e a percentagem de fibras (adaptado de Harajli *et al.* [53]).

Os modelos de laje ensaiados mostraram um comportamento mais dúctil à medida que aumentou a percentagem de fibras. Verificaram que os modelos com fibras de polipropileno aumentam a ductilidade da laje, mas não trazem um aumento significativo de

resistência ao punçoamento, quando comparados com os modelos com adições de fibras de aço.

Após a análise da influência das fibras na resistência e ductilidade na ligação laje-pilar, Harajli *et al.* [53] propuseram uma formulação para determinar a carga última ao punçoamento, em função do volume de fibras de aço adicionado ao betão. Note-se que essa expressão foi validada para determinado tipo de condições específicas do estudo.

A Equação (2.7) é a proposta por Harajli *et al.* [53] para a previsão da capacidade de carga de lajes com BRF sujeitas ao punçoamento, não sendo explicitamente demonstrado como foi considerado o tipo e a esbelteza das fibras utilizadas:

$$V = (\zeta + 0.096 \cdot \rho_f) \cdot u \cdot d \cdot \sqrt{f_{cm}} \quad (2.7)$$

em que ρ_f é a percentagem de fibras introduzidas no betão, u é o comprimento do perímetro crítico a $d/2$ da face do pilar, d é a altura útil, f_{cm} é a resistência à compressão do betão em provetes cilíndricos (150 mm x 300 mm), e ζ é o mínimo de (Equação (2.8)):

$$\zeta = \begin{cases} \frac{1}{6} \cdot \left(1 + \frac{2}{\beta_c}\right) \\ \frac{1}{12} \cdot \left(\frac{\alpha_s \cdot d}{u} + 2\right) \\ \frac{1}{3} \end{cases} \quad (2.8)$$

em que β_c é a relação entre as dimensões das faces do pilar, α_s vale 40 para pilares interiores, 30 para pilares de bordo e 20 para pilares de canto.

Estes autores propuseram esta expressão baseando-se nos seus ensaios experimentais, obtidos em modelos com resistência à compressão em cilindros entre 20 MPa e 34 MPa, uma percentagem de armadura longitudinal de cerca de 1.12%, uma percentagem volumétrica de fibras entre 0 e 2.0%, altura útil média de 39 mm e 55 mm e fibras com ganchos nas extremidades (“hooked”) com um comprimento de 30 mm e um diâmetro de 0.5 mm.

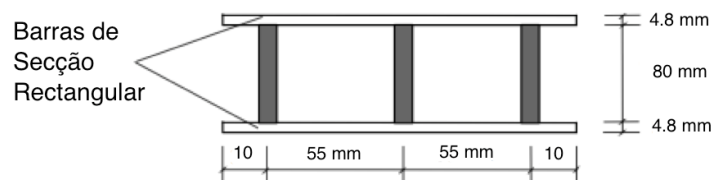
As conclusões de Harajli *et al.* [53] foram que:

- a utilização de BRF originou um aumento da resistência ao punçoamento das lajes;
- o aumento da resistência ao punçoamento, devido à presença de fibras, é essencialmente promovida pela fração de percentagem de fibras de aço e é independente do comprimento ou esbelteza das mesmas;
- a presença de fibras de aço nas lajes aumentou a ductilidade e a absorção de energia da ligação laje-pilar e a energia de absorção, como também alternou o modo de rotura, passando de punçoamento para flexão ou uma combinação flexão-punçoamento.

2.2.3 Azevedo - 1999

Azevedo [9] estudou doze modelos de lajes fungiformes, analisando a resistência ao punção e ductilidade da ligação laje-pilar. Para isso, utilizou diferentes valores de resistência do betão (entre 30 e 80 MPa), diferentes percentagens de fibras (entre 0 e 1.5%) e colocou em algumas lajes armadura transversal (Figura 2.3 (a)).

As lajes tinham geometria quadrada com 1160 mm de lado e com 100 mm de espessura (Figura 2.3 (b)). O pilar foi simulado por um carregamento aplicado no centro da superfície superior através de uma placa de aço quadrada com 80 mm de lado e uma espessura de 37 mm. Foram utilizados varões de 10 mm de diâmetro para a armadura superior, espaçados de forma a resistir a um momento fletor único em ambas direções. Os conectores tipo pino foram dispostos radialmente, compostos por varões de aço de 6,6 mm.



(a)



(b)

Figura 2.3: Armaduras utilizadas nos modelos de Azevedo [9]: (a) armadura transversal ("studs") e (b) disposição das armaduras longitudinais e transversais.

Azevedo [9] optou por utilizar duas séries de 6 lajes, sendo a primeira de betão com resistência normal (≈ 30 MPa) e a segunda de betão de alta resistência (≈ 80 MPa). Metade de cada série tinha armadura transversal ("studs") e, em cada grupo de três modelos, a percentagem de fibras foi de 0.75% e 1.50%. As fibras utilizadas eram retas com ganchos nas duas extremidades, de comprimento total igual a 30 mm, diâmetro de

0.45 mm e uma esbelteza (l_f/d_f) de 66.7. Neste caso, com o sistema de ensaio que utilizou, com deformação controlada, pretendeu obter uma curva força *vs* deslocamento que permitisse a avaliação da energia de deformação.

Utilizando os resultados experimentais que obteve, a autora propôs uma expressão linear que relaciona a carga de rotura das lajes com o volume de fibras adicionado, através da melhor aproximação encontrada. Essa expressão é limitada pelo tipo e a geometria de fibras utilizadas no seu trabalho.

A Equação (2.9) foi a que resultou dessa aproximação:

$$V = (0.17 + 0.05 \cdot \rho_f) \cdot \left[u \cdot d \cdot \frac{\left(1 + \sqrt{\frac{20}{d}}\right) \cdot \sqrt[3]{f_{cm}}}{10} \right] \quad (2.9)$$

em que ρ_f é a percentagem de fibras introduzidas no betão, u é o perímetro crítico definido a $2d$ da face do pilar, d é a altura útil e f_{cm} é a resistência à compressão do betão em provetes cilíndricos.

Esta expressão foi obtida da análise dos resultados experimentais desta autora, nos modelos sem "*studs*" e com resistência à compressão em cilindros ($\phi 100 \times 200$ mm) entre 30 MPa e 80 MPa, percentagem de armadura longitudinal de cerca de 1.57%, percentagem volumétrica de fibras entre 0 e 1.50%, altura útil média de 80 mm e fibras retas com gancho nas duas extremidades, com 30 mm de comprimento e com relação de aspeto de 67.

Azevedo [9] concluiu que:

- Para o caso em que não exista armadura transversal de punçoamento ("*studs*"), a adição de fibras foi mais eficiente nos betões de maior resistência (≈ 80 MPa) à compressão;
- Em todos os casos, observou que a carga de rotura foi sempre crescente em função do volume de fibras, indicando que, ao adicionar maiores percentagem volumétrica de fibras, haverá um acréscimo da capacidade resistente das lajes;
- Constatou que a utilização de betão de maior resistência (≈ 80 MPa), juntamente com a armadura transversal, aumentou substancialmente a resistência da ligação laje-pilar, e quando combinado com fibras de aço, verificou um considerável aumento da ductilidade, podendo até modificar o modo de rotura.

2.2.4 Cheng e Parra-Montesinos - 2010

Cheng e Parra-Montesinos [23] realizaram uma avaliação do reforço com BRF na resistência ao punçoamento em ligações pilar-laje fungiforme, apresentando uma primeira parte com carregamento vertical monotónico e uma segunda parte com carregamento vertical e horizontal cíclico.

Através dos resultados experimentais obtidos na sua investigação, foi demonstrada a eficácia da colocação de BRF para aumentar a resistência ao punçoamento e a ductilidade da ligação laje-pilar, quando sujeito a carregamentos verticais monotônicos.

Estes autores variaram os seguintes parâmetros na realização das lajes:

- Geometria das fibras (com ganchos ou torcidas);
- Tensão última das fibras (1100, 1800 e 2300 MPa);
- Volume de fibras (1.0% a 1.5%);
- Percentagem de armadura longitudinal (0.56% e 0.83%).

Cheng e Parra-Montesinos [23] decidiram estudar quatro tipos de misturas de BRF e duas percentagens de armaduras longitudinais. Os objetivos desta primeira parte foram:

- Verificar que tipo de fibra teria o melhor desempenho;
- Estimar um limite da resistência ao punçoamento da laje.

As lajes eram quadradas com 1500 mm de lado e com 150 mm de espessura, com um pilar também quadrado com 150 mm de lado. A respetiva armadura longitudinal, colocada na parte inferior das lajes e com uma altura útil de 127 mm, era composta por:

- ϕ 12 // 0.10 para S1, S3, S5, S7 e S9 (percentagem de armadura de 0.83%);
- ϕ 12 // 0.15 para S2, S4, S6, S8 e S10 (percentagem de armadura de 0.56%).

O carregamento foi aplicado na face superior da laje pelo pilar, no sentido gravítico. A velocidade de aplicação do deslocamento foi de 3.8 mm/min. As rotações foram medidas a $2h$, isto é, 300 mm da face do pilar. O perímetro de controlo (u) foi calculado a $d/2$ da face do pilar, de acordo com o American Concrete Institute (ACI) 318-08 [1]. Nas lajes S5, S6, S9 e S10 só colocaram fibras numa área quadrada no centro com 760 mm de lado. Todas as misturas foram realizadas para terem aproximadamente 35 MPa de resistência à compressão aos 28 dias. As lajes com betão simples e com BRF foram realizadas por estes autores no seu próprio laboratório, enquanto que as lajes com uma Argamassa Reforçada com Fibras (ARF) foram realizadas numa central de betão.

Na Tabela 2.2, são apresentadas as propriedades dos materiais utilizados nas lajes realizadas por Cheng e Parra-Montesinos [23].

Estes investigadores verificaram que as lajes reforçadas com fibras de aço em gancho (“hooked”), com uma percentagem de 1.5%, quer com tensão de cedência normal (1100 MPa) ou tensão de cedência elevada (2300 MPa), apresentavam melhor desempenho em termos de resistência ao punçoamento e capacidade de deformação.

Os resultados mostram que nem sempre era claro que tivesse ocorrido rotura por punçoamento na parte inferior da laje. As lajes com espaçamento da armadura de flexão

Tabela 2.2: Propriedades dos materiais utilizados nas lajes de Cheng e Parra-Montesinos [23].

Modelo	Betão	f_{cm} (MPa)	Tipo de fibra { ρ_f } ⁽¹⁾	l_f ⁽¹⁾ { d_f } (mm)	$f_{u,f}$ ⁽¹⁾ (MPa)	ρ ⁽²⁾ (%)	f_y ⁽²⁾ (MPa)	f_u ⁽²⁾ (MPa)
S1	Simplex	47.7	-	-	-	0.83	471	697
S2	Simplex	47.7	-	-	-	0.56	471	697
S3	BRF	25.4	c/gancho {1%}	30 {0.55}	1100	0.83	455	670
S4	BRF	25.4	c/gancho {1%}	30 {0.55}	1100	0.56	455	670
S5	ARF ⁽³⁾	59.3	torcida {1.5%}	35 {0.5} ⁽⁴⁾	1800	0.83	471	689
S6	ARF ⁽³⁾	57.9	torcida {1.5%}	35 {0.5} ⁽⁴⁾	1800	0.56	471	689
S7	BRF	31.0	c/gancho {1.5%}	30 {0.55}	1100	0.83	449	681
S8	BRF	31.0	c/gancho {1.5%}	30 {0.55}	1100	0.56	449	681
S9	BRF ⁽³⁾	46.1	c/gancho {1.5%}	30 {0.38}	2300	0.83	449	681
S10	BRF ⁽³⁾	59.1	c/gancho {1.5%}	30 {0.38}	2300	0.56	449	681

⁽¹⁾ correspondente às fibras;

⁽²⁾ correspondente à armadura longitudinal;

⁽³⁾ unicamente na região central da laje (760 x 760 mm);

⁽⁴⁾ diâmetro equivalente;

Notas: BRF é o betão reforçado com fibras; ARF é uma argamassa reforçada com fibras.

de 100 mm mostraram pouca ou nenhuma ductilidade, enquanto que as lajes com espaçamento de 150 mm e com 1.5% de fibras mostraram maior ductilidade. As lajes reforçadas com fibras com gancho (“hooked”) (S7, S8, S9 e S10) mostraram maior capacidade de rotação.

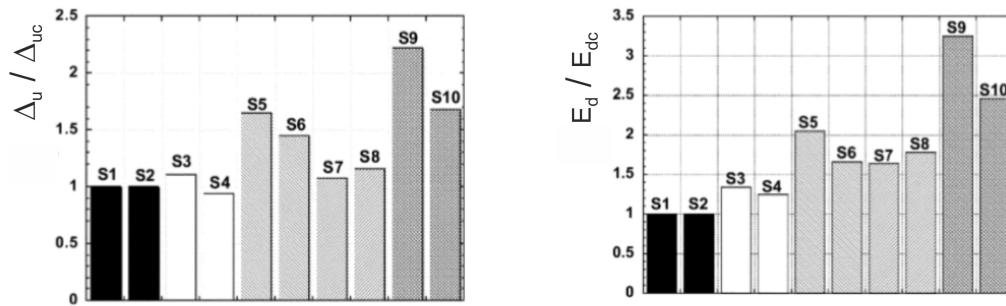
Os autores verificaram que nenhuma das lajes S5, S6, S9 e S10, com reforço de fibras só na zona central, com 760 mm de lado, mostrou falhas ou rotura na interface dos dois tipos de betão. A tensão média de corte na interface entre os materiais variou entre $0.18 \sqrt{f_{cm}}$ a $0.22 \sqrt{f_{cm}}$. Isto mostra que o reforço pode ser efetuado numa zona restrita de ligação laje-pilar. A tensão última de corte (v_u), na zona de transição entre os dois materiais, sugerida por estes autores, é dada pela Equação (2.10):

$$v_u = \frac{1}{6} \cdot \sqrt{f_{cm}} \quad (2.10)$$

A Figura 2.4 mostra a variação da deformação última relativa e a energia de deformação dos modelos.

Cheng e Parra-Montesinos [23] puderam concluir com esta primeira parte que:

- A adição de fibras levou a um aumento da resistência ao punçoamento e da capacidade de deformação das lajes. As lajes com fibras “hooked” com adição de 1.5%



em que:

Δ_u - deformação na rotura de cada laje;

Δ_{uc} - deformação na rotura das lajes S1 e S2, com 0.83% e 0.56% de armadura longitudinal respetivamente;

E_d - energia de deformação de cada laje;

E_{dc} - energia de deformação das lajes S1 e S2, com 0.83% e 0.56% de armadura longitudinal respetivamente.

Figura 2.4: Deformação última relativa e energia de deformação dos modelos de Cheng e Parra-Montesinos [23].

na mistura exibiram melhores comportamentos e apresentaram aumentos na resistência ao punçoamento até aproximadamente 55%. Não foi observada nenhuma alteração apreciável na rigidez da laje devido à adição de fibras;

- Com a utilização de BRF foi observado um aumento da resistência das lajes, originando em alguns casos uma alteração no modo de rotura, passando de rotura por punçoamento a rotura por flexão. Este fenómeno foi observado na laje S10, que é composta por 1.5% de adição de fibras e 0.56% de percentagem de armadura longitudinal. Com isto, foi possível observar que neste modelo S10, o aumento da resistência ao punçoamento da laje fez com que esta exibisse rotura por flexão antes de atingir rotura por punçoamento;
- Os resultados demonstraram que a utilização de BRF na região de ligação laje-pilar até $2h$ da face do pilar, é suficiente para aumentar a resistência ao punçoamento da laje. Um limite de $1/6 \sqrt{f_{cm}}$ para a tensão de corte na região de ligação dos dois materiais (reforçado e não-reforçado com fibras) foi considerada adequada.

2.2.5 Higashiyama *et al.* - 2011

Higashiyama *et al.* [54] tiveram como objetivo investigar o comportamento ao punçoamento de lajes em BRF, propondo uma nova expressão, baseada nas especificações da norma da *Japan Society of Civil Engineers (JSCE)* [72]).

Nesse estudo, foram ensaiadas 12 lajes com variação da quantidade de fibras, espessura da laje, percentagem de armadura longitudinal e da resistência à compressão do betão. Com os seus resultados experimentais e com mais 50 resultados obtidos por outros autores, verificaram a aplicação da expressão proposta.

No que se refere ao material utilizado, usaram um betão normal com um abaixamento no cone de Abrams de 150 mm, proveniente de uma central local que utilizava cimento

Portland. A máxima dimensão do agregado utilizado foi de 20 mm. Foi também utilizada na mistura um redutor de ar e água.

As fibras utilizadas eram em gancho, com 30 mm de comprimento e 0.62 mm de diâmetro. A sua tensão última e módulo de elasticidade eram de 1215 N/mm² e 184 kN/mm², respetivamente. Estes autores obtiveram a resistência à compressão e o módulo de elasticidade de cada modelo através de ensaios a três cilindros (ϕ 100 x 200 mm).

As lajes ensaiadas eram quadradas com 1200 mm de lado, simplesmente apoiadas nos quatro bordos com um vão de 1000 mm. Higashiyama *et al.* [54] utilizaram três espessuras de laje, nomeadamente, 100 mm, 140 mm e 180 mm. O carregamento foi efetuado no centro da laje por um macaco hidráulico, através de uma placa de aço quadrada com 100 mm de lado.

Na Figura 2.5, é apresentada uma foto do esquema de ensaio utilizado por Higashiyama *et al.* [54].

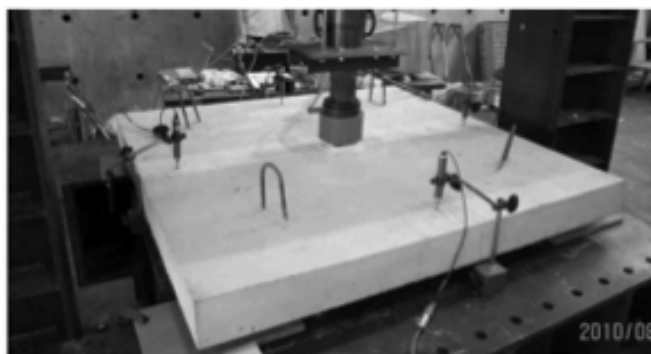


Figura 2.5: Esquema de ensaio adotado por Higashiyama *et al.* [54].

Na Tabela 2.3 são apresentadas as características de cada modelo e a respetiva carga última experimental.

Tabela 2.3: Características dos modelos ensaiados por Higashiyama *et al.* [54].

Modelo	h (mm)	d (mm)	ρ (%)	ρ_f (%)	f_{cm} (MPa)	V (kN)
t100-0.67	100	70	0.85	0.67	24.6	137.5
t140-0.67	140	110	0.54	0.67	24.6	210.2
t180-0.67	180	150	0.40	0.67	24.6	297.6
t100-0.72	100	65	0.91	0.72	42.2	140.8
t140-0.72	140	105	0.57	0.72	42.2	213.2
t180-0.72	180	145	0.41	0.72	42.2	290.7
t100-0.91	100	65	0.91	0.91	21.6	120.8
t140-0.91	140	105	0.57	0.91	21.6	183.1
t180-0.91	180	145	0.41	0.91	21.6	231.2
t100-0.63	100	70	0.85	0.63	27.8	152.3
t100-0.94	100	70	0.85	0.94	31.1	147.9
t100-1.03	100	70	0.85	1.03	30.4	158.9

Através da análise aos resultados obtidos nos ensaios, verificaram que todas a lajes

com BRF mostraram um comportamento com maior capacidade de carga e de deformação do que o modelo de referência. Estes autores verificaram que, para uma espessura de laje de 100 mm e variando apenas a percentagem de fibras, a resistência ao punçoamento não aumentou linearmente com o aumento da percentagem de fibras.

Higashiyama *et al.* [54] propuseram a Equação (2.11) para o cálculo da resistência ao punçoamento de lajes com BRF, baseando-se no JSCE [72] e considerando também a tensão na fibra na zona da fenda (v_b) e o perímetro crítico (u) empiricamente modificado pelo fator de fibra (F_f), proposto por Narayanan e Darwish [93].

$$V = \beta_d \cdot \beta_p \cdot \beta_r \cdot (f_{pcd} + v_b) \cdot u \cdot d \quad (2.11)$$

$$f_{pcd} = 0.2 \cdot \sqrt{f_{cm}} \leq 1.2 \text{ MPa} \quad (2.12)$$

$$v_b = 0.41 \cdot \tau \cdot F_f \quad (2.13)$$

$$\beta_d = \sqrt[4]{\frac{1000}{d}} \quad (2.14)$$

$$\beta_p = \sqrt[3]{100 \cdot \rho} \quad (2.15)$$

$$\beta_r = 1 + \frac{1}{1 + 0.25 \cdot u_p/d} \quad (2.16)$$

$$u = (u_p + \pi \cdot d) \cdot (1 - K \cdot F_f) \quad (2.17)$$

$$F_f = \frac{l_f}{d_f} \cdot \rho_f \cdot k_b \quad (2.18)$$

em que f_{cm} é a resistência à compressão do betão em cilindros ($\phi 100 \times 200$ mm), d é a altura útil, ρ é a percentagem de armadura longitudinal, τ é a tensão de ligação entre as fibras e a matriz na interface (≈ 4.15 MPa), u_p é o perímetro do pilar, u é o perímetro crítico localizado a $d/2$ da face do pilar, ρ_f é a percentagem volumétrica de fibras, k_b é a um fator que tem em conta a geometria das fibras, l_f e d_f são o comprimento e diâmetro das fibras, respetivamente, F_f é um parâmetro que têm em consideração três fatores: esbelteza da fibra, a percentagem volumétrica de fibras adicionadas e um fator de ligação, e K é um valor de uma constante adimensional ($K=0.32$). Este valor do fator K foi derivado dos ensaios das 12 lajes realizadas por Higashiyama *et al.* [54].

Esta Equação (2.11) é adequada quando se utiliza lajes de BRF com uma resistência à compressão em cilindros ($\phi 100 \times 200$ mm) entre 22 MPa a 61 MPa, espessura de laje entre 60 mm a 180 mm, uma percentagem de armadura longitudinal entre 0.4% a 2.7%, uma

percentagem volumétrica de fibras entre 0.25% a 1.93%, e para fibras do tipo “hooked”, torcidas, onduladas e com reentrâncias.

A razão entre os valores obtidos nos 12 ensaios deste estudo com os previstos pela Equação (2.11) resulta numa média de 0.99 com um desvio padrão de 0.14. A expressão proposta (Equação (2.11)) foi também aplicada na previsão da capacidade de carga de 50 lajes de BRF de outros autores para verificar a sua precisão, obtendo uma razão média de 1.01, com um desvio padrão de 0.14.

2.2.6 Nguyen-Minh *et al.* - 2012

Nguyen-Minh *et al.* [95] estudaram o comportamento ao punçoamento das ligações laje-pilar realizadas com BRF, em que a principal variável em estudo foi o volume percentual de fibras introduzidas no betão.

Os autores realizaram doze lajes no total, dividindo-as por três grupos dependendo das dimensões em planta adotadas (grupo A: 1050 x 1050 mm; grupo B: 1350 x 1350 mm; grupo C: 1650 x 1650 mm) e todas com 125 mm de espessura. As dimensões do pilar foram de 200 x 200 mm.

As quantidades de material utilizado para realização das lajes foi de:

- Cimento: 453 kg/m³;
- Água: 181 kg/m³;
- Areia natural (0-4 mm): 624 kg/m³;
- Agregado grosso (22 mm): 1242 kg/m³;
- Plastificante: 5 L/m³;
- Fibras: 30, 45 e 60 kg/m³.

Nguyen-Minh *et al.* [95] utilizaram fibras de aço com ganchos nas extremidades com 60 mm de comprimento e 0.75 mm de diâmetro, com uma resistência à tração de 1100 MPa. A percentagem de armadura longitudinal utilizada foi de 0.66%. Através de um modelo teórico, apresentaram uma nova formulação para cálculo da resistência ao punçoamento das lajes com base no mecanismo de rotura apresentado na Figura 2.6, que tem em conta a contribuição do betão armado e das fibras.

Para lajes quadradas com pilares quadrados, foi apresentado por estes autores uma formulação (Equação (2.19)) para o cálculo da resistência ao punçoamento de lajes com BRF:

$$V(kN) = \sqrt{\frac{400}{d}} \cdot \frac{48}{(L_l - c)/d} \cdot \rho^{0.4} \cdot f_{cm}^{0.4} \cdot u \cdot d + 2.24 \cdot \frac{n_f \cdot l_f \cdot \rho_f}{d_f} \cdot (c + a_T) \cdot a_T \quad (2.19)$$

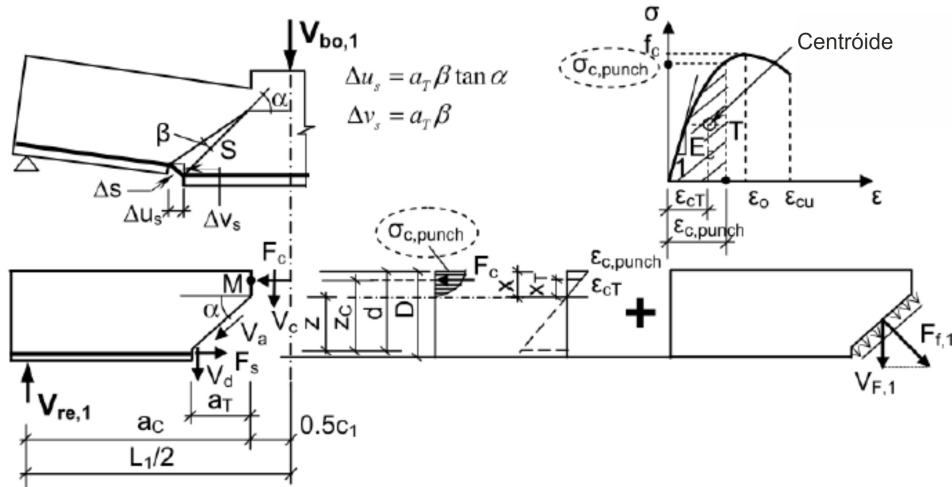


Figura 2.6: Diagrama de corpo livre de uma viga simplesmente apoiada e suposições geométricas da fenda de corte de acordo com Nguyen-Minh *et al.* [95].

$$u = \frac{c + (2 \cdot d)}{\tan \alpha} \quad (2.20)$$

$$a_T = \left\{ 1 - \left[\sqrt{\frac{85.1 \cdot \rho}{\sqrt{f_{cm}}} + \left(\frac{42.55 \cdot \rho}{\sqrt{f_{cm}}} \right)^2} - \frac{42.55 \cdot \rho}{\sqrt{f_{cm}}} \right] \right\} \cdot \sqrt{3} \cdot d \quad (2.21)$$

em que:

- d é a altura útil da laje;
- L_1 é a largura teórica da laje;
- c é a largura do pilar;
- ρ é a percentagem de armadura longitudinal;
- f_{cm} é a resistência à compressão do betão em provetes cilíndricos;
- u é o comprimento do perímetro de rotura no cone de punçãoamento;
- α é o ângulo da fenda de corte;
- n_f é o factor que tem em conta a forma do tipo de fibra:
 - $n_f = 0.5$ (rectas);
 - $n_f = 0.75$ (onduladas);
 - $n_f = 1.0$ (com ganchos nas extremidades).
- l_f é o comprimento das fibras (mm);
- ρ_f é a percentagem volumétrica de fibras (%);

- d_f é o diâmetro das fibras (mm);
- a_T é o comprimento da projeção horizontal da fenda diagonal (mm).

Os resultados da investigação experimental mostraram que existe um aumento na resistência ao punçoamento, diminuição da abertura média das fendas e também maior integridade no comportamento pós-colapso à medida que aumenta o volume percentual de fibras, em comparação com as lajes convencionais.

Os autores observaram que a abertura de fendas, para uma força de 150 kN nas lajes do grupo C, reduziu 40% das lajes sem fibras para as lajes com 60 kg/m^3 de fibras. Para as lajes do grupo A e B, com o mesmo nível de carga, a redução de abertura de fendas foi de aproximadamente 34% e 36% respectivamente. Para maiores níveis de carga, a abertura de fendas também diminuiu entre 41% e 89%.

Nguyen-Minh *et al.* [95] verificaram que, no patamar da carga de cedência da laje de referência, as deformações nos modelos com 30 kg/m^3 e 45 kg/m^3 de fibras diminuíram de 8 a 16% e 16 a 31%, respectivamente. Com a adição de 60 kg/m^3 de fibras, observaram uma diminuição da deformação da laje de aproximadamente 36%.

O aumento na resistência ao punçoamento foi de 16 a 39% nas lajes do grupo A, 19 a 25% para o grupo B e 16 a 23% nas lajes do grupo C.

As principais conclusões de Nguyen-Minh *et al.* [95] foram:

- A utilização de BRF, nas lajes sujeitas ao punçoamento, provou ter os seguintes benefícios:
 - aumento da resistência ao punçoamento (até 39%);
 - redução na abertura média das fendas (até 40% para o estado limite de serviço);
 - redução da deformação em patamares de carga iguais (até 36%).
 - aumento da rigidez da laje, maior ductilidade para cargas próximas da rotura e maior integridade na vizinhança da ligação da laje ao pilar;
- Os parâmetros relacionados com as características das fibras devem ser contabilizados no cálculo da resistência ao punçoamento de ligações laje-pilar. Reforçaram que negligenciar estas características levará a subestimar a resistência ao punçoamento destas ligações;
- A previsão da resistência ao punçoamento utilizando a formulação proposta mostra boa concordância com os resultados experimentais. A média da razão entre a previsão da resistência ao punçoamento e a obtida experimentalmente é de 0.90 com um coeficiente de variação de 0.10.

2.2.7 Maya *et al.* - 2012

Maya *et al.* [83] apresentaram um modelo físico para prever a capacidade resistente ao punçoamento e o comportamento de lajes com BRF.

Num modelo desenvolvido por Muttoni [89], denominado *Critical Shear Crack Theory* (CSCT), é assumido que a abertura da fenda crítica de corte (w) é proporcional à rotação da laje (ψ) multiplicada pela altura útil (d), como é ilustrado na Figura 2.7. O modelo baseia-se no pressuposto de que a resistência ao corte em elementos sem armadura transversal é governada pela abertura e pela rugosidade da fenda de corte que se desenvolve na escora inclinada.

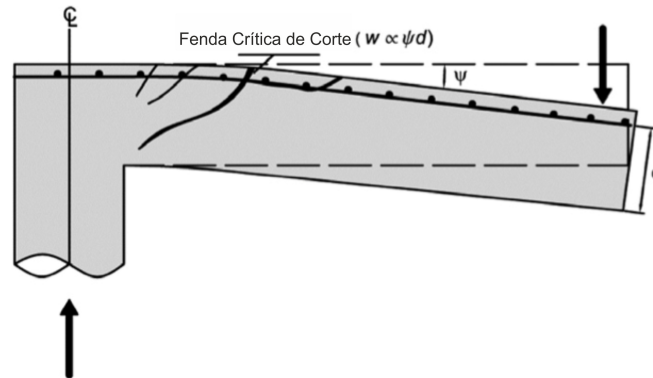


Figura 2.7: Desenvolvimento do perímetro de rotura de punçoamento [89].

A resistência ao punçoamento é dada pela ação conjunta do betão e das fibras, como proposto por Muttoni e Ruiz Fernandez [47]. Por conseguinte, a resistência ao punçoamento, utilizando valores médios dos materiais, (V_{Rm}) pode ser calculada pela soma dessas duas contribuições, como é apresentado na Equação (2.22).

$$V_{Rm} = V_{Rm,c} + V_{Rm,f} \quad (2.22)$$

em que $V_{Rm,c}$ e $V_{Rm,f}$ são os valores médios das contribuições do betão e das fibras, respetivamente, no ponto em que o ângulo de rotação (ψ_R) corresponde à rotação última da laje. Note-se que a contribuição do betão e das fibras são ambas funções da abertura da fenda crítica de corte.

Com base no critério de rotura, Muttoni [89] apresenta uma expressão para o cálculo da resistência ao punçoamento de lajes sem armaduras específicas de punçoamento. O autor verificou que a resistência ao punçoamento é proporcional à abertura da fenda, concluindo que as maiores fendas reduzem a contribuição da resistência à tração e do interbloqueamento de agregados do betão, e conseqüentemente a uma diminuição da resistência.

A equação apresentada para a contribuição do betão, considerando os valores médios das características dos materiais, foi (Equação (2.23)):

$$\frac{V_{Rm,c}}{u \cdot d \cdot \sqrt{f_{cm}}} = \frac{3/4}{1 + 15 \cdot \frac{\psi \cdot d}{d_{g0} + d_g}} \quad (2.23)$$

em que:

- d é a altura útil média da laje;
- u representa o perímetro de controlo a uma distância $d/2$ da face do pilar;
- ψ é a rotação da laje no momento da rotura;
- f_{cm} é o valor médio da tensão de rotura à compressão do betão em provetes cilíndricos;
- d_{g0} é a dimensão de referência dos agregados;
- d_g é a máxima dimensão dos agregados.

A contribuição das fibras na resistência ao punçoamento pode ser calculada integrando a tensão nas fibras (Equação (2.24)) na fenda crítica, assumida com um ângulo de 45° com o intradorso da laje:

$$V_{Rm,f} = \int_{A_p} \sigma_{tf}(w(\xi)) dA_p = \int_{A_p} \sigma_{tf}(\psi, \xi) dA_p \quad (2.24)$$

em que A_p é a área projetada do perímetro crítico de punçoamento, ξ é a distância vertical de um ponto relativamente ao intradorso da laje.

De acordo com o modelo *Variable Engagement Model (VEM)* desenvolvido por Voo e Foster [115], a tensão nas fibras ao longo de um plano de área unitária é dada pela Equação (2.25):

$$\sigma_{tf} = K_f \cdot \alpha_f \cdot \rho_f \cdot \sigma_b \quad (2.25)$$

em que K_f é a orientação global das fibras, α_f é a relação de aspeto das fibras, ρ_f é a percentagem volumétrica de fibras e σ_b é a tensão de aderência entre as fibras e a matriz de betão (Equação (2.26)):

$$\sigma_b = k_b \cdot \sqrt{f_{cm}} \quad (2.26)$$

em que k_b é um fator que depende do tipo de fibra. Para fibras de aço em gancho, o parâmetro vale 0.8, para fibras onduladas vale 0.6 e para fibras retas vale 0.4.

Para determinar a resistência ao punçoamento e a capacidade de deformação da laje, é necessário conhecer a relação entre carga-rotação da laje. A carga e rotação última da laje, como se pode observar na Figura 2.8, dá-se quando a linha do critério de rotura e a curva carga-rotação se intersectam.

Muttoni [89], através da relação momento-curvatura da laje, apresenta uma outra equação (Equação (2.27)) para o cálculo da resistência ao punçoamento da laje, também

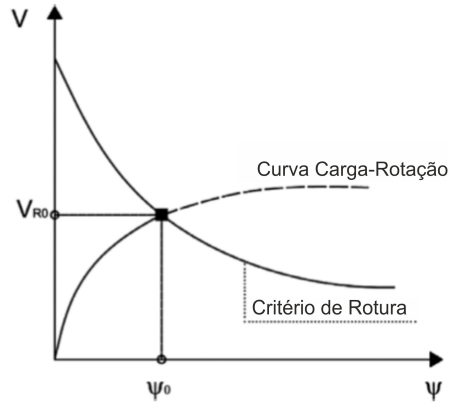


Figura 2.8: Avaliação da capacidade de carga e de deformação de acordo com o CSCT [89].

sem armaduras específicas de punçoamento. O autor verificou que assumindo algumas simplificações, essa expressão podia ser aproximada a:

$$V = V_{flex} \cdot \left(\frac{\psi}{1.5 \cdot \frac{r_s}{d} \cdot \frac{f_y}{E_s}} \right)^{\frac{2}{3}} \quad (2.27)$$

em que:

- r_s é a distância do eixo do pilar até a linha de momentos de flexão nulos;
- f_y é o valor médio da tensão de cedência à tração do aço da armadura longitudinal;
- E_s é o valor médio do módulo de elasticidade do aço da armadura longitudinal;
- V_{flex} é a carga correspondente à rotura por flexão da laje.

De acordo com o MC2010 [45] e com Muttoni e Ruiz Fernandez [90], o valor de ψ na Equação (2.27) corresponde ao Nível II de cálculo. Para a aplicação do Nível III, é recomendado substituir o coeficiente 1.5 por 1.2 e calcular V_{flex} para cada caso em concreto.

Para o cálculo de V_{flex} , é necessário conhecer o momento fletor resistente por unidade de comprimento (m_R), que pode ser calculado pela Equação (2.28):

$$m_R = \rho \cdot d^2 \cdot f_y \cdot \left[1 - \frac{\beta_1 \cdot \left(\rho \cdot f_y + \frac{f_{ct2,f} \cdot h}{d} \right)}{2 \cdot (\alpha_{cc} \cdot f_{cm} + f_{ct2,f})} \right] + \frac{h^2 \cdot f_{ct2,f}}{2} \cdot \left[1 - \frac{\rho \cdot f_y \cdot d/h + f_{ct2,f}}{(\alpha_{cc} \cdot f_{cm} + f_{ct2,f})} \right] \cdot \left[1 + \frac{\rho \cdot f_y \cdot d/h + f_{ct2,f}}{(\alpha_{cc} \cdot f_{cm} + f_{ct2,f})} \cdot (1 - \beta_1) \right] \quad (2.28)$$

em que β_1 é um fator relativo à profundidade da zona comprimida, que de acordo com

o MC2010 [45], pode ser aproximado a $\beta_1 = 0.80 - (f_{cm} - 50)/400$. O fator α_{cc} também é adotado de acordo com o MC2010 [45] e é um fator que têm em conta os efeitos de longo prazo sobre a resistência à compressão e também os efeitos desfavoráveis devido às condições de carga. O parâmetro $f_{ct2,f}$ é a tensão de tração residual do BRF.

Maya *et al.* [83], para validarem o seu modelo mecânico e a formulação proposta, utilizaram um grande número de resultados experimentais obtidos por outros autores. Na Figura 2.9, é apresentada a razão entre os valores de carga máxima dos ensaios com os respectivos valores de cálculo, em função da percentagem de fibras.

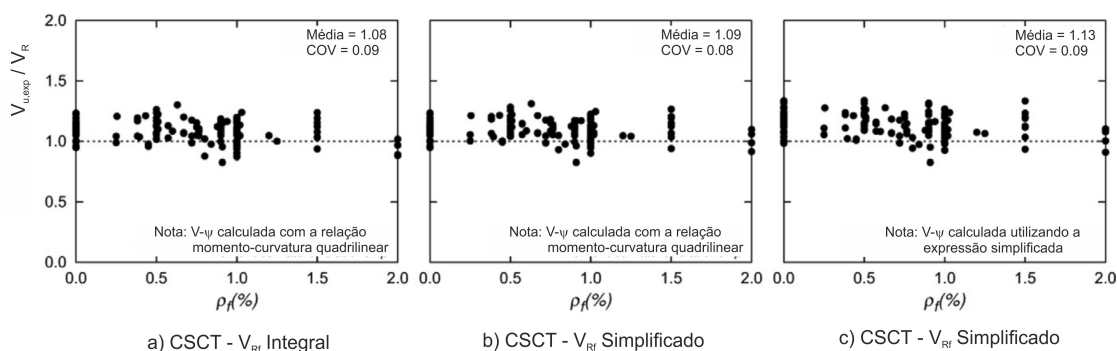


Figura 2.9: Previsão da resistência ao punçamento para lajes com BRF [83].

A média da relação entre a resistência de punçamento ensaiada com a calculada, seguindo este modelo, é de 1.08 com um coeficiente de variação de 0.09.

As conclusões de Maya *et al.* [83] foram:

- A abertura da fenda no perímetro de rotura de punçamento é proporcional à rotação da laje de acordo com CSCT;
- A contribuição do betão na resistência ao punçamento tem em conta os seus principais parâmetros geométricos e mecânicos;
- Para avaliar a contribuição das fibras na resistência ao punçamento é necessária a relação entre a abertura da fenda com a tensão de tração no BRF na ponte de ligação;
- O modelo de previsão de resistência ao punçamento de ligações laje-pilar proposto mostra uma boa concordância com os resultados obtidos nos ensaios dos outros autores, representando adequadamente a influência das fibras.

2.2.8 Gouveia *et al.* - 2014

Gouveia *et al.* [50] estudaram o comportamento de ligações lajes-pilar sujeitas ao punçamento monotónico realizadas em betão reforçado com fibras de aço.

Os autores realizaram ensaios a seis modelos de laje usando diferentes percentagens volumétricas de fibras (0, 0.50%, 0.75%, 1.00% e 1.25%), tendo incluído no seu estudo ensaios experimentais para a determinação das propriedades mecânicas do BRF, ou seja,

a sua resistência à compressão e à tração, juntamente com um estudo completo do comportamento à tração através de uma análise inversa com base em ensaios à flexão. Para obter o comportamento à tração do BRF, descrito através de uma lei tensão-abertura de fenda, Gouveia *et al.* [50] utilizaram ensaios indiretos, por meio de ensaios à flexão a vigas entalhadas e a painéis de laje quadrados. A fibra utilizada foi a Dramix® 3D RC 65/35 BN, com comprimento total igual a 35 mm, com diâmetro de 0.55 mm, com uma esbelteza 64 e com tensão de cedência de cerca de 1150 MPa. A percentagem geométrica de armadura longitudinal superior foi de 1.0%.

Na Figura 2.10, são apresentadas as leis tensão-abertura de fenda otimizadas para os ensaios às vigas entalhadas e painéis de laje quadrados:

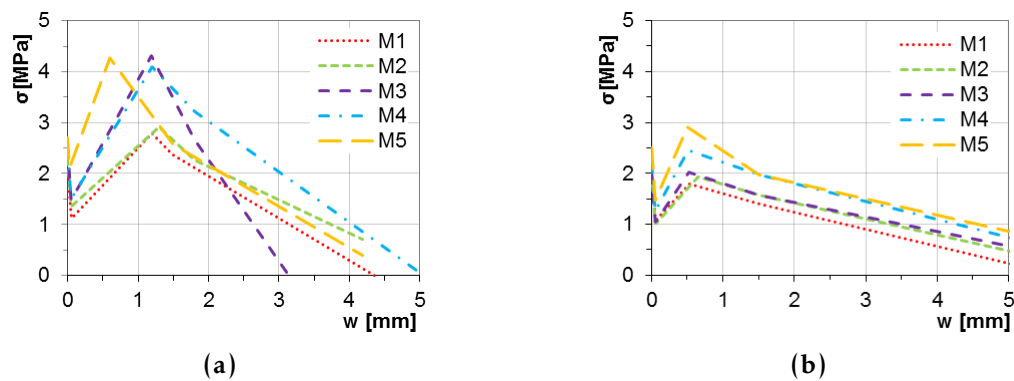


Figura 2.10: Leis $\sigma - w$ obtidas por Gouveia *et al.* [50] nos ensaios: a) às vigas entalhadas e b) aos painéis quadrados.

Os autores verificaram que os resultados obtidos nos ensaios às vigas entalhadas são superiores aos obtidos nos ensaios em painéis quadrados, essencialmente devido a uma orientação preferencial das fibras nas vigas entalhadas.

Os modelos de laje ensaiados tinham 1650 x 1650 mm de área e 125 mm de espessura. O carregamento foi realizado através de um macaco hidráulico posicionado na parte inferior da laje, que estava em contato com o laje através de uma placa de aço com 200 x 200 mm de área posicionada no centro.

Tabela 2.4: Cargas de rotura experimentais dos modelos de Gouveia *et al.* [50].

Modelo	ND0	ND1	ND2	ND3	ND4	ND5
V_{exp} (kN)	289.2	296.0	369.3	450.7	456.0	474.7
$V_{exp} / V_{exp,ND0}$	1.00	1.02	1.28	1.56	1.58	1.64

Através da análise dos resultados dos ensaios, verificaram que é possível aumentar consideravelmente a capacidade de carga das lajes através da introdução de fibras de aço no betão, mostrando os seus efeitos benéficos.

No seu estudo, utilizaram três previsões de capacidade de carga, nomeadamente, o MC2010 [45], o modelo de Maya *et al.* [83] e o modelo apresentado por Azevedo [9]. No modelo do MC2010 [45] e Maya *et al.* [83], utilizaram os resultados das leis tensão-abertura de fenda, obtidas nos ensaios às vigas entalhadas e nos painéis de laje, na previsão

da capacidade de carga dos modelos de laje.

Usando estas previsões, obtiveram o seguinte valor médio das relações V_{exp} / V_{pred} e o correspondente Coeficiente de Variação (CoV), respetivamente: 0,88 e 0,09 (utilizando [45], com as leis da Figura 2.10 (a)), 0,93 e 0,08 (usando [45], com as leis da Figura 2.10 (b)), 0,83 e 0,14 (utilizando [83] com as leis da Figura 2.10 (a)), 0,91 e 0,10 (utilizando [83] com as leis da Figura 2.10 (b)) e 1,08 e 0,06 (utilizando [9]).

As conclusões de Gouveia *et al.* [50] foram:

- Os resultados mostraram que a introdução de fibras permitiu um aumento da capacidade de carga ao punçoamento e de deformação última das lajes;
- Os resultados também mostraram que uma laje com uma percentagem volumétrica de fibras de 1.25% teve um aumento na capacidade de carga de 64% em relação a uma laje sem fibras;
- Os resultados experimentais são comparados com as disposições do MC2010 [45] e Maya *et al.* [83], onde o comportamento à tração (através das relações $\sigma-w$) e as propriedades à compressão do betão são tidos em conta, mostrando boa precisão na previsão da capacidade de carga ao punçoamento;
- A previsão fornecida por Azevedo [9] mostra que a expressão do EC2 [68] para o cálculo da capacidade de carga ao punçoamento pode ser adaptada de modo a incluir o efeito benéfico do BRF, proporcionando também boas previsões.

2.3 Lajes sob Ações Verticais e Horizontais Cíclicas

Nesta secção são apresentados alguns estudos experimentais encontrados na pesquisa bibliográfica focados no comportamento ao punçoamento de ligações pilar-laje fungiforme sob ações verticais e horizontais cíclicas.

Inclusivamente nesta secção, são analisados e pormenorizados os únicos três trabalhos de investigação encontrados que abordam a aplicação do BRF na zona de ligação pilar-laje fungiforme sob este tipo de ações. É, também, apresentado um trabalho de investigação que estuda o comportamento ao punçoamento de lajes fungiformes com e sem reforço ao punçoamento, que utiliza um sistema de ensaio inovador desenvolvido na Faculdade de Ciências e Tecnologia da Universidade Nova de Lisboa (FCT/UNL), com o objetivo de aproximar o comportamento dos modelos ao de uma laje fungiforme inserida numa estrutural real. Esse sistema de ensaio inovador foi, também, utilizado no presente estudo.

São apresentados, seguindo a ordem cronológica, os estudos experimentais realizados por Diaz [35], Tegos e Tsonos [108], Cheng e Parra-Montesinos [24] e Almeida *et al.* [4].

2.3.1 Diaz - 1992

Diaz [35] realizou um estudo experimental sobre o desempenho sísmico de ligações laje-pilar realizadas em BRF. O autor realizou ensaios à escala 1/2 a seis modelos de ligações em BRF, sendo três ligações interiores e três de bordo, sujeitas a ação combinada de carga vertical e deslocamentos horizontais. Na Figura 2.11, é apresentado um esquema geral das duas ligações utilizadas:

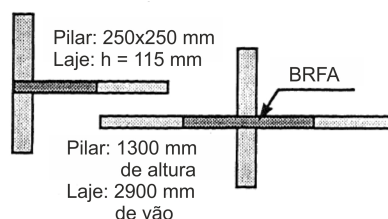


Figura 2.11: Configuração das ligações interiores e de bordo utilizadas por Diaz (adaptado de [37]).

A principal variável em estudo foi a percentagem volumétrica de fibras adicionadas ao betão. As fibras de aço eram dúcteis, com baixa percentagem de carbono e tinham uma resistência à tração específica de 345 MPa. As fibras com deformação tinham 25 mm de comprimento e uma relação de aspeto de 60. O BRF foi aplicado só na região da ligação, tendo um raio de 1.2 m, aproximadamente, ao redor do pilar (\approx a $4.2 h$ da face do pilar).

As lajes tinham uma espessura de 115 mm e o pilar era de secção quadrada com 250 mm de lado. As dimensões em planta das ligações de bordo era de cerca de 1580 x 1980 mm e das ligações interiores era de cerca de 2900 x 1980 mm. Os pilares superior e inferior à laje tinham uma altura de cerca de 590 mm. A altura útil média (d) dos modelos era de 100 mm.

Na Tabela 2.5, são apresentadas as propriedades dos modelos de Diaz [35]:

Tabela 2.5: Resumo das propriedades dos modelos de Diaz [35].

Modelo	ρ_f (kg/m ³)	$f_{cm}^{(1)}$ (MPa)		Armadura longitudinal			
		Betão simples	BRF	ρ em toda a laje (%)		ρ na faixa central ⁽²⁾ (%)	
				ρ_{sup}	ρ_{inf}	ρ_{sup}	ρ_{inf}
Int_90	90	34.5	42.3				
Int_60	60	36.8	31.7				
Int_30	30	39.0	37.6				
Ext_90	90	34.5	42.3	0.465	0.394	0.832	0.594
Ext_60	60	36.8	31.7				
Ext_30	30	39.0	37.6				

⁽¹⁾ valor médio da tensão de rotura do betão à compressão em cilindros com $\phi 150 \times 300$ mm;

⁽²⁾ faixa central com 600 mm de lado (definida como a largura do pilar + 3 * espessura da laje);

Nota: ρ_f é percentagem volumétrica de fibras, ρ é a percentagem geométrica média de armadura longitudinal, INT e EXT correspondem a ligações interior e de bordo, respetivamente.

Os modelos eram simplesmente apoiados ao longo de dois lados da laje, perpendiculares à direção de carregamento horizontal. Com o intuito de simular condições de carga

de serviço, foi aplicada uma carga vertical de cerca de 59.7 kN, que era composta pelo peso próprio total (17.2 kN) mais trinta por cento de sobrecarga (42.5 kN). A sobrecarga foi aplicada em 20 locais distribuídos uniformemente pela laje por meio de blocos de betão pendurados. Na Figura 2.12, é apresentado o esquema geral de ensaio utilizado por Diaz [35], sendo apresentado na Figura 2.13 o protocolo de ensaio utilizado.

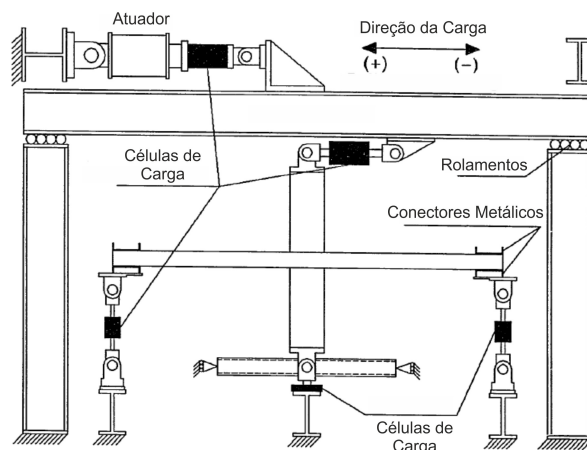


Figura 2.12: Esquema de ensaio utilizado por Diaz [35] (adaptado de [35]).

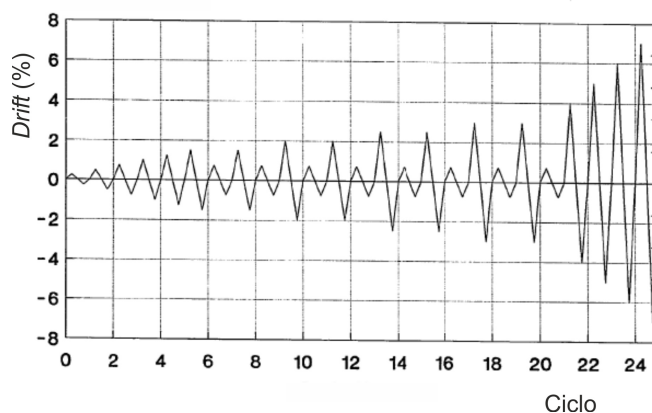


Figura 2.13: Protocolo de ensaio utilizado por Diaz [35] (adaptado de [35]).

Apresenta-se na Figura 2.14 as envolventes da relação carga horizontal-*drift* dos modelos de ligações interiores em BRF realizados por Diaz [35], mais um modelo de referência sem fibras que o autor utilizou para comparação.

Os modelos interiores com uma percentagem de fibras de 1,11% e 0,76% não apresentaram uma rotura bem definida, atingindo 7% de *drift*, enquanto o modelo com 0.38% de fibras exibiu uma rotura por punção aos 6% de *drift*. Nenhum dos modelos de bordo apresentou uma rotura típica, mantendo a carga máxima até ao fim do ensaio.

Em termos de capacidade de carga, os modelos de pilar interior, negligenciando a variação da resistência à compressão, aparentam ter aumentos de 24% a 39% pela mera presença das fibras em relação a um modelo sem fibras. Em relação aos modelos de pilar

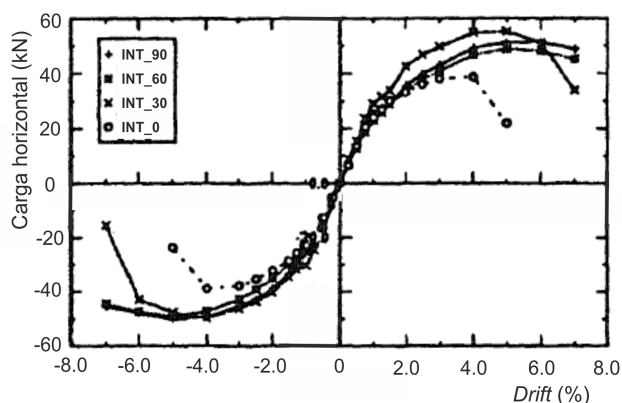


Figura 2.14: Envolvente carga horizontal-*drift* das ligações interiores (adaptado de [37]).

de bordo, verificou que a capacidade total de carga dos modelos com fibras não foi muito maior do que o modelo sem fibras.

A nível geral, o reforço com fibras aumentou a resistência à tração da matriz de betão e preveniu a desintegração inicial das lajes quando sujeitas a carregamentos laterais, melhorando o comportamento global destas ligações. Os efeitos mais significativos da colocação das fibras nas ligações foram o aumento da capacidade de carga e de *drift*. As ligações de pilar interior com mais elevada percentagem de fibras não apresentaram uma rotura típica de punçoamento, exibido maior capacidade de *drift* e carga antes da rotura. Em relação às ligações de pilar de bordo, o efeito mais significativo foi no aumento da ductilidade da ligação, não sendo possível concluir nada sobre a influência das fibras no modo de rotura das ligações.

Com base na comparação da resposta das ligações com fibras e sem fibras, Diaz [35] concluiu que:

- A utilização de BRF nas ligações laje-pilar melhorou o comportamento sísmico das lajes. No entanto, os benefícios são mais significativos em ligações interiores do que nas de bordo;
- O aumento da percentagem de fibras nas ligações interiores fez que com as lajes deixassem de apresentar uma rotura típica de punçoamento;
- O reforço com fibras melhorou a ductilidade das ligações, tanto interiores como de bordo e aumentou a rigidez lateral;
- A percentagem volumétrica de fibras mais indicada para um melhoramento global do comportamento sísmico das ligações era entre 0.38% e 0.76%.

2.3.2 Tegos e Tsonos - 1996

Tegos e Tsonos [108] efetuaram uma investigação experimental sobre o comportamento ao punçoamento de ligações internas em lajes fungiformes sob condições sísmicas, aplicando

vários tipos de reforço específico de punçoamento. Um dos objetivos da sua investigação foi demonstrar que é necessário uma armadura mínima de punçoamento para evitar uma rotura frágil da laje.

Os autores realizaram ensaios a três modelos de laje. A laje L1 não incluía reforço ao punçoamento, enquanto a laje S1 foi reforçada com 6 varões de 8 mm de diâmetro inclinados a 45° na região do pilar e a laje F1 foi reforçada com 30 kg/m³ de fibras com 50 mm de comprimento, ambas reforçadas na região de ligação laje-pilar. Os modelos eram quadrados em planta com 1600 mm de lado e com uma espessura de 120 mm. O pilar em betão era quadrado em planta com 200 mm de lado e com 650 mm de altura. Nestes modelos, foram utilizadas armaduras longitudinais, cuja disposição está apresentada na Figura 2.15.

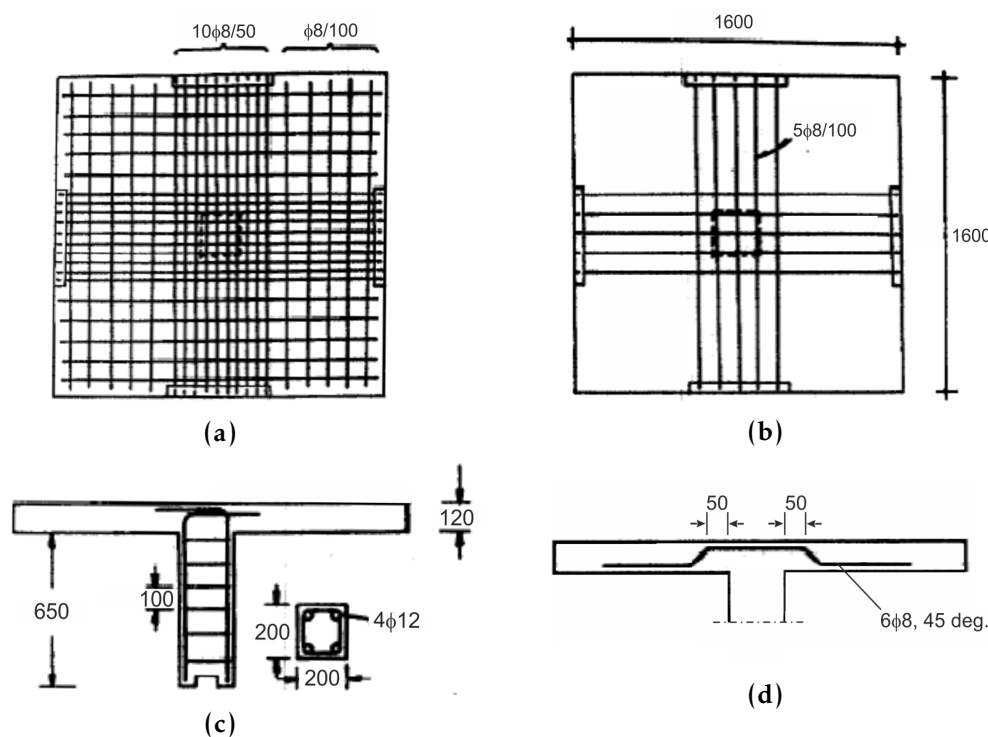


Figura 2.15: Geometria e características gerais dos modelos de Tegos e Tsonos [108] (dimensões em mm): (a) armadura superior, (b) armadura inferior, (c) detalhes das armaduras do pilar e (d) armadura de punçoamento do modelo S1.

A resistência à compressão (f_{cm}) dos modelos de laje L1 e S1 foi 25 MPa, sendo de 27 MPa para o modelo F1. Os valores médios de tensão de cedência à tração do aço (f_y) utilizado nos modelos foi de 495 MPa, 465 MPa e 530 MPa para os varões de diâmetro 8 mm, 10 mm e 12 mm, respetivamente.

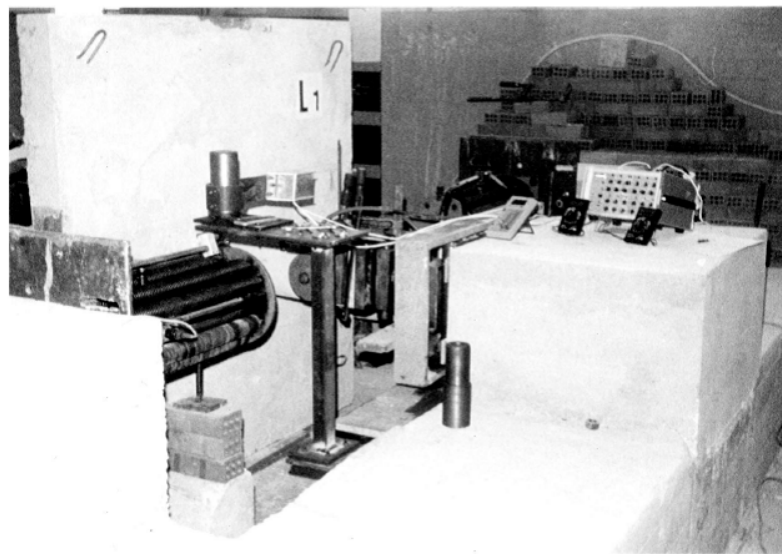
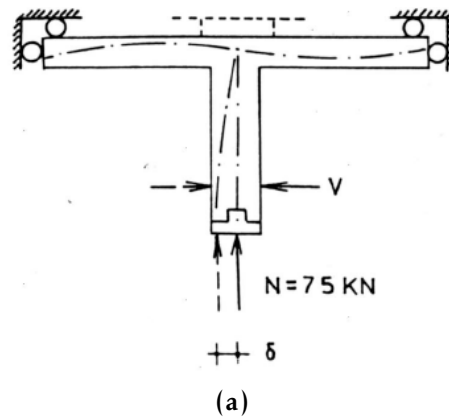
A altura útil média (d) dos modelos foi de 100 mm e a percentagem de armadura longitudinal (ρ) foi de 1.0% na região de ligação.

Os autores utilizaram o código Grego de dimensionamento e construção de estruturas de betão de 1995 [86] para calcular a capacidade resistente ao punçoamento da laje de referência (L1), em que obtiveram 120 kN. Os autores decidiram aplicar 75 kN de carga

2.3. LAJES SOB AÇÕES VERTICAIS E HORIZONTAIS CÍCLICAS

axial no pilar, o que corresponde a 62,5% da capacidade resistente ao punçamento. Os modelos foram inicialmente carregados com carga axial no pilar de 75 kN, mantida constante durante o ensaio, sendo depois aplicados ciclos crescentes de carga lateral (V) na extremidade livre do pilar. Foi, também, medido o deslocamento no ponto de aplicação da carga lateral através de um deflectómetro.

O esquema de ensaio utilizado por Tegos e Tsonos [108] pode ser observado na Figura 2.16.



(b)

Figura 2.16: Esquema de ensaio utilizado por Tegos e Tsonos [108]: (a) sistema estrutural (adaptado de [108]) e (b) foto com vista geral do ensaio.

São apresentados na Figura 2.17 gráficos com as relações carga lateral-deslocamento de cada modelo de laje.

A relação entre carga máxima em determinado ciclo e a carga no primeiro ciclo é apresentada na Figura 2.18 (a). Na Figura 2.18 (b), é possível observar a relação rigidez-deslocamento de cada modelo.

A capacidade de carga após o primeiro ciclo não foi tão reduzida no modelo S1 como

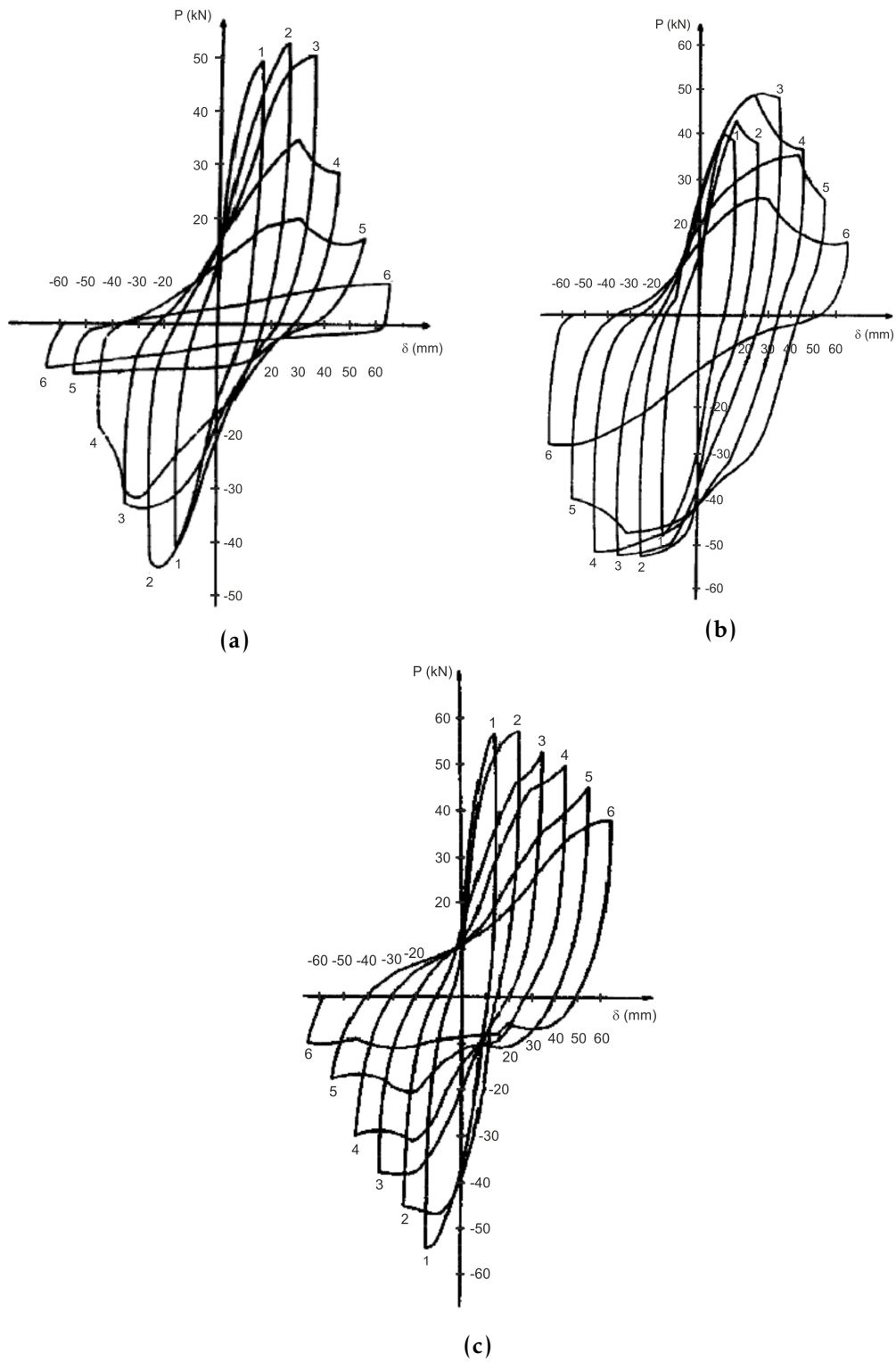


Figura 2.17: Relações carga-deslocamento lateral do modelo: (a) L1, (b) S1 e (c) F1 (adaptado de [108]).

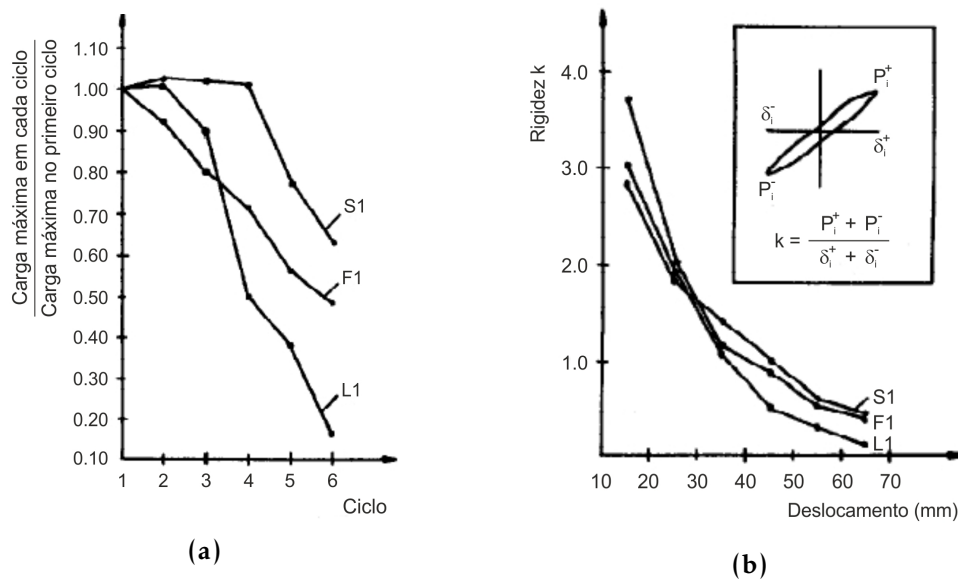


Figura 2.18: Resultados dos ensaios aos modelos de Tegos e Tsonos [108]: (a) capacidade de suporte de carga dos modelos em relação ao primeiro ciclo e (b) relação rigidez-deslocamento.

nos restantes modelos L1 e F1 (Figura 2.18 (a)). A perda de rigidez em todos os modelos foi significativa com o aumento dos ciclos sucessivos de deslocamento (Figura 2.18 (b)). Os modelos L1 e F1 tiveram uma rotura por punçoamento, sendo mais frágil no modelo L1, enquanto o modelo S1 apresentou uma rotura não definida e classificada pelos autores de "quase por flexão".

Com base nos resultados obtidos nos ensaios experimentais, Tegos e Tsonos [108] concluíram que:

- A presença de armadura específica de punçoamento melhora o comportamento sísmico da ligação laje-pilar e reduz consideravelmente a deterioração da laje após atingir a sua capacidade máxima de carga lateral. A introdução de armadura de punçoamento nos modelos fez alterar o modo de rotura, não sendo tão frágil e catastrófico;
- O modelo com armadura específica de punçoamento com varões inclinados (S1) apresentou melhor comportamento ao punçoamento que o modelo com fibras (F1);
- A presença de varões inclinados (S1) ou fibras (F1) na ligação laje-pilar resultou em maior ductilidade e maior capacidade de dissipação de energia;
- Uma armadura mínima de punçoamento deverá ser especificada nas normas para o dimensionamento ao sismo das ligações laje-pilar, por forma a evitar uma rotura frágil.

2.3.3 Cheng e Parra-Montesinos - 2010

Por forma a dar continuidade ao seu primeiro estudo sobre a resistência ao punçoamento de ligações pilar-laje fungiforme em BRF sob ações monotónicas, Cheng e Parra-Montesinos [24] realizaram um segundo estudo sobre o comportamento sísmico ao punçoamento da ligação pilar-laje fungiforme realizadas em BRF.

Os autores realizaram ensaios a duas ligações laje-pilar, à escala 1/2 sujeitas a uma combinação de carga vertical e deslocamentos laterais, com o intuito de avaliar a capacidade do BRF no aumento da capacidade de carga e de deformação das lajes. A ligação de uma das lajes (SU1) foi realizada com fibras de elevada resistência ($f_{y,f}=2300$ MPa) com ganchos nas extremidades, numa percentagem volumétrica de 1.5%, enquanto a ligação da outra laje (SU2) foi realizada com fibras com resistência normal ($f_{y,f}=1100$ MPa) com ganchos nas extremidades, também numa percentagem volumétrica de 1.5%. As duas ligações foram submetidas a ciclos de deslocamento horizontal até 5% de *drift*.

Na Figura 2.19, é apresentada a configuração do esquema de ensaio e respetiva geometria do modelo realizados por Cheng e Parra-Montesinos [24].

Na Tabela 2.6, é apresentado um resumo das principais características dos modelos.

Tabela 2.6: Resumo das principais características dos modelos de Cheng e Parra-Montesinos [24].

Modelo	Dimensões (mm)			Fibras ⁽¹⁾				Armadura longitudinal ρ (%)			
	laje	d	Pilar	l_f (mm)	d_f (mm)	$f_{y,f}$ (MPa)	ρ_f (kg/m ³)	sobre o pilar ⁽²⁾		na largura efetiva ⁽³⁾	
								ρ_{sup}	ρ_{inf}	ρ_{sup}	ρ_{inf}
SU1	2743 x x 2743 x 102	83	305 x x 305	30	0.38	2300	120	0.52	0.34	0.57	0.46
SU2					0.55	1100					

(1) BRF colocado unicamente na região central da laje (quadrada com 1117 mm de lado);

(2) armadura longitudinal colocada numa faixa central (1220 mm de lado);

(3) largura efetiva é a largura do pilar + 3 * espessura da laje (611 mm de lado);

Nota: d é altura útil da laje, l_f é o comprimento da fibra, d_f é o diâmetro da fibra, $f_{y,f}$ é a valor médio da tensão de cedência à tração do aço das fibras, ρ_f é percentagem volumétrica de fibras e ρ é a percentagem geométrica média de armadura longitudinal.

Na Tabela 2.7, são apresentadas as propriedades dos materiais utilizados nos modelos.

Tabela 2.7: Propriedades dos materiais utilizados nos modelos de Cheng e Parra-Montesinos [24].

Modelo	Betão		Armaduras longitudinais	
	tipo	f_{cm} ⁽¹⁾ (MPa)	tensão de cedência f_y (MPa)	tensão de rotura f_u (MPa)
SU1	BRF	58.5	528	801
	Normal	33.4		
SU2	BRF	47.8		
	Normal	50.2		

(1) a resistência à compressão (f_{cm}) foi obtida em ensaios à compressão em cilindros com 100 x 200 mm.

O BRF foi utilizado unicamente numa região central quadrada com 1117 mm de lado em ambos os modelos, com o perímetro localizado aproximadamente a $4h$ da face do pilar. De modo a que os modelos não apresentassem uma rotura na zona da interface entre o

2.3. LAJES SOB AÇÕES VERTICAIS E HORIZONTAIS CÍCLICAS

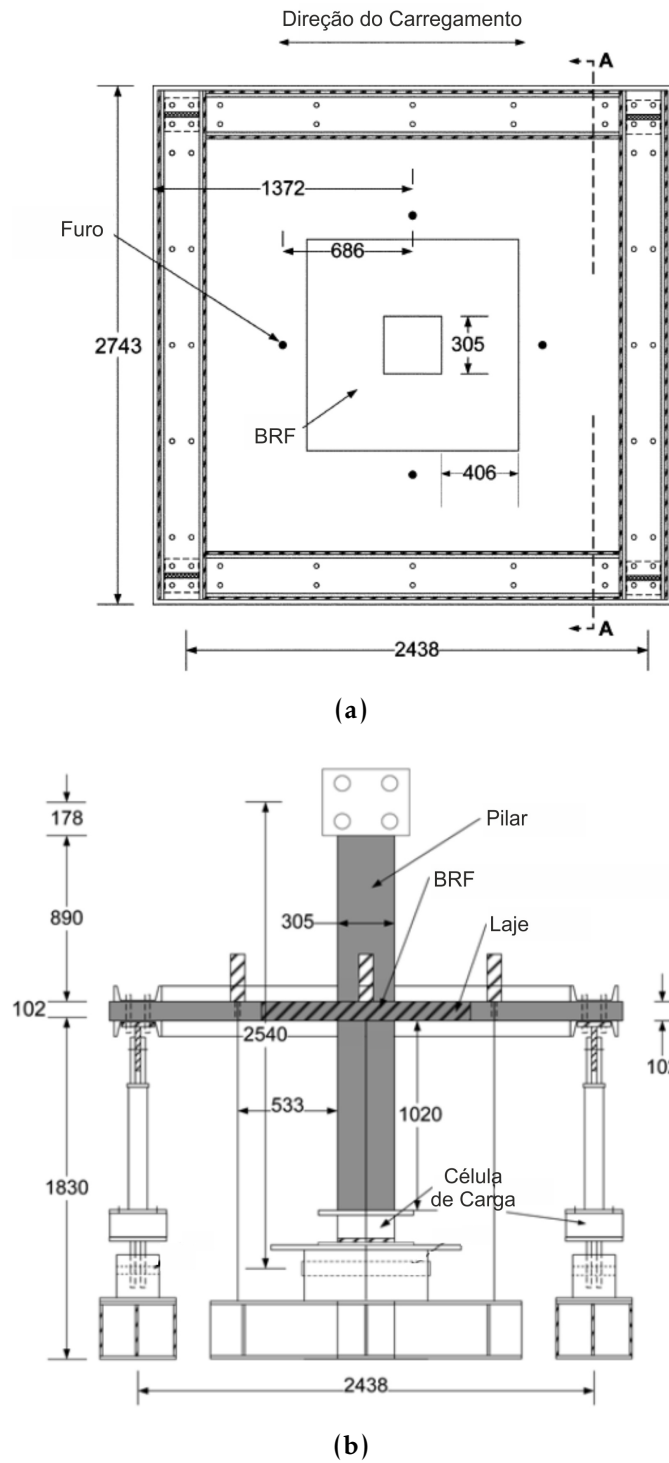
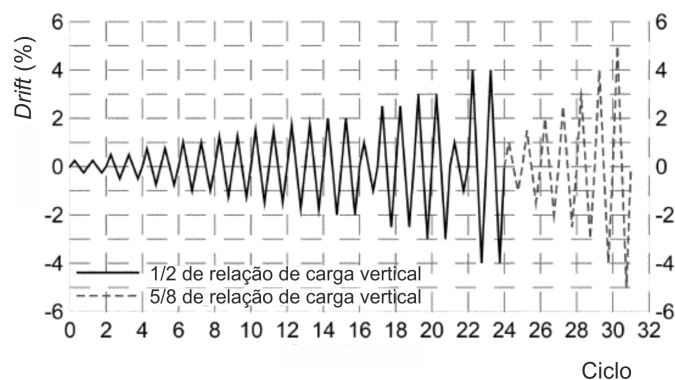


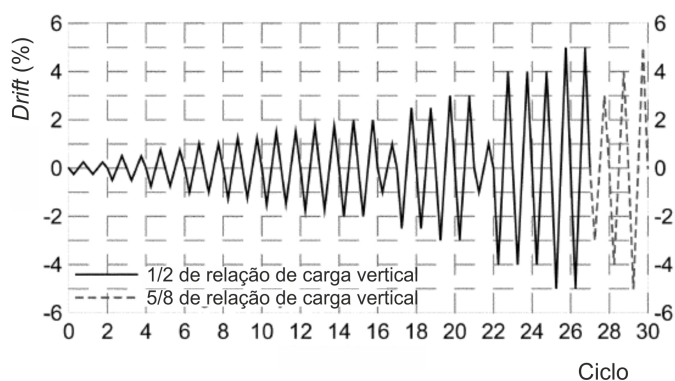
Figura 2.19: Esquema de ensaio e geometria dos modelos (adaptado de [24]): (a) vista em planta e (b) secção A-A (dimensões em mm).

betão normal e o BRF, foi garantida uma tensão de corte na interface dos dois betões (normal e BRF) menor que $1/6 \cdot \sqrt{f_{cm}}$.

Na Figura 2.20, são apresentados os dois protocolos de deslocamentos horizontais utilizados nos ensaios.



(a)



(b)

Figura 2.20: Protocolos de deslocamentos horizontais utilizados por Cheng e Parra-Montesinos [24]: (a) modelo SU1 e (b) modelo SU2.

Como foram observados poucos danos no ensaio ao modelo SU1 até ao final do ciclo de 4% de *drift*, a carga vertical foi incrementada 25%, aplicando em seguida os ciclos horizontais adicionais. Depois da aplicação de 5% de *drift*, aplicaram uma carga monotônica vertical até a rotura. Quando realizaram o corte da laje, apesar de verificarem que existia algumas fendas inclinadas perto da região da ligação, a maioria dos danos foi sob a forma de fendas de flexão.

No ensaio ao modelo SU2, existiram alguns problemas. O primeiro problema consistiu na paragem de leitura ao 2º ciclo dos 4% *drift* e, por isso, aplicaram mais um ciclo para obter o comportamento completo deste ciclo. O segundo problema consistiu numa rotação impedida (acima dos 2.5% de *drift*) na base do pilar por parte de uma chapa esquecida. Após aplicarem os 5% de *drift*, carregaram a laje com carga monotônica. Apesar de a laje apresentar danos significativos, esta demonstrou que ainda possuía maior capacidade de carga.

Os autores verificaram que a ligação com fibras de resistência normal exibiu elevados danos no fim do ensaio, enquanto a laje com fibras de elevada resistência não apresentou danos significativos. Para ligações construídas com qualquer um destes dois tipos de BRF, é esperado uma capacidade de rotação de, pelo menos, 0.05 rad. Foi observada uma capacidade máxima de rotação dos modelos de 0.06 rad para 5% de *drift*. Em termos de relação de carga vertical, Cheng e Parra-Montesinos [24] sugerem que uma relação de 1/2, para uma relação entre a carga vertical aplicada e a resistente ao punçoamento, será um limite superior seguro para garantir um *drift* mínimo de 4%.

Com este estudo Cheng e Parra-Montesinos [24] concluíram que:

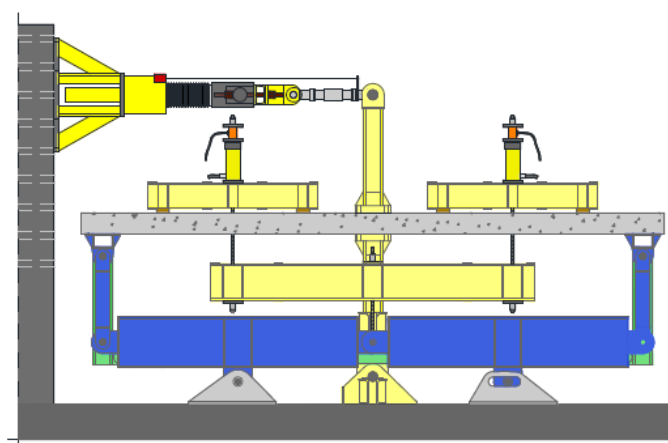
- O reforço com fibras de aço é eficaz no aumento da capacidade de resistência ao punçoamento e deformação das ligações laje-pilar sob carga vertical e deslocamentos laterais. Os dois modelos ensaiados foram sujeitos até *drifts* de 5% e até relações de carga vertical aplicada/capacidade resistente ao punçoamento de 5/8;
- A tensão de corte combinada (esforços de corte e momento desequilibrado) de $1/3 \sqrt{f_{cm}}$ representa um limite inferior no qual a capacidade de rotação de, pelo menos, 0.05 rad pode ser esperada em ligações realizadas com qualquer um dos dois BRF avaliados. Em termos de relação de carga vertical, os dados sugerem que uma relação de 1/2 de carga aplicada/capacidade resistente ao punçoamento, deve ser adequada para garantir uma capacidade de *drift* da ordem de 4%.

2.3.4 Almeida *et al.* - 2016

Almeida *et al.* [4] investigaram o comportamento ao punçoamento de ligações pilar-laje fungiforme, realizando cinco ensaios experimentais a modelos com betão normal e sem armadura específica de punçoamento. As variáveis em estudo foram o efeito da ação cíclica e da carga gravítica na degradação da ligação pilar-laje.

Desenvolveram um sistema de ensaio inovador que superasse algumas limitações e simplificações de trabalhos anteriores. Este sistema de ensaio utilizado teve como objetivos: garantir a compatibilização do esforço transversal e dos deslocamentos verticais nos bordos, a igualdade de momentos e rotações entre os bordos e a mobilidade da linha de momento nulo. Para as cargas gravíticas, o esforço transversal e as rotações nos bordos são nulas e os deslocamentos verticais e momentos fletores são iguais nos bordos. Para a ação horizontal, o mecanismo impede a rotação de corpo rígido da laje, aplicando um binário nos bordos opostos. A carga gravítica é aplicada e mantida constante ao longo do ensaio. Na Figura 2.21, é apresentado o sistema de ensaio utilizado.

Os cinco modelos de laje fungiforme apresentavam características geométricas e materiais idênticas, tendo estes 4150 mm de comprimento, 1850 mm de largura e 150 mm de espessura. A percentagem de armadura longitudinal superior na zona do apoio foi de cerca de 0.96%.



(a)



(b)

Figura 2.21: Sistema de ensaio utilizado por Almeida *et al.* [4].

Os autores utilizaram dois pilares metálicos com 250 x 250 mm de área de contacto, pré-esforçados à laje através de parafusos, de forma a garantir um comportamento monolítico da ligação. Aos modelos, foram aplicados protocolos de ensaio distintos quanto à natureza da ação horizontal e valor da carga gravítica atuante. Na Tabela 2.8, são apresentadas as principais características dos modelos e dos ensaios realizados por Almeida *et al.* [4].

Tabela 2.8: Resumo das características dos modelos e dos ensaios realizados por Almeida *et al.* [4].

Modelo	f_{cm} (MPa)	d (mm)	ρ (%)	$V_{norm}^{(1)}$ (MPa)	Carga horizontal	Velocidade de drift (%/min)	$V_{exp.Alm}^{(2)}$ (MPa)	Carga gravítica (kN)	Velocidade de carga vertical (kN/min)
MLS	31.6	118	0.96	-	-	-	323.4	-	18.6
E-50	55.1	118	0.96	406.3	Monotónica	0.06	212.7	$0.5 V_{norm}$	15.0
C-50	52.4	118	0.96	397.9	Cíclica	0.45	203.4	$0.5 V_{norm}$	30.0
C-40	53.1	119	0.96	400.0	Cíclica	0.45	167.4	$0.4 V_{norm}$	30.0
C-30	66.5	118	0.96	438.9	Cíclica	0.45	131.3	$0.3 V_{norm}$	30.0

(1) resistência ao punçoamento extrapolada;

(2) carga vertical experimental total que inclui o peso próprio da laje e do sistema de ensaio.

O ensaio à laje MLS foi com carga vertical monotónica e consistiu no aumento constante da carga vertical até ser atingida a rotura do modelo. No caso dos ensaios à laje excêntrica (E-50) e às lajes cíclicas (C-50, C-40 e C-30), a carga gravítica foi calculada com o intuito de ser aplicada uma certa percentagem da carga de rotura da laje MLS. Assim, a resistência ao punçoamento extrapolada V_{norm} de cada modelo foi calculada de acordo com a Equação (2.29):

$$V_{norm} = V_{MLS,exp} \cdot \left(\frac{f_{cm}}{f_{cm,MLS}} \right)^{0.41} \quad (2.29)$$

em que:

- V_{norm} é a resistência ao punçoamento extrapolada;
- $V_{MLS,exp}$ é a carga de rotura experimental do modelo MLS;
- f_{cm} é a resistência à compressão de cada modelo;
- $f_{cm,MLS}$ é a resistência à compressão do modelo MLS.

O protocolo para o ensaio de excentricidade monotónica (E-50) foi concebido para aplicar uma carga gravítica que foi mantida constante ao longo do ensaio, seguido de um deslocamento crescente num só sentido, com velocidade constante, no topo superior do pilar, de forma a provocar um momento desequilibrado na zona da ligação laje-pilar. No caso das lajes com carregamento cíclico (C-50, C-40 e C-30), a carga gravítica foi também mantida constante seguindo-se a imposição de deslocamentos cíclicos em ambas as direções. Na Figura 2.22, é apresentado o protocolo de imposição de deslocamentos cíclicos utilizado por Almeida *et al.* [4]:

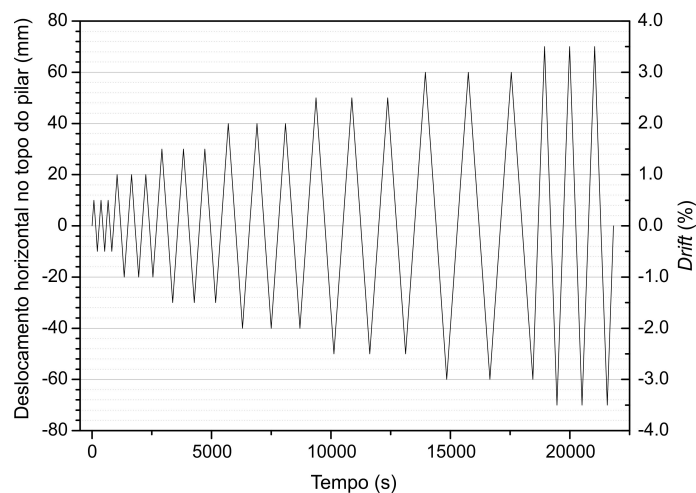


Figura 2.22: Protocolo de imposição de deslocamentos cíclicos utilizado por Almeida *et al.* [4].

Do ensaio realizado ao modelo MLS resultou uma capacidade de carga de 323.4 kN, que foi utilizada para extrapolar a previsão da resistência ao punçoamento dos restantes

modelos. Através da monitorização das extensões na armadura longitudinal superior, os autores verificaram que unicamente o varão sobre o pilar atingiu a cedência. Em termos da relação carga-deslocamento vertical, Almeida *et al.* [4] observaram uma perda gradual de rigidez até à rotura do modelo.

Nos modelos com excentricidade da carga foram aplicadas inicialmente cargas gravíticas de 212.7 kN ($0.5 \cdot V_{norm}$), 203.4 kN ($0.5 \cdot V_{norm}$), 167.4 kN ($0.4 \cdot V_{norm}$) e 131.3 kN ($0.3 \cdot V_{norm}$) nos modelos E-50, C-50, C-40 e C-30, respetivamente. Até ser atingida a carga vertical pretendida, todos os modelos apresentaram fendilhação na zona da ligação devido ao momento negativo, resultando em extensões mais elevadas nos varões mais próximos do pilar. Para este nível de carga, os dois pontos de inflexão estavam localizados a 24% do vão da laje, o que corresponde aproximadamente à localização teórica do ponto de inflexão.

Após atingir a carga vertical pretendida, foi aplicado um deslocamento no topo do pilar, resultando um momento desequilibrado na laje. O efeito do momento desequilibrado foi mais visível na região da ligação laje-pilar pois não verificaram significativas variações nas extensões dos varões mais afastados. Em termos de deformações verticais na rotura, os autores observaram que esta é mais influenciada pela carga vertical aplicada do que pelo *drift* horizontal. Outro fator verificado consistiu no movimento dos pontos de inflexão é mais pronunciado para *drifts* mais elevados e menores relações de carga vertical pois nestas condições o momento devido à carga vertical perde magnitude quando comparado com o momento devido à excentricidade.

Na Figura 2.23, podem ser observadas as curvas envolventes para o deslocamento horizontal positivo. Verifica-se que a capacidade de *drift* e a rigidez da laje aumentam com a redução da carga vertical aplicada.

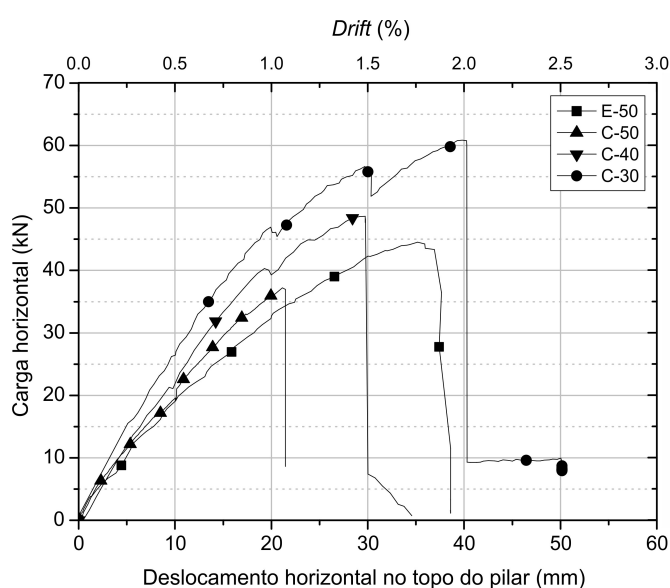


Figura 2.23: Curvas envolventes para o deslocamento horizontal positivo dos modelos ensaiados por Almeida *et al.* [4].

A capacidade de dissipação de energia obtida, nos modelos ensaiados por estes autores, mostrou que este parâmetro é pouco afetado pela carga vertical, embora a energia total dissipada seja maior, pois quanto menor foi a carga vertical aplicada, maiores foram os deslocamentos horizontais.

Os autores compararam os seus resultados com as previsões de capacidade de carga presentes no EC2 [68], no ACI [1] e no MC2010 [45] e concluíram que só o EC2 [68] apresentava previsões contra a segurança. Além disso, a baixa capacidade de *drift* horizontal que os modelos apresentaram não foi satisfatória para algumas aplicações estruturais.

Com esta investigação, Almeida *et al.* [4] verificaram que o seu sistema de ensaio permitiu, em cada modelo, a mobilidade da linha de momentos nulos, ter a capacidade de redistribuir os momentos fletores, apresentar deslocamentos verticais semelhantes nos bordos opostos, forças de corte simétricas e a capacidade de suportar elevadas relações de carga vertical que foram encaminhadas para o pilar.

As principais conclusões foram:

- O seu novo sistema de ensaio foi eficaz;
- A aplicação de vários ciclos de deslocamento horizontal originou uma redução na rigidez da ligação laje-pilar em cada modelo;
- Os modelos ensaiados com imposição de deslocamento horizontal cíclico apresentaram baixa capacidade de dissipação de energia e de *drift*, sugerindo que lajes sem reforço ao punçoamento podem não ter um comportamento adequado para resistir a tais solicitações, mesmo sendo estas moderadas;
- De acordo com os resultados obtidos, um máximo de 40% na relação de carga vertical aplicada e resistente deverá ser suficiente para que seja atingido um *drift* mínimo de 1.5%, nos casos em que não seja aplicado armadura específica de punçoamento;
- Todos os modelos apresentaram um rotura típica por punçoamento, sendo que os modelos que foram submetidos a deslocamentos horizontais cíclicos apresentaram maior degradação na região da ligação;
- Para este conjunto de ensaios experimentais, o EC2 [68] apresentou previsões contra a segurança, enquanto o ACI [1] e o MC2010 [45] foram sempre conservativos.

2.4 Normas

Nesta secção são apresentadas as disposições de cálculo da capacidade resistente ao punçoamento preconizadas na norma NP EN 1992-1-1 (EC2) [68] e no código modelo publicado pela Federação Internacional do Betão (MC2010) [45]. São apresentadas apenas as disposições relativas a lajes sem armadura específica de punçoamento, com ou sem a contribuição das fibras, uma vez que é o âmbito deste trabalho.

O EC2 [68] aborda o problema da resistência ao punçoamento usando expressões empíricas que limitam a tensão nominal de corte num perímetro de referência, definido a uma determinada distância do perímetro do pilar ou da área carregada. O MC2010 [45] apresenta um modelo físico baseado no comportamento carga-rotação da laje para prever a sua capacidade resistente ao punçoamento.

2.4.1 Eurocódigo 2 - NP EN 1992-1-1

O EC2 [68] apresenta formulação para o cálculo da resistência ao punçoamento, mas sem ter em consideração a contribuição da presença das fibras no betão. A metodologia de cálculo preconizada na versão atual do EC2 [68] foi baseada na formulação apresentada pelo *fib* Model Code 90 (MC90) [27], sendo esta definida empiricamente, baseadas na informação resultante dos vários ensaios experimentais realizados. Assim, o valor de cálculo da resistência ao punçoamento (V_{Rd}) sem armaduras específicas e sem pré-esforço segundo o EC2 [68] é dado pela Equação (2.30):

$$V_{Rd} = \left(\frac{0.18}{\gamma_c} \cdot k \cdot (100 \cdot \rho \cdot f_{ck})^{\frac{1}{3}} \right) \cdot u \cdot d \geq \left(0.035 \cdot k^{\frac{3}{2}} \cdot f_{ck}^{\frac{1}{2}} \right) u \cdot d \quad (2.30)$$

$$k = 1 + \sqrt{\frac{200}{d}} \leq 2.0 \quad (\text{com } d \text{ em mm}) \quad (2.31)$$

$$\rho = \sqrt{\rho_y \cdot \rho_z} \leq 0.02 \quad (2.32)$$

$$d = \frac{d_y + d_z}{2} \quad (2.33)$$

em que:

- γ_c é o coeficiente parcial de segurança relativo ao betão;
- f_{ck} é o valor característico da tensão de rotura do betão à compressão em provetes cilíndricos com 150 x 300 mm;
- u representa o perímetro de controlo indicado na Figura 2.24;
- d representa a média entre as alturas úteis das armaduras longitudinais superiores, nas direções y e z (d_y e d_z);
- ρ_y e ρ_z são as percentagens geométricas de armadura de tração aderentes na direção y e z , respetivamente, devendo ser calculadas como valores médios numa largura de laje igual à largura do pilar, acrescida de $3d$ para cada lado.

O EC2 [68] indica como limite máximo para a resistência ao punçoamento, calculado na vizinhança do pilar, o valor dado por (Equação (2.34)):

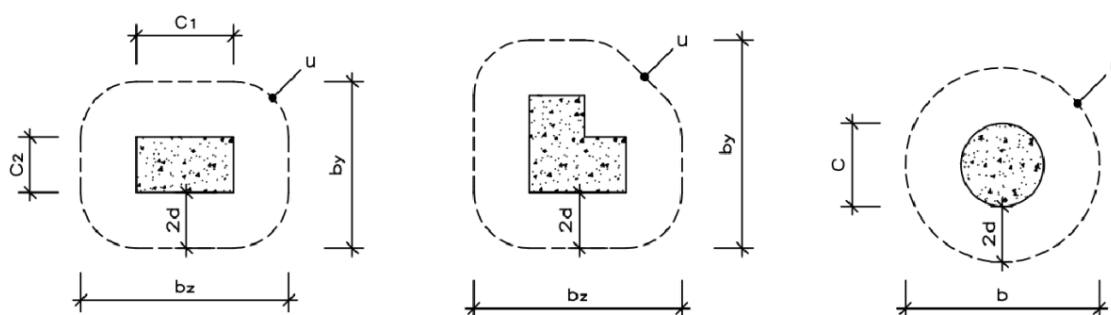


Figura 2.24: Perímetro de controlo segundo o EC2 [68].

$$V_{Rd,máx} = \left(0.5 \cdot 0.6 \cdot \left[1 - \frac{f_{ck}}{250} \right] \cdot f_{cd} \right) \cdot u_p \cdot d \quad (2.34)$$

em que f_{cd} é o valor de cálculo da tensão de rotura do betão à compressão em provetes cilíndricos com 150 x 300 mm e u_p é o perímetro do pilar no caso de um pilar interior.

O EC2 [68] considera um perímetro de controlo à distância de $2d$ da face do pilar ou área carregada, em que o seu traçado deve corresponder a um comprimento que seja o mínimo, de acordo com o representado na Figura 2.24 no casos de pilares interiores.

Quando a força de punção é excêntrica, o valor da carga axial de punção deverá ser multiplicada por um fator que tem em conta o efeito dos momentos, ou seja, da excentricidade da força de punção. O valor assim obtido deverá ser inferior a V_{Rd} . No caso de pilares retangulares centrados, o coeficiente β_e pode ser calculado pela Equação (2.35):

$$\beta_e = 1 + 1.8 \cdot \sqrt{\left(\frac{e_y}{b_z} \right)^2 + \left(\frac{e_z}{b_y} \right)^2} \quad (2.35)$$

em que e_y e e_z representam as excentricidades M/V nos eixos y e z , respetivamente, e b_y e b_z representam as dimensões do perímetro de controlo (Figura 2.24).

2.4.2 *fib* Model Code 2010

No documento *fib* Model Code 2010 (MC2010) [45] está apresentada uma nova formulação para o cálculo da resistência ao punção com base num modelo físico, denominado *Critical Shear Crack Theory* (CSCT) [89].

O CSCT [89] consiste num critério de rotura que se baseia na suposição de que a resistência ao corte de elementos sem armadura específica é condicionada pela abertura e rugosidade da fenda de corte que vai dar origem à superfície de rotura da laje. Este requer o correto conhecimento do comportamento carga-rotação da laje, tornando-se mais intuitivo. Segundo Muttoni [89], desta advêm resultados próximos dos observados nos ensaios experimentais realizados com lajes sujeitas ao punção.

Como é demonstrado neste documento [45], a capacidade resistente deverá ser verificada num perímetro de controlo localizado a $d/2$ do pilar ou da área carregada e deve ser construído por forma a minimizar o seu comprimento, como está apresentado na Figura 2.25.

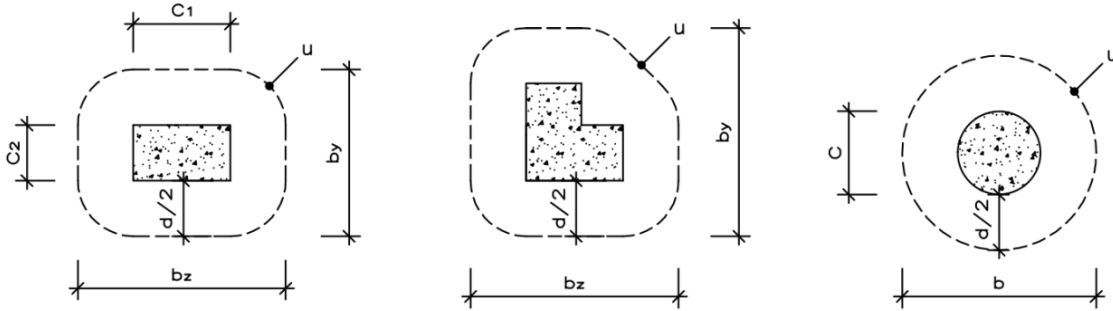


Figura 2.25: Perímetro de controlo segundo, o MC2010 [45].

Para o caso de pilares centrados e lajes sem armaduras específicas de punçoamento, o valor da resistência ao punçoamento, já tendo em conta a contribuição das fibras, é definido pela Equação (2.36):

$$V_{Rd} = V_{Rd,c} + V_{Rd,f} \quad (2.36)$$

em que $V_{Rd,c}$ e $V_{Rd,f}$ são os valores de cálculo das contribuições do betão e das fibras na resistência ao punçoamento, respetivamente.

O valor de $V_{Rd,c}$ pode ser obtido pela Equação (2.37):

$$V_{Rd,c} = k_{\psi} \cdot \frac{\sqrt{f_{ck}}}{\gamma_c} \cdot u \cdot d \quad (2.37)$$

$$k_{\psi} = \frac{1}{1.5 + 0.9 \cdot k_{dg} \cdot \psi \cdot d} \leq 0.6 \quad (2.38)$$

$$k_{dg} = \frac{32}{16 + d_g} \geq 0.75 \quad (2.39)$$

em que:

- f_{ck} é o valor característico da tensão de rotura à compressão do betão em provetes cilíndricos com 150 x 300 mm;
- u representa o perímetro de controlo indicado na Figura 2.25;
- d é o valor médio da altura útil média das armaduras longitudinais superiores, nas duas direções ortogonais y e z;
- γ_c é o coeficiente parcial de segurança relativo ao betão;

- ψ é a rotação da laje no momento imediatamente antes da rotura;
- d_g é a máxima dimensão do agregado do betão.

O valor de $V_{Rd,f}$ pode ser obtido pela Equação (2.40):

$$V_{Rd,f} = \frac{f_{Ftuk}}{\gamma_f} \cdot u \cdot d \quad (2.40)$$

em que:

- f_{Ftuk} é o valor característico da tensão de tração residual do BRF, calculada tendo em conta que $w_u = 1.5$ mm. A abertura de fenda última $w_u = \psi d/6$ é sugerida para o caso de lajes com armadura longitudinal. Esta sugestão ainda não foi validada para todas as espessuras de laje;
- γ_f é o coeficiente parcial de segurança para o betão reforçado com fibras.

Quando a força de punçoamento é excêntrica, o valor do perímetro de controlo é afetado pelo coeficiente de excentricidade k_e , como mostra a Equação (2.41):

$$u = k_e \cdot u_{1,red} \quad (2.41)$$

em que u é o perímetro de controlo afetado pelas excentricidades da carga, k_e é o coeficiente de excentricidade que é determinado como função do momento transferido do pilar para a laje e é obtido de acordo com a Equação (2.42) e $u_{1,red}$ é o perímetro de controlo básico reduzido.

$$k_e = \frac{1}{1 + \frac{e_u}{b_u}} \quad (2.42)$$

em que e_u é a excentricidade da resultante das forças de corte em relação ao centróide do perímetro de controlo e b_u é o diâmetro de um círculo com a mesma área que a região interior do perímetro de controlo.

De acordo com o MC2010 [45] e com Muttoni e Ruiz [90], o cálculo das rotações pode ser realizado através de quatro níveis de aproximação de cálculo dependendo do tipo de análise realizada, do tipo de estrutura e da precisão de cálculo pretendida. No caso de lajes regulares e para efeitos de pré-dimensionamento, pode-se utilizar o nível I de aproximação. Estas lajes são calculadas usando uma análise elástica linear e sem redistribuição significativa de forças internas, sendo o cálculo da rotação sobrestimado de acordo com a Equação (2.43):

$$\psi = 1.5 \cdot \frac{r_s}{d} \cdot \frac{f_y}{E_s} \quad (2.43)$$

em que:

- r_s representa a distância desde o pilar ao ponto em que o momento fletor é nulo e pode ser considerado de forma aproximada como 22% do vão, desde que a relação entre vãos não seja superior a 2.0 nem inferior a 0.5;
- f_y é o valor de cálculo da tensão de cedência à tração do aço das armaduras longitudinais superiores;
- E_s é o valor do módulo de elasticidade do aço das armaduras longitudinais superiores.

No caso de se utilizar o nível II de aproximação, considera-se que as lajes têm capacidade de redistribuição de momentos significativas para o cálculo da armadura de flexão. A rotação da laje pode ser calculada pela Equação (2.44):

$$\psi = 1.5 \cdot \frac{r_s}{d} \cdot \frac{f_y}{E_s} \cdot \left(\frac{m_{sd}}{m_{Rd}} \right)^{\frac{3}{2}} \quad (2.44)$$

em que m_{sd} é o momento fletor por unidade de largura usado para o cálculo da armadura de flexão numa banda correspondente à largura b_s e m_{Rd} é o valor do momento resistente por unidade de comprimento naquela banda. O valor de r_s pode ser calculado de forma idêntica que para o nível I. O valor da largura b_s para um pilar interior pode ser determinado através da Equação (2.45):

$$b_s = 1.5 \cdot \sqrt{r_{s,y} \cdot r_{s,z}} \leq L_{min} \quad (2.45)$$

em que $r_{s,y}$ e $r_{s,z}$ representam as distâncias desde o pilar ao ponto em que o momento fletor é nulo para cada um dos vãos, podendo ser considerados como aproximadamente 22% do vão respetivo e L_{min} representa o menor vão. Como se consideram duas direções principais, deve-se calcular a rotação para cada uma e adotar o maior valor para o cálculo da resistência ao punçoamento.

Para um pilar interior em que não exista punçoamento excêntrico, pode-se estimar o valor de m_{sd} para cada uma das direções, através da Equação (2.46):

$$m_{sd} = \frac{V_{ed}}{8} \quad (2.46)$$

No caso de um pilar interior em que exista excentricidade da carga, o valor de m_{sd} para cada uma das direções, é dado pela Equação (2.47):

$$m_{sd} = V_{ed} \cdot \left(\frac{1}{8} + \frac{|e_{u,i}|}{2 \cdot b_s} \right) \quad (2.47)$$

Quando se pretende cálculos detalhados e/ou para lajes irregulares ou lajes em que a relação entre os vãos não seja entre 0.5 e 2.0, o MC2010 [45] disponibiliza um nível III de aproximação, em que propõe substituir o coeficiente 1.5 da Equação (2.44) por 1.2. Porém, esta substituição só é válida se m_{sd} for calculado usando um modelo elástico linear (não fendilhado) obtido como um valor médio dos momentos na banda de apoio de largura b_s e se r_s for também determinado usando um modelo elástico linear (não fendilhado). Este nível é recomendado para o cálculo de lajes irregulares. O valor de b_s pode ser obtido da mesma forma ao determinado para o nível II de aproximação (Equação (2.45)).

O MC2010 [45] preconiza um nível IV de aproximação em que a rotação pode ser calculada com base numa análise não linear da estrutura, tendo em conta a fendilhação, efeitos de "*tension-stiffening*", cedência das armaduras e quaisquer outros comportamentos não lineares relevantes. Este nível é sugerido para o caso de se estar a analisar estruturas complexas.

Capítulo 3

Betão Reforçado com Fibras

3.1 Introdução

A utilização de materiais compósitos na construção tem tornado possível aumentar a capacidade resistente e de deformação das estruturas. A aplicação de fibras já é efetuada há muito tempo, pois os romanos, por exemplo, utilizavam palha no barro para o fabrico de tijolos. A construção em adobe é um outro exemplo que dura até aos dias de hoje. Um exemplo mais recente da combinação de elementos com características diferentes é a aplicação de BRF, que começou a ser fortemente investigado nos anos 60.

O betão simples tem sido amplamente usado na construção, pois de uma forma geral pode moldar-se em qualquer forma ou geometria e é economicamente vantajoso em comparação com outros materiais, pertencendo a um grupo de materiais com rotura frágil e baixa ductilidade que diminui com o aumento da tensão de compressão. A sua capacidade resistente à tração é significativamente mais baixa do que a sua capacidade resistente à compressão. De forma a melhorar o comportamento à tração do betão, este é reforçado com varões de aço no seu interior. Para que os elementos em betão armado tenham a capacidade de resistir a esforços de tração em qualquer direção, são adicionadas fibras pequenas e descontínuas, distribuídas de forma aleatória para reforçar a mistura. O uso de fibras de aço, que tem a capacidade de absorver a tensão pós-fendilhação do betão em qualquer direção, faz com que este se torne mais dúctil.

O aumento da resistência de um elemento de betão com armadura ordinária é importante, mas é necessário ter em consideração fatores importantes como a durabilidade, uma vez que a fendilhação do betão é altamente responsável por ataques de agentes agressivos, quer seja ao betão, quer seja às armaduras ordinárias. A adição de fibras ao betão permite melhorar a capacidade resistente à tração, diminuindo assim a abertura das fendas e os mecanismos responsáveis pela sua propagação, criando "pontes" que ligam as faces da fenda, melhorando assim o comportamento dos elementos em BRF relativamente à fendilhação, ductilidade, absorção de energia, resistência às ações dinâmicas e estáticas e durabilidade.

Atualmente, a utilização de BRF é maioritariamente realizado com recurso a fibras de

aço devido às grandes vantagens que estas apresentam, como por exemplo o seu elevado módulo de elasticidade, sendo imprescindível garantir a aderência das fibras ao betão. Contudo, existem fibras de carbono, vidro, sintéticas (nylon, poliéster, polietileno e poli-propileno) e vegetais, sendo que as fibras de carbono e as sintéticas apresentam vantagens importantes, mas também algumas desvantagens. Sendo assim, neste trabalho é efetuada uma abordagem geral a todo tipo de fibras mas com ênfase para as fibras de aço.

O desempenho das fibras de aço é influenciado pela forma geométrica, comprimento, diâmetro e resistência à tração das fibras. Quando estas são aplicadas ao betão, conseguem controlar as fissuras, implicando assim uma redistribuição dos esforços internos que ocorrem no betão armado, fazendo com que o BRF tenha elevada resistência residual à tração. A utilização das fibras pode ser efetuada para que fiquem aleatoriamente dispersas na matriz cimentícia ou com direções preferenciais.

O desempenho do compósito BRF não depende exclusivamente da dosagem das fibras, existindo um grande número de fatores que influenciam o seu comportamento, não sendo possível a análise da performance do BRF olhando independentemente para cada um deles. Assim, a eficiência de um BRF depende essencialmente de fatores como a dosagem e propriedades (geométricas, físicas, mecânicas) das fibras, das características do betão e da ligação entre a matriz cimentícia e as fibras [79]. Na Figura 3.1, são apresentados os comportamentos típicos que um BRF pode apresentar, ou seja, de amolecimento ou endurecimento pós-fissuração:

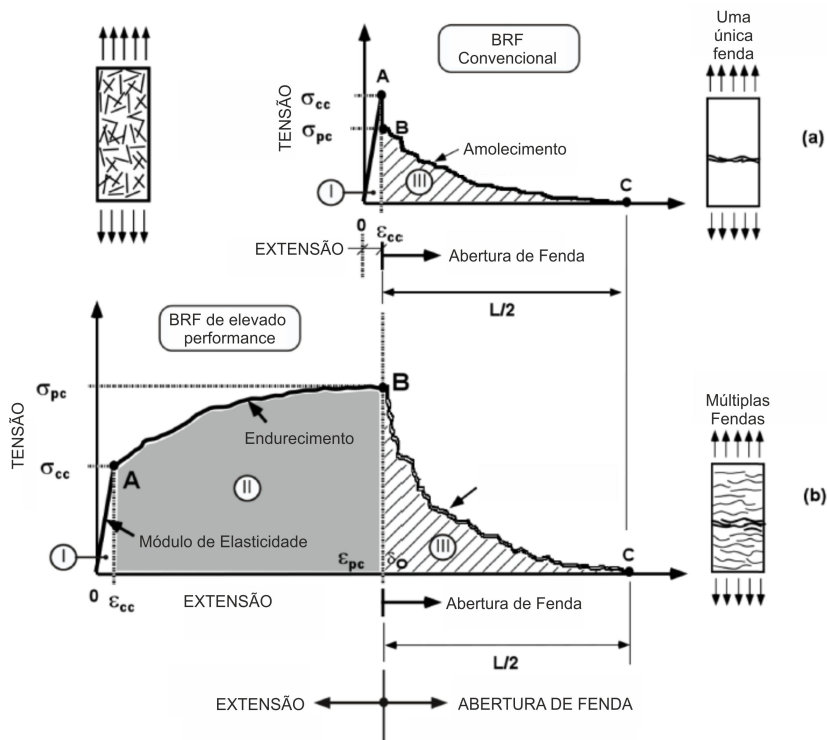


Figura 3.1: Resposta tensão - extensão/abertura de fenda do BRF: (a) amolecimento e (b) endurecimento (adaptado de [79]).

O BRF é um material composto por uma matriz de betão com composição adequada e com um tipo e dosagem de fibras apropriadas para cumprir com os requisitos especificados. Para betões com elevada resistência à compressão, deve-se adotar fibras com menor comprimento ou então com elevada resistência à tração. Em certas situações, poderá ser vantajoso empregar mais do que um tipo de fibras, pois pode-se tirar proveito das propriedades específicas de cada um dos tipos de fibras. Consoante o tipo e quantidade de fibras utilizados na mistura, a composição de betão poderá sofrer ajustes quer seja pelo aumento da quantidade de cimento e/ou de finos, e/ou o ajuste da curva granulométrica, sendo recomendado o uso de um adjuvante.

É importante referir que o BRF permite grandes vantagens na mecanização e industrialização de processos de construção, especialmente se associado a um Betão Auto-Compactável (BAC), pois permite a redução de recursos humanos e melhorar a qualidade do produto final. Note-se que a adição de fibras a um BAC pode tirar partido do seu bom desempenho em estado fresco para conseguir uma dispersão uniforme das fibras. A não uniformidade do BRF é crítica para uma utilização estrutural mais ampla. Para evitar tal fenómeno, é necessário desenvolver um BRF que cumpra todos os requisitos de conformidade para este tipo de betões especiais, quer seja em estado fresco ou endurecido e para o tipo de aplicação pretendida.

3.2 Misturas de BRF

As propriedades do BRF são dependentes da estrutura do compósito. Portanto, para analisar o compósito de BRF e prever seu desempenho em diversas condições de carregamento, deve-se caracterizar a sua estrutura interna [12]. As três principais componentes que devem ser consideradas são:

- as propriedades das fibras;
- a estrutura da matriz de betão;
- a estrutura da interface fibra-matriz.

De seguida, são abordados os aspetos fundamentais das fibras, da matriz de betão e da estrutura da interface fibra-matriz. São também abordadas as propriedades do BRF em estado fresco e endurecido, a durabilidade e os ensaios de caracterização que se realizam tipicamente para estes tipos de betões.

3.2.1 Fibras

A diversificação de tipos de fibras é atualmente muito grande, podendo apresentar diferentes materiais constituintes, propriedades mecânicas, físicas e químicas e configurações geométricas [91]. Em termos de origem, estas podem ser naturais orgânicas (celulose, sisal, bambu e a juta), naturais inorgânicas (amianto e lã de rocha) ou artificiais (aço, vidro,

carbono e sintéticas). Em termos de propriedades mecânicas destaca-se a resistência à tração, módulo de elasticidade, rigidez, ductilidade, extensão até à rotura e as propriedades da superfície. Quanto às propriedades físicas e químicas, são de realçar a densidade, a rugosidade da superfície, a estabilidade térmica, a reatividade com a matriz cimentícia e a resistência ao fogo.

No que diz respeito às propriedades geométricas das fibras, existem imensas combinações de forma, comprimento, diâmetro ou diâmetro equivalente e deformação da superfície. A secção transversal pode ser circular, retangular, triangular, poligonal, quadrada ou adiamantada, sendo que por exemplo, para as fibras de secção circular o diâmetro varia normalmente entre 0,3 mm e 0,9 mm, dependendo da forma. Para melhorar a ligação entre as fibras e a matriz de betão em termos de aderência, existem fibras com uma superfície rugosa em vez de lisa, e/ou então com formas indentadas, onduladas, torcidas ou com extremidades em forma de gancho, pá, botão, entre outras. [91]. O comprimento das fibras varia essencialmente entre 25 mm e 60 mm, dependendo do tipo de aplicação pretendida.

Segundo a NP EN 14889-1 [66], existem 5 grupos correspondentes ao processo de fabrico das fibras de aço, sendo estes:

- I. fio estirado a frio;
- II. chapa cortada;
- III. extraído a quente;
- IV. fio de aço estirado a frio por aplainamento;
- V. extraído de blocos de aço por fresagem.

O grupo I é o mais utilizado por promover um melhor desempenho do BRF em comparação com os restantes grupos [113].

Para que as fibras apresentem um bom desempenho no BRF, estas têm de ter o seguinte conjunto de propriedades [28]:

- a sua resistência à tração tem que ser significativamente superior à do betão;
- o módulo de elasticidade deverá ser maior do que o do betão;
- as fibras deverão ser suficientemente resistentes ao corte e à flexão.

Na Tabela 3.1, são apresentadas as várias propriedades de alguns tipos de fibras [79].

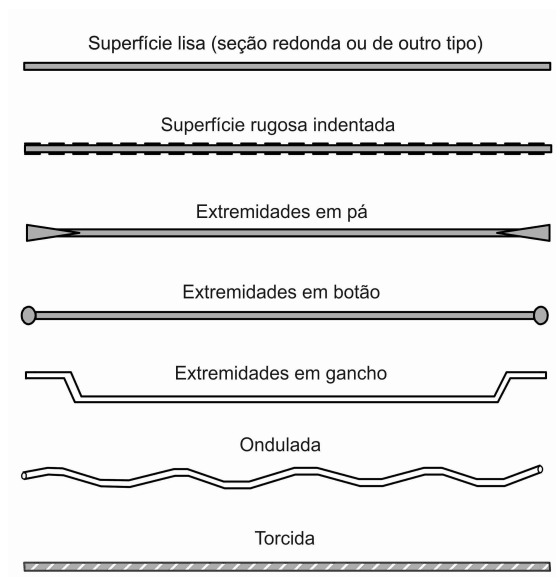
Observando a Tabela 3.1, verifica-se que em termos gerais e para a maioria das aplicações, as fibras de aço poderão cumprir os requisitos mencionados anteriormente, daí serem as mais aplicadas. As fibras de carbono e as sintéticas apresentam vantagens importantes, mas têm uma fraca resistência ao corte e mau comportamento à fluência, respetivamente [79]. A maioria das fibras naturais, de vidro e muitos polímeros sintéticos

Tabela 3.1: Principais propriedades dos mais utilizados tipos de fibras segundo Löfgren [79].

Tipo de Fibras	Diâmetro (μm)	Densidade (kg/m^3)	Módulo de Elasticidade (GPa)	Resistência à tração (MPa)	Extensão na Rotura (%)
Aço	5 - 1000	7850	195 - 210	200 - 2600	0.5 - 5.0
Vidro (AR)	8 - 20	2700	80	1500 - 3700	2.5 - 3.6
Acrílico (PAN)	5 - 17	1180	14.6 - 19.6	200 - 1000	7.5 - 50
Carbono	7 - 18	1700 - 1900	200 - 800	1500 - 4000	1.3 - 1.8
Polietileno (PE)	25 - 1000	960	5.0	80 - 600	12 - 100
Polipropileno (PP)	10 - 200	900 - 910	3.5 - 4.9	310 - 760	6 - 15
Acetato de Polivinil (PVA)	3 - 8	1200 - 2500	20 - 80	800 - 3600	4 - 12

não podem ser usadas em argamassas ou betões com cimento Portland devido ao ataque químico do meio alcalino da pasta de cimento [84].

Na Figura 3.2, são apresentados exemplos típicos de tipos de fibras de aço em termos de forma.

**Figura 3.2:** Exemplos típicos de tipos de fibras de aço (adaptado de [91]).

As fibras de aço mais utilizadas são as com extremidades em gancho, sendo que a resistência à flexão dos ganchos induz uma pressão local na matriz de betão que faz aumentar as forças de aderência e conseqüentemente a resistência ao arrancamento da fibra até o gancho se endireitar.

A resistência à tração das fibras com ganchos deve ser escolhida para que estas possam ser lentamente arrancadas da matriz de betão, pela deformação da sua extremidade sem que antes atinjam a tensão de rotura ou então devem ter ductilidade e resistência que permita resistir às sollicitações a que irão estar sujeitas. Como as fibras possuem uma extensão na rotura bastante reduzida, se estas atingirem a tensão de rotura, conduzirá a uma diminuição rápida da resistência à tração pós-fendilhação e ductilidade do BRF [113].

As propriedades mecânicas das fibras, com destaque para a resistência, a ductilidade

e a rigidez, determinam a sua aplicabilidade conforme o tipo de betão, os tipos de solicitações estruturais e a função que as fibras irão desempenhar.

A esbelteza das fibras (relação entre comprimento e diâmetro) também é um fator importante em termos de desempenho das fibras pois quanto menor for o diâmetro, maior a quantidade de fibras e a superfície específica para um mesmo volume de fibras. Assim, a esbelteza das fibras fornece uma ideia do desempenho do betão reforçado com fibras.

As fibras de aço podem ser comercializadas soltas ou coladas em pente. Será aconselhável que as fibras longas ou de elevada esbelta venham coladas em pente, de forma a evitar a formação de aglomerados como consequência do elevado valor da esbelteza e do pequeno diâmetro. O pente é encarado como uma fibra fictícia com um fator de forma bastante mais baixo que o de cada fibra individual. A cola que une estas fibras dissolve-se com água da amassadura, sendo recuperado o fator de forma das fibras individuais e, por conseguinte, é assegurada a total capacidade de reforço que as fibras individuais concedem. A utilização das fibras de aço soltas é apenas aconselhável nos casos em que estas tenham uma secção apreciável.

As fibras de aço podem ser feitas de aço carbono, aço galvanizado (com fina camada de zinco) ou aço inoxidável (com cromo >11%). No caso das fibras galvanizadas, que são fornecidas coladas em pente, é adicionada à cola um inibidor que protege as fibras da fragilização por hidrogénio no betão. Do ponto de vista da durabilidade, as fibras de aço sem galvanização ou mesmo de aço inox (em dosagem normal) apresentam várias vantagens em relação à armadura convencional [28], das quais:

- Não afetam a resistividade elétrica do betão;
- Constituem um reforço descontínuo;
- Apresentam superfície densa e lisa;
- A sua dimensão é pequena;
- Possuem baixo potencial elétrico;
- Mesmo após corrosão, não provocam a delaminação do betão.

3.2.2 Betão com Fibras

3.2.2.1 Matriz de Betão

Como em qualquer outro tipo de betão, as composições dos compósitos de BRF dependem dos requisitos de cada projeto em particular, em termos de trabalhabilidade, resistência, ductilidade, durabilidade, entre outros. Segundo Bentur e Mindess [12], para baixas percentagens de fibras (<0,5%), as metodologias convencionais utilizadas para obter as composições de betão simples, com base nas considerações de resistência e durabilidade, podem ser aplicadas sem modificações. No entanto, para maiores volumes

de fibras, devem ser utilizadas metodologias que enfatizam as propriedades do BRF. No entanto, existem várias considerações que são específicas para BRF [12].

Em geral e de forma a proporcionar uma melhor trabalhabilidade, as misturas de BRF contêm maiores quantidades de cimento e maiores relações agregados finos/grossos do que os betões simples. Sendo assim, as metodologias que se aplicam ao betão simples podem não ser inteiramente aplicáveis ao BRF. Comumente é reduzida a quantidade de cimento em 35% em substituição por cinzas volantes, tanto para melhorar a trabalhabilidade como para reduzir a quantidade de cimento [12]. É frequente em misturas com maiores volumes de fibras utilizar redutores de água, em particular, superplastificantes.

Atualmente, considera-se sempre necessário adequar a matriz de betão à introdução das fibras para qualquer tipo e volume percentual de fibras.

Segundo o ACI Committee 544 [2], as gamas típicas de proporções de um BRF são as apresentadas na Tabela 3.2. Note-se que qualquer mistura de BRF deve ser avaliada até se encontrar a composição com as propriedades desejadas.

Tabela 3.2: Gama típica de proporções de uma mistura de BRF [2].

	Máxima dimensão do agregado (mm)		
	9.5	19	38
Cimento (kg/m ³)	355 - 600	300 - 535	280 - 415
Água / Cimento	0.35 - 0.45	0.35 - 0.50	0.35 - 0.55
Agregado fino / grosso (%)	45 - 60	45 - 55	40 - 55
Percentagem de ar (%)	4 - 8	4 - 6	4 - 5
Volume de fibras (com deformação) (%)	0.4 - 1.0	0.3 - 0.8	0.2 - 0.7

3.2.2.2 Volume de Fibras

A quantidade de fibras que atravessam as fendas afeta a resistência residual à tração do BRF. Verifica-se que, para algumas aplicações de BRF, a presença das fibras aumenta a quantidade de fendas no betão, sendo que estas apresentam aberturas mais reduzidas. Contudo, há que ter em conta que a partir de um determinado volume percentual de fibras existe uma maior tendência para uma aglomeração das mesmas, comprometendo assim a trabalhabilidade da mistura em estado fresco e, inevitavelmente, as propriedades mecânicas do BRF em estado endurecido. Em situações correntes de amassadura, a utilização de um volume de fibras de aço superior a 2% torna a amassadura difícil, podendo ainda levar à aglomeração das fibras, segregação do betão e dificuldade em misturar os constituintes da composição [91].

De forma a que seja garantido um reforço homogéneo do BRF, é recomendado utilizar-se um volume percentual mínimo de fibras na composição do betão. Segundo Vodicka [114], para dosagens inferiores a 30 kg/m³ tem-se um elevado risco de que a estrutura do BRF não seja homogénea, pois o número de fibras no compósito é baixo em

comparação com o número de partículas do agregado que comumente é utilizado para a produção de 1 m^3 de betão. Sendo assim, as fibras não têm capacidade de “ligar” todas as partículas de agregados de BRF de forma a tornar o compósito homogêneo [114].

3.2.2.3 Orientação e Distribuição das Fibras

O desempenho do betão reforçado não vem só em função da dosagem das fibras. A orientação e distribuição das fibras na matriz representa um papel importante no desempenho mecânico dos BRF. Na maior parte das aplicações, as fibras apresentam orientação aleatória, que é caracterizada por uma ilimitada possibilidade de distribuição por parte das fibras num espaço tridimensional na matriz de betão. Em alguns elementos estruturais, será benéfico se a orientação das fibras for alinhada numa determinada direção.

Em elementos com dimensões consideravelmente superiores ao comprimento das fibras, o ângulo de inclinação das fibras relativamente ao da superfície do elemento onde estão colocadas varia entre 0 e 90 graus.

O aumento na inclinação das fibras em relação à orientação perpendicular à superfície da fenda cria um efeito de resistência suplementar ao arrancamento, resultando numa pressão adicional na matriz cimentícia (Figura 3.3).

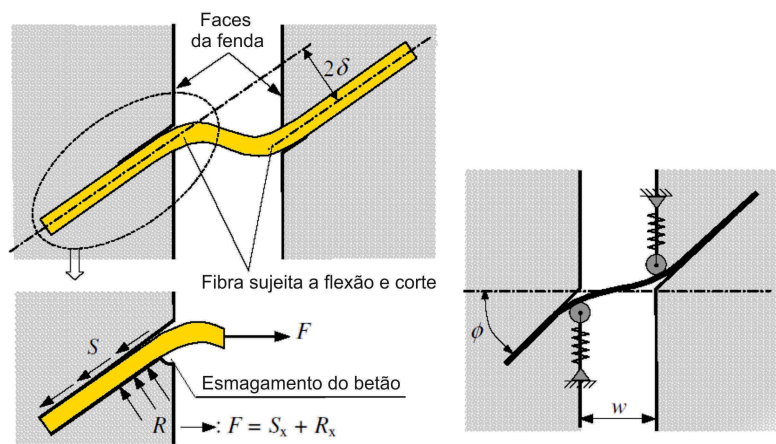


Figura 3.3: Fibra sujeita a flexão e corte com a abertura de uma fenda (adaptado de [79]).

Para fibras flexíveis (sintéticas), a carga de arrancamento tende a aumentar com a inclinação da fibra em relação à orientação perpendicular à superfície da fenda, sendo que no caso das fibras rígidas mas dúcteis (aço), a carga aumenta até 45° , diminuindo para inclinações superiores. Contudo, as fibras com pouca ductilidade (carbono) tendem a apresentar menores capacidades de arrancamento quando têm inclinação em relação à orientação perpendicular à superfície da fenda.

Note-se que quanto mais pequena a secção do elemento a ser betonado mais restrita será a orientação das fibras. Para além das condições geométricas do elemento estrutural em que o BRF será aplicado, é importante mencionar que existem outros fatores que influenciam a orientação e a distribuição das fibras, tais como o seu método de colocação e compactação, o tipo de fibras e as propriedades do betão fresco [107].

3.2.3 Interface Fibra-Matriz

A aderência, característica fundamental da interface fibra-matriz, pode ser vista, neste caso específico de BRF, como a ligação existente entre as fibras e o betão, formando assim uma peça única que trabalha de forma conjunta. A aderência faz com que estes dois materiais, que têm características individuais distintas, trabalhem em conjunto e transmitam esforços entre eles.

Existem três tipos de aderência: por adesão, por atrito e mecânica, sendo impossível determiná-las isoladamente:

- Aderência por adesão: gerada pela ligação físico-química que se estabelece na interface fibra-matriz cimentícia durante o endurecimento da pasta de cimento;
- Aderência por atrito: devida às forças de atrito existentes entre as fibras e o betão;
- Aderência mecânica: é a interação mecânica entre as fibras e o betão, decorrente da presença de saliências na superfície das fibras ou então na deformação das extremidades.

A aderência mecânica depende essencialmente das características das fibras, sendo que na secção anterior já foram abordados os seus princípios básicos. Quanto às aderências por adesão e atrito, verifica-se que são dependentes da micro-estrutura da interface, sendo que a ligação entre a fibra e a pasta de cimento influencia fortemente a resistência, deformação e o modo de rotura de toda a gama dos BRF.

Na Figura 3.4, é apresentada uma foto de uma fibra de aço com ganchos inserida na matriz de betão.

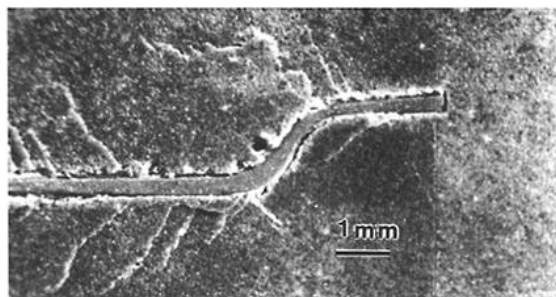


Figura 3.4: Fibra de aço com ganchos inserida na matriz de betão (adaptado de [12]).

O mecanismo de arrancamento por escorregamento de uma fibra de aço com as extremidades em gancho pode resumir-se a uma combinação de cinco pontos distintos [51]:

- Deformação elástica – ligação por adesão entre a fibra e a matriz;
- Perda de adesão entre a fibra e a matriz;

- Desenvolvimento de forças de atrito estático entre a matriz e a fibra devido às forças normais e à curvatura do gancho;
- Deformação plástica do gancho;
- Desenvolvimento de forças de atrito cinético (dissipativas) entre a matriz e a fibra, devido ao escorregamento relativo entre a fibra e a matriz (*pull-out*).

Na Figura 3.5, são apresentados detalhes de um ensaio de arrancamento de uma fibra com ganchos [79].

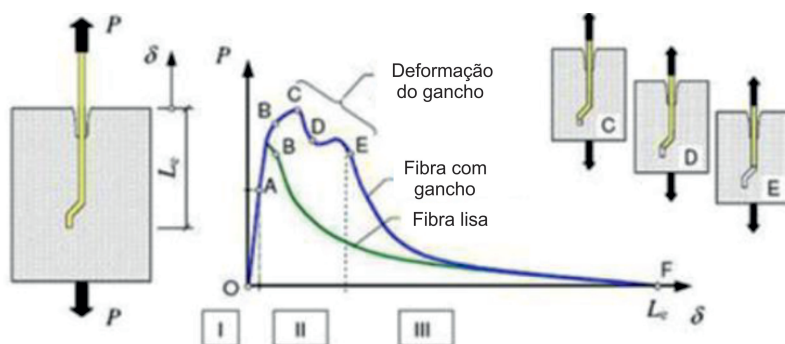


Figura 3.5: Ensaio de arrancamento de uma fibra com ganchos (adaptado de [79]).

Analisando o comportamento de arrancamento da fibra com gancho da matriz (Figura 3.5), verifica-se que o intervalo linear (OA) corresponde a fase de adesão entre a fibra e a matriz. No momento em que a tensão tangencial na interface entre a fibra e a matriz excede a tensão de adesão (intervalo AB), ocorre um desligamento entre a fibra e a matriz, passando a existir tensão de atrito que se desenvolve na zona não aderente, sendo que no ponto B a tensão de adesão é nula. No intervalo BC, a carga é aumentada devido à ancoragem da fibra até que esta começa a deslizar (intervalo CD), sendo a ancoragem progressivamente deformada até ser arrancada da matriz (DE). Entre os pontos E e F, dá-se o arrancamento total da fibra (*pull-out*), diminuindo conseqüentemente a força de arrancamento. Segundo Löfgren [79], a força máxima (ponto C) ocorre entre 0.5 e 1.5 mm de deslocamento, dependendo das características geométricas das fibras.

A introdução das fibras origina uma ligeira perturbação na distribuição dos agregados finos e grossos, verificando-se uma maior concentração de pasta de cimento em redor das fibras de modo a preencher os espaços criados (efeito de parede) [36]. Entre as fibras e a pasta de cimento existe uma zona denominada de *Zona de Transição Interfacial* (ZTI), substancialmente diferente da matriz mais interior em termos comportamento e composição. Segundo Bentur e Mindess [13] e Löfgren [79] a formação da ZTI é conseqüência de:

- efeito de parede;
- possibilidade de ocorrerem reações químicas junto à superfície não homogénea;

- exsudação e aprisionamento de água como resultado do deficiente agrupamento dos grãos de cimento ($\approx 10 \mu\text{m}$) na zona 20-40 μm em torno da fibra.

Na Figura 3.6, é apresentado um esquema da ZTI [79].

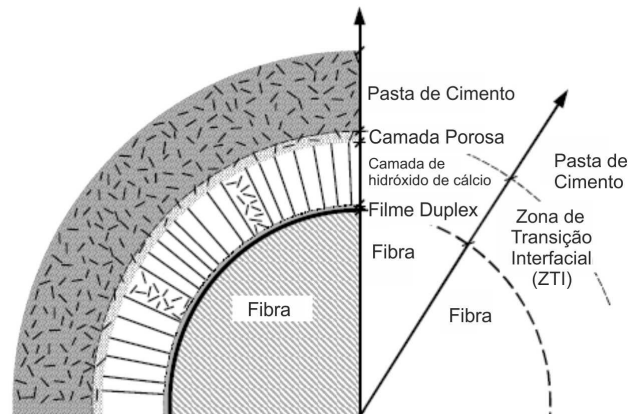


Figura 3.6: Esquema da ZTI em torno da fibra (desenho sem escala e adaptado de [79]).

Pela observação da Figura 3.6, verifica-se que a micro-estrutura da pasta de cimento na vizinhança da superfície da fibra é muito diferente da matriz cimentícia. Segundo Bentur e Mindess [13], a ligação mais fraca pode não se situar na superfície da fibra, podendo esta estar localizada na camada porosa, mesmo para várias relações água/cimento. Segundo Löfgren [79], a zona estimada da ZTI num BRF típico situa-se no intervalo 20~50 μm , perfazendo um total entre os 20~40 % do volume total da matriz cimentícia.

Existem duas formas de melhorar a ligação fibra-matriz cimentícia: ou atuando sobre a secção, forma e superfície das fibras ou modificando a matriz cimentícia. Como a ligação depende em grande parte da ZTI, pode-se melhorá-la a nível micro estrutural através da adição de sílica de fumo ou escórias de alto forno, ou através da alteração do conteúdo de agregado fino contribuindo para o melhor agrupamento entre as granulometrias e inclusões. Todas estes melhoramentos contribuirão para a compacidade da mistura [22], que em princípio irá aumentar a resistência à compressão do betão. Na Figura 3.7, é apresentado o efeito das adições com sílica de fumo.



Figura 3.7: Representação esquemática do agrupamento das partículas na interface no caso da fibra embebida: (a) em matriz cimentícia convencional e (b) na matriz cimentícia com adição (adaptado de [105]).

O efeito benéfico da sílica de fumo resulta primariamente da sua capacidade de se acomodar melhor em redor da fibra, de ser uma substancia altamente pozolânica e reagir com o hidróxido de cálcio, o que resulta numa mistura mais densa e homogénea. A adição de sílica de fumo até 15% pode melhorar a adesão entre as fibras (aço ou carbono) e a pasta de cimento [99]. Esta adição, quando comparada com a pasta de cimento normal, traduz num:

- aumento em cerca de 3 vezes na tensão de adesão e na energia da fase não adesiva;
- aumento significativo da força máxima num ensaio de *pull-out* e da energia de arrancamento.

3.2.3.1 Efeito das Fibras no Processo de Fratura do BRF num Ensaio Uniaxial

O betão é vulnerável à fendilhação resultante da retração plástica, impedida e térmica, ou da aplicação de cargas. A adição de fibras na matriz de betão traduz-se principalmente numa melhoria no comportamento pós-fendilhação, aumentando a capacidade de distribuir esforços depois da quebra de ligações no betão aquando da formação de fendas [79].

Na Figura 3.8, é possível observar o comportamento à tração uniaxial de um betão normal e de um BRF.

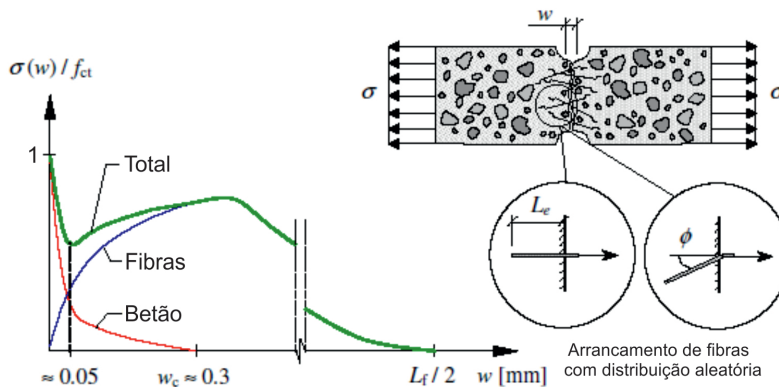


Figura 3.8: Ensaio à tração uniaxial (adaptado de [79]).

Verifica-se que no BRF existe um efeito combinado do imbricamento dos agregados e da ligação das fibras nas faces da fenda. Na Figura 3.9, é possível observar as diferentes zonas numa abertura de fenda num elemento de BRF.

É possível observar na Figura 3.9 três zonas distintas, que podem ser identificados como:

- zona de desenvolvimento de micro-fendas;
- zona de transmissão de tensões entre as faces da fenda através do imbricamento dos agregados e do arrancamento das fibras;

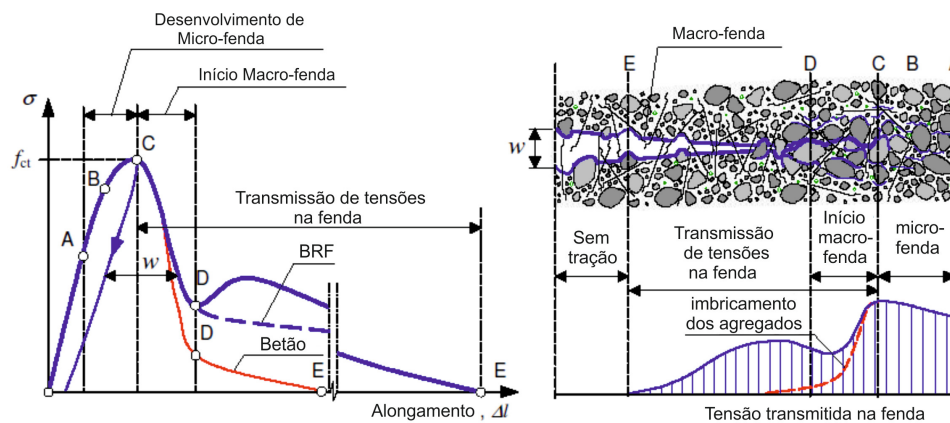


Figura 3.9: Efeito dos agregados e das fibras no processo de fratura do BRF (adaptado de [79]).

- zona sem tensão de tração, que só é verificada para fendas relativamente grandes.

Como é possível observar na Figura 3.9, a contribuição das fibras na relação tensão-abertura de fenda inicia-se na maioria dos casos na fase C-D, para uma abertura de fenda pequena ($w < 0,1$ mm), sendo mais influente a partir de 0.05 mm. Dependendo das características da fibra e do BRF, a curva pode ter depois (D-E) uma parte inicial ascendente, para a qual a tensão aumenta (para fibras deformadas, por exemplo, enganchadas) à medida que a fibra é deformada durante a extração da fibra, ou então uma parte descendente, para a qual a tensão diminui, sendo que após determinada abertura de fenda, diminuirá lentamente com o deslizamento da fibra (ou aumento da abertura da fissura) até que se torne zero (D-E) [79].

Com alguns novos tipos de fibras (Dramix® 5D) ou com microfibras, aplicadas em betões especiais, a curva poderá entrar numa parte ascendente logo a partir do ponto C (endurecimento). No entanto, como as microfibras são curtas, o intervalo para o qual elas são eficazes é limitado e, inevitavelmente, para as macro-fendas o seu comportamento deixa de ser tão eficaz.

3.2.3.2 Mecanismos de Reforço Proporcionados pelas Fibras de Aço

Como já foi mencionado anteriormente, o processo de ligação entre a fibra e a matriz depende de parâmetros como a composição do betão e da geometria e resistência das fibras. Assim, a resistência residual pós-fendilhação do BRF resulta da aderência entre a matriz cimentícia e as fibras, bem como da deformação das extremidades das fibras caso existam.

Existem três mecanismos principais de reforço proporcionados pelas fibras de aço:

- Deslizamento da fibra em relação ao betão;
- Alongamento da fibra, no qual é impedido o arrancamento das suas extremidades;
- Deslizamento e alongamento da fibra.

Note-se que o atributo primordial do reforço com fibras no betão é a capacidade de absorção de energia, por isso a rotura do compósito por cedência antecipada da fibra será prejudicial em determinadas situações.

Em termos de deslizamento da fibra, a aderência é um dos parâmetros mais influentes. Se a ligação entre o betão e as fibras for de tal forma forte que o gancho não se desfaz (em betões de elevada resistência), vai resultar que o comportamento seja governado pela capacidade de extensão da fibra. É assim fundamental que o betão tenha a capacidade de deformar os ganchos sem que estes entrem em rotura. É também importante referir que se as fibras tiverem uma ligação fraca com a matriz, estas podem deslizar facilmente o que levará a que o BRF apresente baixa capacidade de carga.

Por sua vez, o alongamento da fibra é conseguido por uma ligação mecânica (ancoragem) excelente entre as fibras e a matriz envolvente (betões de elevada resistência), impossibilitando assim o arrancamento das extremidades das fibras. A capacidade de alongamento da fibra é diretamente relacionada com a ductilidade e resistência à tração da fibra, sendo estes fatores essenciais para que o BRF não perca a sua principal vantagem.

A capacidade mista de deslizamento e alongamento é associada a betões com resistência média à compressão (50-70 MPa) e para um tipo de fibras que tenham a capacidade de até determinada carga estarem ancoradas e acima dessa carga começam a deslizar sem entrarem em rotura.

Contudo, o arrancamento de uma fibra em gancho embutida numa matriz de betão pode também ocorrer pela rotura do betão (Figura 3.10), perdendo-se assim a capacidade de deformação da fibra. Segundo Markovic [81], as possíveis razões pela rotura do betão são: a resistência da matriz, o comprimento embebido da fibra na matriz e a direção da fibra em relação à força de arrancamento.

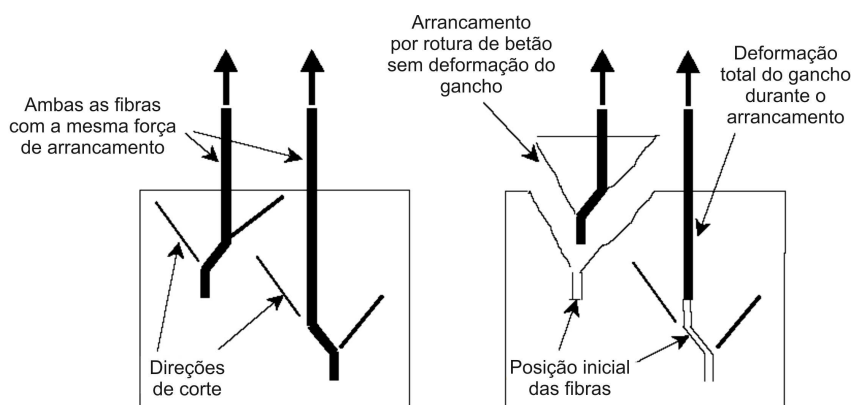


Figura 3.10: Arrancamento de uma fibra da matriz de betão (rotura do betão ou deslizamento da fibra).

3.2.3.3 Fibras vs matriz

Como já foi referido anteriormente, o controlo da fendilhação do betão é suportado pelos mecanismos resistentes entre fibra e betão.

Na Figura 3.11, são apresentadas as recomendações para as principais propriedades mecânicas que as fibras, a matriz e a sua ligação devem ter para um adequado compósito de BRF segundo Naaman [91].

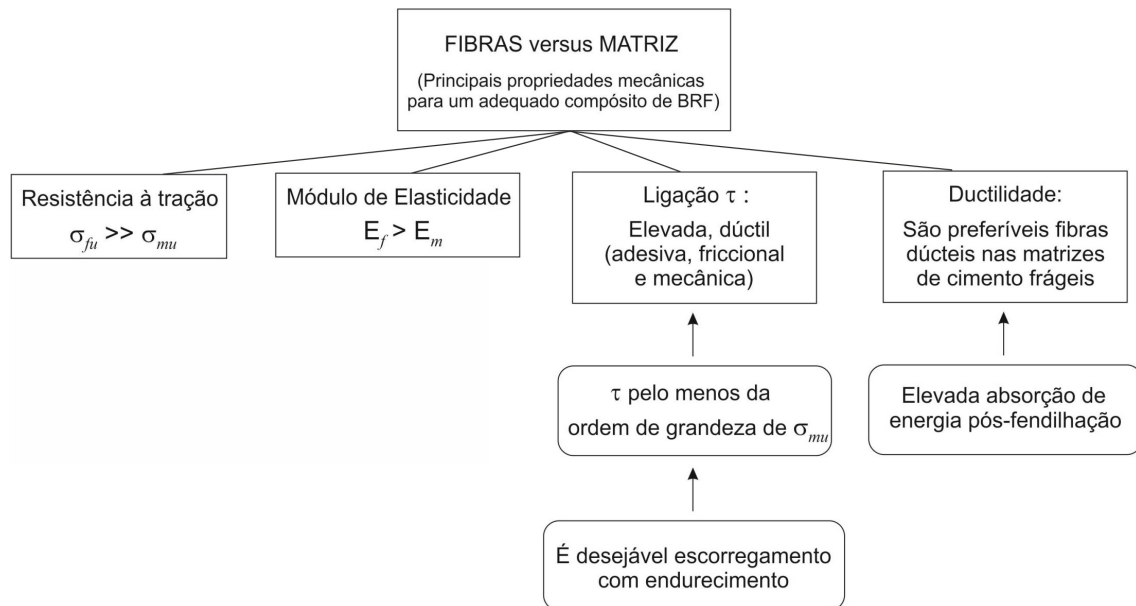


Figura 3.11: Principais propriedades mecânicas entre as fibras e a matriz de betão (adaptado de [91]).

Além das propriedades apresentadas na Figura 3.11, o coeficiente de Poisson e o coeficiente de expansibilidade térmica deverão ser, preferencialmente, da mesma ordem de grandeza tanto para as fibras como para a matriz [28].

Para que haja uma transmissão de esforços efetiva entre agregados, o comprimento de uma fibra deverá ser três vezes superior ao da dimensão máxima do agregado existente na mistura. Este comprimento deverá também ser suficientemente grande de modo a evitar um arrancamento fácil das fibras [112].

3.2.4 Propriedades do BRF em Estado Fresco e Endurecido

Uma composição de mistura de BRF tem de satisfazer uma série de diferentes critérios de desempenho, que abrangem tanto em estado fresco como em estado endurecido, bem como considerações de custos.

Em estado fresco, destaca-se os seguintes critérios de desempenho: a trabalhabilidade, a compactação sem segregação, a capacidade de preenchimento, o acabamento, o calor de hidratação e a resistência contra fissuração por retração plástica.

Quanto ao estado endurecido, destaca-se: a resistência à compressão, o comportamento à tração, o módulo de elasticidade, a fluência e retração, a permeabilidade, a capacidade de absorção de energia e a durabilidade.

3.2.4.1 Propriedades em Estado Fresco

As propriedades do BRF em estado fresco irão influenciar fortemente as propriedades em estado endurecido. Sendo assim, importa avaliar bem as propriedades do betão fresco reforçado com fibras, que dependem da quantidade, da esbelteza, da geometria das fibras e da composição do betão [107].

A trabalhabilidade do BRF deve ser semelhante ao do betão sem fibras se a composição do betão for adequada. Para isso, é conveniente adequar a composição do compósito à esbelteza e percentagem de fibras presentes na amassadura de modo a que as propriedades do compósito não sejam desvantajosamente afetadas pela diminuição da trabalhabilidade do BRF, muito comum quando se aumenta o valor dessas características das fibras.

Outros aspetos importantes do BRF em estado fresco são a colocação e compactação, que deverá ser realizada de uma forma cuidadosa pois as fibras tendem a orientar-se segundo direções preferenciais [112] que resultam da proximidade da cofragem, da intensidade e tempo de vibração, da altura da queda do betão, entre outros.

A aplicação do BRF é semelhante à do betão convencional. Contudo, deve-se evitar vibrações fortes com vibradores de agulha, de forma a assegurar-se uma distribuição homogénea das fibras. Na cura do BRF, deve-se seguir os procedimentos recomendados para os betões correntes.

Para que as fibras sejam eficazes em termos de reforço, é necessário que se impeça a sua segregação durante o processo de amassadura da mistura. A segregação das fibras está relacionada com a esbelteza e percentagem de fibras, o tamanho e percentagem dos agregados, a composição granulométrica da mistura, a razão água-cimento e o método de amassadura. O aumento da esbelteza e percentagem de fibras, bem como, o tamanho e quantidade de agregados grossos intensifica a tendência para a segregação destas, diminuindo também a trabalhabilidade da mistura.

3.2.4.2 Propriedades em Estado Endurecido

Para a classificação e o controlo de qualidade de um betão simples é geralmente utilizado a resistência à compressão, sendo que outras propriedades importantes como a resistência à tração, o módulo de elasticidade e a permeabilidade, entre outros, são facilmente obtidas através de relações com a resistência à compressão com suficiente precisão. Quanto ao BRF, a sua capacidade de absorção de energia não pode ser obtida através da sua resistência à compressão, daí serem necessários outros tipos de ensaios de caracterização.

Como já foi referido anteriormente, as propriedades do BRF em estado endurecido dependem do próprio betão, da orientação e percentagem de fibras, das características das fibras e da sua compatibilidade com a resistência do betão [107].

Sendo assim, são abordadas de seguida as propriedades mais relevantes do BRF em estado endurecido, não sendo, no entanto, realizada uma abordagem muito extensa nem pormenorizada. Irá abordar-se o comportamento à compressão, à tração uniaxial, ao corte, à flexão, à absorção de energia, ao impacto, à fadiga e aos esforços dinâmicos.

Compressão

O comportamento à compressão de um BRF até à resistência à compressão máxima não é normalmente influenciado pela presença das fibras, para dosagens moderadas (<1%), quando comparada com a mesma composição sem fibras, sendo que é aumentada a ductilidade pós-fendilhação e consequentemente a capacidade de absorção de energia [79]. Mesmo em elementos que contêm reforço convencional em conjunto com as fibras de aço, as fibras têm pouco efeito sobre a resistência à compressão máxima [13]. Se o objetivo for aumentar a resistência à compressão de um BRF, pode-se adicionar micro-fibras (aço, carbono) em elevada percentagem (>1%) e aumentar a percentagem de ligante, com baixas relações água/ligante.

Na Figura 3.12, é apresentado esquematicamente o comportamento à compressão de betão simples e de BRF [79]].

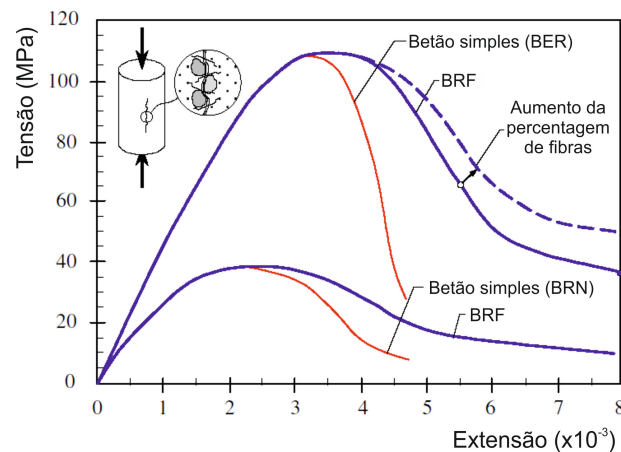


Figura 3.12: Comportamento à compressão de betão simples e de BRF (adaptado de [79]).

Tração uniaxial

A resposta à tração uniaxial é geralmente aceite como a mais apropriada para classificar o comportamento à tração dos BRF. A resposta tensão-abertura de fenda ou tensão-extensão pode ser de amolecimento ou de endurecimento, dependendo do comportamento pós-fendilhação do BRF. Na Figura 3.13, são apresentados esses dois tipos de comportamento.

Como é possível observar na Figura 3.13, o comportamento de amolecimento dá-se quando a matriz fendilha e a abertura de fendas se localiza essencialmente nessa fenda perdendo capacidade de carga até à rotura. No comportamento de endurecimento, existem muitas fendas pós-fendilhação da matriz, aumentando a capacidade de carga até que uma das fendas se destaca, perdendo consequentemente capacidade de carga até à rotura.

O comportamento à tração uniaxial do BRF pode ser obtido experimentalmente através de ensaios à tração uniaxial (diretos) ou através de ensaios à flexão (indiretos) em que é necessário um procedimento de análise inversa (Figura 3.14). Os ensaios à tração

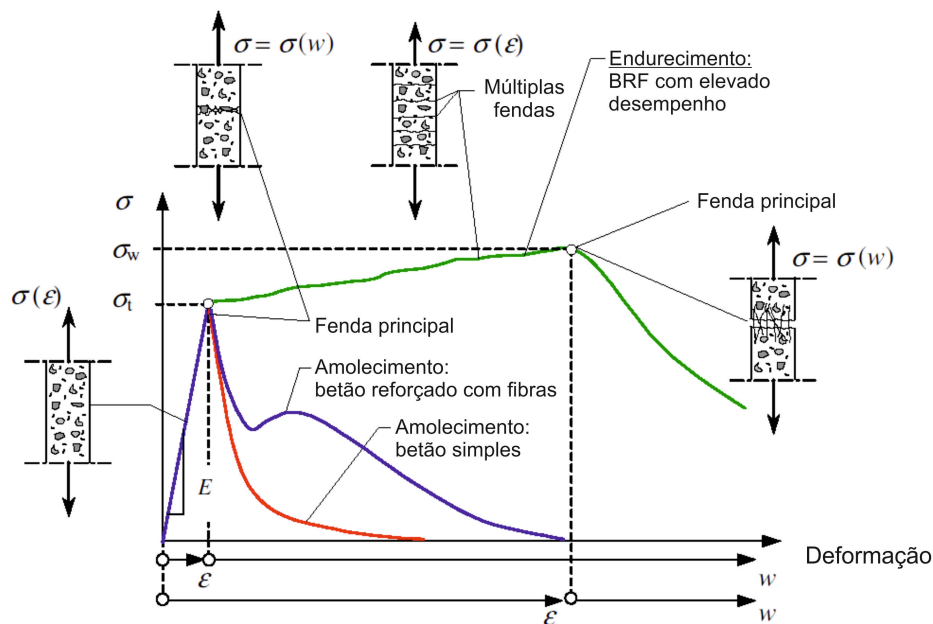


Figura 3.13: Comportamento à tração uniaxial do BRF: amolecimento ou endurecimento (adaptado de [79]).

uniaxial são mais difíceis de executar e dependem mais tempo, pelo que, muitos investigadores optam por realizar ensaios à flexão para obter a lei do comportamento à tração do BRF.

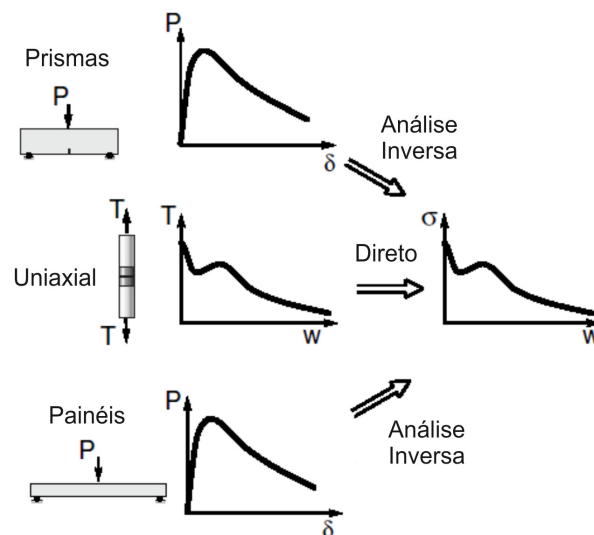


Figura 3.14: Diferentes tipos de ensaios para obtenção do comportamento à tração (adaptado de [34]).

Corte

Tal como nas resistências à compressão e à tração uniaxial, a resistência ao corte pré-fendilhação, para dosagens baixas a moderadas, não é afetada [79]. Assim que a matriz

fendilha, as fibras começam a ser solicitadas.

A principal ação responsável pela transferência de tensões de corte através de uma fenda num betão simples é explicada pelo imbricamento dos agregado e atrito nas faces da fenda. Para estruturas de betão armado é sabido que a quantidade de reforço que atravessa o plano de corte influencia a capacidade resistente ao corte devido essencialmente ao efeito de ferrolho. Estes três fenómenos são influenciados positivamente pela presença das fibras no betão, quer direta ou indiretamente.

Verifica-se também que a aplicação de BRF em conjunto com armaduras convencionais melhora muito a resistência ao corte dos elementos estruturais [13]. As fibras atravessam as fendas que se formam na matriz de betão, ajudando a manter a integridade do material. A melhoria no comportamento pós-fendilhação do betão conduz a um aumento na capacidade de corte.

Flexão

A presença de fibras de aço no betão tem influência na resistência à flexão do BRF, pois modifica a distribuição de tensões nas zonas sujeitas a momentos fletores [13]. Como já foi dito anteriormente, o aumento da resistência à flexão deve-se não só ao aumento do volume de fibras, mas essencialmente da esbelteza das fibras. Como seria de esperar, as fibras deformadas são mais eficazes do que as fibras lisas.

A adição de fibras ao betão tem como principal objetivo aumentar a capacidade de absorção de energia pós-fendilhação, aumentando a ductilidade do material, sendo que o aumento da capacidade resistente pode ser visto como um benefício secundário. A avaliação do comportamento à flexão pode ser realizada através de curvas carga-deslocamento (ou tensão-extensão), obtidas em ensaios à flexão em prismas ou em painéis (circulares ou retangulares).

Existem muitas tentativas, que foram desenvolvidas ao longo dos anos, para quantificar tais curvas em termos de um parâmetro que poderia ser utilizado para a comparação entre diferentes BRF, bem como nas normas e no controlo de qualidade [79]. No entanto, existem pelo menos cinco tipos de ensaios de diferentes normas para quantificar as curvas, não havendo conformidade sobre qual o mais adequado [79].

Na maioria das normas atuais, os ensaios de tração uniaxial são substituídos por ensaios de flexão. Num ensaio de flexão, a resposta pode ser de endurecimento ou de amolecimento (Figura 3.15).

Absorção de Energia

A classificação de um BRF é essencialmente realizada pela sua capacidade de absorção de energia e que dá uma indicação da qualidade do compósito em termos de controlo de fendas [79].

A absorção de energia é normalmente definida através de curvas tensão-abertura de fenda, obtidas normalmente em ensaios à tração uniaxial ou à flexão, calculada com a área abaixo da curva (Figura 3.16).

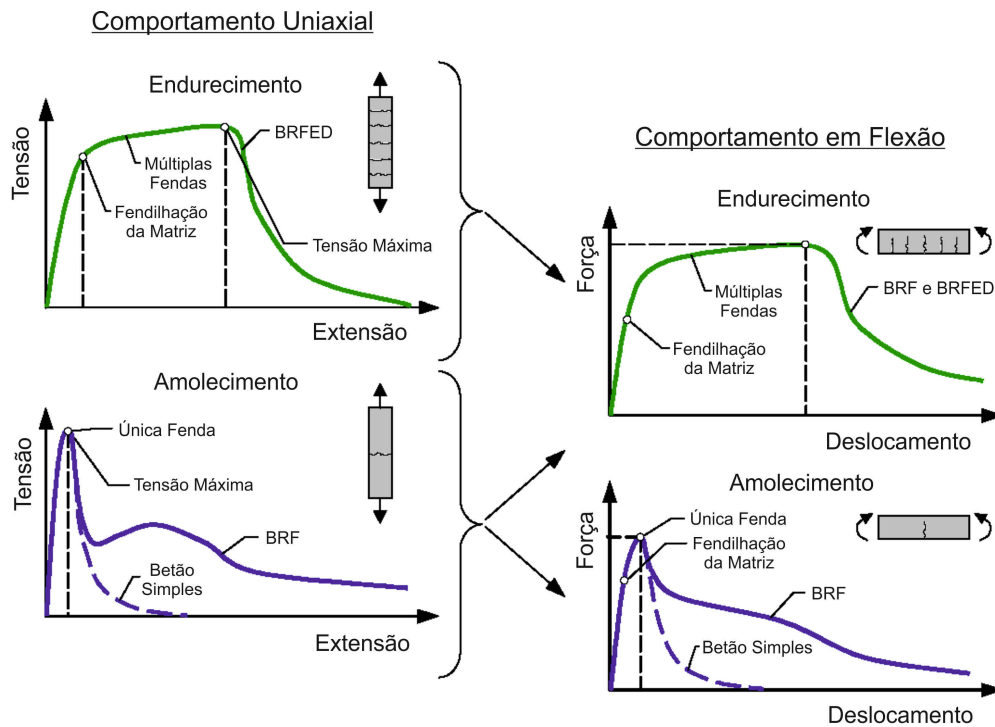


Figura 3.15: Caracterização do comportamento de tração e de flexão (adaptado de [79]).

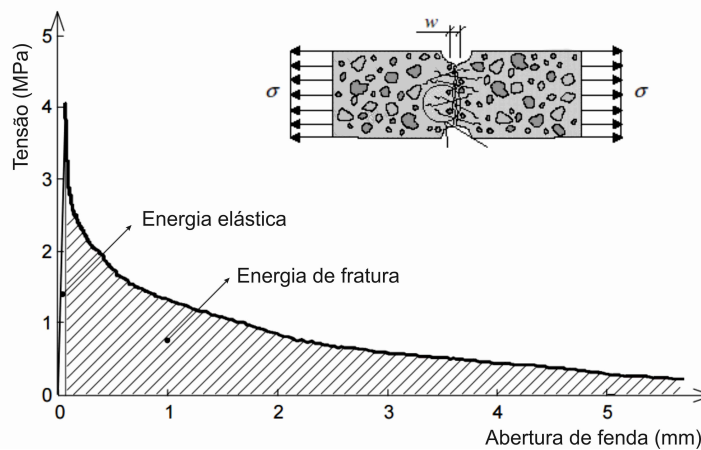


Figura 3.16: Absorção de energia num ensaio à tração uniaxial.

A absorção de energia é dividida em duas partes, designadamente, uma correspondente à fase elástica (pré-fendilhação) e uma outra correspondente à fase de fratura (pós-fendilhação). No BRF, a energia elástica é pequena em relação à de fratura.

Impacto

O reforço com fibras é particularmente eficaz na melhoria do desempenho do betão a um impacto. Note-se que a adoção do correto tipo de fibras é essencial para se obter um melhor desempenho no que respeita ao impacto [113].

Segundo Vitt [113], as vantagens da presença de fibras de aço no betão no que respeita ao impacto são:

- redução de fragmentação;
- aumento da absorção de energia;
- aumento do número de impactos até à 1ª fenda;
- aumento do número de impactos até à rotura.

Fadiga e Esforços Dinâmicos

A fadiga faz com que as fendas no betão tendam a se propagar em cada ciclo de carregamento. A utilização de fibras com elevado módulo de elasticidade e resistência originará um aumento do número de ciclos necessários para a rotura de um elemento em BRF, pois estas têm a capacidade de transmitir as tensões entre as faces das fendas.

Verifica-se que mesmo para baixas percentagens de fibras é melhorado o comportamento do BRF à fadiga. A resistência do BRF a cargas explosivas e dinâmicas pode em geral ser de três a dez vezes superior, devido essencialmente à capacidade de dissipação de energia do BRF.

3.2.5 Durabilidade do BRFA

O compósito BRFA é constituído por vários materiais, sendo os principais o cimento, agregados, fibras, água e adjuvantes. É recomendado que estes materiais sejam utilizados de forma correta, pois o planeamento da mistura, a estrutura e a qualidade dos produtos em si tornam-se irrelevantes, afetando diretamente a durabilidade do BRFA.

O BRFA é geralmente composto com elevada percentagem de cimento e baixa relação água/cimento. Quando bem compactados e curados, os BRFA possuem excelente durabilidade, desde que as fibras permaneçam protegidas pela pasta de cimento.

Na maioria dos ambientes, especialmente aqueles que contêm cloretos, a oxidação superficial é inevitável, causando manchas superficiais localizadas, sendo que as fibras no interior do betão geralmente permanecem sem oxidação [84]. Por outro lado, atendendo ao diâmetro muito pequeno das fibras, o volume de óxido de ferro formado não provoca delaminação ao betão [84]. Mesmo que as fibras superficiais apresentem oxidação, esta não se propaga, uma vez que o reforço é descontínuo.

Em termos de durabilidade das estruturas, verifica-se que a utilização de BRFA será benéfica pois as fibras contribuem para o controlo da abertura de fendas no betão, distribuindo as fendas e aumentando o seu número, mas diminuindo a abertura de cada uma delas.

Em termos de retração, apesar de poder não haver uma melhoria direta na sua redução, as fibras conseguem controlar a abertura das fendas no betão.

3.2.6 Ensaios de Caracterização do BRF

A avaliação das propriedades dos compósitos de BRF é de extrema importância para que estes sejam eficazes e economicamente aplicados na prática.

Algumas das propriedades do BRF são majoritariamente dependentes da matriz e podem ser quantificadas por métodos comumente utilizados para o betão simples, como por exemplo, a resistência à compressão. Existem, no entanto, outras propriedades que dependem muito mais da presença de fibras e das interações fibra-matriz, sendo que os métodos tradicionais para betão simples não são adequados para a avaliação desse tipo de comportamento do BRF.

Alguns dos ensaios ao BRF são normalizados pela American Society for Testing and Materials (ASTM), European Standard (EN), International Organization for Standardization (ISO), bem como outras agências internacionais e nacionais, enquanto outros tipos de ensaios ainda são utilizados principalmente para a investigação ou em casos especiais em obra [13].

Serão aqui enunciados e descritos alguns dos ensaios de caracterização do BRF com maior interesse, uma vez que representam as áreas em que a adição de fibras leva a melhorias significativas nas propriedades do BRF, não sendo abordados todos os existentes.

3.2.6.1 Ensaios no BRF em Estado Fresco

Segundo Bentur [13], as principais características do BRF em estado fresco a serem avaliadas são:

- a trabalhabilidade da mistura, na qual as fibras são dispersas pelo próprio método de amassadura;
- a trabalhabilidade da mistura em aplicações de pulverização, em que as fibras e a matriz são pulverizadas a partir de bicos individuais;
- a percentagem de fibras na mistura em estado fresco;
- a fendilhação por retração plástica.

Trabalhabilidade

Apesar de ser o ensaio mais utilizado para avaliar a trabalhabilidade do betão simples, o ensaio de abaixamento (“*slump test*”) não é o mais adequado para o BRF, pois as fibras conferem uma estabilidade considerável ao betão em estado fresco. Contudo, pode ainda ser efetuado, em complemento com outros ensaios mais apropriados, de forma a avaliar qualitativamente, por observação, a presença de segregação e de exsudação [84]. Para o BRF são recomendados ensaios que envolvam efeitos dinâmicos, pois sob vibração, o efeito de estabilidade das fibras no betão tende a desaparecer, sendo assim possível avaliar adequadamente a mobilidade e capacidade de escoamento do BRF [13].

Os ensaios mais comuns para medir algumas características relacionadas com a trabalhabilidade do BRF em estado fresco são:

- **Ensaio de abaixamento (“*slump test*”)**: o betão é compactado em três camadas (25 pancadas em cada com um acessório específico), no interior de um molde com a forma tronco-cónica. Quando o cone é removido, subindo-o, o abaixamento do betão estabelece a medida da sua consistência.
 - Este tipo de ensaio não é um bom indicador da trabalhabilidade do BRF, mas pode ser usado como ensaio de controlo de qualidade da consistência de diferentes lotes da mesma mistura BRF pré-validada [13];
- **Ensaio VêBê**: o betão é compactado dentro de um molde para o ensaio de abaixamento. O molde é removido na vertical e um disco transparente é colocado em cima do betão e baixado cuidadosamente até entrar em contacto com o betão. Regista-se o abaixamento do betão. Liga-se a mesa vibratória e mede-se o tempo necessário para que a face inferior do disco transparente fique totalmente em contacto com a pasta de cimento.
 - Embora o ensaio VêBê seja adequado para a caracterização das propriedades de trabalhabilidade do BRF, não é facilmente aplicável para o controlo de qualidade em obra [13];
- **Ensaio da mesa de espalhamento**: o betão é colocado no molde no centro da mesa em duas camadas compactadas (10 pancadas em cada com acessório específico). É retirado o molde e levantada a placa superior através da pega a cada 2s a 5s, até 15 vezes;
- **Ensaio de abaixamento invertido (“*inverted slump cone*”)**: um cone padrão com forma tronco-cónica é invertido sobre um molde. O betão é colocado no interior do cone em três camadas aproximadamente iguais sem compactação. Um vibrador interno de 25 mm de diâmetro é inserido verticalmente e centralmente no cone, atingindo o fundo do molde em 3s. O tempo em que o cone fica vazio é o tempo de abaixamento invertido.
 - Este ensaio é sensível à mobilidade e fluidez do BRF e é utilizado para misturas que sejam muito consistentes quando avaliadas pelo ensaio de abaixamento ($slump < 50$ mm). Se o tempo de abaixamento invertido for inferior a 8s, é recomendado utilizar-se o ensaio de abaixamento (“*slump test*”) ou outro ensaio;
- **LCL *workabilimeter***: O dispositivo (Figura 3.17) consiste num molde retangular aberto com uma divisória vertical removível que a divide em dois compartimentos e com um vibrador externo. Um dos compartimentos é cheio com BRF (etapas 1 e 2 da Figura 3.17). A divisória é então removida, e ao mesmo tempo, é ligado o vibrador e iniciado um cronómetro (etapa 3 da Figura 3.17). É assim registado o

tempo que o BRF leva a atingir uma altura pré-definida (etapa 4 da Figura 3.17). A recomendação Francesa, para um betão simples, é para que esse tempo seja entre 10 a 15 segundos [102], devendo ser da mesma ordem para o BRF.

Este é um dos ensaios mais promissores para a caracterização das propriedades de trabalhabilidade do BRF.

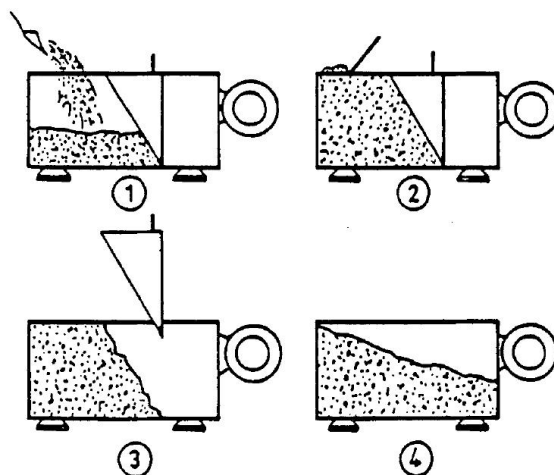


Figura 3.17: Etapas da realização de um ensaio num LCL *workabilimeter* (adaptado de [102]).

Os resultados obtidos nos ensaios descritos anteriormente são avaliados de acordo com as respetivas normas. Note-se que todos os ensaios apresentados apenas medem algumas características relacionadas com a trabalhabilidade do BRF em estado fresco, fornecendo apenas uma avaliação comparativa de diferentes misturas de BRF, não medindo parâmetros de significância física.

Segundo Bentur [13], o ensaio VêBê mostra que, mesmo para baixos abaixamentos, é sensível às vibrações, podendo assim ser utilizado para várias consistências de BRF. O autor verificou também que existe uma relação linear entre os resultados dos ensaios VêBê e abaixamento invertido, sendo estes sensíveis aos mesmos tipos de parâmetros, daí Bentur [13] recomendar o ensaio de abaixamento invertido para o controlo de qualidade do BRF em obra, por ser facilmente aplicado. Para todos os efeitos, o ensaio no LCL *workabilimeter* é atualmente o mais promissor e o mais adequado para este tipo de caracterização.

Outra característica importante do BRF em estado fresco é a massa volúmica aparente (kg/m^3), que é determinada pela razão entre a massa e o volume do betão. Trata-se de uma característica física importante pois está relacionada com o número de vazios e a permeabilidade do betão.

Percentagem / Distribuição das Fibras

A percentagem de fibras na mistura é um parâmetro importante para fins de uniformidade e controlo de qualidade na produção e aplicação de BRF.

Bentur [13] recomenda utilizar um método de lavagem do BRF em estado fresco ou um método de sonda magnética para BRF para estado fresco e endurecido. É de realçar que nenhum dos métodos é comumente utilizado.

Fendilhação por Retração Plástica

A retração plástica do BRF ocorre no início da presa do betão quando ocorrem variações de volume que irão provocar pequenas fendas.

Os ensaios realizados podem mostrar uma redução na retração plástica devido à presença de fibras, mas isso não indica necessariamente uma redução global da tendência de fendilhação na realidade, pois esta é função da retração plástica da matriz de betão e também da eficiência de reforço das fibras [13].

Dos vários conceitos apresentados na bibliografia referentes a ensaios realizados em laboratório, ainda é necessário um trabalho adicional quanto à sua reprodutibilidade e correlação com o desempenho em obra [13].

3.2.6.2 Ensaios no BRF em Estado Endurecido

Ensaio de Compressão

A resistência à compressão do BRF pode ser obtida através da NP EN 12390-3 [63], quer seja em cilindros ou em cubos, tal como no betão simples. A sua classificação também é dada pelas mesmas classes de resistência de um betão simples.

A resistência à compressão (f_c) é dada por (Equação (3.1)):

$$f_c = \frac{F}{A} \quad (3.1)$$

em que:

- F é a força máxima na rotura;
- A é a área da seção transversal, calculada com base na dimensão designada do provete.

Ensaio de Tração Uniaxial

Segundo o RILEM 162-TDF [101], através de um ensaio à tração uniaxial de um provete cilíndrico, obtém-se diretamente a lei constitutiva do material à tração em termos de tensão-abertura de fenda. Na Figura 3.18, é apresentado um esquema deste tipo de ensaio.

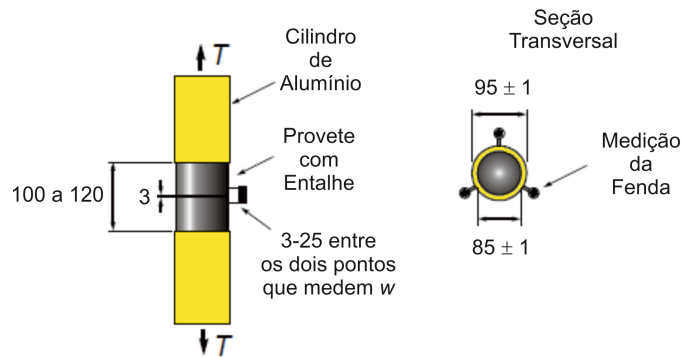


Figura 3.18: Esquema de ensaio de tração uniaxial de acordo com o RILEM 162-TDF [101] (desenho sem escala e dimensões em mm).

Ensaio de Tração por Compressão Diametral

Através da NP EN 12390-6 [64], é possível determinar a resistência à tração por compressão diametral de cilindros. O princípio deste tipo de ensaio consiste em submeter um provete cilíndrico a uma força de compressão aplicada numa zona estreita ao longo do seu comprimento, o que originará tensões ortogonais que provocaram a rotura do provete por tração. Na Figura 3.19 é apresentado um esquema deste tipo de ensaio.

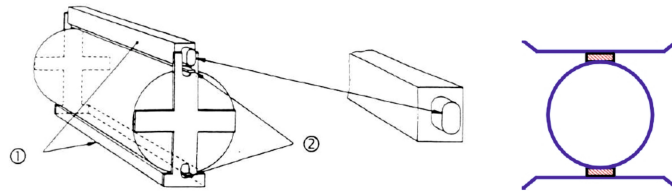


Figura 3.19: Esquema de ensaio à tração por compressão diametral (adaptado de [64]).

A resistência à tração por compressão diametral ($f_{ct,sp}$) é dada por (Equação (3.2)):

$$f_{ct,sp} = \frac{2 \cdot F}{\pi \cdot L \cdot D} \quad (3.2)$$

em que:

- F é a força máxima na rotura;
- L é o comprimento da linha de contacto do provete;
- D é a dimensão da secção transversal designada.

Ensaio à Flexão

Os ensaios à flexão do BRF podem ser realizados por exemplo de acordo com a norma EN 14651 [41] para prismas, a norma NP EN 14488-5 [59] para painéis quadrados ou de acordo com a ASTM C1550-12 [7] para painéis circulares. Estes três tipos de ensaios

são os mais utilizados para caracterizar o comportamento residual à tração por flexão do BRF. No entanto, existem vários tipos de ensaios de diferentes normas para quantificar as curvas, não havendo conformidade sobre qual o mais adequado [79].

De acordo com a EN 14651 [41], a resistência residual à tração por flexão, obtida em ensaio a prismas (Figura 3.20), é caracterizada pelos valores de $f_{R,j}$ que são função do *Crack Mouth Opening Displacement (CMOD)* ou do deslocamento a meio vão do prisma (δ) e é dada pela Equação (3.3).

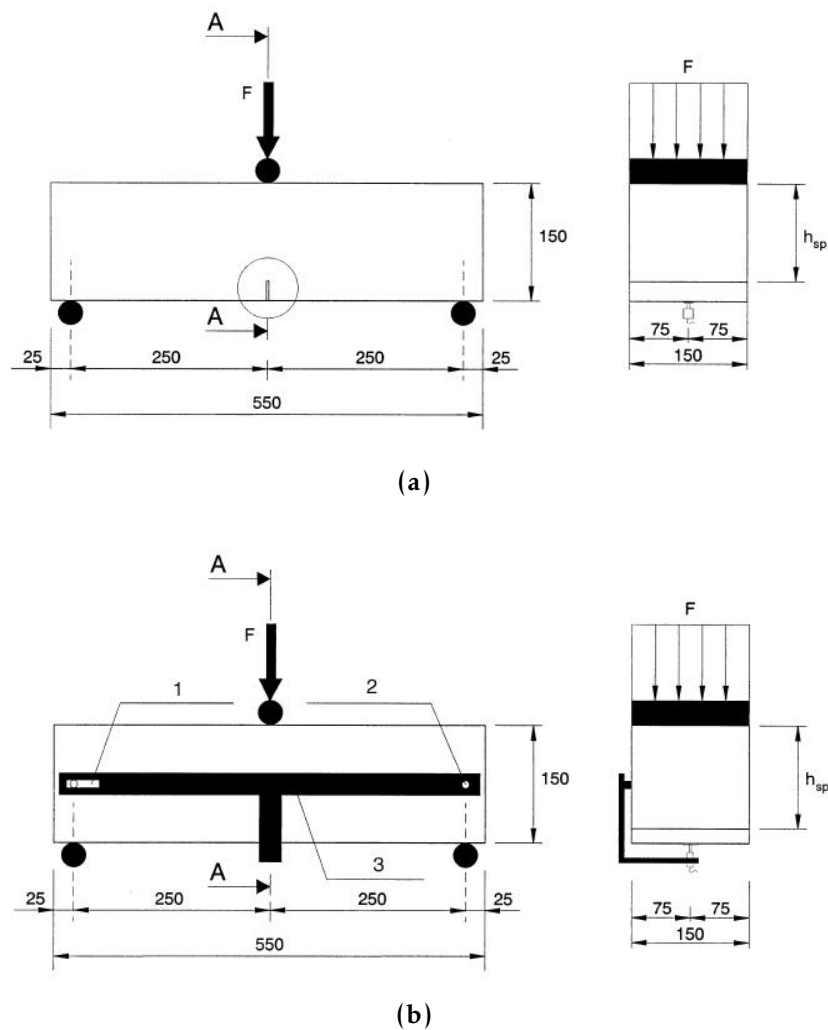


Figura 3.20: Esquema de ensaio à flexão com medição de: (a) abertura de fenda e (b) deslocamento (adaptado de [41]).

$$f_{R,j} = \frac{3 \cdot F_j \cdot l}{2 \cdot b \cdot h_{sp}^2} \quad (3.3)$$

em que:

- $f_{R,j}$ é a resistência residual à tração por flexão correspondente à abertura de fenda $CMOD = CMOD_j$ ou $\delta = \delta_j$ ($j = 1, 2, 3, 4$);

- F_j é a força correspondente ao $\text{CMOD} = \text{CMOD}_j$ ou $\delta = \delta_j$ ($j = 1, 2, 3, 4$);
- δ_j é o deslocamento a meio vão;
- l é a distância entre apoios;
- b é a largura do prisma;
- h_{sp} é a distância deste a parte superior do entalhe até ao topo do prisma.

Na Figura 3.21, é apresentada a relação força-CMOD.

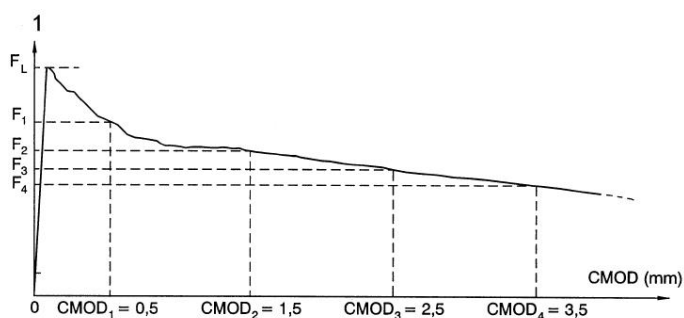


Figura 3.21: Diagrama força-CMOD típico de um ensaio a prismas.

De acordo com a NP EN 14488-5 [59], o ensaio em painéis quadrados (Figura 3.22), é muito utilizada para o cálculo da capacidade de absorção de energia nos casos de aplicação de betão projetado. É utilizado também para determinar indiretamente a lei constitutiva do material com base na resposta força-flecha. Na Figura 3.22, é apresentado um esquema deste tipo de ensaio.

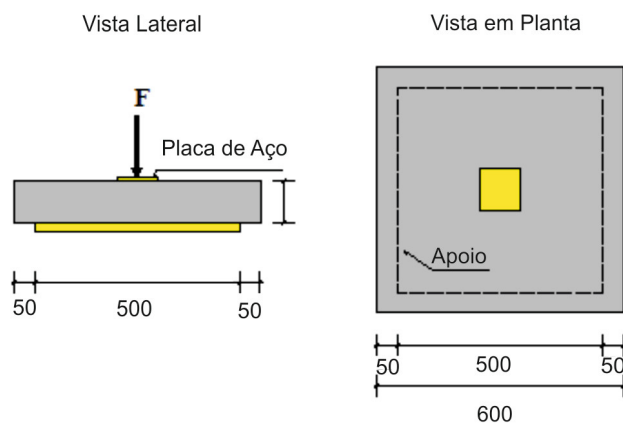


Figura 3.22: Ensaio a painéis quadrados segundo a NP EN 14488-5 [59].

Por sua vez, de acordo com a ASTM C1550-12 [7], a determinação da capacidade de absorção de energia pode ser realizada em ensaio a painéis circulares (Figura 3.23). É proposto por esta norma um ensaio à flexão num painel circular apoiado em três pontos simetricamente dispostos, com uma força pontual aplicada verticalmente no centro do painel e medido o deslocamento nesse ponto.

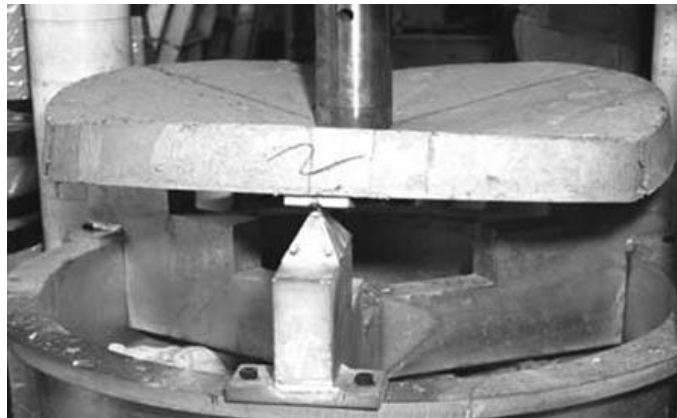


Figura 3.23: Foto de um ensaio a um painel circular de acordo com a ASTM C1550-12 [7].

Através deste tipo ensaio, obtém-se uma relação força-deslocamento que segundo a ASTM C1550-12 [7] pode ser utilizada para calcular a capacidade de absorção de energia e assim caracterizar o BRF em termos desse parâmetro. Também pode ser utilizado para determinar indiretamente a lei constitutiva do material com base na resposta força-flecha.

Módulo de Elasticidade em Compressão

O módulo de elasticidade em compressão (E_c) do BRF pode ser determinado pela especificação LNEC E 397 [87], tal como é aplicada para um betão simples. O módulo de elasticidade é determinado após um número especificado de ciclos de carga, que varia entre uma tensão mínima (0.5 a 1.0 MPa) e uma tensão máxima ($f_c/3$). Assim, o módulo de elasticidade em compressão do BRF é dado por (Equação (3.4)):

$$E_c = \frac{\Delta\sigma}{\Delta\varepsilon} = \frac{\sigma_m - \sigma_i}{\varepsilon_{m,n} - \varepsilon_{i,n}} \cdot 10^{-3} \quad (3.4)$$

em que:

- σ_m é a tensão máxima aplicada (MPa);
- σ_i é a tensão inicial (MPa);
- $\varepsilon_{m,n}$ é a extensão para a tensão σ_m medida no n-ésimo ciclo de carga;
- $\varepsilon_{i,n}$ é a extensão para a tensão σ_i medida no n-ésimo ciclo de carga.

3.2.7 Exemplos de Desenvolvimento de BRF

Pode-se distinguir alguns tipos de BRF, entre os quais: com resistência normal, de elevado desempenho e auto-compactável. Alguns autores apresentaram propostas para o desenvolvimento deste tipo de betões com fibras: Grünwald [51], Rossi e Harrouche [102], Nataraja *et al.* [94], Ferrara *et al.* [48], Yu *et al.* [118], Almansa e Cánovas [3], Beddar e

Belgaraâ [11], Pereira *et al.* [98], Tsai *et al.* [111], Zhao *et al.* [120] e Lin *et al.* [78]. Os trabalhos apresentados por estes autores mostram alguns dos métodos de desenvolvimento de BRF, sendo que estes podem ser adotados, mas será necessário à posteriori a verificação da conformidade do BRF a ser desenvolvido.

Um método para desenvolvimento de um BRF de resistência normal é apresentado por Rossi e Harrouche [102]. Os autores desenvolveram um BRFA que apresenta boa trabalhabilidade e também determinaram qual a percentagem de fibras que contribuí para uma melhor resistência mecânica do compósito. Rossi e Harrouche [102] basearam-se no método Baron-Lesage, desenvolvido para otimizar o esqueleto granulométrico de betões normais, para otimizar o seu BRF.

Por sua vez, Nataraja *et al.* [94] desenvolveram um método rápido e prático para reproporcionar uma mistura de BRF. Com base nos resultados iniciais de uma mistura experimental, desenvolveram duas novas misturas para terem uma resistência à compressão de cerca de 30 e 50 MPa aos 28 dias, usando esta técnica e examinando a sua validação. De acordo com estes autores, o reproporcionamento da mistura leva a um betão "económico", que satisfaz também os requisitos de trabalhabilidade, resistência e durabilidade adequadas.

Ferrara *et al.* [48] apresentaram um estudo sobre o desenvolvimento de um Betão Auto-Compactável Reforçado com Fibras (BACRF). De acordo com estes autores [48], o modelo apresentado é uma ferramenta eficiente para a obtenção de misturas de BACRF com propriedades específicas em estado fresco, empregando diferentes percentagens e tipos de fibra de aço, sendo necessário ainda, no entanto, a verificação deste modelo para diferentes granulometrias de agregados e diferenciados tipos e percentagem de fibras (mesmo sem ser metálicas).

Já Yu *et al.* [118] apresentaram um trabalho sobre o desenvolvimento de Betão Reforçado com Fibras de Ultra-Elevado Desempenho (BRFUED). Este betão especial é a combinação de um betão de elevada resistência com fibras. Estes autores adotaram um modelo denominado de Andreasen e Andersen modificado para a obtenção das misturas de betão, com o intuito que estas apresentassem uma matriz compacta. Segundo este modelo, pode-se obter teoricamente uma porosidade mínima com uma distribuição ótima do tamanho de partícula de todos os constituintes aplicados na mistura.

3.2.8 Aplicações do BRF

Existem aplicações em que a utilização de BRF é mais eficiente:

- controlo da fendilhação;
- cargas locais e deformações locais muito elevadas;
- Materiais/estruturas muito esbeltas;
- Zonas de elevada concentração de armaduras.

Segundo o ACI COMITTE 544 [2], quando usado em aplicações estruturais, o BRF deve ser aplicado apenas como um elemento de resistência suplementar para controlar as fendas, melhorar a resistência ao impacto ou a cargas dinâmicas e resistir à desintegração do material. Nos elementos estruturais em que ocorrerão tensões de tração por flexão ou de tensão axial, tal como em vigas, pilares ou lajes, o BRF deve ser capaz de resistir às tensões de tração.

3.2.9 Comentários Finais

As propriedades mecânicas do BRF são influenciadas por um grande conjunto de fatores, que englobam as fibras, a matriz, a ligação fibra-matriz, o elemento onde será betonado, entre outros. Quanto às fibras, os fatores são: tipo, geometria, esbelteza, volume, orientação e distribuição. Da matriz, a sua resistência e a máxima dimensão dos agregados são os fatores influentes. Um dos parâmetros mais influentes na ligação entre as fibras e a matriz é a aderência. Quanto ao elemento onde será betonado, influenciam o tamanho, geometria e o tipo de carregamento.

Para projetar e escolher a mistura de BRF "certa" para a aplicação "certa", é necessário um sólido conhecimento de engenharia e conhecimento da ciência dos materiais, dos procedimentos de construção e da engenharia estrutural. Como o betão é normalmente feito a partir de materiais disponíveis localmente, também é essencial que o fornecedor de materiais, juntamente com o engenheiro estrutural e o empreiteiro, colaborem na especificação do BRF para produzir/fornecer estruturas de BRF de alta qualidade. A capacidade do empreiteiro para operar de forma eficiente e competitiva também é diretamente afetada pelo dimensionamento e as escolhas materiais que são feitas e, no final, isso pode ter um grande impacto nos custos de construção. Para este efeito, o BRF pode ter um impacto significativo no processo de construção, pois é possível aumentar a mecanização e a automação.

3.3 Constituição dos Betões Utilizados

3.3.1 Propriedades dos Materiais

De seguida, são apresentadas as propriedades dos materiais empregues na elaboração do betão do presente estudo.

São apresentadas na Figura 3.24 fotos de amostras dos materiais utilizados na elaboração das misturas de betão.

Utilizou-se nas misturas de betão o Cimento Portland calcário CEM II/B-L 32.5 N produzido pela Secil, em sacos estanques de modo a minimizar a sua deterioração ao longo do tempo, em conformidade com o exposto na NP EN 197-1 [67]. Segundo a norma NP EN 197-1 [67], este é um cimento Portland composto (CEM II), com uma percentagem de clínquer (B) e de calcário (L) adicionados entre 65-79% e 21-35%, respetivamente,



(a) Cimento Portland CEM II/B-L 32.5N.



(b) Areia 0/2.



(c) Areia 0/4.



(d) Agregado calcário 6/12.



(e) Agregado calcário 11/22.



(f) Fibras de aço Dramix[®] RC 65/35 BN.



(g) Fibras de aço Dramix[®] 4D 65/60 BG.



(h) Adjuvante.



(i) Água.

Figura 3.24: Amostras dos materiais utilizados no fabrico do betão.

com uma resistência mínima à compressão aos 28 dias de 32,5 MPa e com uma classe de resistência normal aos primeiros dias, tendo o mínimo de 16 MPa aos 7 dias.

Os agregados empregues foram fornecidos por uma central de betão, a Sonangil, respeitando o exposto na norma NP EN 12620 [65]. Nas misturas de betão foram utilizados dois tipos de agregados finos, nomeadamente uma areia de denominação 0/2 e uma outra areia 0/4, sendo também empregues dois tipos de agregados grossos, nomeadamente uma brita calcária com denominação 6/12 que foi utilizada em todas as misturas realizadas e uma outra brita calcária com denominação 11/22 que só foi aplicada em algumas misturas.

O adjuvante empregue foi o Sika[®] Viscocrete[®] 3008, facultado pela Sika, em conformidade com o exposto na norma NP EN 934-2 [71].

A água utilizada foi obtida da rede pública de abastecimento, em conformidade com o exposto na NP EN 206-1 [70] e na norma 1008 [58].

As fibras de aço utilizadas foram a Dramix[®] 3D 65/35 BN e a Dramix[®] 4D 65/60 BG, respeitando o exposto na norma NP EN 14889-1:2008 [66]. Estes dois tipos de fibras foram aplicadas individualmente em cada mistura e nunca em simultâneo.

As Dramix[®] 3D foram as primeiras a serem desenvolvidas há já mais de 40 anos e devido à sua performance, durabilidade e fácil aplicação têm sido utilizadas em muitas soluções tradicionais de reforço de betão. Por sua vez as Dramix[®] 4D pertencem a uma nova geração, sendo desenvolvidas essencialmente para aplicações estruturais, como é o caso de ligações pilar-laje fungiforme. Devido à sua força de ancoragem e de alta resistência específica, as Dramix[®] 4D funcionam muito bem em aplicações em que são combinadas com outros tipos de armaduras.

Quanto às fibras Dramix[®] 3D RC 65/35 BN, o parâmetro "3D" refere-se à família das fibras e define a qualidade do aço, bem como o tipo de ancoragem proporcionada por estas. Os parâmetros "R" e "C" referem-se ao tipo de ancoragem e que vêm coladas em plaquetas, respetivamente. Esta é uma fibra de aço com extremos dobrados para melhor ancoragem, com comprimento total igual a 35 mm, com diâmetro de 0.55 mm, com uma esbelteza 64 e com tensão de cedência de cerca de 1150 MPa. O parâmetro "B" refere-se ao tipo de acabamento da superfície das fibras (B - brilhante) e "N" indica que têm baixo teor de carbono.

No que se refere às fibras Dramix[®] 4D 65/60 BG, o parâmetro "4D" refere-se à família das fibras e define a qualidade do aço, bem como o tipo de ancoragem proporcionada por estas. Esta fibra é reta com ganchos nas duas extremidades e têm um comprimento total igual a 60 mm, com diâmetro de 0.9 mm e com uma esbelteza de cerca de 67 e com tensão de cedência de cerca de 1500 MPa. O parâmetro "B" refere-se ao tipo de acabamento da superfície das fibras (B - brilhante) e "G" indica que as fibras vêm coladas em plaquetas, ocorrendo a sua dispersão com o contacto com a água de amassadura.

É possível observar na Figura 3.25 os dois tipos de fibras utilizadas nas misturas de betão.



(a) Dramix® 3D RC 65/35 BN.



(b) Dramix® 4D 65/60 BG.

Figura 3.25: Fibras de aço Dramix® utilizadas nas misturas.

Na Figura 3.26, é possível observar a aplicação e distribuição das fibras na mistura de BRF.



(a) Aplicação das fibras.



(b) Distribuição das fibras.

Figura 3.26: Aplicação e distribuição das fibras na mistura de BRF.

3.3.2 Composição das Misturas de Betão

No presente estudo foram empregues dois tipos de fibras em duas matrizes de betão¹.

A matriz e as misturas de betão com aplicação das fibras Dramix® 3D foram obtidas com colaboração da Escola Superior de Tecnologia do Barreiro (ESTB) do Instituto Politécnico de Setúbal (IPS). Estas misturas foram obtidas com o intuito de se otimizar

¹ neste estudo a matriz de betão é definida como uma mistura de betão que é constituída por cimento, agregados, adjuvante e água.

3.4. MÉTODOS SEGUIDOS E ENSAIOS DE CARACTERIZAÇÃO REALIZADOS

composições de betão onde se conseguisse incorporar até 2.0% de fibras, dando assim continuidade ao trabalho de investigação iniciado por Gouveia *et al.* [50].

São apresentadas na Tabela 3.3 as quatro composições das misturas de betão desenvolvidas para aplicação de fibras Dramix® 3D. As misturas foram designadas por F0_3D, F1.0_3D, F1.5_3D e F2.0_3D, sendo "F" correspondente a "Fibras" com a respetiva dosagem em % e "3D" correspondente a "família das fibras".

Tabela 3.3: Composição das misturas de betão para aplicação de fibras Dramix® 3D.

Mistura	Cimento (kg/m ³)	Areia 0/2 (kg/m ³)	Areia 0/4 (kg/m ³)	Brita 6/12 (kg/m ³)	Água (kg/m ³)	Adjuvante (kg/m ³)	Fibras (%; kg/m ³)
F0_3D				768			0
F1.0_3D	450	310	525	753	203	5.5	1.0; 80
F1.5_3D				746			1.5; 120
F2.0_3D				738			2.0; 160

As misturas de betão desenvolvidas para aplicação de fibras Dramix® 4D foram otimizadas para se incorporar até 1.0% deste tipo de fibras. Tendo em vista esse objetivo, obteve-se a colaboração do Laboratório de Ensaio de Materiais de Construção (LEMC) da Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto (FEUP) e da BEKAERT para o desenvolvimento das misturas de betão com este tipo de fibras. As quatro composições das misturas de betão desenvolvidas para aplicação de fibras Dramix® 4D são apresentadas na Tabela 3.4. As misturas foram designadas por F0_4D, F0.5_4D, F0.75_4D e F1.0_4D, sendo novamente "F" correspondente a "Fibras" com a respetiva dosagem em % e "4D" correspondente a "família das fibras".

Tabela 3.4: Composição das misturas de betão para aplicação de fibras Dramix® 4D.

Mistura	Cimento (kg/m ³)	Areia 0/2 (kg/m ³)	Areia 0/4 (kg/m ³)	Brita 6/12 (kg/m ³)	Brita 11/22 (kg/m ³)	Água (kg/m ³)	Adjuvante (kg/m ³)	Fibras (%; kg/m ³)
F0_4D				455	440			0
F0.5_4D	430	375	445	450	435	158	5.2	0.5; 40
F0.75_4D				450	430			0.75; 60
F1.0_4D				445	430			1.0; 80

3.4 Métodos Seguidos e Ensaio de Caracterização Realizados

Ao longo do trabalho tentou-se minimizar quaisquer tipos de interferências de outras variáveis além daquelas em estudo, adotando-se métodos constantes e o mais rigorosos possíveis.

3.4.1 Produção do Betão

O betão foi realizado numa betoneira de eixo vertical do modelo Mammut, com uma capacidade máxima de 250 litros, apresentada na Figura 3.27.

O procedimento recomendado pelo ESTB para as amassaduras com fibras Dramix® 3D foi o apresentado na Figura 3.28:



(a) Betoneira modelo Mammut.



(b) Processo de amassadura.

Figura 3.27: Betoneira utilizada no fabrico do betão.

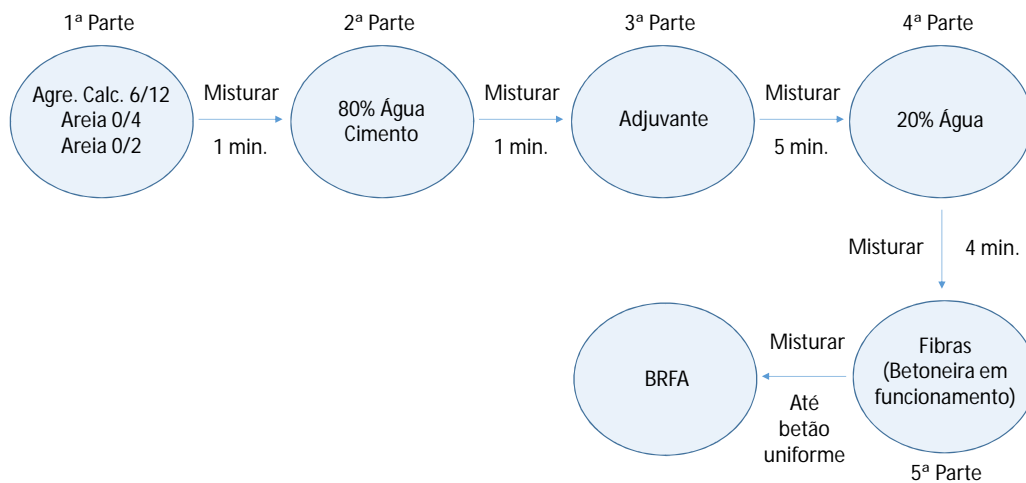


Figura 3.28: Procedimento recomendado nas amassaduras com fibras Dramix® 3D.

Quanto às amassaduras com fibras Dramix® 4D foi recomendado pelo LEMC o seguinte procedimento apresentado na Figura 3.29:

Durante o processo de amassadura foi possível observar que as fibras coladas formando plaquetas desuniam-se quando eram inseridas na mistura, isto devido ao fato de a cola perder as suas propriedades no contacto com a água, garantindo assim uma melhor distribuição das fibras no betão e por sua vez melhor homogeneização do mesmo. Nas amassaduras sem fibras, eliminou-se a parte referente à introdução das fibras. Quando se observava que a mistura dos constituintes do betão estava homogeneizada, dava-se por concluído o processo de amassadura.

3.4. MÉTODOS SEGUIDOS E ENSAIOS DE CARACTERIZAÇÃO REALIZADOS

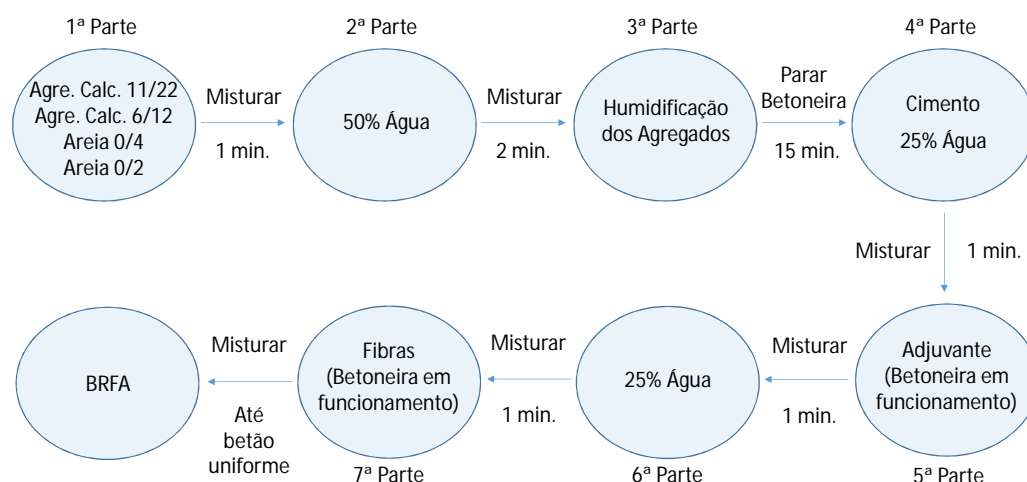


Figura 3.29: Procedimento recomendado nas amassaduras com fibras Dramix® 4D.

3.4.2 Colocação e Compactação

Após a etapa de produção do betão, este foi manualmente disposto com recurso a pás e colheres nos respetivos moldes (previamente oleados) e quase em simultâneo foi compactado com um vibrador de agulha, conforme o exposto na norma NP EN 12390-2 [62]. De modo a não comprometer a homogeneidade do betão, este foi vibrado até quando se entendia que tinha sido libertado o máximo de ar possível contido na amassadura sem produzir exsudação nem segregação. Verificou-se também que não existia uma orientação preferencial das fibras e que não existiam aglomerados de fibras, mostrando grande dispersão na sua orientação e apresentando-se distribuídas uniformemente pelo betão.

Na Figura 3.30, estão representados os dois vibradores elétricos portáteis com agulha utilizados na vibração do betão.



(a)



(b)

Figura 3.30: Vibradores utilizados na compactação do betão.

3.4.3 Condições de Cura

Após a realização da amassadura e a respetiva moldagem, foi iniciado o processo de cura dos provetes de caracterização e dos modelos de laje.

Os provetes de caracterização do betão foram mantidos no laboratório e à temperatura ambiente por um período de aproximadamente 24 horas, estando contudo cobertos por uma película plástica (filme de polietileno) de maneira a impedir a evaporação da água do betão (Figura 3.31). Posteriormente desmoldados, foram mantidos em cura húmida até ao dia anterior dos ensaios.



Figura 3.31: Provetes mantidos no laboratório, cobertos por uma película de polietileno.

Os modelos de laje octogonais (modelos posteriormente sujeitos a ações verticais monotónicas²) foram cobertos nas horas seguintes à moldagem por uma manta geotêxtil humedecida (Figura 3.32). Após esse período, as lajes foram desmoldadas e armazenadas, permanecendo cobertas por uma manta geotêxtil molhada periodicamente, através da instalação de um sistema de rega automático. Sobre a manta geotêxtil foi colocada uma membrana de polietileno. Com a implementação deste sistema pretendeu-se que as condições de cura das lajes fossem próximas das condições de cura dos provetes de caracterização do betão.



(a)



(b)

Figura 3.32: Lajes após moldagem: (a) coberta com manta geotêxtil humedecida e (b) laje coberta com manta geotêxtil humedecida e outra com manta geotêxtil, sistema de rega e membrana de polietileno.

Os modelos de laje retangulares (modelos posteriormente sujeitos a ações verticais e horizontais cíclicas simultâneas³) permaneceram nos moldes durante cerca de 12 horas.

² os modelos sujeitos a ações verticais monotónicas são apresentados no Capítulo 4;

³ os modelos sujeitos a ações verticais e horizontais cíclicas são apresentados no Capítulo 6.

3.4. MÉTODOS SEGUIDOS E ENSAIOS DE CARACTERIZAÇÃO REALIZADOS

Durante esse período, a zona central dos modelos foi também coberta por uma manta geotêxtil humedecida. Após a desmoldagem, as lajes foram armazenadas e a manta geotêxtil foi molhada periodicamente durante os primeiros dias.

3.4.4 Ensaios de Caracterização do Betão

Todos os modelos de lajes e respetivos provetes de caracterização foram ensaiados aproximadamente aos 60 dias de idade. Os ensaios de caracterização do betão foram realizados o mais próximo possível do dia de ensaio do modelo respetivo.

3.4.4.1 Resistência à Compressão

A resistência à compressão foi obtida segundo a norma NP EN 12390-3 [63] através de ensaios à compressão de provetes cúbicos com 150 mm de aresta e de provetes cilíndricos com 150 mm de diâmetro e 300 mm de altura. Estes provetes foram moldados por forma a satisfazer os requisitos expostos na NP EN 12390-1 [61] e curados segundo o procedimento descrito na secção 3.4.3. Os provetes cilíndricos foram sujeitos ao tratamento das faces de forma a garantir a planeza das superfícies.

Para a execução dos ensaios foi utilizada uma prensa FORM-TEST do tipo BETA2-3000E com uma capacidade máxima de 3000 kN, apresentada na Figura 3.33.



(a) Ensaio de compressão: provete cúbico.



(b) Ensaio de compressão: provete cilíndrico.

Figura 3.33: Ensaios de compressão a provetes cúbicos e cilíndricos.

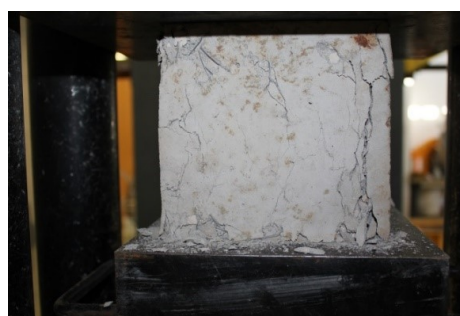
Na Figura 3.34, é possível observar o tipo de rotura obtido em provetes cúbicos de betão normal e em BRF. É de realçar uma rotura com grande fendilhação e sem grande destacamento de betão no cubo com fibras (Figura 3.34 (b)), ao contrário do que acontece num cubo de betão sem fibras (Figura 3.34 (a)). O mesmo fenómeno foi observado nos provetes cilíndricos.

Na campanha experimental de ensaios monotónicos com aplicação de fibras 3D, foram produzidos seis provetes cúbicos para a determinação da resistência à compressão de cada mistura.

Quanto à campanha experimental de ensaios monotónicos com aplicação de fibras 4D, foram produzidos seis provetes cilíndricos e seis cúbicos por cada mistura.



(a) Provete cúbico de betão sem fibras.



(b) Provete cúbico de betão com fibras.

Figura 3.34: Rotura de provetes cúbicos de betão.

São apresentados na Tabela 3.5 as propriedades mecânicas em termos de resistência à compressão das campanhas experimentais de ensaios monotónicos.

Tabela 3.5: Valores médios da resistência à compressão das misturas de betão utilizadas nos modelos de laje sujeitos a ações monotónicas.

Mistura	f_{ccm} (MPa)	f_{cm} (MPa)
Ensaio monotónico com aplicação de fibras 3D		
F0_3D	69.2 (CoV: 0.07)	-
F1.0_3D	58.0 (CoV: 0.07)	-
F1.5_3D	57.6 (CoV: 0.08)	-
F2.0_3D	63.0 (CoV: 0.12)	-
Ensaio monotónico com aplicação de fibras 4D		
F0_4D	63.3 (CoV: 0.07)	66.3 (CoV: 0.04)
F0.5_4D	70.7 (CoV: 0.04)	69.7 (CoV: 0.03)
F0.75_4D	70.7 (CoV: 0.04)	67.6 (CoV: 0.03)
F1.0_4D	73.5 (CoV: 0.02)	66.0 (CoV: 0.02)

f_{ccm} - valor médio da tensão de rotura do betão à compressão em provetes cúbicos (150 x 150 x 150 mm);
 f_{cm} - valor médio da tensão de rotura do betão à compressão em provetes cilíndricos (ϕ 150 x 300 mm).

Por sua vez, na campanha experimental de ensaios cíclicos foram produzidos seis provetes cilíndricos com BRF e seis com Betão Normal sem Fibras (BN) por cada mistura. Foram também realizados doze provetes cúbicos, seis para cada tipo de betão. São apresentados na Tabela 3.6 os valores médios da resistência à compressão desta campanha experimental.

Os ensaios de compressão realizados na campanha experimental de ensaios monotónicos com aplicação de fibras 3D foram realizados unicamente em provetes cúbicos. Para determinação da sua resistência à compressão em cilindros foi utilizada a relação média entre a resistência à compressão de cilindros e cubos das restantes campanhas experimentais onde foram realizados os dois tipos de ensaio, obtendo uma média de $f_{cm}/f_{ccm} = 1.0$ para as misturas sem fibras e $f_{cm}/f_{ccm} = 0.95$ para as misturas com BRF.

3.4. MÉTODOS SEGUIDOS E ENSAIOS DE CARACTERIZAÇÃO REALIZADOS

Tabela 3.6: Valores médios da resistência à compressão das misturas de betão utilizadas nos modelos de laje sujeitos a ações cíclicas.

Mistura		f_{ccm} (MPa)	f_{cm} (MPa)
F0.5_4D	BRF	58.0 (CoV: 0.06)	56.6 (CoV: 0.02)
	BN	43.5 (CoV: 0.03)	44.3 (CoV: 0.06)
F0.75_4D	BRF	70.0 (CoV: 0.03)	65.0 (CoV: 0.01)
	BN	42.4 (CoV: 0.08)	39.2 (CoV: 0.07)
F1.0_4D	BRF	64.4 (CoV: 0.03)	57.9 (CoV: 0.01)
	BN	52.1 (CoV: 0.03)	52.3 (CoV: 0.02)
F1.0_3D	BRF	53.7 (CoV: 0.03)	52.3 (CoV: 0.01)
	BN	41.5 (CoV: 0.06)	42.4 (CoV: 0.08)

f_{ccm} - valor médio da tensão de rotura do betão à compressão em provetes cúbicos (150 x 150 x 150 mm);

f_{cm} - valor médio da tensão de rotura do betão à compressão em provetes cilíndricos (ϕ 150 x 300 mm);

BRF - aplicado unicamente no perímetro central do modelo de laje;

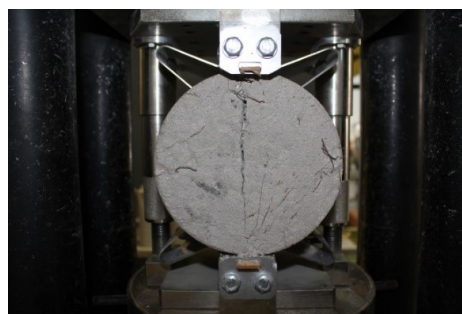
BN - betão normal sem fibras aplicado fora do perímetro central do modelo de laje.

3.4.4.2 Resistência à Tração por Compressão Diametral

Esta resistência à tração foi obtida através de ensaios à compressão diametral de provetes cilíndricos com 150 mm de diâmetro e 300 mm de comprimento, segundo a norma NP EN 12390-6 [64]. Em cada uma das lajes, foram utilizados três provetes de BRF e três de betão simples. Foi utilizada a mesma prensa dos ensaios à compressão (Figura 3.33). Na Figura 3.35, é possível observar o tipo de rotura obtido, verificando-se que nos provetes cilíndricos em BRF as duas metades resultantes ficam ligadas pelas fibras, ao contrário do que acontece num cilindro de betão sem fibras.



(a) Provete cilíndrico de betão sem fibras.



(b) Provete cilíndrico de betão com fibras.

Figura 3.35: Rotura de provetes cilíndricos de betão.

Na campanha experimental de ensaios monotónicos com aplicação de fibras 3D, foram produzidos seis provetes cilíndricos para a determinação da resistência à tração por compressão diametral para cada mistura.

Quanto à campanha experimental de ensaios monotónicos com aplicação de fibras 4D, foram produzidos três provetes cilíndricos por cada mistura. São apresentados na Tabela 3.7 as propriedades mecânicas das campanhas experimentais em termos de resistência por compressão diametral.

Por sua vez, na campanha experimental de ensaios cíclicos foram produzidos três

Tabela 3.7: Valores médios da resistência à tração por compressão diametral das misturas de betão utilizadas nos modelos de laje sujeitos a ações monotónicas.

Mistura	$f_{ctm,sp}$ (MPa)
Ensaio monotónico com aplicação de fibras 3D	
F0_3D	4.8 (CoV: 0.07)
F1.0_3D	5.5 (CoV: 0.07)
F1.5_3D	5.9 (CoV: 0.10)
F2.0_3D	6.7 (CoV: 0.18)
Ensaio monotónico com aplicação de fibras 4D	
F0_4D	7.4 (CoV: 0.10)
F0.5_4D	8.2 (CoV: 0.08)
F0.75_4D	8.7 (CoV: 0.09)
F1.0_4D	10.7 (CoV: 0.07)

$f_{ctm,sp}$ - valor médio da tensão de rotura à tração do betão determinada através do ensaio de compressão diametral em provetes cilíndricos ($\phi 150 \times 300$ mm).

provetes cilíndricos com BRF e três de betão normal sem fibras para cada mistura. São apresentados na Tabela 3.8 os valores médios da resistência à tração por compressão diametral desta campanha experimental.

Tabela 3.8: Valores médios da resistência à tração por compressão diametral das misturas de betão utilizadas nos modelos de laje sujeitos a ações cíclicas.

Mistura		$f_{ctm,sp}$ (MPa)
F0.5_4D	BRF	7.6 (CoV: 0.03)
	BN	6.0 (CoV: -)
F0.75_4D	BRF	8.3 (CoV: 0.03)
	BN	5.5 (CoV: 0.08)
F1.0_4D	BRF	8.8 (CoV: 0.10)
	BN	8.0 (CoV: -)
F1.0_3D	BRF	5.3 (CoV: 0.05)
	BN	3.4 (CoV: 0.07)

$f_{ctm,sp}$ - valor médio da tensão de rotura à tração do betão determinada através do ensaio de compressão diametral em provetes cilíndricos ($\phi 150 \times 300$ mm);

BRF - aplicado unicamente no perímetro central do modelo de laje;

BN - betão normal sem fibras aplicado fora do perímetro central do modelo de laje.

3.4.4.3 Módulo de Elasticidade

O módulo de elasticidade foi determinado de acordo com o procedimento descrito na especificação LNEC E 397 [87]. Foi utilizada a mesma prensa dos ensaios à compressão e à tração por compressão diametral. Na Figura 3.36, pode ser observado o esquema de ensaio utilizado na determinação do módulo de elasticidade.

Os ensaios de módulo de elasticidade foram realizados nos mesmos provetes cilíndricos que foram utilizados para a determinação da resistência à compressão das misturas, sendo realizado em primeiro lugar o ensaio de módulo de elasticidade por ser não destrutivo. São apresentados nas Tabelas 3.9 e 3.10 os valores médios do módulo de elasticidade

3.4. MÉTODOS SEGUIDOS E ENSAIOS DE CARACTERIZAÇÃO REALIZADOS



Figura 3.36: Esquema de ensaio utilizado na determinação do módulo de elasticidade.

da campanha de ensaios monotónicos com aplicação de fibras 4D e da campanha de ensaios cíclicos, respetivamente.

Tabela 3.9: Valores médios do módulo de elasticidade das misturas de betão utilizadas nos modelos de laje sujeitos a ações monotónicas com aplicação de fibras 4D.

Mistura	E_c (GPa)
F0_4D	42.4 (CoV: 0.05)
F0.5_4D	42.8 (CoV: 0.06)
F0.75_4D	44.2 (CoV: 0.05)
F1.0_4D	42.8 (CoV: 0.03)

E_c - valor médio do módulo de elasticidade do betão em compressão (provetes cilíndricos: $\phi 150 \times 300$ mm).

Tabela 3.10: Valores médios do módulo de elasticidade das misturas de betão utilizadas nos modelos de laje sujeitos a ações cíclicas.

Mistura		E_c (GPa)
F0.5_4D	BRF	40.6 (CoV: 0.03)
	BN	36.1 (CoV: 0.03)
F0.75_4D	BRF	41.8 (CoV: 0.01)
	BN	34.1 (CoV: 0.05)
F1.0_4D	BRF	38.3 (CoV: 0.01)
	BN	39.1 (CoV: 0.08)
F1.0_3D	BRF	35.7 (CoV: 0.07)
	BN	40.7 (CoV: 0.02)

E_c - valor médio do módulo de elasticidade do betão em compressão (provetes cilíndricos: $\phi 150 \times 300$ mm).

BRF - aplicado unicamente no perímetro central do modelo de laje;

BN - betão normal sem fibras aplicado fora do perímetro central do modelo de laje.

3.4.4.4 Comportamento à Tração

Diferentes ensaios podem ser utilizados para determinar o comportamento à tração do BRF, sendo os mais comuns os ensaios indirectos, ou seja, aqueles que recorrem a prismas e painéis, como já foi mencionado na secção 3.2.4.2. Menos frequentes, são os ensaios de tração directos por serem de difícil realização.

No presente trabalho, o comportamento à tração foi obtido com recurso a ensaios à flexão, sendo estes realizados de acordo com a EN 14651 [41] para a campanha experimental

de ensaios monotônicos com aplicação de fibras 4D. Desta forma, o comportamento à tração do BRF desta campanha experimental foi determinado a partir de ensaios à flexão em prismas, descritos na secção 3.2.6.2. Os ensaios aos prismas foram realizados no *Concrete Laboratory* da Bekaert, na Bélgica, com colaboração da Bekaert.

Por cada mistura, foram realizados ensaios a nove prismas com 600 x 150 x 150 mm. Antes de cada ensaio, foi realizado um entalhe na parte central de cada prisma com 25 mm de profundidade. Os ensaios foram realizados com controlo de deformação, através do deslocamento de um deflectómetro posicionado a meio vão do prisma:

- (a) entre 0 e 0.1 mm de deslocamento a meio vão, foi aplicada uma velocidade de deformação de 0.05 mm/min;
- (b) entre 0.1 mm e 3.5 mm de deslocamento a meio vão, foi aplicada uma velocidade de deformação de 0.2 mm/min.

Os ensaios terminaram aos 3.5 mm de deslocamento a meio vão do prisma. Na Figura 3.37, são apresentados os resultados médios da resistência à flexão de cada mistura de BRF.

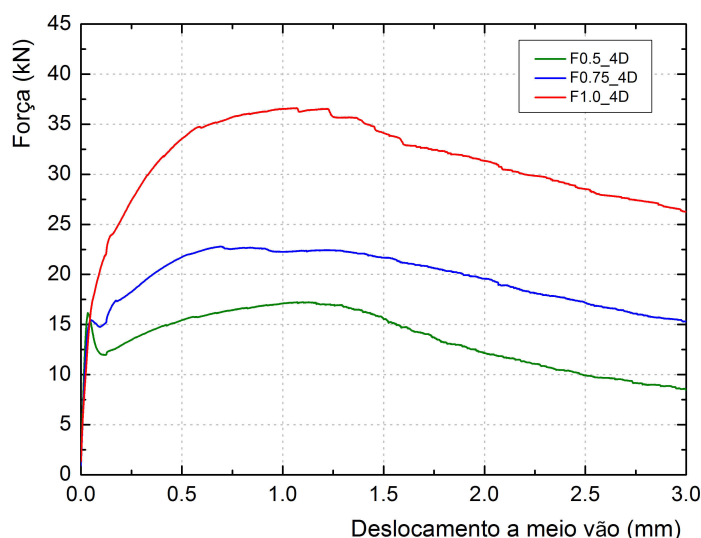


Figura 3.37: Curvas da resistência à flexão das misturas de BRF.

Pela comparação das curvas das três misturas (F0.5_4D, F0.75_4D e F1.0_4D) apresentadas na Figura 3.37, pode-se observar um aumento claro de resistência à flexão com o aumento da percentagem de fibras. Nas misturas F0.5_4D e F0.75_4D verifica-se um patamar de cedência após a fendilhação da matriz, não sendo este fenómeno observado na mistura F1.0_4D, pois como já foi descrito na Secção 3.2.3, o aumento da percentagem de fibras melhora a aderência entre as fibras e a matriz de betão.

Apresentam-se na Tabela 3.11 e na Figura 3.38 os resultados médios em termos de resistências residuais à tração por flexão obtidos nos ensaios à flexão segundo a norma EN 14651 [41].

3.4. MÉTODOS SEGUIDOS E ENSAIOS DE CARACTERIZAÇÃO REALIZADOS

Tabela 3.11: Resultados médios em termos de resistências residuais à tração por flexão obtidos nos ensaios de flexão de acordo com a norma EN 14651 [41].

Mistura	f_L (N/mm ²)	$f_{R,1}$ (N/mm ²)	$f_{R,2}$ (N/mm ²)	$f_{R,3}$ (N/mm ²)	$f_{R,4}$ (N/mm ²)
F0.5_4D	5.45	4.84	5.36	3.67	2.72
F0.75_4D	5.55	6.83	7.11	5.93	4.89
F1.0_4D	6.21	10.49	11.36	9.63	8.33

f_L - limite de proporcionalidade;

$f_{R,1}$ - resistência residual à tração por flexão correspondente a um deslocamento central de 0.47 mm;

$f_{R,2}$ - resistência residual à tração por flexão correspondente a um deslocamento central de 1.32 mm;

$f_{R,3}$ - resistência residual à tração por flexão correspondente a um deslocamento central de 2.17 mm;

$f_{R,4}$ - resistência residual à tração por flexão correspondente a um deslocamento central de 3.02 mm.

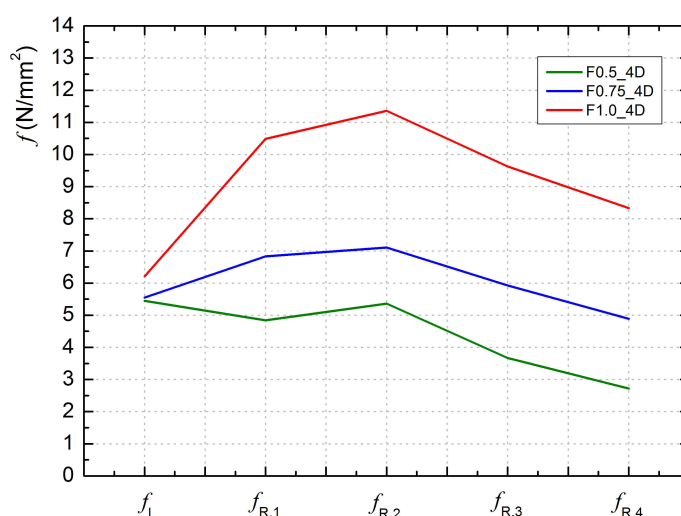


Figura 3.38: Resultados médios em termos de resistências residuais à tração por flexão obtidos nos ensaios de flexão de acordo com a norma EN 14651 [41].

No presente trabalho, decidiu-se obter o comportamento à tração uniaxial em termos da relação tensão-abertura de fenda ($\sigma-w$) através de dois procedimentos: de acordo com o procedimento descrito no *fib* Model Code 2010 [45] e de acordo com o procedimento de análise inversa descrito no Apêndice A.

De acordo com *fib* Model Code 2010 [45], através dos valores de resistência à tração por flexão $f_{R,j}$, é possível obter uma lei linear do comportamento pós-fendilhação uniaxial do BRF (Equação (3.5)):

$$\sigma(w) = 0.45 \cdot f_{R,1} - \frac{w_u}{CMOD_3} \cdot (0.45 \cdot f_{R,1} - 0.5 \cdot f_{R,3} + 0.2 \cdot f_{R,1}) \geq 0 \quad (3.5)$$

em que $f_{R,1}$ e $f_{R,3}$ são as resistências residuais à tração por flexão para $CMOD_1 = 0.5$ mm e $CMOD_3 = 2.5$ mm, respetivamente, e w_u é a máxima abertura de fenda admitida, que depende da ductilidade estrutural requerida. Na Figura 3.39, são apresentadas as respetivas relações $\sigma-w$ para cada mistura de BRF.

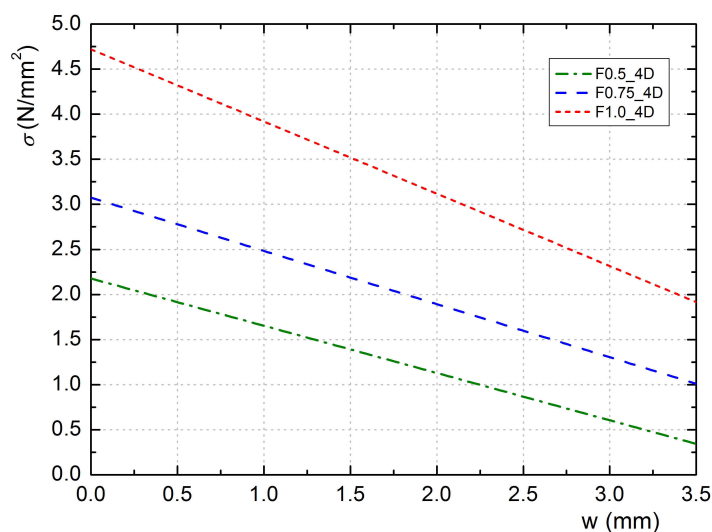


Figura 3.39: Leis σ - w lineares de acordo com o *fib* Model Code 2010 [45].

De acordo com o processo de análise inversa descrito no Apêndice A, é possível minimizar o erro entre as curvas força-deslocamento experimental e teórica (Figura 3.40), obtendo uma lei do comportamento pós-fendilhação otimizada que representa o comportamento à tração uniaxial do BRF (Figura 3.41 e Tabela 3.12).

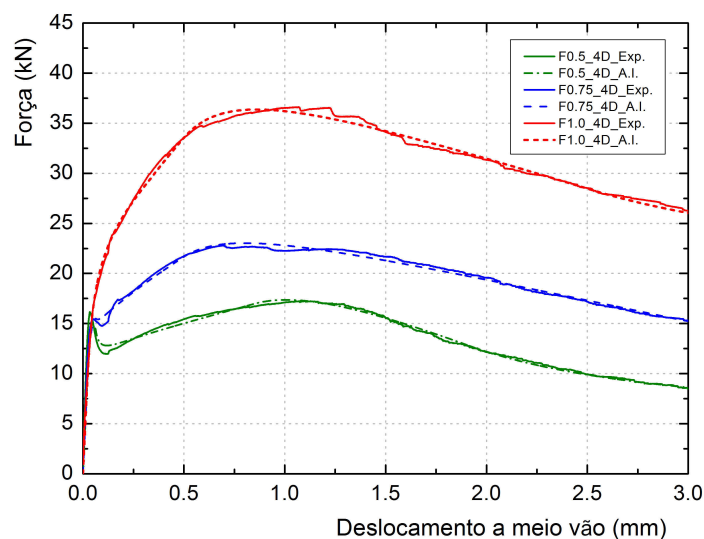


Figura 3.40: Curvas experimentais (Exp.) e teóricas (A.I.) da resistência à flexão das misturas de BRF.

Os resultados apresentados na Figura 3.41 mostram uma diminuição súbita da tensão pós-fendilhação da matriz nas misturas F0.5_4D e F0.75_4D, seguida de um endurecimento. A mistura F1.0_4D apresentou um comportamento de endurecimento pós-fendilhação da matriz até uma tensão máxima. Após esta fase de endurecimento da tensão, verifica-se uma resposta de amolecimento gradual. Do método de análise inversa apresentado, destacam-se duas vantagens importantes, nomeadamente a descrição mais rigorosa do comportamento pós-fendilhação do BRF e a sua aplicação a qualquer ensaio

3.4. MÉTODOS SEGUIDOS E ENSAIOS DE CARACTERIZAÇÃO REALIZADOS

de flexão, com as respectivas adaptações.

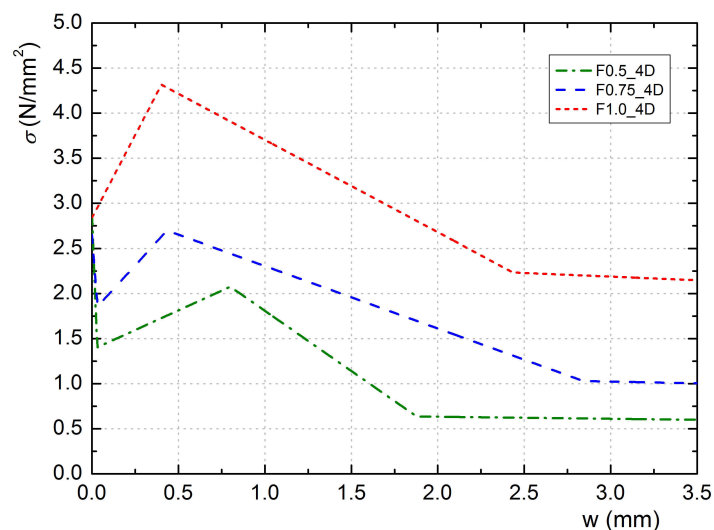


Figura 3.41: Leis σ - w quadrilineares adotadas na análise inversa.

Tabela 3.12: Leis σ - w quadrilineares adotadas na análise inversa.

Mistura	F0.5	F0.75	F1.0
f_{ct} (MPa)	2.869	2.648	2.845
a_1, c_1 (1/mm)	1.0, -16.242	1.0, -9.063	1.0, 0.074
$\langle w \rangle$	[0; 0.031]	[0; 0.033]	[0; 0.003]
a_2, c_2 (1/mm)	0.480, 0.305	0.675, 0.790	0.996, 1.293
$\langle w \rangle$	[0.031; 0.800]	[0.033; 0.434]	[0.003; 0.402]
a_3, c_3 (1/mm)	1.096, -0.466	1.132, -0.262	1.661, -0.360
$\langle w \rangle$	[0.800; 1.878]	[0.434; 2.842]	[0.402; 2.434]
a_4, c_4 (1/mm)	0.237, -0.008	0.430, -0.014	0.855, -0.028
$\langle w \rangle$	[1.878; 30]	[2.842; 30]	[2.434; 30]

Capítulo 4

Punçoamento de Lajes em BRFA Sujeitas a Ações Verticais Monotónicas

4.1 Introdução

Nesta secção, é apresentado o estudo experimental do desempenho de lajes fungiformes sujeitas a forças de punçoamento verticais aplicadas monotonicamente. Pretende-se, essencialmente, analisar o comportamento de lajes em BRFA em termos de capacidade de carga e de deformação.

Na Secção 2.2, foram apresentados alguns trabalhos sobre o estudo do comportamento ao punçoamento de lajes fungiformes em BRFA sujeitas a ações verticais monotónicas. No presente estudo, serão ensaiadas lajes com 150 mm e 160 mm de espessura, aproximando-se dessas das espessuras que se utilizam frequentemente para este tipo de solução estrutural, reduzindo-se assim o efeito de escala.

Neste caso de carregamento monotónico, foi pretendido que os modelos simulassem exclusivamente a área de laje delimitada pelas linhas de inflexão onde os momentos são nulos, junto a um pilar interior de uma estrutura em laje fungiforme, com aproximadamente 5 m de vão (Figura 4.1). As esbeltezas (l/h) dos modelos realizados nesta secção foram de cerca de 31 e 33, o que se enquadra na ordem dos valores habitualmente recomendados para o dimensionamento deste tipo de estruturas. Todas as lajes foram submetidas a um carregamento vertical aplicado no seu centro, na superfície inferior, através de uma placa de aço quadrada, possuindo assim rigidez suficiente para manter a superfície de contacto plana ao longo do ensaio.

Nesta secção, são investigados diferentes parâmetros dos modelos de laje, dos quais:

- mistura de BRFA;
- espessura de laje;

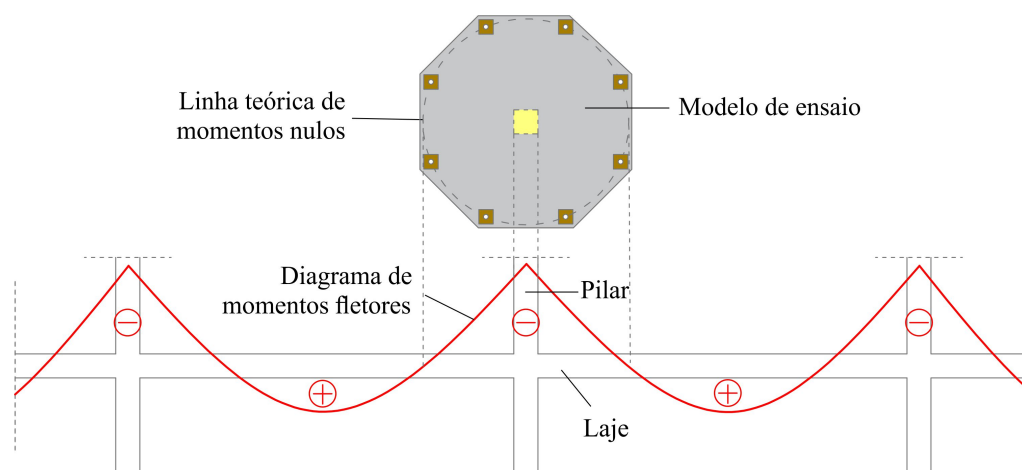


Figura 4.1: Diagrama de momentos fletores da laje e representação da zona considerada para os modelos monotónicos (desenho sem escala).

- tipo e percentagem volumétrica de fibras de aço introduzidas na mistura de betão;
- distribuição e percentagem geométrica de armadura longitudinal;
- localização do BRFA nos modelos de laje, sendo integral em todo o modelo ou racional na região de ligação laje-pilar.

A apresentação do estudo de lajes sujeitas ao punçoamento monotónico é dividido em duas partes, nomeadamente, uma primeira onde a utilização de BRFA é em todo o volume da laje e uma segunda parte onde o BRFA é aplicado racionalmente na zona da ligação laje-pilar. Todos os modelos desta secção foram fabricados e ensaiados no Laboratório de Estruturas do Departamento de Engenharia Civil (DEC) da FCT/UNL. Na Figura 4.2 (a), é apresentado o aspeto geral de um modelo de laje com fibras logo após ser betonado, ainda em estado fresco. Na Figura 4.2 (b), é apresentado o aspeto geral de um modelo de laje com fibras após a realização do ensaio.

Em cada uma das partes é descrita a investigação experimental relativa ao ensaio dos modelos de lajes, apresentando-se as características dos vários modelos executados, nomeadamente, descrição dos modelos, caracterização dos materiais, instrumentação dos ensaios e descrição da execução dos mesmos.

Nos resultados obtidos são analisados os deslocamentos verticais, a extensão de alguns varões da armadura longitudinal superior e as cargas de rotura. Com base nos valores de carga última experimental, é analisado o efeito da variação da percentagem volumétrica de fibras e a percentagem geométrica de armadura longitudinal na capacidade de carga ao punçoamento, de acordo com a NP EN 1992-1-1 [68].



(a)



(b)

Figura 4.2: Aspecto geral de um modelo de laje octogonal após ser: (a) betonado e (b) ensaiado.

4.2 Utilização de BRFA em Toda a Laje

A presente secção tem por objetivo apresentar os modelos e ensaios de lajes com BRFA em todo o volume da laje, realizados com o intuito de estudar o desempenho da aplicação do betão com fibras em ligações laje-pilar. É descrito o processo construtivo dos modelos e as suas características geométricas, assim como a caracterização dos materiais utilizados. Descreve-se ainda a instrumentação usada nos ensaios e o seu processo de execução. No final, é realizada uma análise dos resultados.

4.2.1 Programa Experimental

O programa experimental consistiu no ensaio de seis modelos de lajes fungiformes maciças, com geometria octogonal em planta com 2200 mm de lado e com 160 mm de espessura. Todas as lajes foram submetidas a um carregamento vertical aplicado no seu centro, na superfície inferior, através de uma placa de aço quadrada com 200 mm de lado

e com 50 mm de espessura.

As principais variáveis em estudo foram a percentagem volumétrica de fibras introduzidas na matriz de betão, que foi ajustada para ser inseridas até 2.0% de fibras Dramix® 3D da Bekaert e a percentagem de armadura longitudinal.

A fibra de aço utilizada nestes modelos foi a Dramix® 3D RC 65/35 BN, apresentada na Secção 3.3.1, que é uma fibra reta com ganchos nas duas extremidades, com comprimento total igual a 35 mm, diâmetro de 0.55 mm, esbelteza de 64 e com tensão de cedência de cerca de 1150 MPa.

Nesta primeira parte, as misturas de BRFA utilizadas foram obtidas com a colaboração da ESTB do IPS, estando apresentadas na Tabela 3.3 da Secção 3.3.2.

Foram executados ensaios em seis modelos de laje, quatro em BRFA e dois com betão normal sem fibras, contendo todos armadura longitudinal. Todos os modelos foram ensaiados até à rotura através da aplicação de carga vertical no centro da laje, na superfície inferior, por intermédio de uma chapa metálica que simula um pilar e com rigidez suficiente para manter a superfície de contacto plana ao longo do ensaio. A geometria dos modelos está representada na Figura 4.3.

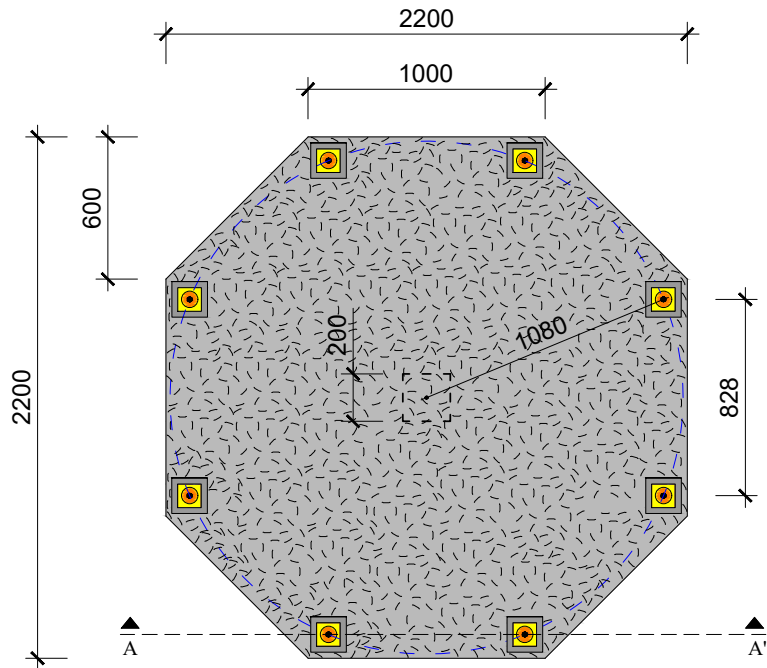
Durante o ensaio, a laje estava apoiada em oito pontos através de placas de aço, ligadas a vigas de reação através de cordões de pré-esforço que, por sua vez, também estavam ligadas a barras de pré-esforço que ligam à laje de reação do laboratório, como está ilustrado nas Figuras 4.3 e 4.4.

Em cada um dos oito pontos existia uma placa com 150 x 150 x 20 mm, colocada sobre uma camada de gesso. A colocação da camada de gesso (Figura 4.5) tinha o objetivo de nivelar a placa e permitir uma distribuição uniforme de tensões. Cada uma das placas de aço (150 x 150 x 20 mm) era atravessada no centro por um cordão de aço de alta resistência com diâmetro nominal de 15.2 mm que era fixo com uma placa metálica com 100 x 100 x 20 mm, sobre a qual estava colocado o sistema de ancoragem dos cordões, composto por um cilindro e cunhas. Estes cordões, por sua vez, ligavam o modelo a uma viga de reação, a qual estava ligada, através de uma barra de aço de alta resistência com diâmetro nominal de 26 mm, à laje de reação do laboratório, fixas sob a mesma. Com este sistema estavam garantidas as condições de fronteira cinemáticas e estáticas, permitindo rotações livres nos bordos do modelo, de maneira a simular a linha de momentos nulos.

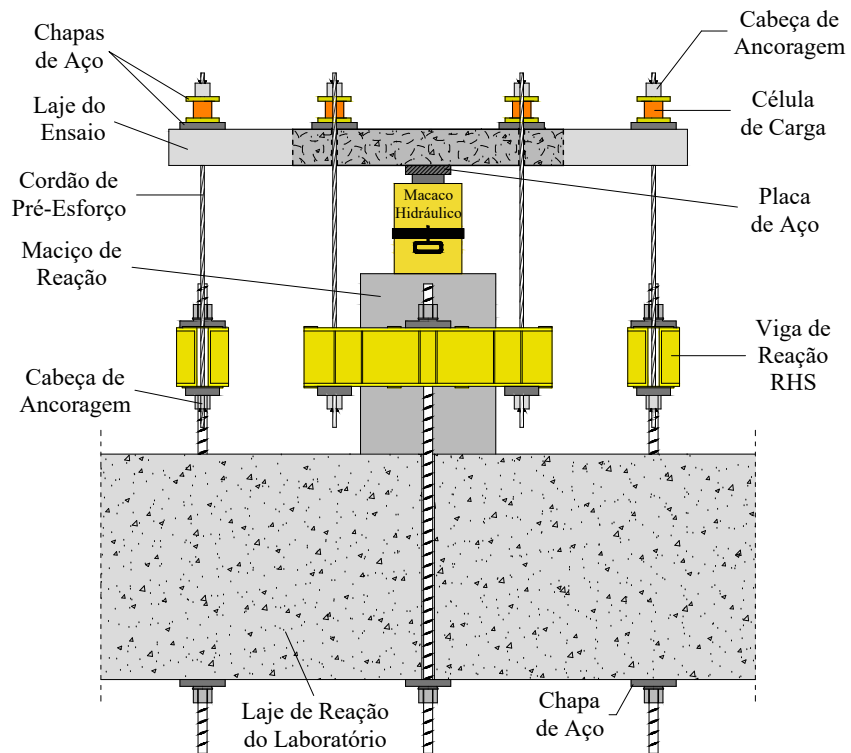
A carga foi introduzida no centro da laje, na superfície inferior, por um macaco hidráulico (ENERPAC RRH 1006 com 990 kN de capacidade máxima e 160 mm de curso máximo). Para aplicação e controlo da pressão hidráulica, usou-se uma unidade de controlo de pressão hidráulica WALTER+BAI AG tipo NSPA 700/DIG 200, estando ilustrado na Figura 4.6.

Os modelos foram designados por F0_R0.75, F0_R1.5, F1.0_R0.75, F1.0_R1.5, F1.5_R1.5 e F2.0_R1.5, sendo F correspondente a "Fibras" (Fibras) com a respetiva percentagem volumétrica, e R correspondente a "Reinforcement" (armadura longitudinal superior) com a respetiva percentagem de armadura longitudinal.

4.2. UTILIZAÇÃO DE BRFA EM TODA A LAJE



(a)



(b)

Figura 4.3: Geometria dos modelos de laje sujeitos a ações verticais monotônicas: a) planta e b) corte A-A' (desenho sem escala e dimensões em mm).

CAPÍTULO 4. PUNÇÃOAMENTO DE LAJES EM BRFA SUJEITAS A AÇÕES VERTICAIS MONOTÓNICAS



Figura 4.4: Aspecto geral de ensaio dos modelos de laje sujeitos a ações verticais monotónicas.



Figura 4.5: Placas de aço colocadas sobre uma camada de gesso.

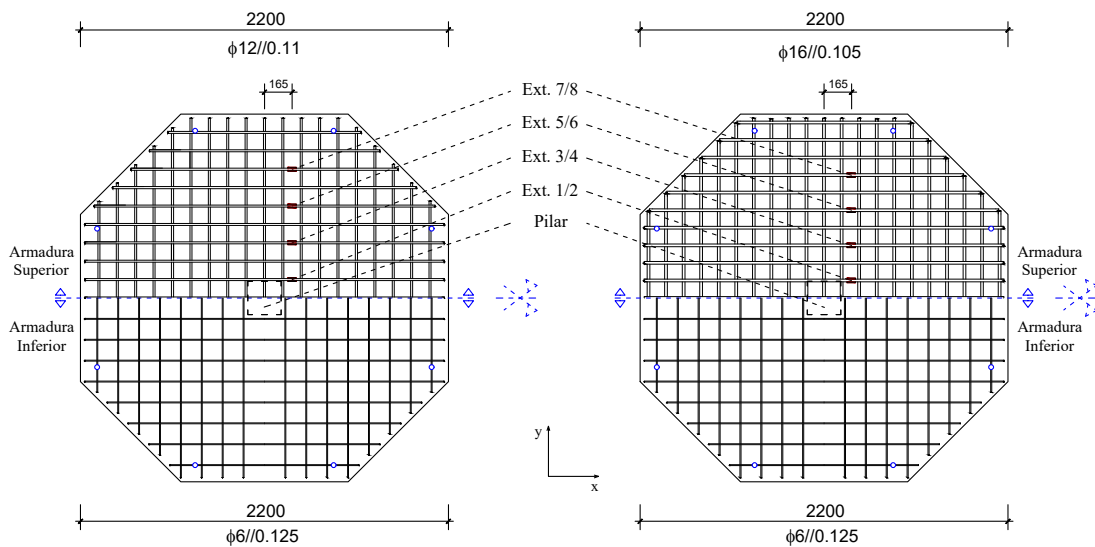


Figura 4.6: Aspecto geral do grupo hidráulico WALTER+BAI AG tipo NSPA 700 / DIG 2000.

O dimensionamento da armadura longitudinal superior do modelo F1.0_R0.75 foi realizado com o intuito de se obter uma rotura por punçoamento próxima da flexão. Consequentemente, a armadura longitudinal superior desse modelo era constituída por dezanove varões de 12 mm de diâmetro em cada direção, o que corresponde aproximadamente a uma malha quadrada de $\phi 12//0.11$ m.

O dimensionamento da armadura longitudinal superior dos modelos F1.0_R1.5, F1.5_R1.5 e F2.0_R1.5 foi realizado com o intuito de se obter uma rotura por punçoamento. Assim, a armadura longitudinal superior desses modelos era constituída por vinte e um varões de 16 mm de diâmetro em cada direção, o que corresponde aproximadamente a uma malha quadrada de $\phi 16//0.105$ m.

Em todos os modelos, colocou-se uma armadura longitudinal inferior constituída por 16 varões de 6 mm de diâmetro em cada direção, que corresponde aproximadamente a uma malha quadrada de $\phi 6//0.125$ m, com o principal objetivo de evitar a fendilhação dos modelos no seu transporte até ao local do ensaio. O espaçamento dos varões de 6 mm foi diferente junto ao pilar para evitar a influência que estes varões possam ter na fase de rotura por punçoamento e logo após a rotura. Na Figura 4.7, estão esquematizadas as armaduras longitudinais dos modelos.



(a) F0_R0.75 e F1.0_R0.75.

(b) F0_R1.5, F1.0_R1.5, F1.5_R1.5 e F2.0_R1.5.

Figura 4.7: Esquema das armaduras longitudinais dos modelos (desenhos sem escala e dimensões em mm).

O recobrimento das armaduras superiores dos modelos F0_R0.75 e F1.0_R0.75 foi de aproximadamente de 12 mm, enquanto nos modelos F0_R1.5, F1.0_R1.5, F1.5_R1.5 e F2.0_R1.5 foi de aproximadamente 16 mm. Foram colocados na armadura longitudinal superior extensômetros elétricos, efetuando-se sempre uma verificação para confirmar se estes estavam a funcionar corretamente através da análise da sua resistência

($120.4 \pm 0.5 \Omega$). Durante a elaboração dos modelos, foi feito um levantamento altimétrico das armaduras longitudinais superiores com recurso a um paquímetro digital, permitindo a determinação da sua altura útil média, obtendo 136 mm como valor médio para os modelos F0_R0.75 e F1.0_R0.75 e 128 mm como valor médio para os modelos F0_R1.5, F1.0_R1.5, F1.5_R1.5 e F2.0_R1.5. A percentagem de armadura longitudinal (ρ) para os modelos F0_R0.75 e F1.0_R0.75 foi de cerca de 0.75% e para os modelos F0_R1.5, F1.0_R1.5, F1.5_R1.5 e F2.0_R1.5 foi de cerca de 1.5%. Na Figura 4.8, é possível observar o aspeto das armaduras longitudinais na cofragem.



Figura 4.8: Foto com o aspeto final das armaduras longitudinais num dos modelos de laje antes da betonagem.

4.2.2 Caracterização dos Materiais

Nesta secção, apresentam-se os resultados dos ensaios de caracterização de cada betão utilizado, assim como do aço das armaduras longitudinais utilizadas na fabricação dos modelos. Quanto às fibras de aço utilizada nestes modelos (Dramix[®] 3D RC 65/35 BN), são apresentadas as suas características na Secção 3.3.1.

4.2.2.1 Betão

O betão utilizado nestes modelos foi otimizado para se incorporar até 2.0% de fibras Dramix[®] 3D, com o intuito de se avaliar o desempenho de lajes com este tipo de fibras sujeitas a um carregamento vertical monotónico. Tendo em vista esse objetivo, obteve-se a colaboração da ESTB do IPS para o desenvolvimento das misturas de betão.

As composições das misturas de betão utilizadas na produção dos modelos e as suas respetivas propriedades mecânicas foram já apresentadas nas Secções 3.3 e 3.4, respetivamente, do Capítulo 3 do presente documento. A máxima dimensão dos agregados (d_g) utilizados é de 12.8 mm.

4.2.2.2 Aço da Armadura Longitudinal

Para a caracterização mecânica da armadura longitudinal, foram realizados ensaios de tração a três provetes por cada diâmetro do aço utilizado nos modelos. São apresentados na Tabela 4.1 os valores médios da tensão de cedência à tração no caso dos varões com 12 mm e 16 mm de diâmetro (f_y) (aço com processo de fabrico laminado a quente (NR)) e da tensão limite convencional de proporcionalidade a 0.2% à tração no caso dos varões com 6 mm de diâmetro ($f_{0.2}$) (aço com processo de fabrico endurecido a frio (ER)). São também indicados os valores médios da tensão de rotura à tração do aço (f_t). Os ensaios foram realizados de acordo com a norma NP EN 10002-1 [60].

Tabela 4.1: Propriedades mecânicas do aço das armaduras longitudinais.

Diâmetro do varão (mm)	Tipo	f_y ou $f_{0.2}$ (MPa)	f_t (MPa)
ϕ 6	ER	592	741
ϕ 12	NR	534	637
ϕ 16	NR	529	625

ER - aço com processo de fabrico endurecido a frio;

NR - aço com processo de fabrico laminado a quente;

f_y - valor médio da tensão de cedência à tração do aço da armadura longitudinal;

$f_{0.2}$ - valor médio da tensão limite convencional de proporcionalidade a 0.2% à tração do aço da armadura longitudinal;

f_t - valor médio da tensão de rotura à tração do aço da armadura longitudinal.

4.2.3 Instrumentação dos Ensaios

Para permitir uma análise mais correta e conclusiva dos ensaios, é necessária uma monitorização o mais adequada e completa possível. Nos ensaios experimentais realizados, procedeu-se à monitorização da carga aplicada, da deformação do modelo e da extensão das armaduras longitudinais.

Para quantificar a carga vertical aplicada aos modelos, foram instaladas oito células de carga, uma em cada apoio da laje. Foram utilizadas células de carga do tipo CLC-200KNA (Figura 4.9 (a)) e KC-20M (Figura 4.9 (b)) com 200 kN de capacidade máxima e células de carga do tipo CLC-300 KNA (Figura 4.9 (c)) com 300 kN de capacidade máxima, todas da TML. A localização em planta e em corte pode ser vista na Figura 4.3.

Para medir os deslocamentos verticais dos modelos de laje, foram instalados dezasseis deflectómetros elétricos da TML, posicionados em dois alinhamentos ortogonais, conforme esquematizado na Figura 4.10 (foram omitidos alguns elementos do sistema de ensaio para melhor visualização dos deflectómetros). Na face superior da laje foram colocados onze deflectómetros, sete do tipo CDP-100 e quatro do tipo CDP-50 (Figura 4.10 (c) e (d)). Na face inferior da laje, foram colocados cinco deflectómetros, um do tipo CDP-100 e quatro do tipo CDP-50 (Figura 4.10 (c) e (d)). Na Figura 4.11, são apresentadas fotos de um modelo de laje pronto a ser ensaiado, onde é possível observar a disposição dos deflectómetros.



(a) CLC-200KNA.



(b) KC-20M.



(c) CLC-300 KNA.

Figura 4.9: Tipos de células de carga da TML utilizadas para medir a carga aplicada nos modelos.

Para que a rugosidade da face da laje não influenciasse a medição dos deslocamentos, colocou-se nos modelos uma pequena chapa quadrada de acrílico na zona de apoio do êmbolo do deflectómetro (Figura 4.11). Os deflectómetros D2 a D7 e D13 a D14 ficaram posicionados coincidentes com a direção de maior altura útil da armadura longitudinal superior. Os deflectómetros D8 a D11 e D15 a D16 ficaram na direção perpendicular, coincidente com a direção de menor altura útil da armadura longitudinal superior.

Os deflectómetros D3, D6, D9 e D10 foram posicionados a 440 mm do centro da laje, enquanto que os deflectómetros D2, D7, D8 e D11 foram colocados próximos linha de momentos nulos, a uma distância de 916 mm do centro da laje. O deflectómetro D1 foi posicionado no centro da laje. Optou-se por colocar deflectómetros adicionais na direção da maior altura útil, nomeadamente o D4 e D5, a uma distância de 270 mm do centro da laje, com o objetivo de observar se existem descontinuidades na superfície de rotura, que atinge a face superior da laje entre d e $2d$ da face do pilar. Os deflectómetros D1 a D11 foram colocados na face superior da laje. O deflectómetro D12 foi colocado na face inferior da laje junto ao pilar, com o intuito de averiguar a sua variação em relação ao deflectómetro D1. Os deflectómetros D13, D14, D15 e D16 foram também colocados na face inferior da laje a uma distância de 780 mm do centro da laje.

Antes da betonagem dos modelos, colocaram-se extensómetros elétricos em quatro varões da armadura longitudinal superior, posicionados à meia altura do varão, orientados na direção de maior altura útil da laje (Figura 4.12). Em cada varão instrumentado,

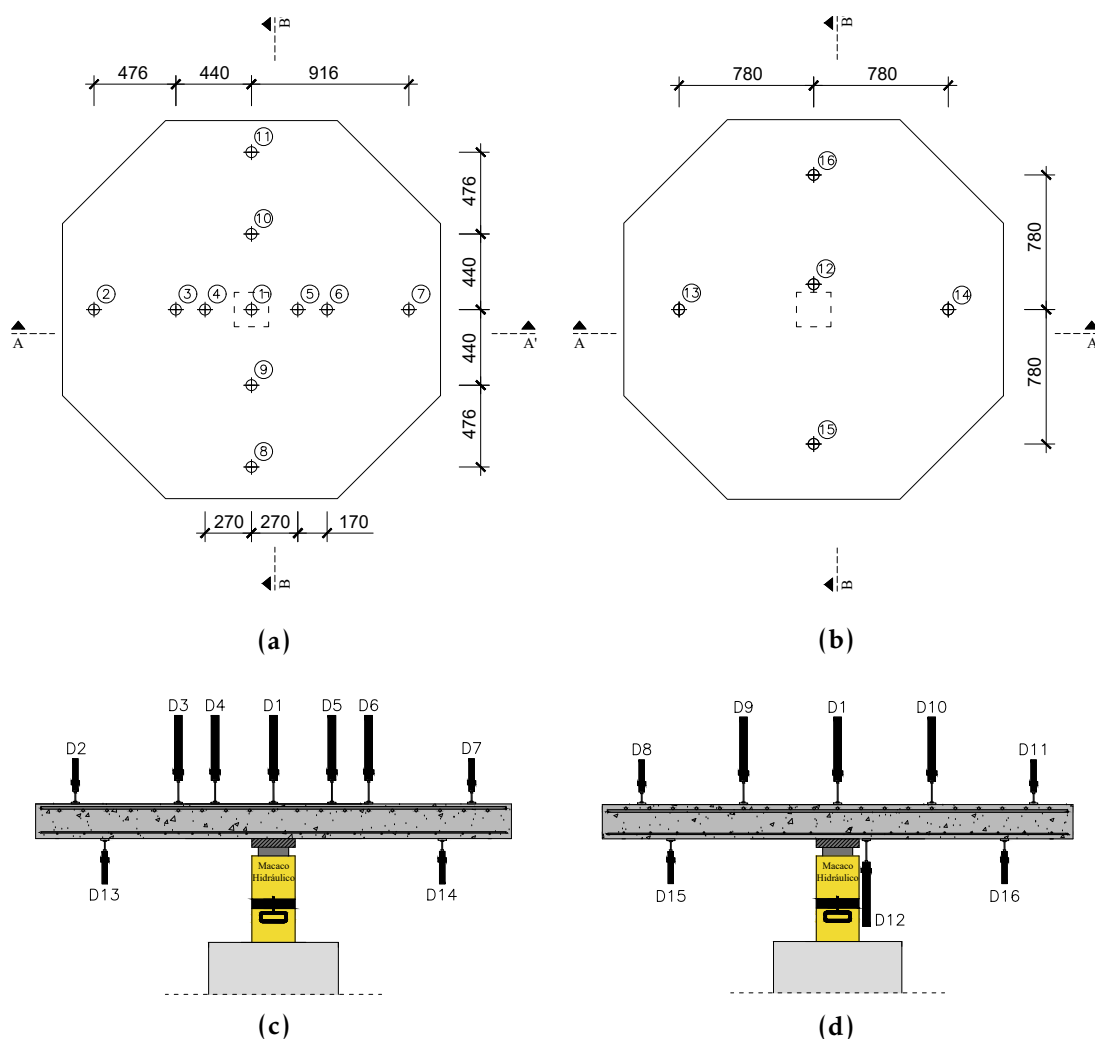


Figura 4.10: Localização dos deflectómetros na laje: (a) em planta na face superior, (b) em planta na face inferior, (c) corte A-A' e (d) corte B-B' (desenhos sem escala e dimensões em mm).

colaram-se dois extensómetros em posições diametralmente opostas. Os pares de extensómetros foram colocados logo após a face do pilar, em varões alternados. Utilizaram-se extensómetros do tipo FLA-5-11-3L da TML com $120.4 \pm 0.5 \Omega$ de resistência elétrica. A localização e designação dos extensómetros nos modelos de laje são apresentados na Figura 4.7.

O equipamento de medida ou de monitorização foi ligado a quatro unidades de aquisição de dados em série, do modelo Data Logger HBM Spider 8 (Figura 4.13).

4.2.4 Execução dos Ensaios

A execução do ensaio foi semelhante em todos os modelos, ensaiando aproximadamente aos 60 dias de idade do respetivo modelo, tendo-se adotado sempre a mesma velocidade

CAPÍTULO 4. PUNÇOAMENTO DE LAJES EM BRFA SUJEITAS A AÇÕES VERTICAIS MONOTÓNICAS

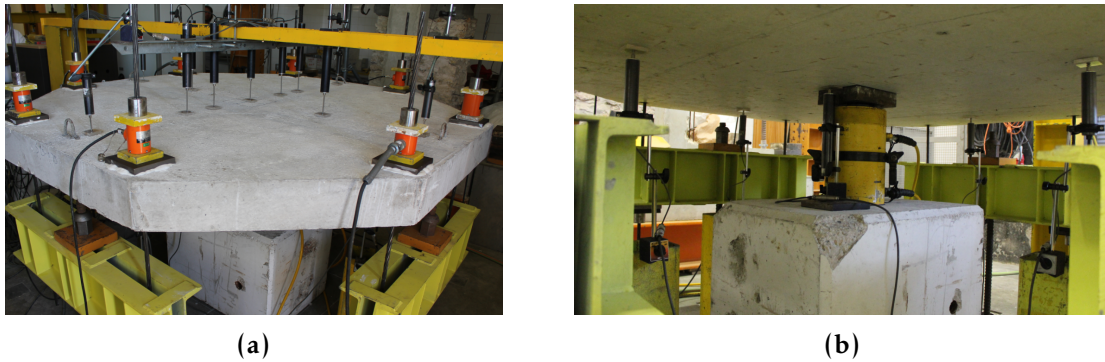


Figura 4.11: Deflectómetros eléctricos da TML colocados sobre os modelos laje: (a) face superior e (b) face inferior.



Figura 4.12: Extensómetros eléctricos localizados na armadura longitudinal superior, com silicone de proteção.



Figura 4.13: Sistema de aquisição de dados.

de aplicação da carga. O carregamento monotónico foi aplicado a uma velocidade constante de 285 N/s, tendo-se procedido a leituras com um intervalo de um segundo de todas as grandezas instrumentadas, até instantes depois de se atingir a rotura do modelo em ensaio.

Apresentam-se na Tabela 4.2 algumas das características e os valores de carga de

rotura experimentais ($V_{u,exp}$) obtidos nos vários modelos.

Tabela 4.2: Principais características e valores de carga de rotura dos vários modelos.

Modelo	f_{cm} (MPa)	d (mm)	ρ_f (%)	ρ (%)	$V_{u,exp}$ (kN)
F0_R0.75	69.2	135.9	0	0.75	385.0
F0_R1.5	69.2	127.9	0	1.5	507.9
F1.0_R0.75	55.1	135.2	1.0	0.75	594.6
F1.0_R1.5	55.1	127.8	1.0	1.5	674.2
F1.5_R1.5	54.7	127.9	1.5	1.5	708.2
F2.0_R1.5	59.9	127.9	2.0	1.5	736.6

f_{cm} - valor médio da tensão de rotura do betão à compressão em provetes cilíndricos, calculado como $1.0 \cdot f_{ccm}$ para os modelos sem fibras e $0.95 \cdot f_{ccm}$ para os modelos com BRFA (Secção 3.4.4.1);

d - valor médio da altura útil dos modelos;

ρ_f - percentagem volumétrica de fibras;

ρ - valor médio da percentagem de armadura longitudinal superior;

$V_{u,exp}$ - carga de rotura experimental do modelo de laje.

Todos os modelos apresentaram rotura por punçoamento, sendo que o modelo F1.0_R0.75 já estaria próximo de uma rotura por flexão pela elevada deformação que apresentou. No Apêndice B (Secção B.1.1), são apresentados fotos onde é possível observar o tipo de rotura obtido em cada um dos modelos.

4.2.5 Análise dos Resultados

Nesta secção são apresentados e discutidos os resultados obtidos nos ensaios aos modelos com BRFA em todo o volume da laje. Os resultados foram obtidos com base na instrumentação descrita na Secção 4.2.3, procedendo-se posteriormente à análise dos deslocamentos verticais, das extensões na armadura longitudinal superior, capacidade de carga, modo de rotura e inclinação da superfície de rotura.

As cargas referidas ao longo desta secção provêm da soma das oito células de carga utilizadas no sistema de ensaio, do peso próprio dos elementos do sistema de ensaio e monitorização colocados sobre a laje e do peso próprio da laje. O peso próprio dos elementos que constituem o sistema de ensaio e do modelo laje resultam numa carga inicial total de cerca de 22.6 kN.

4.2.5.1 Deslocamentos Verticais

Como está apresentado na Secção 4.2.3, utilizaram-se dezasseis deflectómetros elétricos que permitiram determinar os deslocamentos verticais dos modelos de laje. A disposição em planta e em corte dos deflectómetros é a apresentada na Figura 4.10, podendo também ser visualizada na Figura 4.11. Em cada direção, calculou-se o valor médio do deslocamento de cada par de deflectómetros colocados à mesma distância do centro da laje.

De seguida, apresentam-se gráficos com a evolução dos deslocamentos verticais em função da carga vertical, elaborados para uma fácil interpretação dos resultados obtidos. Em relação aos deflectómetros colocados na face superior da laje, os deslocamentos apresentados resultam das médias entre os deslocamentos medidos pelo par de deflectómetros colocados na mesma direção e à mesma distância do centro da laje relativamente a D1. Em relação aos deflectómetros colocados na face inferior da laje, os deslocamentos apresentados são provenientes das médias entre os deslocamentos medidos pelo par de deflectómetros colocados na mesma direção e à mesma distância do centro da laje relativamente a D12.

Na Figura 4.14 são apresentados diagramas com a evolução de todos os deslocamentos verticais instrumentados relativos ao centro dos modelos em função da força vertical aplicada.

Verifica-se, em geral, maiores deformações na direção das armaduras com menor altura útil (direção dos deflectómetros D8 e D11, D9-D10 e D15 e D16), devido à menor rigidez fendilhada das lajes nesta direção.

Na Figura 4.15 são resumidos os deslocamentos D2-D7 de todos os modelos de laje com o intuito de melhorar a comparação entre os modelos em termos de deformações.

É possível verificar nos gráficos de evolução do deslocamento (Figuras 4.14 e 4.15), onde está comparada a carga aplicada na laje com os deslocamentos verticais, a existência de quatro fases distintas: a primeira correspondente a um comportamento aproximadamente elástico, em que o betão e as armaduras se comportam elasticamente e não se verifica fendilhação do betão; a segunda inicia-se quando surgem as primeiras fendas por flexão, devido a ser atingida a resistência à tração do betão, evidenciadas nos gráficos por uma diminuição progressiva de rigidez; a terceira fase regista-se por uma rigidez aproximadamente constante, em que não surgem novas fendas, mas constata-se um aumento da abertura das já existentes, até ao início da quarta fase, que é caracterizada pela cedência das armaduras longitudinais, demonstrada nos gráficos por uma diminuição progressiva de rigidez até à rotura.

Pela observação à Figura 4.15, verifica-se que a primeira fase é praticamente linear e com rigidez semelhante em todos os modelos. O início da fendilhação, e consequentemente o início da segunda fase do comportamento descrito, dá-se para valores de carregamento vertical entre os 100 e 150 kN. Na Tabela 4.3, é apresentada a rigidez fendilhada (k_f), a carga de rotura ($V_{u,exp}$), a deformada para a carga de rotura (δ_u) e a energia de deformação (E_d). A rigidez fendilhada dos modelos (k_f) foi calculada através dos deslocamentos medidos pelos deflectómetros D8-D11, considerando o diagrama força-deslocamento após a perda de rigidez, devido à fendilhação e até antes da entrada em cedência das armaduras longitudinais (terceira fase). A energia de deformação (E_d) apresentada corresponde à área abaixo do diagrama força-deslocamento obtido pelos deflectómetros D8-D11 até à rotura.

Constata-se que o incremento da área de armadura longitudinal superior, neste caso $\rho = 0.75\%$ de para $\rho = 1.5\%$, originou num comportamento pós-fendilhação com maior

4.2. UTILIZAÇÃO DE BRFA EM TODA A LAJE

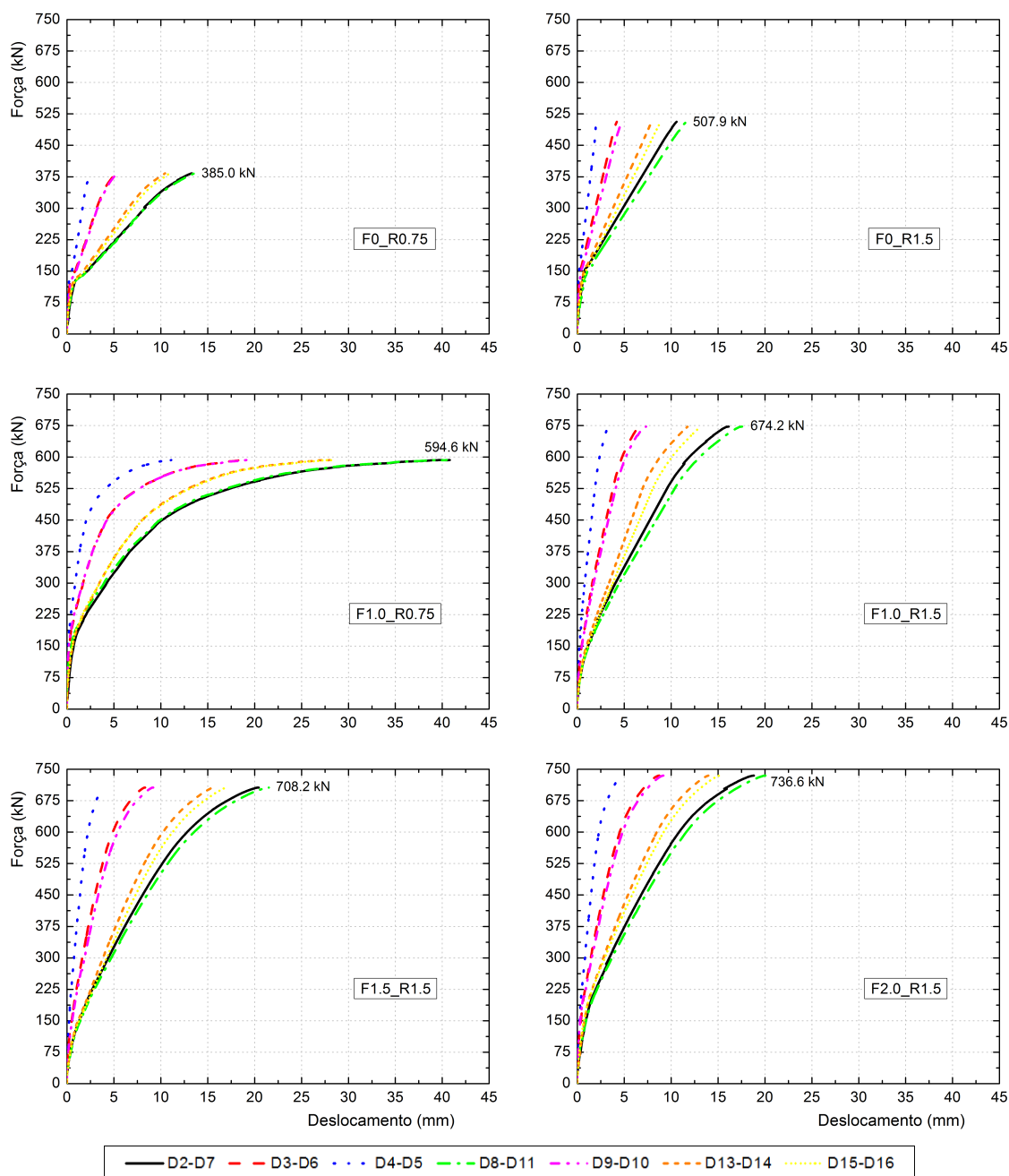


Figura 4.14: Evolução de todos os deslocamentos verticais instrumentados com a carga vertical dos modelos com BRFA em toda a laje.

rigidez quando comparados com os restantes modelos. A alteração de 0 para 1.0% de fibras originou num aumento de rigidez pós-fendilhação, sendo mais significativa nos modelos com menor percentagem de armadura longitudinal. Já os modelos F1.0_R1.5, F1.5_R1.5 e F2.0_R1.5 apresentaram uma rigidez pós-fendilhação semelhante, indicando que este parâmetro não foi influenciado pela alteração de 1.0% para 2.0% de fibras neste caso de estudo.

A deformação observada no modelo F0_R0.75 é superior à obtida nos modelos F0_R1.5

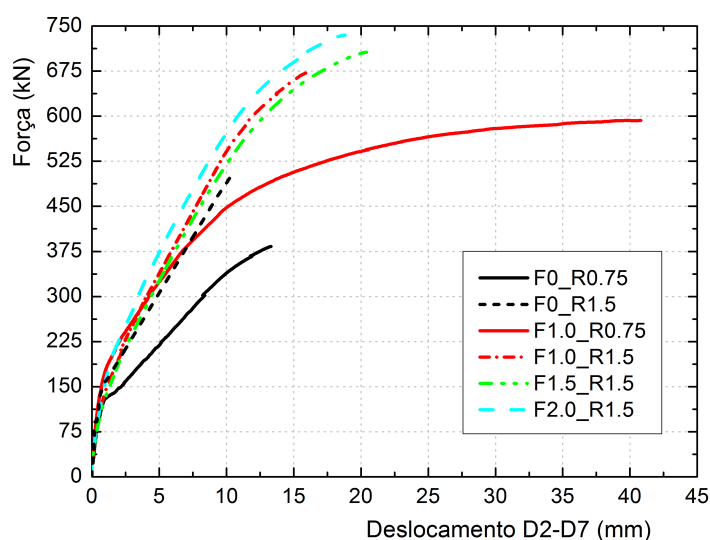


Figura 4.15: Evolução dos deslocamentos verticais relativos (D2-D7) com a carga vertical dos modelos com BRFA em toda a laje.

Tabela 4.3: Rigidez fendilhada, carga e deformação na rotura e energia de deformação dos modelos de laje.

Modelo	Parâmetro			
	k_f (kN/mm)	$V_{u,exp}$ (kN)	δ_u (mm)	E_d (MN.mm)
F0_R0.75	24.7	385.0	13.7	3.51
F0_R1.5	34.5	507.9	11.7	3.64
F1.0_R0.75	32.8	594.6	40.5	20.15
F1.0_R1.5	39.3	674.2	17.6	7.75
F1.5_R1.5	39.4	708.2	21.5	10.32
F2.0_R1.5	40.9	736.6	20.1	10.18

k_f - rigidez fendilhada da laje;

$V_{u,exp}$ - carga de rotura experimental da laje;

δ_u - deformada correspondente à carga de rotura da laje;

E_d - energia de deformação.

e F1.0_R0.75, para o mesmo nível de carga aplicada. Um dos fatores que justifica este comportamento é a rigidez fendilhada dos modelos, verificando-se que os modelos F0_R1.5 e F1.0_R0.75 apresentam uma rigidez fendilhada cerca de 40% e 33%, respetivamente, superior à do modelo F0_R0.75. Comparando os modelos com BRFA com os modelos de referência, verifica-se que a utilização de fibras originou no aumento da capacidade de deformação última. No modelo F1.0_R0.75 verificou-se um aumento de 196% na capacidade de deformação últimas, quando comparado com o modelo de referência F0_R0.75, e nos modelos F1.0_R1.5, F1.5_R1.5 e F2.0_R1.5 registou-se aumentos de 50%, 84% e 72%, respetivamente, em relação ao modelo F0_R1.5. Analisando a deformação última dos modelos com igual percentagem de armadura longitudinal, constata-se que a utilização de BRFA origina em maior capacidade de deformação.

Para cargas próximas da rotura, o modelo F1.0_R0.75 apresenta um diagrama força-deslocamento com comportamento mais dúctil do que os restantes modelos, sugerindo

que a sua capacidade de carga à flexão poderá estar próxima de ser atingida. A análise das extensões dos varões instrumentados poderá ajudar a tirar ilações mais fundamentadas.

A energia de deformação foi superior nos modelos com BRFA em relação aos modelos de referência sem fibras, sendo muito mais elevada no modelo F1.0_R0.75, devido essencialmente a se observar um patamar horizontal no gráfico força-deslocamento, revelando um fenómeno de entrada em cedência. No modelo F1.0_R0.75, verificou-se um aumento de 474% na energia de deformação, quando comparado com o modelo de referência F0_R0.75. Quanto aos modelos F1.0_R1.5, F1.5_R1.5 e F2.0_R1.5 registaram-se aumentos de 113%, 184% e 180%, respetivamente, em relação ao modelo F0_R1.5.

A posição deformada para alguns níveis de carga é apresentada nas Figuras 4.16 a 4.19, para ambas as direções. A configuração deformada dos modelos é semelhante em ambas as direções, com a direção dos deflectómetros D8-D11 a apresentar maiores deslocamentos verticais devido à menor altura útil da armadura superior orientada nessa direção.

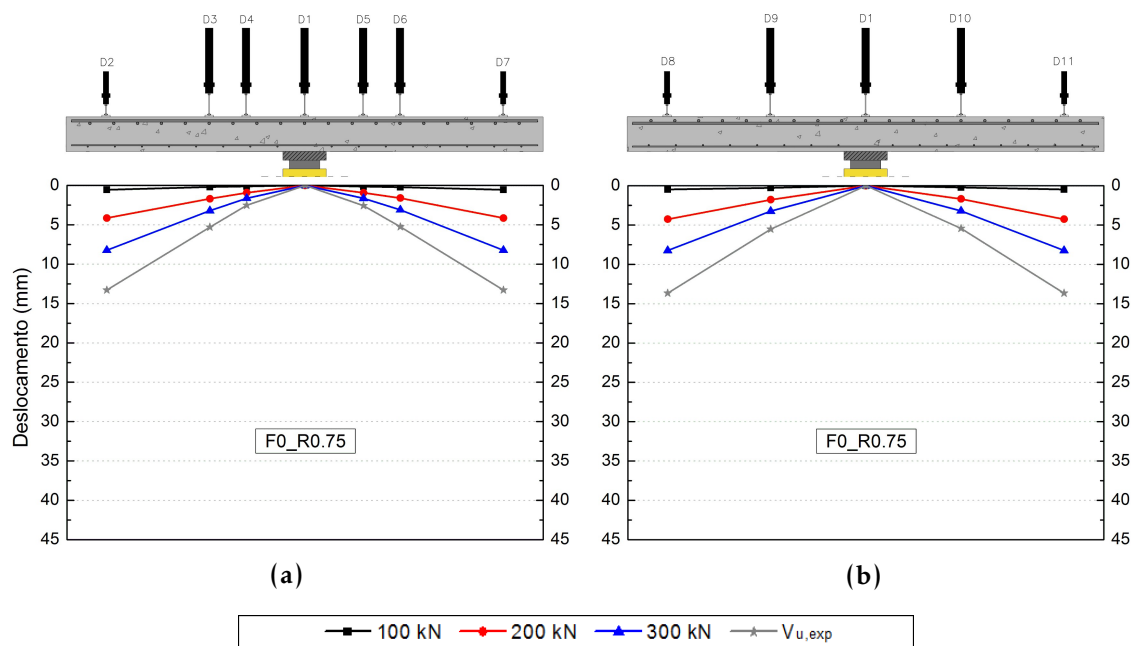


Figura 4.16: Deformada para alguns patamares de carga do modelo F0_R0.75, nas direções: (a) x e (b) y.

Pela observação às Figuras 4.16 a 4.19, verifica-se que as deformadas de todos os modelos de laje são praticamente lineares até aos 300 kN de carga. Próximo da carga de rotura de cada modelo, constata-se que a deformada na direção x evidencia a formação do cone de punçoamento na zona da ligação, sendo que é realçada a fenda de punçoamento entre os deflectómetros D3 e D4 e também entre D5 e D6. Em termos de rotações, conclui-se que se concentram essencialmente na periferia da área carregada, dando origem a deformações plásticas causadas pelo elevado nível de fendilhação aí existente.

CAPÍTULO 4. PUNÇOAMENTO DE LAJES EM BRFA SUJEITAS A AÇÕES VERTICAIS MONOTÓNICAS

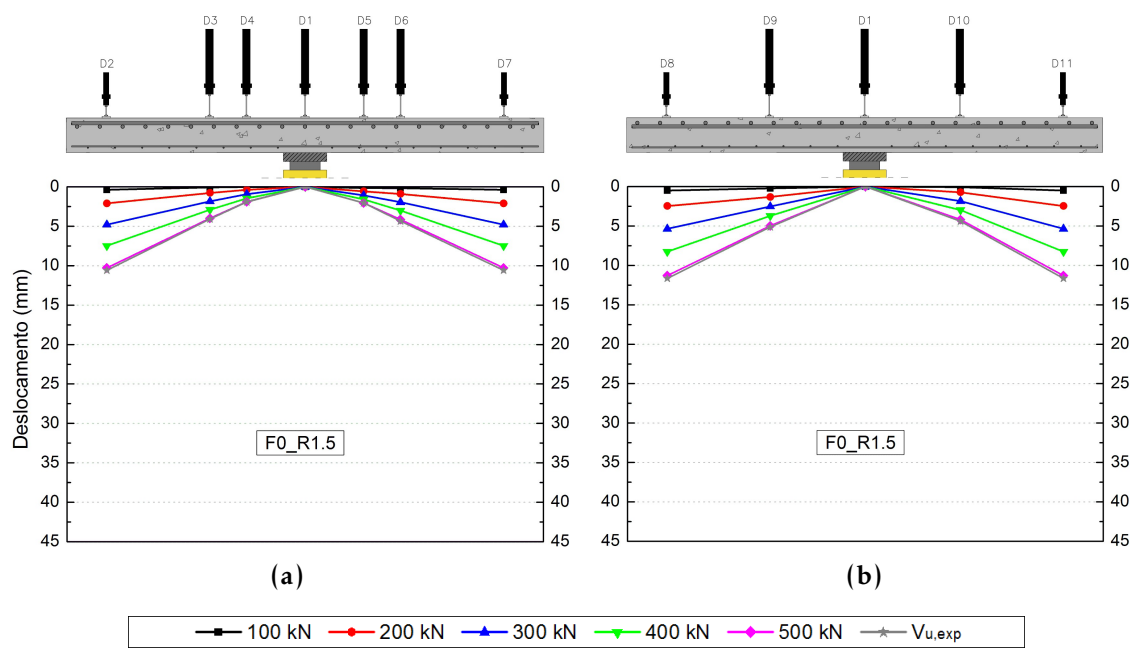


Figura 4.17: Deformada para alguns patamares de carga do modelo F0_R1.5, nas direções: (a) x e (b) y.

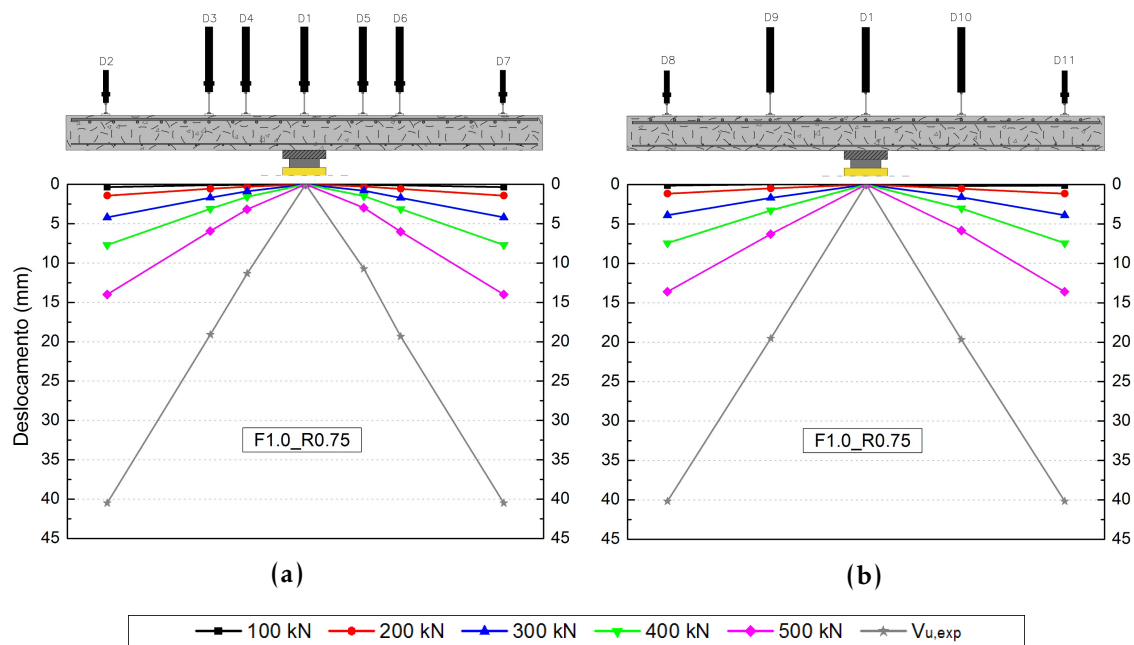


Figura 4.18: Deformada para alguns patamares de carga do modelo F1.0_R0.75, nas direções: (a) x e (b) y.

4.2. UTILIZAÇÃO DE BRFA EM TODA A LAJE

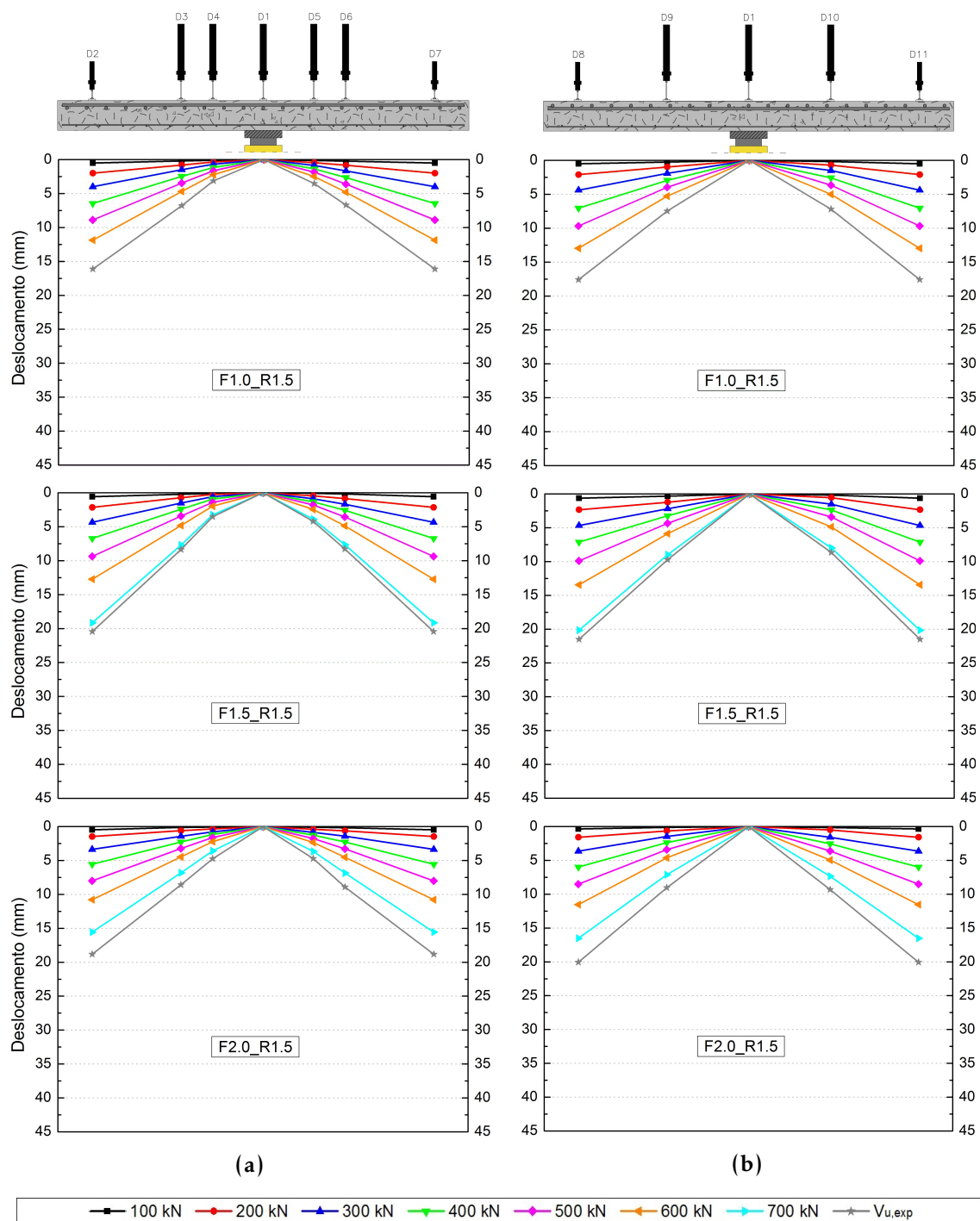


Figura 4.19: Deformada para alguns patamares de carga dos modelos F1.0_R1.5, F1.5_R1.5 e F2.0_R1.5, nas direções: (a) x e (b) y.

4.2.5.2 Extensões na Armadura Longitudinal Superior

Nesta secção, é apresentada e analisada a evolução das extensões na armadura longitudinal superior dos modelos ensaiados. Os extensómetros foram colocados nos varões da armadura longitudinal superior com maior altura útil em cada modelo e permitiram a recolha de dados acerca da evolução das extensões nos quatro varões instrumentados. Em cada varão instrumentado, foram colocados dois extensómetros em posição diametralmente oposta. O afastamento entre varões instrumentados foi de cerca de 220 mm nos modelos F0R0.75 e F1.0R0.75 e de cerca de 210 mm nos restantes modelos. A localização e designação dos extensómetros nos modelos de laje são apresentados na Figura 4.7.

Para todos os modelos, foram elaborados gráficos com a evolução das extensões em função da carga vertical, que são apresentados na Figura 4.20. O valor inicial do carregamento corresponde ao peso próprio dos modelos e de todo o sistema de ensaio e de monitorização colocado sobre os modelos e os valores das extensões correspondem à média das extensões lidas no par de extensómetros de cada varão. Alguns extensómetros avariaram e nesse caso utilizou-se unicamente o valor registado no extensómetro funcional. Admitiu-se uma extensão de cedência do aço (ϵ_y) da armadura longitudinal superior dos modelos de cerca de 2.65 ‰, marcada na Figura 4.20 com uma linha traço-ponto-ponto (tendo em consideração a tensão de cedência do aço laminado a quente, indicada na Tabela 4.1 e considerando um módulo de elasticidade do aço de 200 GPa). Na Figura 4.21 são apresentados diagramas com a distribuição transversal de extensões para alguns patamares de carga.

Os extensómetros que avariaram antes ou durante o ensaio foram: Ext. 1, Ext. 4, Ext. 6 e Ext. 8 no modelo F1.0_R1.5, Ext. 1 e Ext. 4 no modelo F1.5_R1.5 e Ext. 2, Ext. 4 e Ext. 7 no modelo F2.0_R1.5.

Pela observação da Figura 4.20, verifica-se que em alguns dos modelos, mais concretamente nos modelos F1.5_R1.5 e F2.0_R1.5, existiram comportamentos atípicos da evolução das extensões, pois com o aumento da carga vertical aplicada no centro da laje a extensão diminuiu. O que se esperava é que as extensões fossem crescentes com o aumento carga vertical aplicada.

Nos modelos em que o comportamento das extensões são próximas do que se esperava, é possível observar até quatro fases distintas: comportamento em regime elástico e linear, fase de transição em que surgem fendas de flexão e se verifica uma perda de rigidez, fase de resposta em regime fendilhado com rigidez constante e fase de perda de rigidez até à rotura.

No modelo de referência F0_R0.75, verifica-se que os varões instrumentados mais próximos do pilar (Ext. 1/2 e Ext. 3/4) atingiram a cedência, enquanto no modelo F0_R1.5 com mais percentagem de armadura longitudinal só o varão mais próximo do pilar (Ext. 1/2) entrou em cedência. Já o modelo F1.0_R0.75 com 1.0% de fibras, que apresenta a mesma percentagem de armadura longitudinal que o modelo F0_R0.75, apresentou os quatro varões instrumentados em cedência, comprovando o comportamento próximo de

4.2. UTILIZAÇÃO DE BRFA EM TODA A LAJE

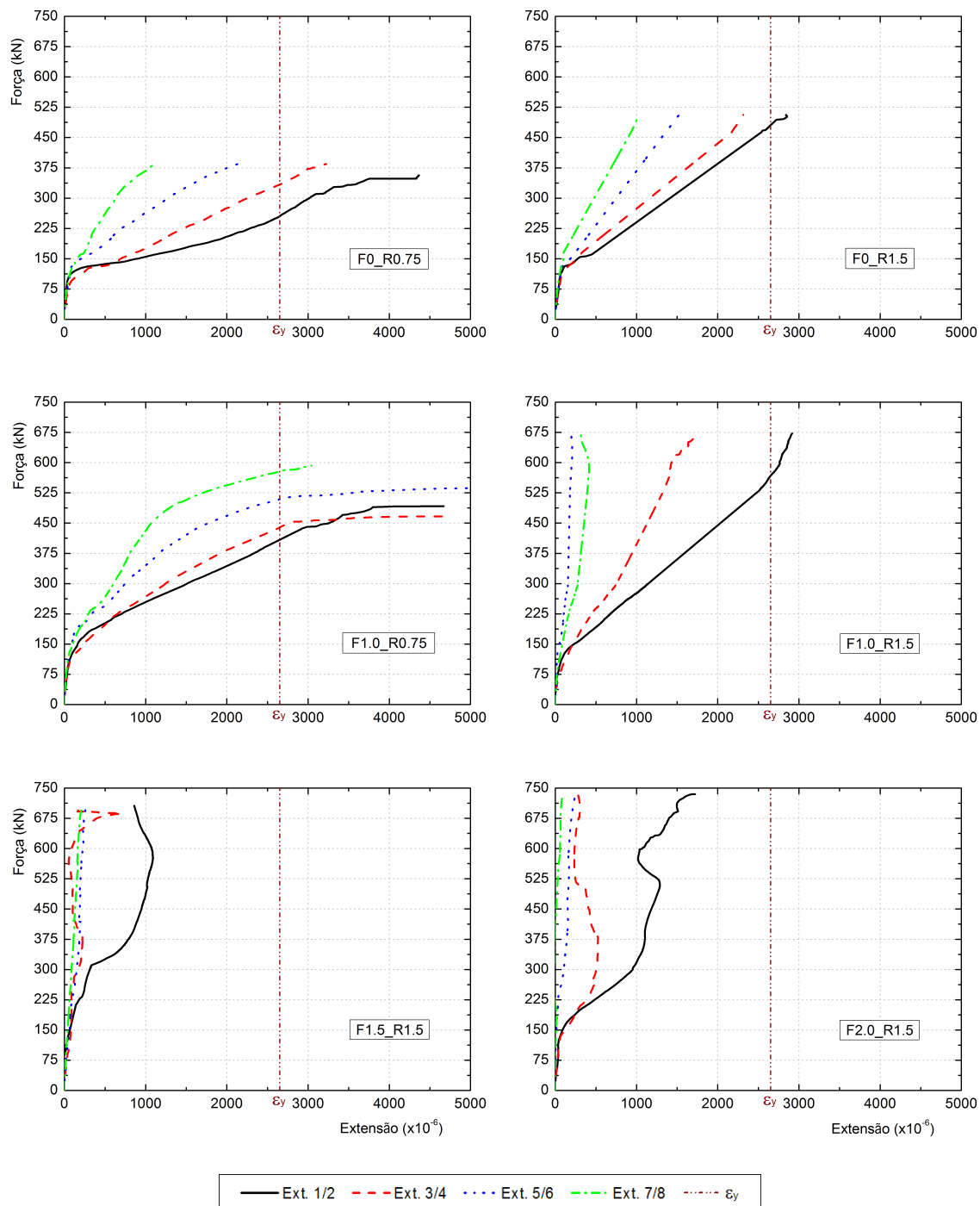


Figura 4.20: Evolução da extensão na armadura superior dos modelos de referência e dos modelos com BRFA.

CAPÍTULO 4. PUNÇOAMENTO DE LAJES EM BRFA SUJEITAS A AÇÕES VERTICAIS MONOTÓNICAS

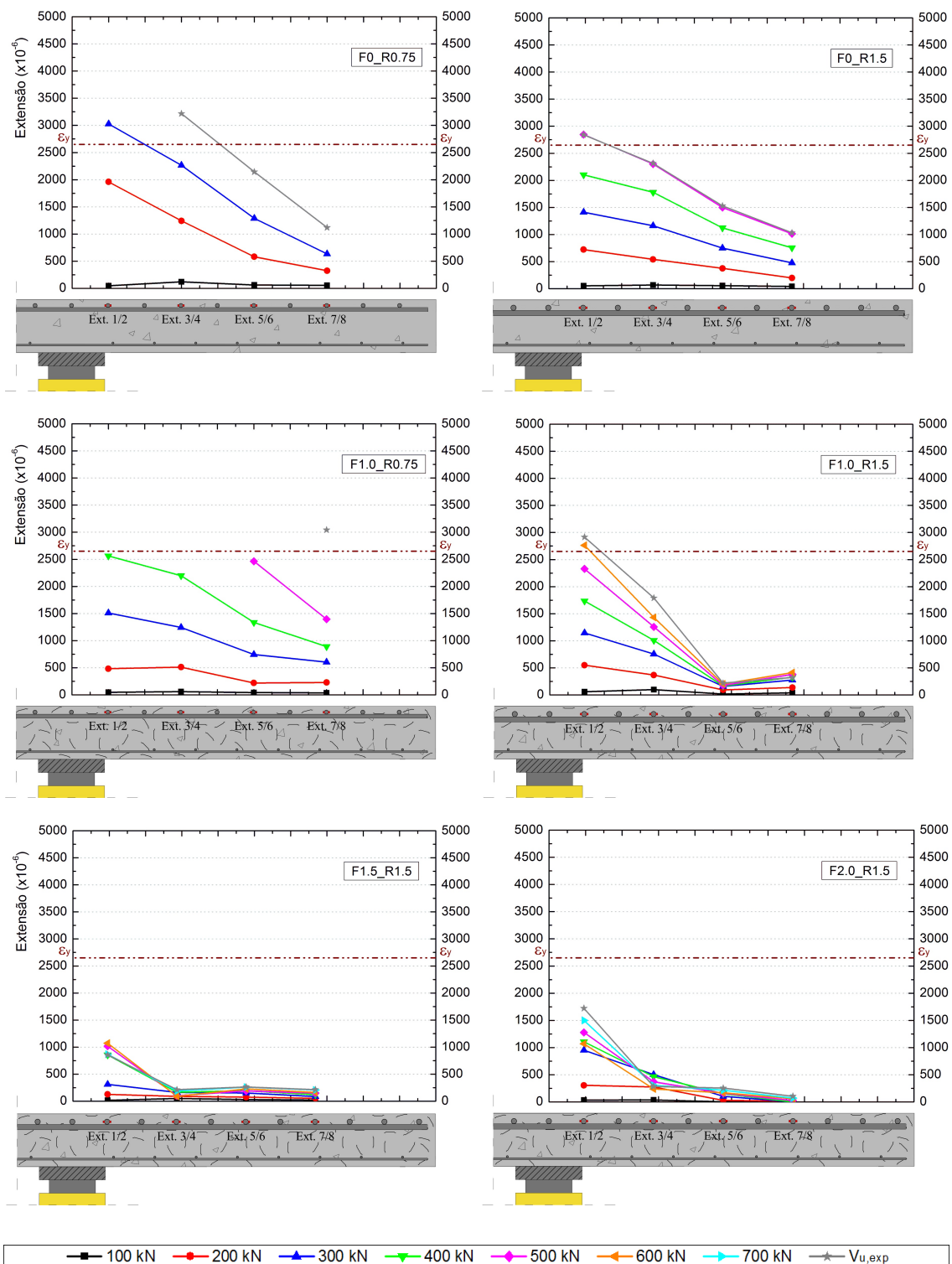


Figura 4.21: Distribuição transversal da extensão nos modelos de referência sem fibras e nos modelos com BRFA.

uma rotura por flexão observado no gráfico força-deslocamento vertical apresentado na Figura 4.14, embora não tenha sido desenvolvida uma linha completa de cedência por flexão. Comparando agora o modelo F0_R1.5 e F1.0_R1.5, que apresentam a mesma percentagem de armadura longitudinal mas diferente percentagem de fibras, verifica-se que apresentaram somente um varão em cedência, sendo que a presença das fibras originou num aumento da capacidade de carga e uma diminuição das extensões para patamares de carga iguais. Com a análise a estes quatro modelos, conclui-se que em termos de deformações a adição de 1.0% de fibras foi mais eficiente nos modelos com menor percentagem de armadura longitudinal, originando em mais varões em cedência e modificando o comportamento do modelo de laje próximo da rotura, sendo que a capacidade de carga foi melhorada em ambas as situações.

A distribuição transversal da extensão da armadura longitudinal superior dos modelos (Figura 4.21) mostra que na maioria dos modelos de laje, os varões mais próximos do centro dos modelos apresentam maior valor de extensão, decrescendo à medida que o afastamento dos varões à área carregada aumenta.

De forma a avaliar a ductilidade dos modelos de laje, foi definido um parâmetro que relaciona a deformada última (δ_u) e a deformada correspondente à cedência do primeiro varão da armadura longitudinal (δ_y) de cada modelo de laje, sendo apresentados na Tabela 4.4 os valores obtidos em cada laje. São também apresentados na Tabela 4.4 os valores de carga e de deformada no momento em que se verifica a entrada em cedência do primeiro varão das armaduras longitudinais. Esta análise não foi realizada nos modelos F1.5_R1.5 e F2.0_R1.5 pois não se verificou a cedência de nenhum varão das armaduras longitudinais, não sendo possível o cálculo dos respetivos parâmetros.

Tabela 4.4: Carga e deformação correspondente à cedência das armaduras longitudinais e ductilidade dos modelos de laje.

Modelo	F0_R0.75	F0_R1.5	F1.0_R0.75	F1.0_R1.5
V_y	254.8	480.7	408.6	567.2
δ_y	6.60	10.68	7.93	11.71
Ductilidade (δ_u/δ_y)	2.08	1.10	5.11	1.50

V_y - carga correspondente à cedência do primeiro varão das armaduras longitudinais;

δ_y - deformada da laje correspondente à cedência do primeiro varão da armadura longitudinal;

δ_u - deformada correspondente à carga de rotura da laje.

Analisando os valores apresentados na Tabela 4.4, verifica-se que a carga e a deformada, para a qual se verifica a cedência do primeiro varão, é mais elevada nos modelos com maior percentagem geométrica de armadura longitudinal superior. Comparando os modelos sem fibras, foram atingidos aumentos de cerca de 89% e de 62% em termos de carga e deformada de cedência, respetivamente, quando se passou de $\rho = 0.75\%$ para $\rho = 1.5\%$, sendo que nos modelos com 1.0% de fibras os aumentos foram de cerca de 39% e de 48% em termos de carga e deformada de cedência, respetivamente, considerando a mesma variação de armadura longitudinal. Comparando os modelos F0_R0.75 e F1.0_R0.75 com igual percentagem de armadura longitudinal, verifica-se que a utilização

de 1.0% de fibras originou em aumentos de carga e deformada de cedência de 60% e 20%, respetivamente. Quanto aos modelos com $\rho = 1.5\%$, existiram aumentos de 18% e 10% na carga e deformada de cedência, respetivamente. Isto mostra que o comportamento até à entrada em cedência das armaduras longitudinais é essencialmente governado pela percentagem de armadura longitudinal, sendo que a presença de 1.0% de fibras teve mais impacto nos modelos com menor percentagem de armadura longitudinal, neste caso com $\rho = 0.75\%$.

Quanto ao parâmetro δ_u/δ_y utilizado para definir a ductilidade dos modelos de laje e que transmite o comportamento de pós-entrada em cedência das armaduras longitudinais até à rotura do modelo, verifica-se que a utilização de 1.0% de fibras no modelo F1.0_R0.75 originou num aumento de cerca de 146% em termos de ductilidade quando comparado com o modelo sem fibras F0_R0.75, sendo que no modelo F1.0_R1.5 originou num aumento de cerca de 36% em termos de ductilidade quando comparado com o modelo sem fibras F0_R1.5. A ductilidade foi muito afetada pelo aumento da percentagem de armadura longitudinal superior, pois originou reduções de cerca de 47% e de 71% nos modelos sem fibras e com BRFA, respetivamente.

4.2.5.3 Efeito do BRFA na Capacidade de Carga e no Comportamento na Rotura

Nesta secção, pretende-se analisar qual o efeito do BRFA na capacidade de carga e no comportamento na rotura dos modelos de laje, com base nos resultados obtidos nos ensaios experimentais.

É importante referir que todos os modelos ensaiados apresentaram uma rotura por punçoamento junto ao "pilar" central. A rotura por punçoamento é caracterizada por uma superfície de rotura que se desenvolve em forma de tronco de pirâmide invertida desde a face inferior até à face superior da laje e que intersecta a face inferior numa linha coincidente com o perímetro do pilar, destacando-se parcialmente da restante parte da laje.

Na Figura 4.22, são apresentados graficamente os resultados obtidos para a carga de rotura experimental ($V_{u,exp}$), que incluem o peso próprio da laje e do sistema de ensaio.

Por observação da Figura 4.22, é possível concluir que a adição de fibras ao betão deu origem a aumentos da capacidade de carga dos modelos em relação aos respetivos modelos de referência com igual percentagem de armadura longitudinal superior.

Verifica-se que o modelo F1.0_R0.75 apresenta um acréscimo de cerca de 54% na capacidade de carga em relação ao modelo F0_R0.75. O aumento da capacidade de carga ao punçoamento e de deformação apresentados por este modelo F1.0_R0.75 leva a concluir que este apresenta uma resistência ao punçoamento próxima da resistência à flexão, atingindo assim o designado "flexural-punching".

Em relação aos modelos F1.0_R1.5, F1.5_R1.5 e F2.0_R1.5, verifica-se que o aumento da percentagem volumétrica de fibras levou ao acréscimo de cerca de 33%, 39% e 45%, respetivamente, na capacidade de carga em comparação com o modelo de referência

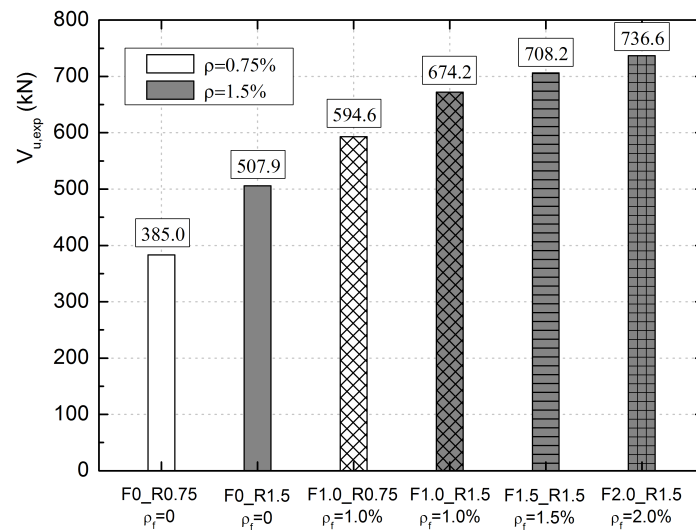


Figura 4.22: Cargas de ruptura dos modelos de referência sem fibras e dos modelos com BRFA.

F0_R1.5. Quando se altera a percentagem de fibras de 1.0% para 1.5% e 2.0%, obtêm-se aumentos na capacidade de carga de cerca de 10% e 12%, respetivamente. No entanto, esses aumentos não são tão significativos como quando se passa de 0 para 1.0% de fibras adicionadas.

No que diz respeito ao efeito da variação da quantidade de armadura longitudinal superior na resistência ao punçoamento, verifica-se que a carga de ruptura do modelo F0_R1.5 com $\rho = 1.5\%$ foi superior à do modelo F0_R0.75 com $\rho = 0.75\%$ em aproximadamente 32%. Quanto aos modelos com 1.0% de fibras, a variação de $\rho = 0.75\%$ (modelo F1.0_R0.75) para $\rho = 1.5\%$ (modelo F1.0_1.5) originou num acréscimo de cerca de 13%.

Outro aspeto avaliado foi o padrão de fendilhação dos modelos de laje durante e após os ensaios. Ao longo do ensaio, verificou-se que primeiro surgiram fendas tangenciais junto às faces da área carregada, seguidas de fendas radiais junto ao contorno do pilar que se desenvolveram até aos bordos da laje. Para cargas próximas da ruptura, surgiram fendas tangenciais, afastadas dos limites do pilar, que deram origem à formação da superfície de ruptura por punçoamento. Um aspeto importante é que os modelos com BRFA apresentaram um padrão de fendilhação com muito mais fendas do que os modelos de referência sem fibras. A Figura 4.23 mostra a face superior dos modelos F0_R0.75 e F1.0_R0.75 durante o ensaio, imediatamente antes da ruptura.

Os modelos de referência sem fibras apresentaram um comportamento na ruptura mais frágil do que os modelos de BRFA e com maior destacamento de betão na zona da interseção da superfície de ruptura com a face superior. Verificou-se que o padrão de fendilhação entre os modelos sem fibras era semelhante durante e após os ensaios. Quanto aos modelos com BRFA, verificou-se que o padrão de fendilhação foi semelhante entre os modelos, sendo que as fendas radiais no modelo F1.0_R0.75 eram mais significativas que nos restantes.

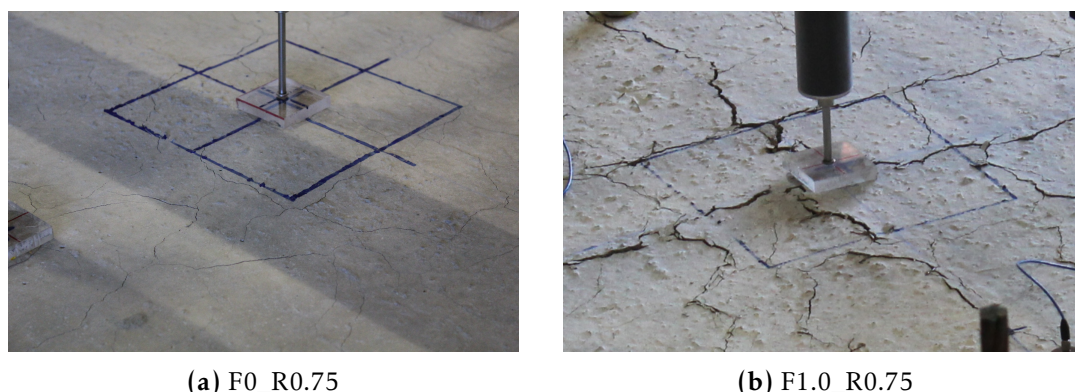


Figura 4.23: Vista superior dos modelos F0_R0.75 e F1.0_R0.75, imediatamente antes da rotura.

Nas figuras presentes no Apêndice B (Secção B.1.1), são apresentados fotos dos modelos com BRFA em todo o volume da laje e dos modelos com betão normal sem fibras, onde pode ser observado o padrão de fendilhação após a rotura.

Do ponto de vista físico, conclui-se que a capacidade de absorção das tensões no betão, por parte das fibras, originou um melhor controlo da abertura das fendas.

4.2.5.4 Superfícies de Rotura

Após ensaiados, todos os modelos de laje foram cortados transversalmente na linha média, na direção ortogonal paralela com a direção de menor altura útil, sendo possível observar a forma da superfície de rotura. Os cortes foram realizados ligeiramente ao lado do centro dos modelos de forma a evitar o varão da armadura longitudinal superior colocado no centro.

Na Figura 4.24, é apresentado um esquema com o levantamento geométrico da inclinação da superfície de rotura.

A Figura 4.25 mostra a vista em corte dos modelos ensaiados, onde se pode verificar as superfícies de rotura obtidas em cada modelo.

São apresentados na Tabela 4.5 os resultados médios do levantamento geométrico das inclinações da superfície de rotura realizado aos modelos de laje, seguindo o esquema apresentado na Figura 4.24.

Tabela 4.5: Inclinação média da superfície de rotura dos modelos de referência sem fibras e dos modelos com BRFA.

Modelo	F0_R0.75	F0_R1.5	F1.0_R0.75	F1.0_R1.5	F1.5_R1.5	F2.0_R1.5
$\alpha_{médio}$ (°)	44°	40°	38°	33°	32°	31°

Por observação à Figura 4.25, verifica-se que todos os modelos apresentam uma fenda de punçoamento na região de ligação ao pilar. A inclinação média da superfície de rotura dos modelos em BRFA é ligeiramente inferior às dos modelos de referência sem fibras (Tabela 4.5), acontecimento também observado em alguns dos ensaios experimentais encontrados na pesquisa bibliográfica (Nguyen *et al.*[95] e Harajli *et al.* [53]).

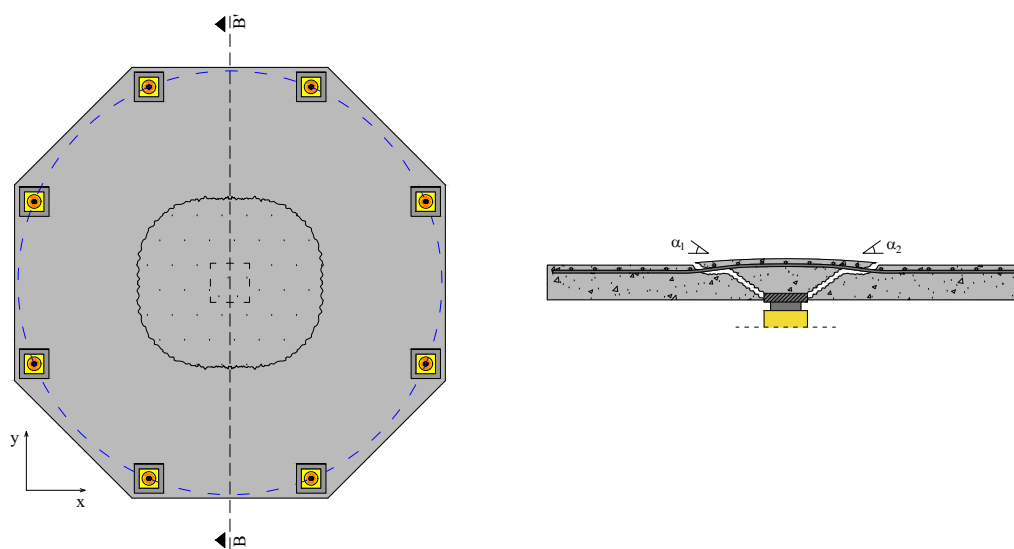


Figura 4.24: Esquema do levantamento geométrico da inclinação da superfície de rotura (desenho sem escala).

Gouveia *et al.* [50] obtiveram inclinações médias semelhantes em modelos com BRFA, entre 29° e 36° , sendo que no modelo sem fibras ensaiado por estes autores foi observado uma inclinação média de 26° , muito abaixo das obtida nos modelos sem fibras realizados no âmbito do presente estudo.



(a) F0_R0.75



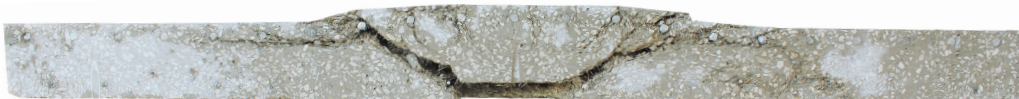
(b) F0_R1.5



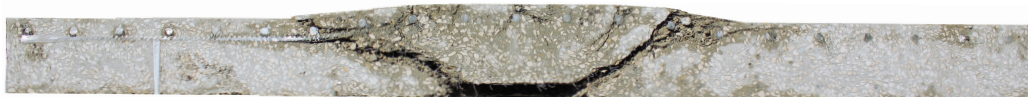
(c) F1.0_R0.75



(d) F1.0_R1.5



(e) F1.5_R1.5



(f) F2.0_R1.5

Figura 4.25: Vista da superfície de rotura dos modelos na direção y.

4.3 Utilização Racional de BRFA

Os resultados obtidos nos modelos com BRFA em toda a laje mostraram um melhoramento no comportamento ao punçoamento, quer em termos de capacidade de carga quer de deformação. A adição de fibras ao betão leva, inevitavelmente, a que este material de características melhoradas tenha um custo de produção mais elevado do que o do betão normal sem fibras. Sendo assim, a utilização racional de BRFA é uma forma de usufruir das suas características na zona ou zonas da estrutura onde são mais importantes, minimizando a quantidade de material, constituindo uma solução técnica e economicamente mais vantajosa.

A utilização racional de BRFA nos modelos de laje foi limitada à zona de formação da fenda de punçoamento, ou seja, junto ao pilar, pois pretendeu-se melhorar as propriedades do betão nessa zona, especialmente o seu comportamento à tração e o controlo de abertura de fendas.

Na presente secção, são apresentadas as características e ensaios aos modelos de laje fungiforme com utilização racional de BRFA sob acções verticais monotónicas, realizados com o intuito de analisar o seu desempenho quando é aplicado BRFA racionalmente no perímetro central da ligação laje-pilar. É descrito o processo construtivo dos modelos e as suas características geométricas, assim como a caracterização dos materiais utilizados. É ainda descrita a instrumentação usada e o processo de execução dos ensaios. No final é realizada uma análise dos resultados.

É importante realçar que as misturas de betão utilizadas nestes modelos são as apresentadas na Secção 3.3.2 do presente documento, na Tabela 3.4, constituídas por fibras Dramix[®] 4D da Bekaert e que ao contrário dos modelos com BRFA em toda a laje, a distribuição das armaduras nestes modelos foi não-uniforme, sendo mais refinada junto à ligação laje-pilar.

A geometria em planta dos modelos está representada na Figura 4.26. Em termos de sistema de ensaio utilizado nestes modelos, note-se que foi em tudo semelhante ao sistema utilizado nos modelos compostos com BRFA em toda a laje (Secção 4.2.1), à excepção do pilar que foi substituído por uma placa de aço quadrada com 250 mm de lado e com 50 mm de espessura.

4.3.1 Programa Experimental

O programa experimental consistiu no ensaio de seis modelos de lajes fungiformes maciças, com geometria octogonal em planta com 2200 mm de lado e com 150 mm de espessura, contendo armadura longitudinal e BRFA aplicado racionalmente na região de ligação laje-pilar (Figura 4.26). Todas as lajes foram submetidas a um carregamento vertical aplicado no seu centro, na superfície inferior, através de uma placa de aço quadrada com 250 mm de lado e com 50 mm de espessura, com rigidez suficiente para manter a superfície de contacto plana ao longo do ensaio.

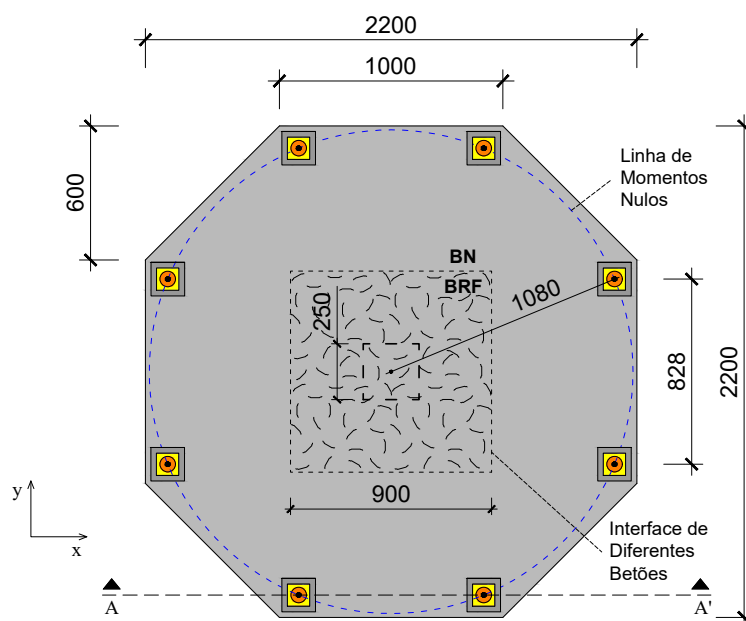


Figura 4.26: Geometria dos modelos em planta (desenho sem escala e dimensões em mm).

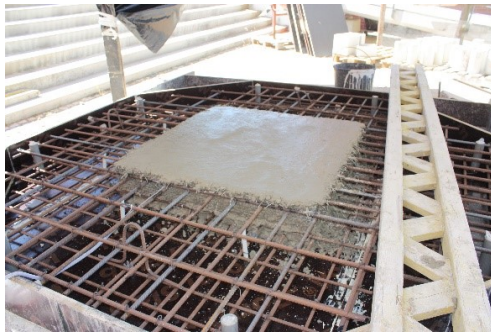
Dos seis modelos de lajes, cinco são compostos por BRFA no perímetro da região central com uma área quadrada de 0.9×0.9 m e o restante em betão normal (sem fibras) e ainda um modelo de referência, que é composto unicamente com um betão normal. O perímetro da região central com BRFA foi definido até aproximadamente $3d$ para cada lado do pilar, pois decidiu-se adotar a mesma largura considerada no Eurocódigo [68] no que se refere à consideração da armadura longitudinal, que é definida como os valores médios numa largura de laje igual à largura do pilar acrescida de $3d$ para cada lado.

A região central dos modelos, com utilização racional de BRFA, foi realizada com recurso a uma rede hexagonal galvanizada que serviu de molde ao BRFA (Figura 4.29 (b)). Após a betonagem com BRFA procedeu-se à betonagem da zona remanescente do molde com betão normal sem fibras. Na Figura 4.27, é possível observar as regiões de colocação dos dois betões nos modelos de laje.

As principais variáveis em estudo foram a percentagem volumétrica de fibras introduzidas na matriz de betão, que foi ajustada para ser inseridas até 1.0% (80 kg/m^3) de fibras Dramix[®] 4D da Bekaert e a percentagem de armadura longitudinal.

A fibra de aço utilizada nestes modelos foi a Dramix[®] 4D 65/60 BG, apresentada na Secção 3.3.1, que é uma fibra reta com ganchos nas duas extremidades, com comprimento total igual a 60 mm, diâmetro de 0.9 mm, esbelteza de cerca de 67 e 1500 MPa de tensão de cedência. As Dramix[®] 4D foram desenvolvidas essencialmente para aplicações estruturais, como é o caso de ligações laje-pilar de lajes fungiformes.

No que se refere a armadura ordinária, utilizou-se armadura longitudinal superior, sendo em quatro modelos constituída por dezasseis varões de 12 mm de diâmetro em



(a) Região central da laje com BRFA.



(b) Colocação do restante betão, neste caso normal sem fibras, no perímetro exterior.

Figura 4.27: Zona de colocação dos diferentes betões nos modelos de laje.

cada direção e em dois modelos constituída por quatorze varões de 16 mm de diâmetro em cada direção, não uniformemente distribuídas pela laje. Colocou-se também armadura longitudinal inferior com distribuição uniforme constituída por 22 varões de 10 mm de diâmetro em cada direção, o que corresponde aproximadamente a malha quadrada de $\phi 10//0.10$ m. Na Figura 4.28, está esquematizada a distribuição das armaduras longitudinais dos modelos.

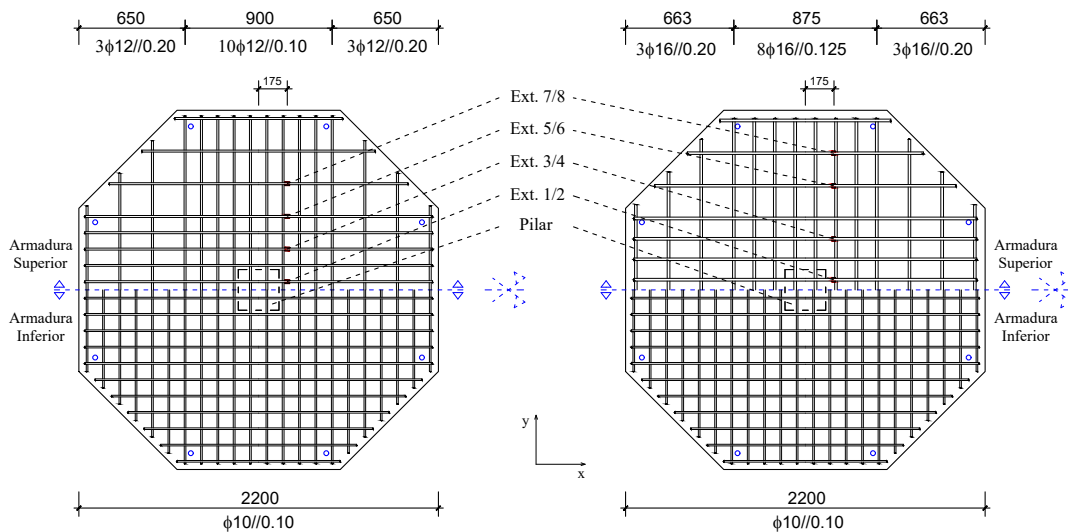


Figura 4.28: Esquema das armaduras longitudinais dos modelos com utilização racional de BRFA (desenhos sem escala e dimensões em mm).

O recobrimento das armaduras superior e inferior foi de 20 mm. Antes da betonagem dos modelos, foi realizado um levantamento altimétrico das armaduras longitudinais superiores com recurso a um paquímetro digital, permitindo a determinação da sua altura útil média, obtendo 118 mm e 114 mm como valor médio nos modelos com varões de 12 mm e 16 mm de diâmetro, respetivamente. Foram colocados em alguns varões da armadura longitudinal superior extensómetros elétricos, efetuando-se sempre uma verificação para ver se estes estavam a funcionar corretamente através da análise da sua

resistência ($119.6 \pm 0.5 \Omega$). Na Figura 4.29, é possível observar o aspeto das armaduras longitudinais na cofragem.



(a) Aspeto final das armaduras longitudinais na cofragem.



(b) Pormenor da rede metálica para colocação do BRFA.

Figura 4.29: Fotos das armaduras longitudinais dos modelos com utilização racional de BRFA.

Os modelos foram designados de acordo com a mistura de betão e a percentagem de armadura longitudinal utilizadas na região da ligação. Assim sendo, denominou-se os seis modelos por F0_R1.0, F0.5_R1.0, F0.5_R1.5, F0.75_R1.0, F0.75_R1.5 e F1.0_R1.0 sendo F correspondente a “Fibres” (Fibras) com a respetiva percentagem volumétrica, e R correspondente a “Reinforcement” (armadura longitudinal superior) com a respetiva percentagem, calculada da zona até $3d$ da face do pilar. Note-se que o sistema de ensaio utilizado foi semelhante ao dos modelos compostos com BRFA em toda a laje (Secção 4.2.1), à exceção do pilar que foi substituído por uma placa de aço quadrada com 250 mm de lado e com 50 mm de espessura (Figura 4.26). No modelo F0.75_R1.5, alterou-se a dimensão das oito chapas onde a laje está apoiada, neste caso para 200 x 200 mm.

4.3.2 Caracterização dos Materiais

Nesta secção apresentam-se os resultados dos ensaios de caracterização das propriedades mecânicas de cada betão utilizado, assim como do aço das armaduras longitudinais utilizadas na fabricação dos modelos. A fibra de aço utilizada nos modelos (Dramix® 4D 65/60 BG) foi apresentada na Secção 3.3.1.

4.3.2.1 Betão

O betão utilizado nestes modelos foi otimizado para se incorporar até 1.0% de fibras Dramix® 4D, com o intuito de se avaliar o desempenho de lajes, com uso racional de BRFA, sujeitas a um carregamento vertical monotónico. Tendo em vista esse objetivo, obteve-se a colaboração do Laboratório de Ensaio de Materiais de Construção (LEMC) da Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto (FEUP) e da Bekaert para o desenvolvimento do BRFA, aplicando também neste caso o tipo de fibras que se achou mais adequadas para este trabalho de investigação.

As composições das misturas de betão utilizadas na produção dos modelos e as suas respetivas propriedades mecânicas foram já apresentadas nas Secções 3.3 e 3.4, respetivamente, do Capítulo 3 do presente documento. A máxima dimensão dos agregados (d_g) utilizados foi de 21.1 mm.

4.3.2.2 Aço da Armadura Longitudinal

Para a caracterização mecânica das armaduras ordinárias, foram realizados ensaios de tração a três provetes por cada diâmetro do aço utilizado como armadura longitudinal dos modelos. São apresentados na Tabela 4.6 os valores médios da tensão de cedência (f_y) e de rotura (f_t) à tração do aço. Os ensaios foram realizados de acordo com a norma NP EN 10002-1 [60].

Tabela 4.6: Propriedades mecânicas do aço das armaduras longitudinais.

Diâmetro do varão (mm)	f_y (MPa)	f_t (MPa)
ϕ 10	534	622
ϕ 12	530	630
ϕ 16	529	625

f_y - valor médio da tensão de cedência à tração do aço da armadura longitudinal;
 f_t - valor médio da tensão de rotura à tração do aço da armadura longitudinal.

4.3.3 Instrumentação dos Ensaios

A monitorização dos deslocamentos verticais, da força aplicada e das extensões na armadura longitudinal superior foi realizada da mesma forma que nos modelos apresentados na Secção 4.2.3. A distribuição dos oito extensómetros elétricos na armadura longitudinal superior foi realizada de acordo com o esquema apresentado na Figura 4.28.

4.3.4 Execução dos Ensaios

A execução dos ensaios foi idêntica à dos modelos apresentados na Secção 4.2.4, ensaiando também aproximadamente aos 60 dias de idade. Adotou-se a mesma velocidade constante de aplicação da carga de 285 N/s, tendo-se procedido a leituras com um intervalo de um segundo, de todas as grandezas instrumentadas, até instantes depois de se atingir a rotura do modelo em ensaio.

Apresenta-se na Tabela 4.7 algumas das características e os valores de carga de rotura experimentais ($V_{u,exp}$) obtidos nos vários modelos.

Os modelos F0_R1.0, F0.5_R1.0 e F0.75_R1.5 apresentaram uma rotura por punção, enquanto os modelos F0.75_R1.0 e F1.0_R1.0 apresentaram uma rotura por flexão. No modelo F0.5_R1.5, a rotura deu-se junto a um dos oito apoios sobre a linha de momentos nulos. Para evitar o mesmo tipo de rotura, no ensaio do modelo F0.75_R1.5 alterou-se as dimensões das oito chapas de apoio de 150 x 150 mm para 200 x 200 mm.

CAPÍTULO 4. PUNÇOAMENTO DE LAJES EM BRFA SUJEITAS A AÇÕES VERTICAIS MONOTÓNICAS

Tabela 4.7: Principais características e valores de carga de rotura dos vários modelos.

Modelo	f_{cm} (MPa)	d (mm)	ρ_f (%)	ρ (%)	$V_{u,exp}$ (kN)
F0_R1.0	66.3	117.5	0	1.0	348.4
F0.5_R1.0	69.7	118.5	0.5	1.0	447.3
F0.5_R1.5	69.7	113.8	0.5	1.5	589.8*
F0.75_R1.0	67.6	117.8	0.75	1.0	475.6
F0.75_R1.5	67.6	114.0	0.75	1.5	619.2
F1.0_R1.0	66.0	118.0	1.0	1.0	486.5

f_{cm} - valor médio da tensão de rotura do betão à compressão em provetes cilíndricos ($\phi 150 \times 300$ mm);

d - valor médio da altura útil dos modelos;

ρ_f - percentagem volumétrica de fibras;

ρ - valor médio da percentagem de armadura longitudinal superior, calculada até $3d$ da face do pilar;

$V_{u,exp}$ - carga de rotura experimental do modelo de laje;

* - carga vertical total no modelo no momento da rotura de um dos oito apoios sobre a linha de momentos nulos.

No Apêndice B (Secção B.1.2), são apresentados fotos onde é possível observar o tipo de rotura obtido em cada um dos modelos.

4.3.5 Análise dos Resultados

Nesta secção, são apresentados os resultados experimentais obtidos nos ensaios aos modelos de laje com utilização racional de BRFA. Os dados foram obtidos com base na instrumentação descrita na Secção 4.2.3, procedendo-se posteriormente à análise dos deslocamentos verticais, das extensões na armadura longitudinal superior, da capacidade de carga, o modo de rotura e a inclinação da superfície de rotura. É ainda analisado o efeito do betão com fibras na capacidade de carga. A análise destes resultados irá permitir avaliar o desempenho ao punçoamento da solução apresentada de lajes fungiformes com utilização racional de BRFA.

As cargas referidas ao longo desta secção correspondem à soma das oito células de carga utilizadas no sistema de ensaio, do peso próprio dos elementos do sistema de ensaio e de monitorização colocados sobre a laje e do seu peso próprio. O valor inicial de força apresentado nos vários gráficos corresponde ao peso próprio do sistema de ensaio e do modelo de laje, perfazendo um total de cerca de 21.5 kN.

4.3.5.1 Deslocamentos Verticais

Como está apresentado na Secção 4.2.3, utilizaram-se dezasseis deflectómetros resistivos que permitiram determinar os deslocamentos relativos da laje em relação ao seu centro. A disposição em planta e em corte dos deflectómetros é a apresentada na Figura 4.10. Em cada direcção foi calculado o valor médio do deslocamento de cada par de deflectómetros colocados à mesma distância do centro da laje.

Na Figura 4.30, são apresentados diagramas com a evolução de todos os deslocamentos verticais instrumentados relativos ao centro dos modelos em função da força vertical

aplicada.

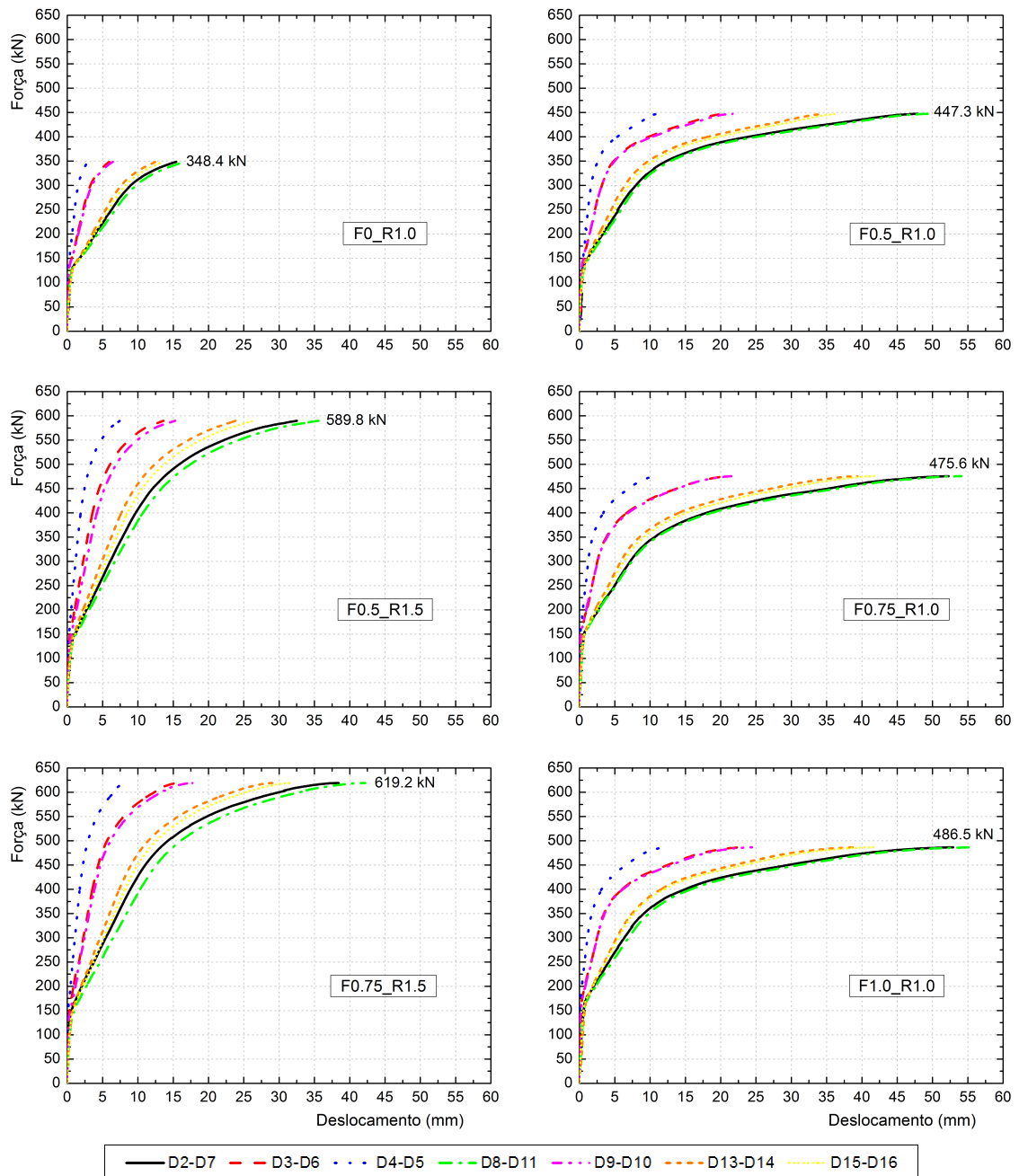


Figura 4.30: Evolução de todos os deslocamentos verticais instrumentados com a carga vertical dos modelos de laje com utilização racional de BRFA.

À semelhança do comportamento observado nos modelos apresentados na Secção 4.2.5.1, a deformação medida na direção y é ligeiramente superior aos valores observados na direção x , devido à menor rigidez fendilhada das lajes na direção y , em consequência da armadura superior com menor altura útil estar orientada nessa direção. O comportamento força-deslocamento é em geral semelhante em todos os modelos até à entrada em cedência dos varões das armaduras longitudinais superiores, sendo em

alguns modelos identificáveis as quatro fases distintas do comportamento referidas na Secção 4.2.5.1.

Na Figura 4.31, são resumidos os deslocamentos D8-D11 de todos os modelos de laje de modo a facilitar a comparação entre os modelos em termos de deformações.

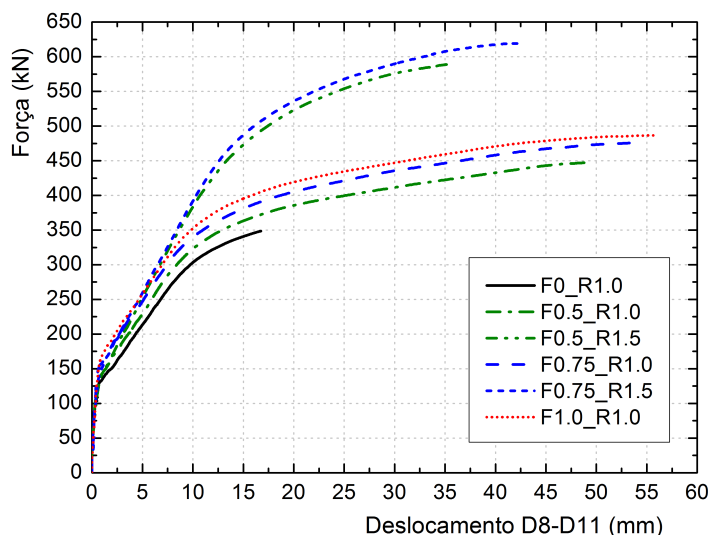


Figura 4.31: Evolução dos deslocamentos verticais relativos (D8-D11) com a carga vertical dos modelos de laje com utilização racional de BRFA.

Na Tabela 4.8, é apresentada a respetiva rigidez fendilhada (k_f), a carga de rotura ($V_{u,exp}$), a deformada para a carga de rotura (δ_u) e a energia de deformação (E_d), que corresponde à área abaixo da curva de cada modelo de laje. São ainda apresentados os valores correspondentes ao modelo F0_R1.0, fabricado totalmente em betão normal sem fibras, para comparação.

Tabela 4.8: Rigidez fendilhada, carga e deformação na rotura e energia de deformação dos modelos de laje com utilização racional de BRFA.

Modelo	Parâmetro			
	k_f (kN/mm)	$V_{u,exp}$ (kN)	δ_u (mm)	E_d (MN.mm)
F0_R1.0	20.5	348.4	16.7	4.32
F0.5_R1.0	21.5	447.3	49.3	18.16
F0.5_R1.5	26.7	589.8*	35.7	16.02
F0.75_R1.0	21.6	475.6	54.1	21.47
F0.75_R1.5	26.7	619.2	42.4	20.58
F1.0_R1.0	21.6	486.5	56.1	23.07

k_f - rigidez fendilhada da laje;

$V_{u,exp}$ - carga de rotura experimental da laje;

δ_u - deformada correspondente à carga de rotura da laje;

E_d - energia de deformação;

* - carga vertical total no modelo no momento da rotura de um dos oito apoios sobre a linha de momentos nulos.

Pela observação da Figura 4.30, verifica-se que todos os modelos apresentam um comportamento pré-fendilhação com uma rigidez semelhante. A presença das fibras

aumentou ligeiramente a carga para a qual se inicia a fendilhação, sendo este aumento proporcional ao aumento da percentagem de fibras. Da Tabela 4.8, verifica-se que os modelos com $\rho = 1.0\%$ apresentam um comportamento pós-fendilhação com rigidez semelhante, mas menor em relação aos modelos com $\rho = 1.5\%$, como esperado.

Comparando os modelos F0.5_R1.0, F0.75_R1.0 e F1.0_R1.0 com o modelo de referência sem fibras (F0_R1.0), verifica-se que apresentaram maior capacidade de deformação. Quando os referidos modelos com BRFA e $\rho = 1.0\%$ são comparados com os modelos com $\rho = 1.5\%$, verifica-se que apresentam maior capacidade de deformação. Pode-se também concluir que, para modelos com a mesma percentagem de armadura longitudinal, o aumento da percentagem de fibras originou uma maior capacidade de deformação dos modelos de laje.

Os modelos F0.5_R1.0, F0.75_R1.0 e F1_R1.0 apresentaram um comportamento mais dúctil próximo da rotura, tendo o aumento da capacidade resistente ao punçoamento permitido que os modelos começassem a apresentar comportamento típico de rotura por flexão.

A capacidade de deformação foi maior em todos os modelos com BRFA em relação ao modelo de referência sem fibras. No modelo F1.0_R1.0, verificou-se o aumento máximo de 236% na capacidade de deformação, quando comparado com o modelo de referência F0_R1.0, e nos modelos F0.5_R1.0 e F0.75_R1.0 registou-se aumentos de 195% e 224%, respetivamente, em relação ao modelo F0_R1.0. A capacidade de deformação dos modelos com $\rho = 1.5\%$ foi menor em comparação com os modelos com BRFA e $\rho = 1.0\%$, mas com maior capacidade em termos de carga.

A energia de deformação foi muito maior com a utilização racional de BRFA na região da ligação, quando comparados com o modelo de referência sem fibras. No modelo F1.0_R1.0, verificou-se o aumento máximo de 434% na energia de deformação, quando comparado com o modelo de referência F0_R1.0. Nos modelos F0.5_R1.0 e F0.75_R1.0 registaram-se aumentos de 320% e 397%, respetivamente, em relação ao modelo F0_R1.0. Com o aumento da percentagem volumétrica de fibras verificou-se um aumento proporcional da energia de deformação, sendo que os modelos com idêntica percentagem de fibras apresentaram energias semelhantes.

A posição deformada para alguns níveis de carga é apresentada nas Figuras 4.32 a 4.34, para ambas as direções.

Nas Figuras 4.32 a 4.34, constata-se uma configuração similar nas deformadas de todos os modelos de laje, caracterizando-se pela sua elevada rotação junto à periferia da área carregada para cargas próximas da rotura de cada modelo. Constata-se que a deformada na direção x evidencia a formação do cone de punçoamento na zona da ligação, sendo que é realçada a fenda de punçoamento entre os deflectómetros D3 e D4 e também entre D5 e D6.

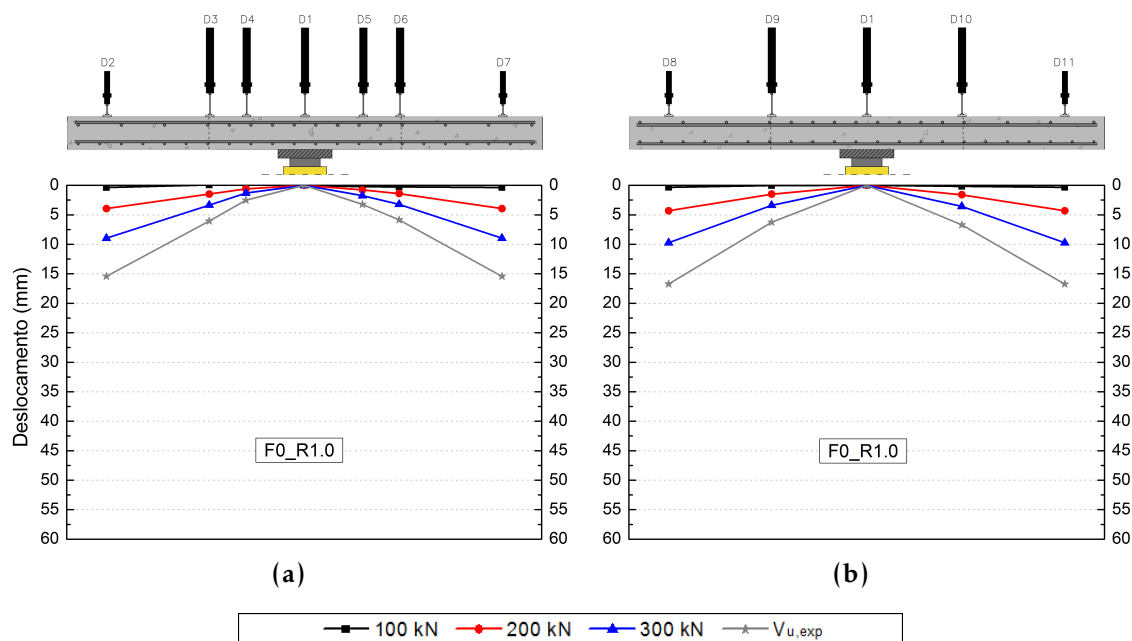


Figura 4.32: Deformada para alguns patamares de carga do modelo de referência F0_R1.0 sem fibras, nas direções: (a) x e (b) y.

4.3.5.2 Extensões na Armadura Longitudinal Superior

Nesta secção, é apresentada e analisada a evolução das extensões em alguns dos varões da armadura longitudinal superior dos modelos ensaiados. Os extensómetros foram colocados nos varões da armadura longitudinal superior com maior altura útil em cada modelo e permitiram a recolha de dados acerca da evolução das extensões nos quatro varões instrumentados. Em cada varão instrumentado foram colados dois extensómetros em posições diametralmente opostas. O posicionamento dos varões instrumentados está apresentada na Figura 4.28.

Foram elaborados gráficos com a evolução da extensão nos varões instrumentados em função da carga vertical aplicada nas lajes, que são apresentados na Figura 4.35. O valor inicial do carregamento corresponde ao peso próprio dos modelos e de todo o sistema de ensaio e de monitorização colocado sobre os modelos.

Na análise que se segue, os valores das extensões apresentados correspondem à média dos valores medidos no par de extensómetros colados em cada secção de varão instrumentado. Alguns extensómetros avariaram e, nesse caso, teve-se que utilizar unicamente o valor registado no extensómetro funcional. Admitiu-se uma extensão de cedência do aço (ϵ_y) da armadura longitudinal superior dos modelos de 2.65 ‰, marcada na Figura 4.35 com uma linha traço-ponto (tendo em consideração a tensão de cedência do aço laminado a quente, indicada na Tabela 4.6 e considerando um módulo de elasticidade do aço de 200 GPa).

Os extensómetros que avariaram antes ou durante o ensaio foram: Ext. 2 e Ext. 3 no modelo F0_R1.0, Ext. 3 e Ext. 5 no modelo F0.5_R1.0, Ext. 3 no modelo F0.5_R1.5, Ext. 4

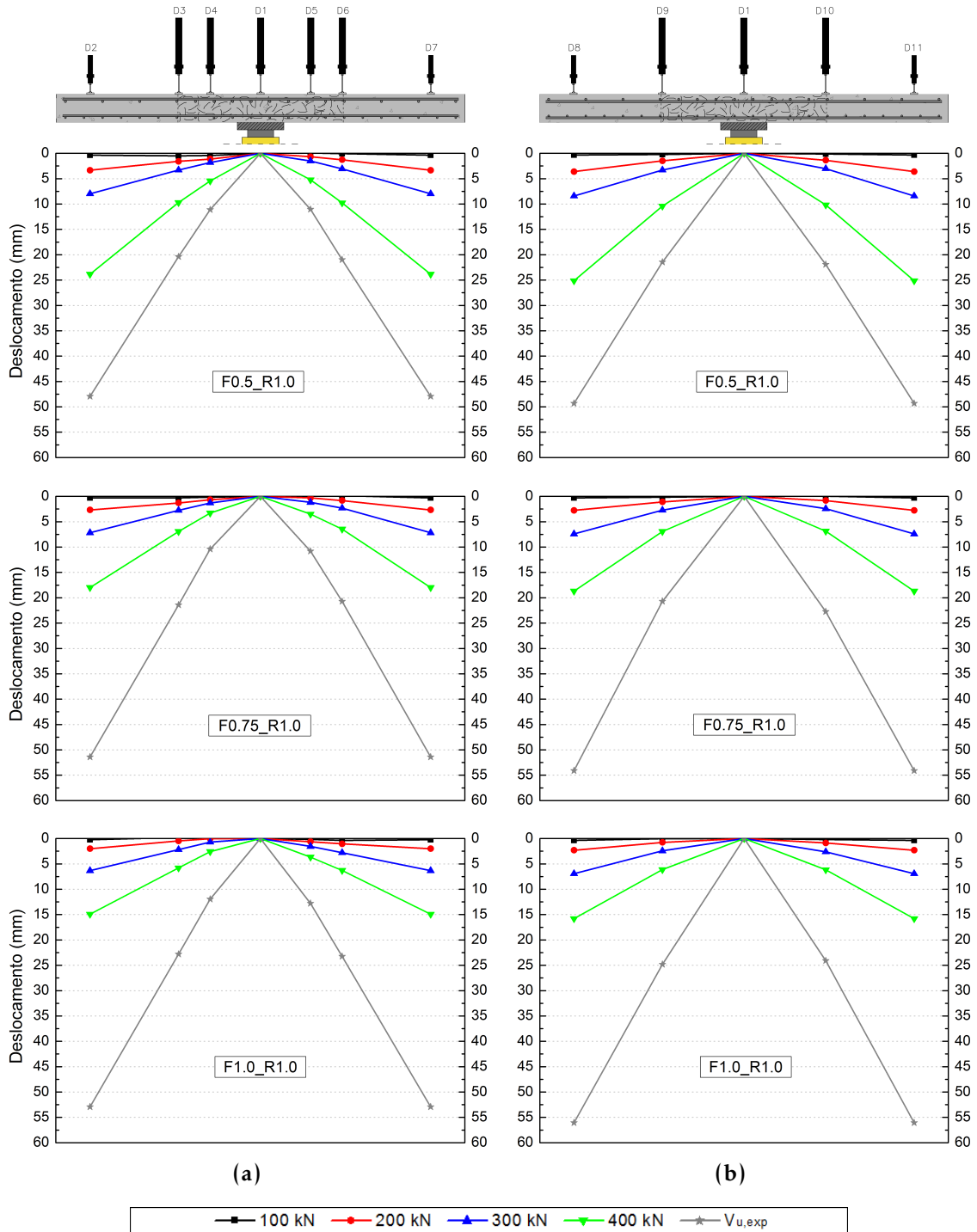


Figura 4.33: Deformada para alguns patamares de carga dos modelos F0.5_R1.0, F0.75_R1.0 e F1.0_R1.0, nas direções: (a) x e (b) y.

CAPÍTULO 4. PUNÇOAMENTO DE LAJES EM BRFA SUJEITAS A AÇÕES VERTICAIS MONOTÓNICAS

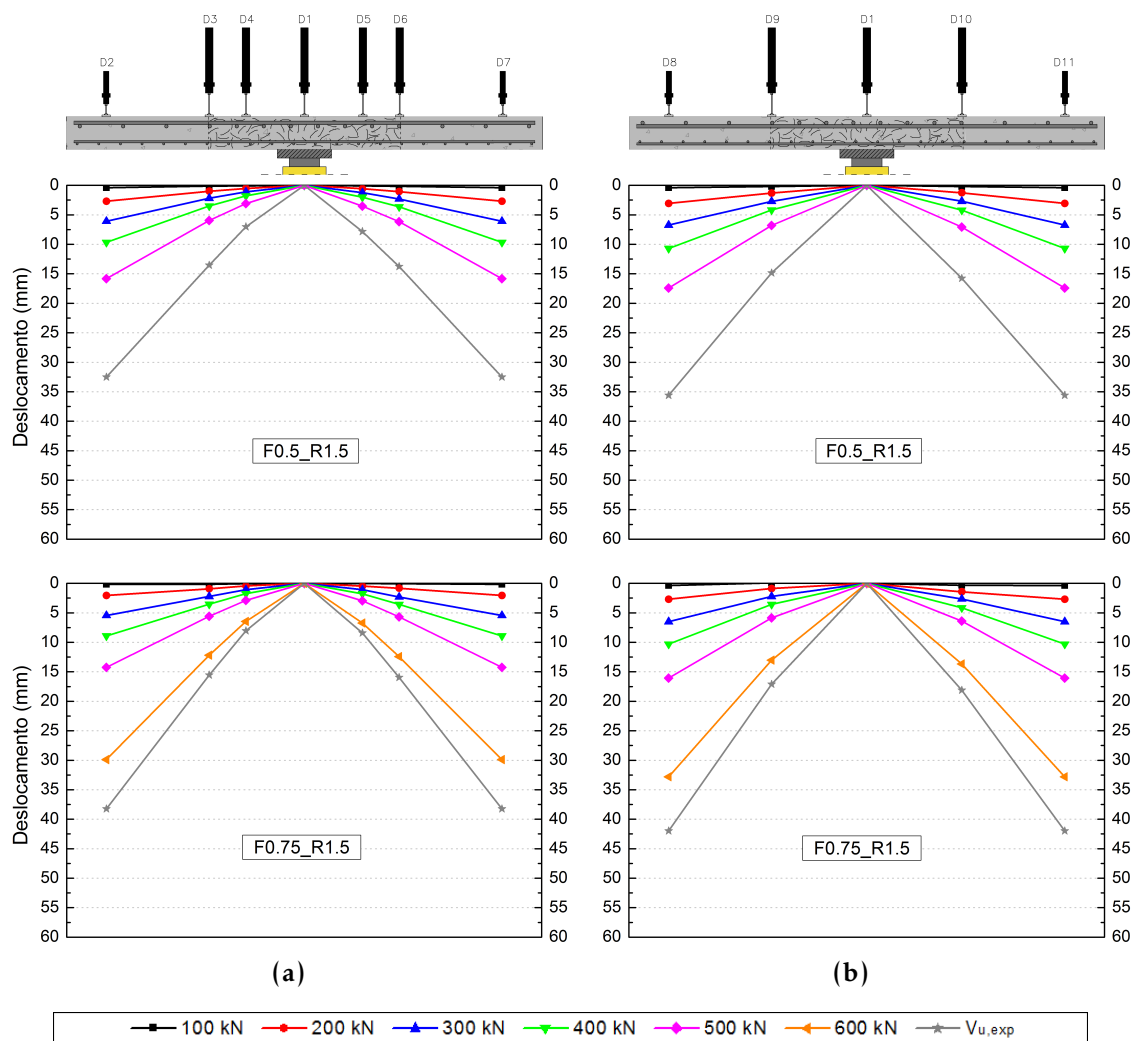


Figura 4.34: Deformada para alguns patamares de carga dos modelos F0.5_R1.5 e F0.75_R1.5, nas direções: (a) x e (b) y.

e Ext. 5 no modelo F0.75_R1.0, Ext. 4, Ext. 5 e Ext. 8 no modelo F1.0_R1.0.

Na Figura 4.36, são apresentados diagramas com a distribuição transversal de extensões para alguns patamares de carga.

Pela observação da Figura 4.35, verifica-se que, em alguns dos modelos, existiram comportamentos atípicos da evolução das extensões, pois com o aumento da carga vertical aplicado no centro da laje a extensão diminui. O que se esperava é que as extensões fossem proporcionais com a carga vertical aplicada.

O comportamento das extensões do modelo F0.75_R1.5 são próximas do que se esperava, sendo possível observar quatro fases distintas: comportamento em regime elástico e linear, fase de transição em que surgem fendas de flexão e se verifica uma perda de rigidez, fase de resposta em regime fendilhado com rigidez mais ou menos constante e fase de perda de rigidez até à rotura.

No modelo de referência F0_R1.0 produzido em betão normal sem fibras, o varão com os extensómetros 5/6 atingiu a cedência, sendo por isso provável que os varões mais

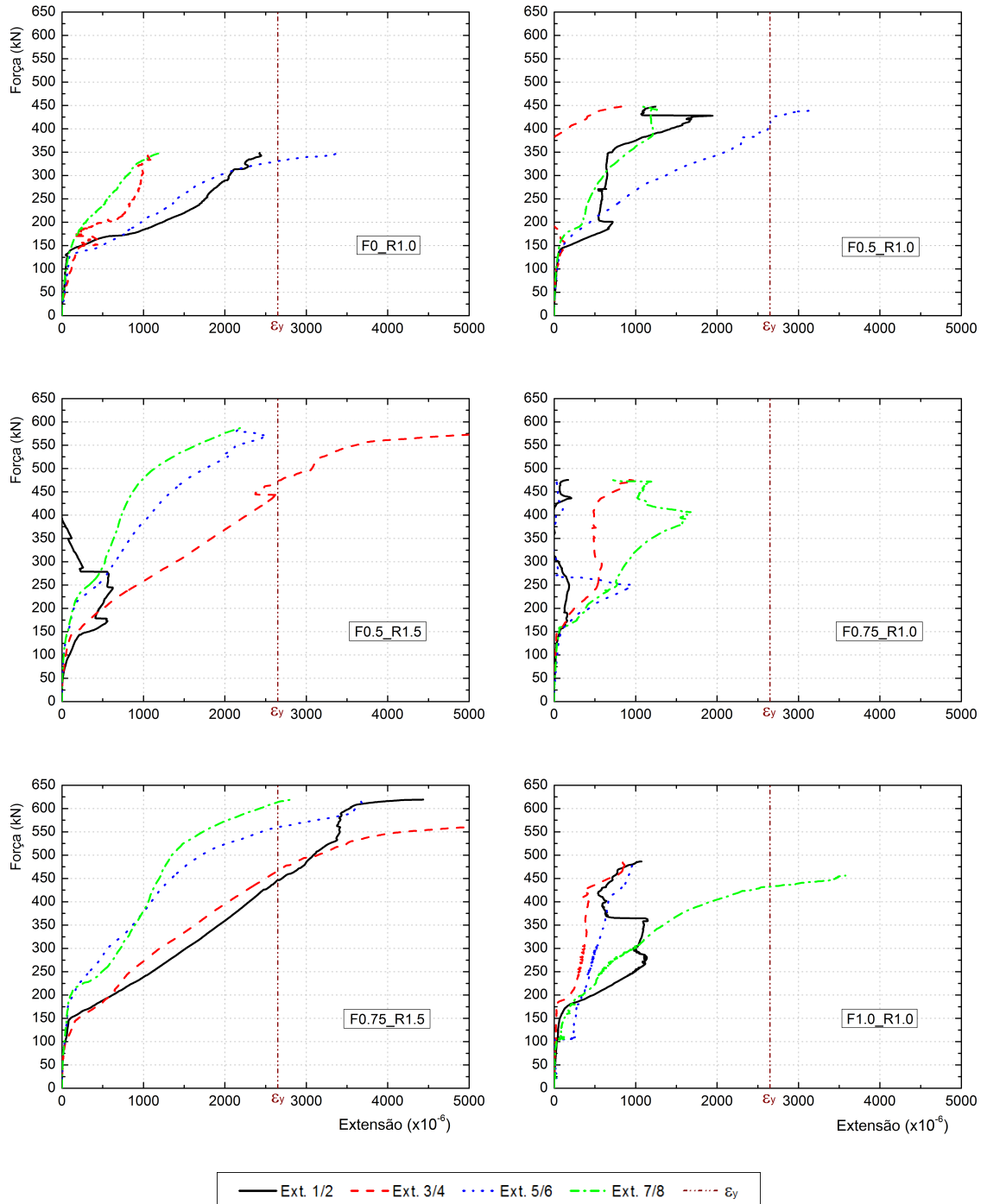


Figura 4.35: Evolução da extensão na armadura superior do modelo de referência e dos modelos com utilização racional de BRFA.

CAPÍTULO 4. PUNÇOAMENTO DE LAJES EM BRFA SUJEITAS A AÇÕES VERTICAIS MONOTÓNICAS

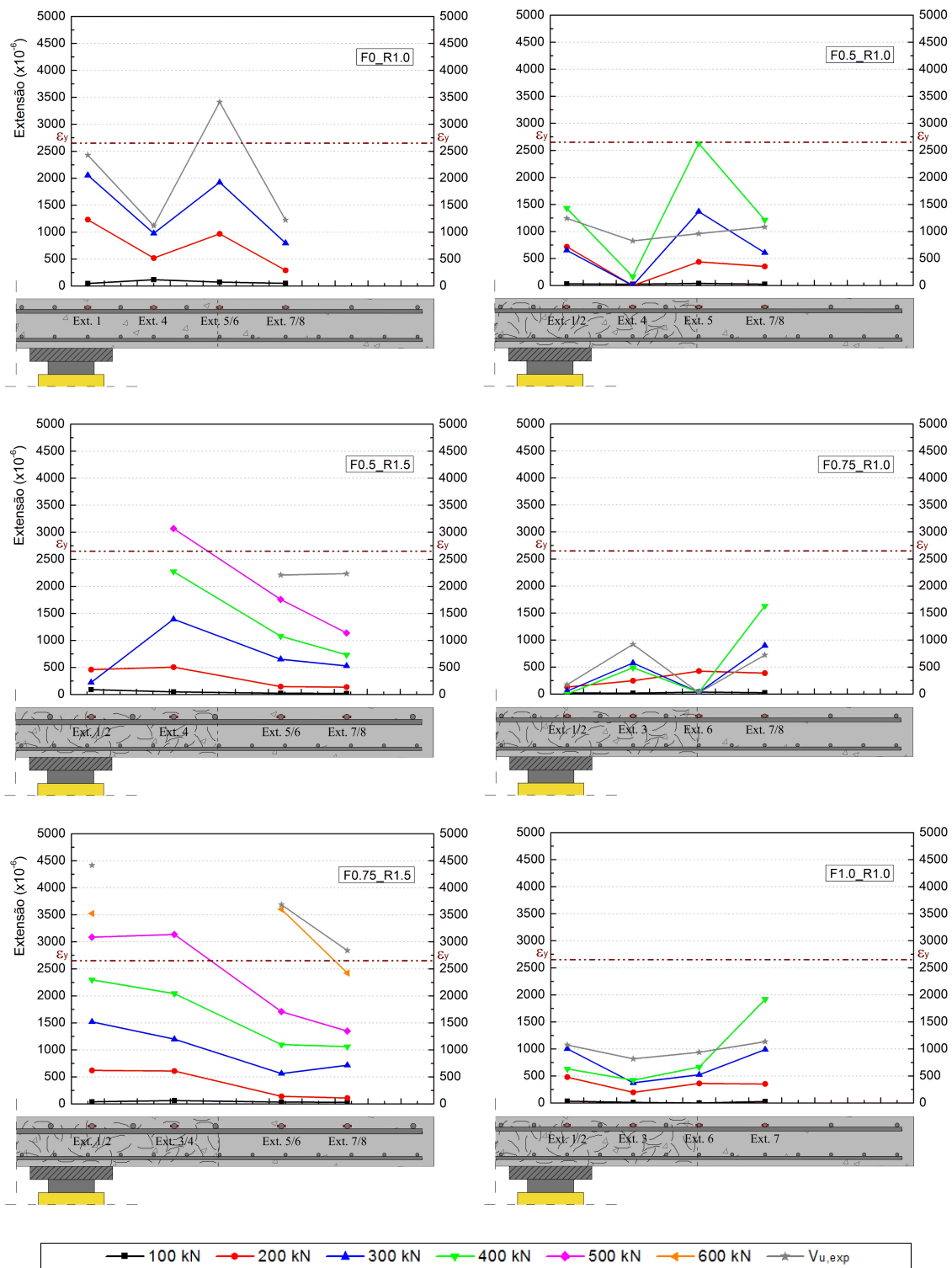


Figura 4.36: Distribuição transversal da extensão no modelo de referência e nos modelos com utilização racional de BRFA.

próximos do pilar também a tenham atingido. Nos modelos com $\rho = 1.0\%$, verifica-se que quase todos extensómetros apresentaram um comportamento atípico. Já nos modelos com $\rho = 1.5\%$, quase todos os extensómetros apresentaram um comportamento esperado, verificando-se que no modelo F0.75_R1.5 todos os varões instrumentados atingiram a cedência.

A distribuição transversal das extensões na armadura longitudinal superior dos modelos (Figura 4.36) revela igualmente o comportamento atípico já atrás referenciado, e diferente do observado no grupo de lajes apresentadas no ponto anterior (Figura 4.21), porque em alguns dos casos as extensões nos varões mais próximos do centro dos modelos não são os de maior valor.

4.3.5.3 Efeito do BRFA na Capacidade de Carga e no Comportamento na Rotura

Nesta secção é analisado o efeito do BRFA na capacidade de carga e comportamento na rotura dos modelos de laje, com base nos resultados obtidos no ensaios experimentais.

A Figura 4.37 mostra graficamente a carga de rotura do modelo produzido em betão normal sem fibras e dos vários modelos com utilização racional de BRFA.

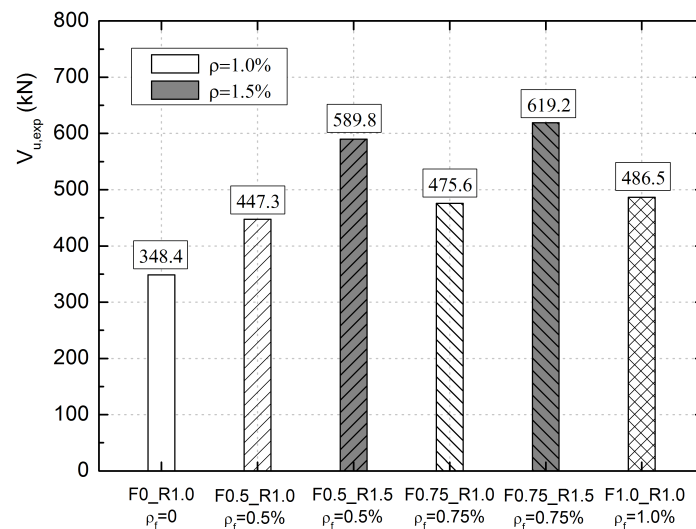


Figura 4.37: Cargas de rotura do modelo de referência sem fibras e dos modelos com utilização racional de BRFA.

Por observação à Figura 4.37, é possível concluir que a utilização racional de BRFA na zona do pilar conduziu ao aumento significativo da capacidade resistente ao punçoamento dos modelos de laje fungiforme utilizados, com um incremento da capacidade de carga superior a 28% em relação ao modelo produzido integralmente em betão convencional sem fibras.

Comparando os modelos com $\rho = 1.0\%$, verifica-se que a utilização de 1.0% de fibras conduziu ao aumento da capacidade resistente, com um incremento de cerca de 40% em relação ao modelo de referência sem fibras. Analisando os três modelos com BRFA e $\rho = 1.0\%$, verifica-se que o ganho na capacidade de carga é maior quando se passa de

0.5% para 0.75% de fibras (6.3%) do que 0.75% para 1.0% de fibras (2.3%). Como os dois modelos F0.75_R1.0 e F1.0_R1.0 apresentaram comportamentos muito semelhantes, conclui-se que o aumento da percentagem de fibras, de 0.75% para 1.0%, não originou ganhos significativos em termos de capacidade de carga e deformação neste caso particular deste estudo.

O incremento na capacidade de carga entre os modelos F0.5_R1.5 e F0.75_R1.5 foi de cerca de 5.0%, que é ligeiramente inferior ao incremento entre as lajes F0.5_R1.0 e F0.75_R1.0 que foi de 6.3%, mas mostra que este aumento de 0.25% de fibras resultou em incrementos semelhantes na capacidade de carga dos modelos com diferentes percentagens de armadura longitudinal.

Comparando os modelos com igual percentagem de fibras, verifica-se que o aumento de $\rho = 1.0\%$ para $\rho = 1.5\%$ originou incrementos de carga de aproximadamente 30% em ambos os casos, quer com $\rho_f = 0.5\%$ ou com $\rho_f = 0.75\%$.

A Tabela 4.9 apresenta a carga de rotura experimental e a capacidade resistente à flexão dos modelos de laje, calculada a partir do mecanismo das linhas de rotura. Apresenta-se também a carga normalizada para cada modelo de laje, que foi obtida dividindo a respetiva carga última pela raiz quadrada da resistência à compressão do betão, pelo perímetro crítico até $d/2$ da face do pilar e pela altura útil. É ainda apresentado na Tabela 4.9 a relação entre a carga última experimental e a capacidade resistente à flexão, obtida a partir do mecanismo das linhas de rotura adotado.

Tabela 4.9: Carga de rotura experimental e capacidade resistente à flexão dos modelos de laje.

Modelo	$V_{u,exp}$ (kN)	$\frac{V_{u,exp}}{u \cdot d \cdot \sqrt{f_{cm}}}$	V_{flex} (kN)	$\phi_0 = \frac{V_{u,exp}}{V_{flex}}$
F0_R1.0	348.4	0.272	370.9	0.94
F0.5_R1.0	447.3	0.329	396.6	1.13
F0.5_R1.5	589.8*	0.457	577.4	1.02
F0.75_R1.0	475.6	0.358	404.2	1.18
F0.75_R1.5	619.2	0.486	590.5	1.05
F1.0_R1.0	486.5	0.370	439.1	1.11

$V_{u,exp}$ - carga de rotura experimental do modelo de laje;

V_{flex} - carga correspondente à rotura por flexão da laje;

ϕ_0 - relação entre a carga de rotura experimental e a capacidade resistente à flexão dos modelos de laje;

* - carga vertical total no modelo no momento da rotura de um dos oito apoios sobre a linha de momentos nulos.

A avaliação da capacidade resistente à flexão dos modelos de laje foi realizada com recurso ao mecanismo das linhas de rotura. O mecanismo assumido apresenta linhas de rotura em ambas as direções ortogonais e igual deslocamento nos oito apoios sobre a linha de momento nulos (elementos estaticamente indeterminados) (Figura 4.38). Assim, a capacidade resistente à flexão pode ser estimada de acordo com a Equação (4.1):

$$V_{flex} \approx 8 \cdot \frac{B}{2 \cdot (b_{q1} + b_{q2})} \cdot m_R \quad (4.1)$$

em que B é a largura total do modelo de laje, b_{q1} e b_{q2} são as distâncias na direção x desde a face do pilar até aos apoios (Figura 4.38) e m_R é o valor médio do momento fletor resistente por unidade de comprimento. Como os modelos de laje do presente trabalho contêm dois tipos de betão, decidiu-se calcular o m_R com base em duas contribuições, uma do BRFA e uma do betão normal sem fibras, de acordo com a Equação (4.2):

$$m_R = \frac{m_{R,BRFA} \cdot c_{BRFA} + m_{R,BN} \cdot (B - c_{BRFA})}{B} \quad (4.2)$$

em que $m_{R,BRFA}$ é o valor do momento fletor resistente por unidade de comprimento do BRFA, obtido de acordo com Maya *et al.* [83] (Equação (4.3)), $m_{R,BN}$ é o valor do momento fletor resistente por unidade de comprimento do betão normal sem fibras (Equação (4.4)) e c_{BRFA} é a largura da região com BRFA (Figura 4.38).

$$m_{R,BRFA} = \rho \cdot d^2 \cdot f_y \cdot \left[1 - \frac{\beta_1 \cdot \left(\rho \cdot f_y + \frac{f_{ct2,f} \cdot h}{d} \right)}{2 \cdot (\alpha_{cc} \cdot f_{cm} + f_{ct2,f})} \right] + \frac{h^2 \cdot f_{ct2,f}}{2} \cdot \left[1 - \frac{\rho \cdot f_y \cdot d/h + f_{ct2,f}}{(\alpha_{cc} \cdot f_{cm} + f_{ct2,f})} \right] \cdot \left[1 + \frac{\rho \cdot f_y \cdot d/h + f_{ct2,f}}{(\alpha_{cc} \cdot f_{cm} + f_{ct2,f})} \cdot (1 - \beta_1) \right] \quad (4.3)$$

$$m_{R,BN} = f_y \cdot \rho \cdot d^2 \cdot \left(1 - \frac{\beta_1 \cdot f_y \cdot \rho}{2 \cdot f_{cm}} \right) \quad (4.4)$$

em que β_1 é um fator relativo à profundidade da zona comprimida que, de acordo com o MC2010 [45], pode ser aproximado a $\beta_1 = 0.80 - (f_{cm} - 50)/400$. O fator α_{cc} também é adotado de acordo com o MC2010 [45] e é um fator que têm em conta os efeitos de longo prazo sobre a resistência à compressão e também os efeitos desfavoráveis devido às condições de carga. O parâmetro $f_{ct2,f}$ é a tensão de tração residual do BRFA para uma abertura de fenda de 3.0 mm [83]. No presente estudo, optou-se por utilizar os valores de $f_{ct2,f}$ obtidos da análise inversa dos ensaios à flexão em prismas (Figura 3.41).

Os modelos F0_R1.0, F0.5_R1.0 e F0.75_R1.5 atingiram rotura por punçoamento na ligação laje-pilar, enquanto o modelo F0.5_R1.5 atingiu uma rotura por punçoamento num dos oito apoios localizado sobre a linha de momentos nulos. Já os modelos F0.75_R1.0 e F1.0_R1.0 atingiram rotura por flexão.

Criswell e Hawkins [29] e Cheng e Parra-Montesinos [23] verificaram que o comportamento dúctil dos modelos de laje estava relacionado com valores de ϕ_0 (relação entre a carga de rotura experimental e a capacidade resistente à flexão prevista), em que valores abaixo de 1.10 representam uma rotura frágil por punçoamento e valores acima de 1.10 representam geralmente um comportamento dúctil com grandes deformações até à rotura por punçoamento ou mesmo por flexão.

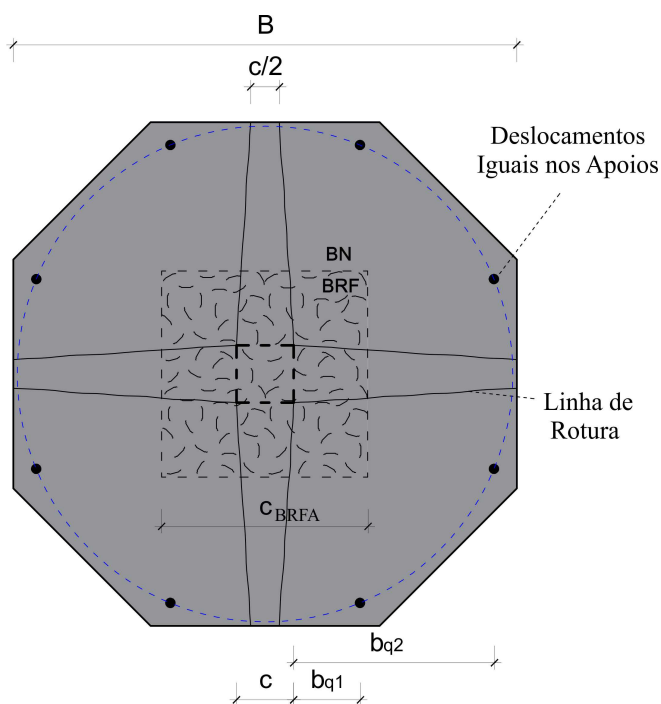


Figura 4.38: Esquema das linhas de rotura para um modelo octogonal estaticamente indeterminado (adaptado de [39]).

Pela análise aos valores de ϕ_0 apresentados na Tabela 4.9, verifica-se que os modelos F0_R1.0 e F0.75_R1.5 apresentam um valor inferior a 1.10, o que coincide com a rotura atingida experimentalmente que foi por punçoamento. Já os modelos F0.5_R1.0, F0.75_R1.0 e F1.0_R1.0 apresentam valores de ϕ_0 acima 1.10, o que reflete a rotura obtida experimentalmente nestes modelos, que foi por punçoamento/flexão com grandes deformações, como é possível observar na Figura 4.31.

Na Figura 4.39, são apresentadas fotografias da face inferior dos modelos F0.5_R1.0 e F1.0_R1.0 após atingirem a carga a rotura. A Figura 4.40 mostra a face superior dos modelos F0.5_R1.0 e F1.0_R1.0 durante o ensaio, imediatamente antes e após a rotura.



(a) F0.5_R1.0

(b) F1.0_R1.0

Figura 4.39: Vista inferior dos modelos F0.5_R1.0 e F1.0_R1.0 depois de ensaiados.

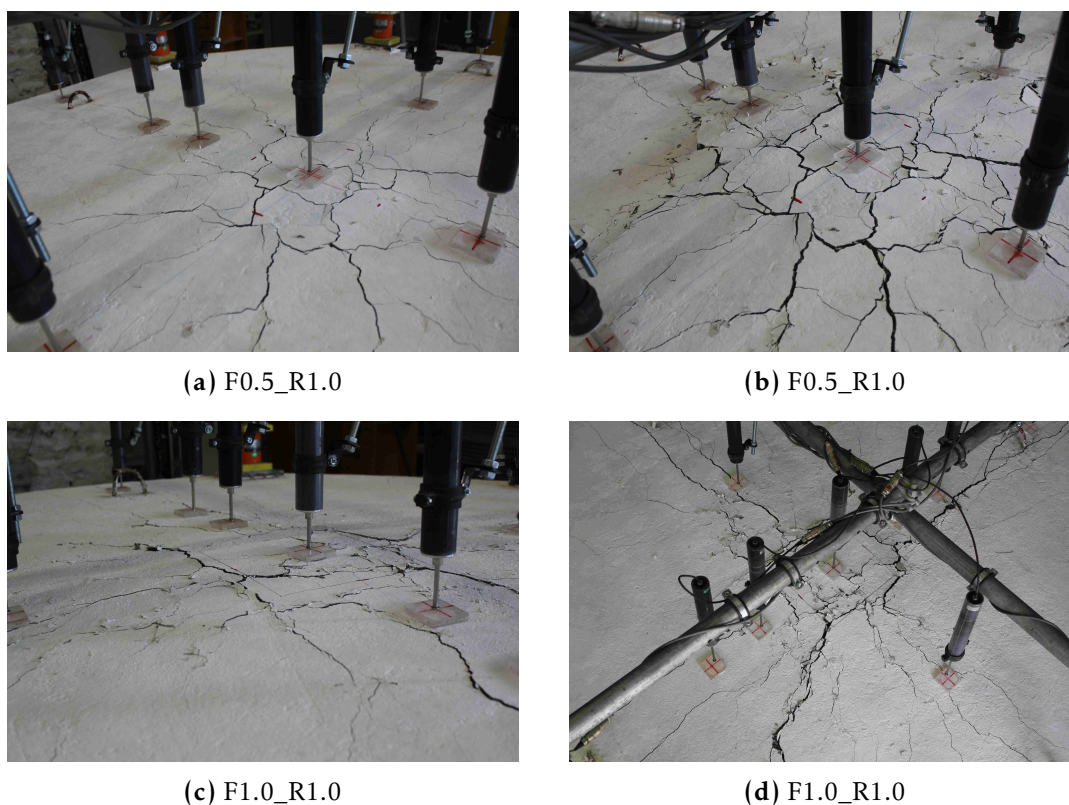


Figura 4.40: Vista superior dos modelos F0.5_R1.0 e F1.0_R1.0: (a) e (c), imediatamente antes da rotura e (b) e (d) após a rotura.

Nas figuras presentes no Apêndice B (Secção B.1.2), são apresentados fotos dos modelos com utilização racional de BRFA e do modelo de referência sem fibras, onde pode ser observado o padrão de fendilhação após a rotura.

Durante os ensaios dos modelos com BRFA, verificou-se que as primeiras fendas visíveis surgiram no betão normal sem fibras. Posteriormente, observava-se que essas fendas radiais que surgiam no betão normal sem fibras continuavam para a região com BRFA, mas a sua abertura era menor (Figura 4.41), mostrando a eficaz redistribuição de tensões que as fibras proporcionam, tal como já foi referenciado com detalhe no Capítulo 3. Para valores de carga aplicada elevados, todos os modelos apresentaram fendas radiais até aos bordos da laje, agora com maior abertura na região da ligação com BRFA, sendo que nos modelos que atingiram a rotura por punçoamento surgiram fendas tangenciais ao contorno da área carregada que originaram a superfície de rotura (Figuras B.7, B.8 e B.11 do Apêndice B), enquanto nos modelos que atingiram a rotura por flexão surgiram linhas de rotura radiais predominantes (Figuras B.10 e B.12 do Apêndice B).

A Figura 4.42 mostra a face superior dos modelos com utilização racional de BRFA e do modelo de referência de fibras, onde pode ser observado o padrão de fendilhação após a rotura.



Figura 4.41: Primeiras fendas visíveis na interface dos betões dos modelos, sendo com menor abertura no BRFA do que betão normal sem fibras.

4.3.5.4 Superfícies de Rotura

Após o ensaio dos modelos procedeu-se ao seu corte na direção y , conforme esquematizado na Figura 4.24 na Secção 4.2.5.4.

Os modelos ensaiados, com utilização racional de BRFA, apresentaram um comportamento regular na interface entre o BRFA e betão normal sem fibras, mostrando que a utilização de BRFA numa região até $3d$ da face da pilar (região onde é mais necessário) é adequado, melhorando o comportamento da ligação laje-pilar sem causar problemas na interface. A Figura 4.43 mostra a vista em corte dos modelos na direção y , onde se pode verificar as superfícies de rotura obtidas em cada modelo e também a integridade da ligação entre o BRFA e o betão normal sem fibras.

Foi realizada a medição da inclinação das superfícies de rotura com o plano da laje e os resultados médios são apresentados na Tabela 4.10.

Tabela 4.10: Inclinação média da superfície de rotura do modelo de referência sem fibras e dos modelos com utilização racional de BRFA.

Modelo	F0_R1.0	F0.5_R1.0	F0.5_R1.5	F0.75_R1.0	F0.75_R1.5	F1.0_R1.0
$\alpha_{médio}$ (°)	32°	24°	-	-	29°	-

A inclinação média da superfície de rotura do modelo F0_R1.0 é de 32°, superior à inclinação média obtida nos modelos F0.5_R1.0 e F0.75_R1.5 com utilização racional de BRFA que apresentam a mesma e maior percentagem de armadura longitudinal superior, respetivamente. Verifica-se que os modelos F0.75_R1.0 e F1.0_R1.0 apresentam um padrão de fendilhação na região da ligação típico de uma rotura por flexão, enquanto os modelos F0_R1.0, F0.5_R1.0 e F0.75_R1.0 apresentam uma rotura típica por punçoamento, sendo que o modelo F0.5_R1.0 apresenta uma rotura por punçoamento com grandes fendas de flexão. Pela observação ao padrão de fendilhação na região da ligação laje-pilar do modelo F0.5_R1.5, é possível constatar que uma fenda de corte por punçoamento já se tinha iniciado na parte inferior da laje junto à face do pilar, evidenciando que a rotura por punçoamento estaria próxima.

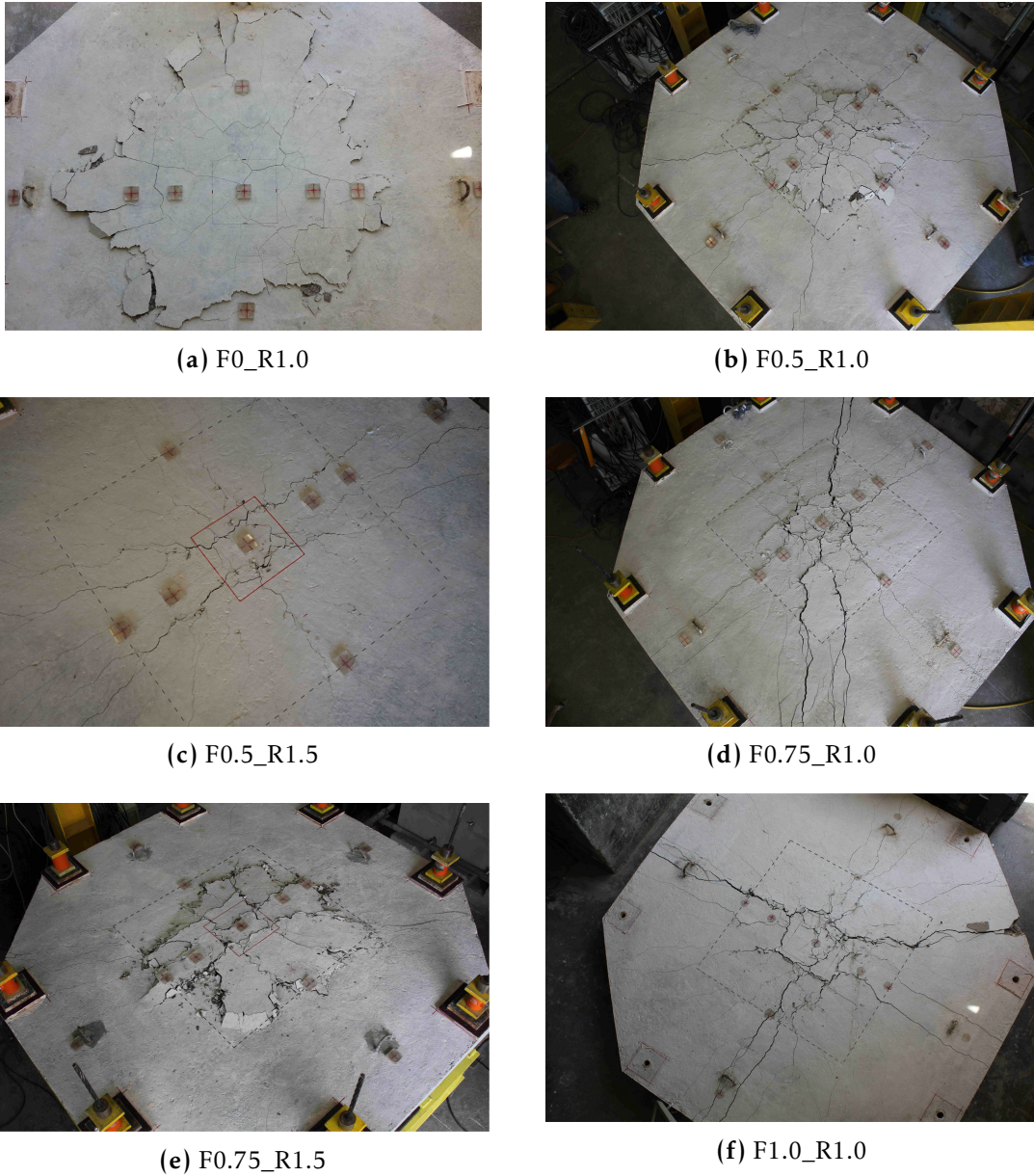


Figura 4.42: Vista superior do modelo de referência e dos modelos com utilização racional de BRFA, depois de ensaiados.



Figura 4.43: Vista da superfície de rotura dos modelos na direção y.

4.3.6 Análise Numérica dos Modelos de Laje

A modelação numérica não linear é atualmente muito utilizada na engenharia civil, nomeadamente, no dimensionamento de estruturas mais complexas, no diagnóstico de patologias estruturais e também na investigação. No entanto, a fiabilidade dos resultados computacionais está muito dependente da modelação correta das leis constitutivas dos materiais, neste caso, não lineares. Os modelos constitutivos dos materiais foram desenvolvidos com base em ensaios experimentais que podem não ser capazes de simular o verdadeiro comportamento dos elementos estruturais, visto muitas vezes serem executados em número reduzido e em elementos que não cobrem os campos de tensões e extensões que surgem em estruturas reais. Assim, os resultados das análises computacionais devem

ser calibrados em elementos de tamanho comparável ao dos elementos reais.

Outro fator importante é que os ensaios experimentais são muitas vezes dispendiosos e morosos e não permitem perceber qual o efeito de vários parâmetros nos resultados obtidos, a não ser que sejam efetuadas grandes campanhas experimentais. Os resultados dos ensaios limitam-se aos pontos monitorizados, que por sua vez dependem geralmente do custo de produção do modelo. Além disso, apesar dos ensaios laboratoriais darem resultados reais, estão limitados a casos particulares, com determinadas dimensões, geometria e condições de fronteira e de carregamento. Por sua vez, a modelação numérica permite fazer variar diversos parâmetros fácil e economicamente, conseguindo-se perceber os efeitos destes nos resultados.

Para a realização da modelação numérica do presente trabalho, utilizou-se o software ATENA [15], desenvolvido pela *Cervenka Consulting Ltd*. Este software é um programa de elementos finitos que permite fazer análises tridimensionais não lineares de elementos de betão armado com ou sem fibras. O que se pretende é comparar os resultados obtidos nos ensaios experimentais das laje com utilização racional de BRFA com os resultados de uma análise não linear utilizando o referido programa. O modelo usado permitiu uma correta simulação do comportamento ao punçoamento, através da comparação dos seus resultados com os experimentais. É também apresentado um estudo paramétrico com algumas variações de parâmetros com base nos ensaios experimentais.

4.3.6.1 Programa de Cálculo ATENA 3D

O programa ATENA 3D [15] é utilizado principalmente como uma ferramenta de investigação para análise e extrapolação de resultados obtidos experimentalmente. A fiabilidade do programa de cálculo foi demonstrada através da comparação de resultados com os obtidos em ensaios experimentais [14], [17], [19], [20], [16], [80]. É possível realizar análises tridimensionais não lineares de estruturas de betão com e sem fibras e com ou sem armaduras, em todas as fases de carregamento.

Nesta secção, são apresentados os tipos de elementos finitos existentes no software ATENA 3D [15], assim como são descritos os principais parâmetros utilizados pelo software para caracterizar os betões com e sem fibras e as armaduras longitudinais. São apresentadas apenas as características mais importantes, sendo que os detalhes podem ser consultados na documentação do programa [15], uma vez que não faz parte do âmbito deste trabalho a descrição detalhada das mesmas.

Elementos Finitos

Nesta análise ao punçoamento da ligação laje-pilar, foram utilizados elementos tridimensionais para simular a laje, pois são mais adequados na análise de lajes com armaduras ortogonais [46] e possibilitam a obtenção de resultados muito próximos dos experimentais em lajes com diferentes características [80], [38], [109], [42]. Por sua vez, na modelação das armaduras utilizou-se elementos de barra.

CAPÍTULO 4. PUNÇOAMENTO DE LAJES EM BRFA SUJEITAS A AÇÕES VERTICAIS MONOTÓNICAS

Os elementos finitos tridimensionais existentes no software ATENA 3D [15] são: tetraedros (*tetra*), com quatro faces, pentaedros (*wedge*), com cinco faces e hexaedros (*brick*), com seis faces, que são representados na Figura 4.44.

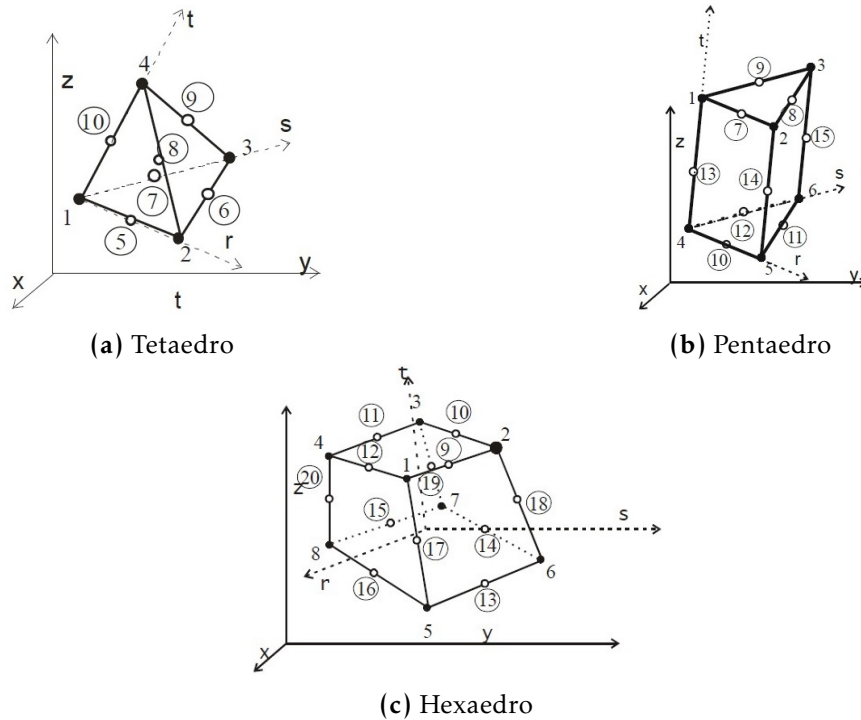


Figura 4.44: Geometria dos elementos finitos implementados no software ATENA 3D (adaptado de [21]).

Quanto mais nós os elementos finitos tiverem, maior será a sua potencial precisão. O número de nós existente em elementos finitos depende da geometria do elemento finito e do número de nós por linha. O número de nós por linha é dado por uma função interpoladora que se escolhe para a resolução dos problemas numéricos, podendo ser linear (2 nós por linha) ou quadrática (3 nós por linha). Estas funções permitem aproximações de grau $n - 1$, sendo que n corresponde ao número de nós por linha. Na Tabela 4.11 é apresentado um resumo com o número de nós existentes para cada tipo de elemento dependendo da função interpoladora.

Tabela 4.11: Número de nós por elemento finito.

Elementos	Função Interpoladora	
	Linear	Quadrática
Tetraédricos	4 nós	10 nós
Pentaédricos	6 nós	14 nós
Hexaédricos	8 nós	20 nós

Modelos Numéricos do Betão

Modelos de Fendas

O modelo constitutivo básico do ATENA 3D [15] baseia-se no conceito clássico da distribuição contínua de fendas, conhecido por *smeared crack approach*, combinado com o método da banda fendilhada, conhecido por *crack band method*. Assim, a zona da rotura é distribuída numa determinada largura do elemento finito, assumindo-se um valor de extensão constante na referida largura de banda [21], [30] (Figura 4.45 (b)). Neste tipo de abordagem as fendas são modeladas alterando as relações constitutivas na sua vizinhança.



Figura 4.45: Distribuição discreta e contínua de fendas (adaptado de [30]).

Este modelo com distribuição contínua de fendas apresenta as vantagens de reduzir o esforço computacional e de admitir as microfendas distribuídas e sinuosas no volume do material, em vez de retas e concentradas, sendo que a dimensão da malha dos elementos finitos interfere na qualidade dos resultados obtidos [46].

O comportamento de betões não fendilhados e fendilhados é definido através de eixos isotrópicos e ortotrópicos, respetivamente. Dentro desta abordagem existem dois modelos para caracterizar o comportamento à fendilhação do betão: modelo fixo e modelo rotativo, no que diz respeito ao ângulo considerado para a fenda. De uma forma geral, no modelo fixo a direção da fendilhação e dos eixos do material são dados pela direção das tensões principais no momento em que se inicia a fendilhação, enquanto que no modelo rotativo, a direção da fendilhação acompanha a direção das extensões principais à medida que a fenda se desenvolve (Figura 4.46). Note-se que, ao permitir que a direção das fendas acompanhe a direção das tensões principais, não existem tensões de corte nas fendas.

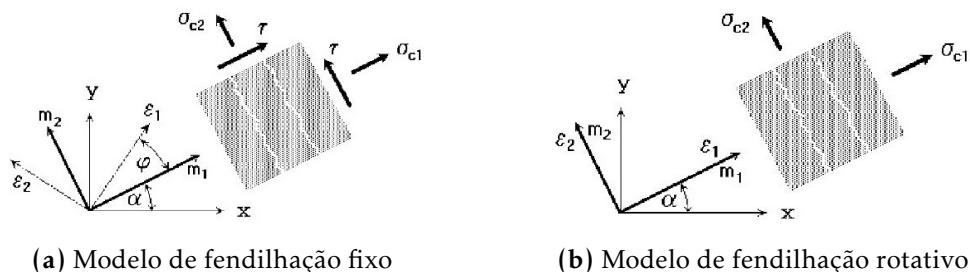


Figura 4.46: Modelos de distribuição de fendas do ATENA 3D (adaptado de [21]).

No modelo de fendilhação fixo, a direção da fendilhação é dada pela direção das tensões principais no momento em que a fendilhação se inicia. Para carregamentos que

ultrapassem a resistência à tração do betão, a direção é fixa e representa o eixo de ortotropia do material (Figura 4.46 (a)).

As direções principais das tensões e extensões coincidem quando o betão se apresenta no estado não fendilhado, assumindo um estado de isotropia. Depois da ocorrência de fendilhação passa-se para um estado de ortotropia. O eixo correspondente ao comportamento mais fraco do material coincide com a direção perpendicular à fendilhação (eixo m_1). Por outro lado, o eixo correspondente ao material mais forte coincide com a direção normal à fendilhação (eixo m_2). Por norma, os eixos principais ε_1 e ε_2 rodam e não precisam coincidir com os eixos de ortotropia m_1 e m_2 , provocando uma tensão de corte na superfície da rotura, fazendo com que os componentes σ_{c1} e σ_{c1} deixem de ser tensões principais.

No modelo de fendilhação rotativo, as direções principais de tensões coincidem com as direções principais das extensões do elemento finito. Esta situação não admite a formação de tensões de corte originando apenas duas tensões principais σ_{c1} e σ_{c1} (4.46 (b)).

Se as direções das extensões rodam durante o carregamento, a direção da fenda também roda. De acordo com Cervenka *et al.* [21], de modo a assegurar a coaxialidade dos eixos principais das extensões com os eixos do material, é necessário calcular um novo módulo de corte tangente G_t de acordo com a Equação (4.5):

$$G_t = \frac{\sigma_{c1} - \sigma_{c2}}{2 \cdot (\varepsilon_1 - \varepsilon_2)} \quad (4.5)$$

em que σ_{c1} e σ_{c2} são, neste caso em particular, as tensões segundo os eixos principais e ε_1 e ε_2 são as extensões segundo os eixos principais.

De modo a definir os modelos de fendilhação no ATENA 3D, é necessário a introdução de um coeficiente que representa a relação entre o modelo fixo e o rotativo. Quando esse coeficiente toma o valor 1, significa que estamos a iniciar o processo de fendilhação pelo modelo com ângulo da fenda fixo. Para quaisquer outros valores do coeficiente, a fendilhação inicia o processo seguindo a abordagem de fendilhação rotativo e quando se atinge o valor correspondente ao produto entre o coeficiente definido e a tensão de resistência à tração do betão, o processo de fendilhação passa a ser regido pelo modelo de fendilhação fixo e a direção da fenda mantém-se a partir desse instante.

Relação tensão-extensão

As tensões geradas pelos dois tipos de modelos de fenda referidos anteriormente, têm como base as leis uniaxiais tensão-extensão representadas na Figura 4.47. O comportamento do betão em termos da relação tensão-extensão está subdividido em quatro níveis: pré-fendilhação (níveis 1 e 3) e pós-fendilhação (níveis 2 e 4) (Figura 4.47).

O comportamento não linear do betão num estado de tensão biaxial é descrito pela tensão efetiva (σ_c^{ef}) e pela extensão uniaxial equivalente (ε^{eq}). A tensão efetiva é, na maior parte dos casos, a tensão principal. A extensão uniaxial equivalente pode ser definida

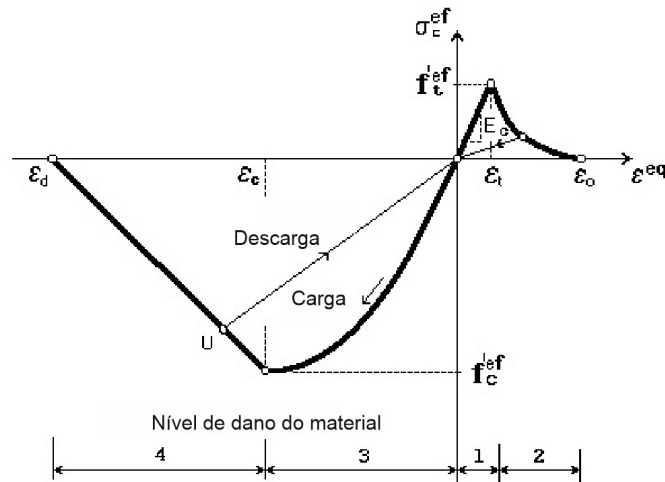


Figura 4.47: Diagrama uniaxial equivalente tensão-extensão (adaptado de [21]).

como a extensão produzida pela tensão σ_{ci} num ensaio de compressão uniaxial com módulo de elasticidade E_{ci} associado à direção i , segundo a Equação (4.6). A introdução de uma extensão uniaxial equivalente permitiu que a relação tensão-extensão fosse reduzida a um estado biaxial de tensões sem o efeito de Poisson.

$$\varepsilon^{eq} = \frac{\sigma_{ci}}{E_{ci}} \quad (4.6)$$

O comportamento na descarga é descrito através de uma função linear que vai desde o ponto onde se iniciou a descarga até à origem, quer seja em tração quer seja em compressão. Desta forma, a relação entre a tensão (σ_c^{ef}) e a extensão (ε^{eq}) não é única e depende exclusivamente do historial de carregamento do elemento sob tensão. Quando um elemento é carregado novamente, este toma o comportamento idêntico da descarga até atingir o diagrama, onde o material retoma o comportamento definido no diagrama uniaxial tensão-extensão. Os valores de tensão de pico em compressão (f_c^{ef}) e em tração (f_t^{ef}) são calculados de acordo com o estado de tensão biaxial, pelo que a lei uniaxial equivalente tensão-extensão reflete o estado biaxial de tensão.

Comportamento em tração

O betão, quando solicitado à tração, apresenta dois comportamentos distintos dependendo do seu estado fendilhado ou não fendilhado. O comportamento do betão sob tração antes da abertura de fenda é assumido como elástico e linear, sendo o valor do módulo de elasticidade idêntico ao do estado de compressão. Este estado termina quando a tensão de tração instalada no material atinge o valor da tensão efetiva resistente à tração do betão (f_t^{ef}), de acordo com a Equação (4.7):

$$\sigma_c^{ef} = E_c \cdot \varepsilon^{eq}, \quad 0 \leq \sigma_c \leq f_t^{ef} \quad (4.7)$$

No comportamento à tração pós-fendilhação do betão, o ATENA 3D apresenta uma formulação para modelar a propagação de fendilhação, através de um modelo de fenda fictícia. O modelo da fenda fictícia baseia-se numa lei tensão-abertura de fenda e na energia de fratura G_F .

A lei exponencial tensão-abertura de fenda desenvolvida por Hordijk [55] foi a implementada no ATENA 3D para simular este caso (Figura 4.48). Esta lei depende da energia de fratura (G_F) e da tensão efetiva de resistência à tração do betão ($f'_t{}^{ef}$), de acordo com a Equação (4.8). A abertura de fenda é calculada com base no valor da "extensão" da fissura (ϵ^f) que posteriormente é multiplicado por um comprimento característico (L_t). Este conceito de comprimento como tamanho de uma banda fendilhada é utilizado de forma a diminuir a dependência dos resultados mediante a escolha da malha de elementos finitos [10]. Neste programa, o comprimento característico é o do comprimento ou tamanho do elemento projetado na direção perpendicular à da fissura, modificado para ter em conta quando estas não são alinhadas com as faces dos elementos [18]. Este conceito é também aplicado no comportamento à compressão.

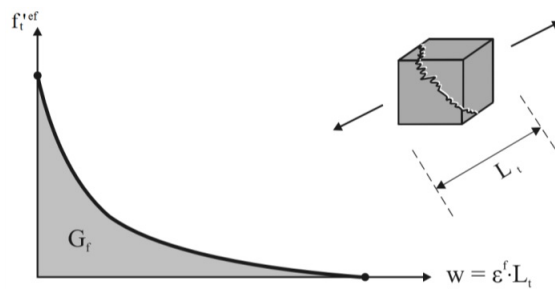


Figura 4.48: Lei exponencial tensão-abertura de fenda, desenvolvida por Hordijk [55]).

$$\frac{\sigma}{f'_t{}^{ef}} = \left\{ 1 + \left(c_1 \cdot \frac{w}{w_c} \right)^3 \right\} \exp \left(-c_2 \cdot \frac{w}{w_c} \right) - \frac{w}{w_c} \cdot (1 + c_1^3) \exp(c_2) \quad (4.8)$$

em que:

- σ é a tensão normal;
- c_1 e c_2 são constantes que tomam os valores 3.0 e 6.39, respetivamente;
- w é abertura de fenda;
- w_c é a abertura de fenda quando a tensão efetiva de resistência à tração é nula, calculada como $w_c = 5.14 \cdot G_F / f'_t{}^{ef}$.

A energia de fratura (G_F) é definida como a quantidade de energia necessária para formar uma fissura com área unitária (área abaixo da curva tensão-abertura de fenda representada na Figura 4.48). A energia de fratura é dependente do betão e é influenciada pelo tipo de agregado, pelo seu tamanho e pela adição de fibras no betão [52].

Comportamento em compressão

Foi adotada a formulação recomendada pelo *fib* Model Code 90 [27] para a fase ascendente da lei tensão-extensão do betão em compressão. Representa-se na Figura 4.49 o modelo de compressão do betão preconizado pelo ATENA 3D.

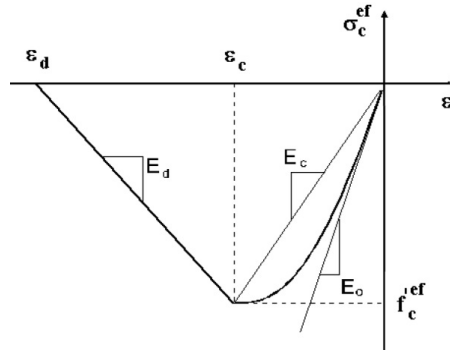


Figura 4.49: Diagrama tensão-extensão do betão em compressão adotado no ATENA 3D (adaptado de [21]).

A Equação (4.9) define o troço ascendente, pré-pico, do diagrama representado na Figura 4.49:

$$\sigma_c^{ef} = f_c^{ef} \cdot \frac{k \cdot x - x^2}{1 + (k - 2) \cdot x} \quad (4.9)$$

em que:

- σ_c^{ef} é a tensão efetiva do betão à compressão;
- f_c^{ef} é a tensão efetiva da resistência do betão à compressão;
- $x = \varepsilon/\varepsilon_c$ é a extensão normalizada, sendo ε a extensão e ε_c a extensão na máxima tensão f_c^{ef} ;
- $k = E_0/E_c$ é um parâmetro de forma, sendo E_0 o módulo de elasticidade inicial do betão e E_c módulo de elasticidade secante para a máxima tensão f_c^{ef} .

Em termos de danos do material, estes são considerados como distribuídos até atingir a valor máximo da tensão efetiva de resistência à compressão, após o qual os danos do betão passam a ser considerados localizados [21].

No comportamento em compressão pós-pico, o ATENA 3D utiliza uma lei linear descendente. Existem dois tipos de modelos que caracterizam a diminuição da extensão sob compressão, sendo adoptado neste estudo o modelo recomendado por Cervenka *et al.* [21] que é baseado na dissipação de energia.

O modelo fictício de plano de compressão baseado na energia dissipada assume que as deformações por compressão são independentes da dimensão do elemento. Este modelo é baseado no pressuposto de que a rotura por compressão está situada num plano normal à direção da tensão principal de compressão. Todos os deslocamentos e energia dissipada

de pós-pico estão localizados neste plano. Esta hipótese, validada por Mier [85] através de ensaios experimentais, admite que estes deslocamentos são independentes do tamanho da estrutura, sendo modeladas por planos fictícios. O ponto correspondente à tensão nula do troço descendente é definido através do deslocamento plástico w_d . A vantagem da formulação baseada no modelo do plano fictício de compressão é de se conseguir reduzir a dependência da geometria da malha de elementos finitos.

O diagrama tensão-extensão que rege o comportamento do material fica definido a partir do modelo de compressão fictícia. Assim, o troço descendente do diagrama tensão-extensão do betão à compressão, representado na Figura 4.49, é definido por uma tensão de pico que corresponde à tensão efetiva máxima ($f'_c{}^{ef}$) e uma extensão limite (ε_d), correspondente à tensão nula. A extensão limite por compressão do betão (ε_d) é calculada a partir de um deslocamento plástico (w_d), do comprimento de banda (L'_d) e da deformação no pico da tensão efetiva de compressão (ε_c), de acordo com a Equação (4.10):

$$\varepsilon_d = \varepsilon_c + \frac{w_d}{L'_d} \quad (4.10)$$

em que:

- ε_c é a extensão correspondente à tensão efetiva de compressão;
- w_d é o deslocamento plástico em compressão (que por defeito, assume o valor de 0.5 mm para betões normais sem fibras);
- $L'_d = L_d \cdot \gamma$ é o comprimento de banda corrigido, quando a fenda se propaga numa direção diferente da paralela ao elemento;
- L_d é a projeção das dimensões do elemento finito no plano paralelo ao da fenda;
- $\gamma = 1 + (\gamma^{max} - 1) \cdot \theta/45$ é um fator de correção do comprimento da banda em compressão, tomando o valor 1.0 quando a fenda se propaga no plano paralelo aos lados do elemento finito e toma o valor máximo para a direção inclinada a 45° com o elemento finito (o valor recomendado por Cervenka *et al.* [21] para γ^{max} é 1.5);
- θ corresponde ao menor ângulo entre a direção normal ao plano da fendilhação com os lados do elemento finito.

Rotura biaxial do betão

Na Figura 4.50 está representada a envolvente da rotura biaxial do betão. Os valores de σ_{cI} e σ_{cII} correspondem às tensões principais no betão e f_c e f_t são as resistências à compressão e à tração do betão, respetivamente, obtidas através de ensaios laboratoriais.

Este critério de rotura traduz o comportamento do betão em diferentes estados, que são descritos de seguida.

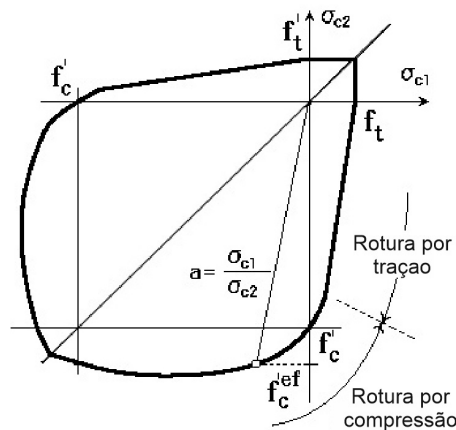


Figura 4.50: Envolvente de rotura biaxial (adaptado de [21]).

No estado compressão-compressão, a tensão efetiva de compressão ($f'_c{}^{ef}$) é dada pela Equação (4.11). O modelo apresentado considera os benefícios da compressão biaxial, levando ao ligeiro aumento da resistência em comparação com uma abordagem uniaxial.

$$f'_c{}^{ef} = \frac{1 + 3.65 \cdot a}{(1 + a)^2} \cdot f_c, \quad a = \frac{\sigma_{cI}}{\sigma_{cII}} \quad (4.11)$$

Quando o betão está no estado compressão-tração, em que a rotura se dá pelo lado das tensões de compressão, a capacidade resistente à compressão sofre um decréscimo definido pela Equação (4.12).

$$f'_c{}^{ef} = f_c \cdot r_{ec}, \quad r_{ec} = 1 + 5.3278 \cdot \frac{\sigma_{cI}}{f_c}, \quad 1.0 \geq r_{ec} \geq 0.9 \quad (4.12)$$

em que:

- r_{ec} é o fator de redução da resistência à compressão do betão quando se está num estado biaxial compressão-tração [21].

Na Equação (4.12), o valor de r_{ec} refere-se ao caso em que existe tração na direção I e compressões na direção II (na situação oposta, isto é, compressões na direção I e trações na direção II, apareceria σ_{cII} em vez de σ_{cI}).

No caso em que a rotura se dá pelo lado das tensões de tração, a resistência à tração é dada pela Equação (4.13), sendo afetada por um fator de redução (r_{et}).

$$f'_t{}^{ef} = f_t \cdot r_{et}, \quad r_{et} = 1 - 0.95 \cdot \frac{\sigma_{cII}}{f_c} \quad (4.13)$$

em que

- r_{et} é o fator de redução da resistência à tração do betão quando se está num estado biaxial compressão-tração [21].

Na Equação (4.13), o valor de r_{et} refere-se ao caso em que existe tração na direção I e compressões na direção II (na situação oposta, isto é, compressões na direção I e trações na direção II, apareceria σ_{cI} em vez de σ_{cII}). Este fator de redução r_{et} pode ser definido por uma função com decréscimo linear conforme apresentado na Equação (4.13) ou por uma função com decréscimo hiperbólico [21].

No estado de tração-tração, a resistência é constante e igual à tensão uniaxial de rotura à tração do betão (f_t).

Processo de fratura, abertura de fendas

O processo de abertura de fendas pode ser dividido em três fases:

- não fendilhado - em que o betão ainda não atingiu a sua resistência à tração;
- formação da fenda - onde se inicia e desenvolve o processo de fendilhação do material, com a diminuição da resistência à tração com o aumento da abertura de fenda. Neste estado do desenvolvimento do processo de fendilhação, é possível o fecho da fenda;
- fendilhado - corresponde ao ponto onde já não existem tensões de tração instaladas na face da fenda, podendo aumentar a abertura de fenda embora esta tenha resistência nula. Neste estado, o material já não apresenta capacidade para que a fenda volte a fechar.

Apresenta-se na Figura 4.51 o diagrama tensão-abertura de fenda do betão nas várias fases.

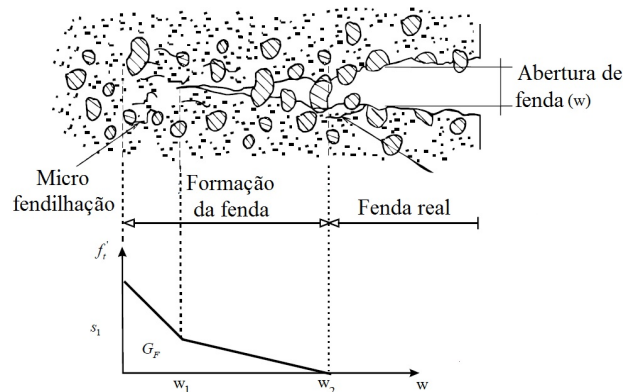


Figura 4.51: Processo de fendilhação do betão no diagrama tensão-abertura de fenda (adaptado de [73]).

A abertura de fendas (w) pode ser obtida segundo a Equação (4.14):

$$w = \varepsilon^f \cdot L_t \tag{4.14}$$

em que:

- ε^f é a extensão da fissura antes da resistência à tração ser nula;
- L_t é o comprimento característico.

Quando temos um BRFA, o processo de fendilhação é semelhante mas a energia de fratura é consideravelmente maior, pois as fibras têm a capacidade de distribuir esforços depois da quebra de ligações no betão aquando da formação de fendas. Esse fenómeno pode ser observado com mais detalhe na Figura 3.9 da Secção 3.2.3.1.

Resistência à compressão do betão fendilhado

Após a fendilhação do betão, existe uma redução da sua resistência à compressão na direção paralela à fenda. A resistência à compressão sofre uma redução segundo o diagrama apresentado na Figura 4.52. Consoante o aumento da dimensão das extensões da fenda, dá-se uma diminuição da tensão de resistência à compressão do betão na direção paralela à fenda.

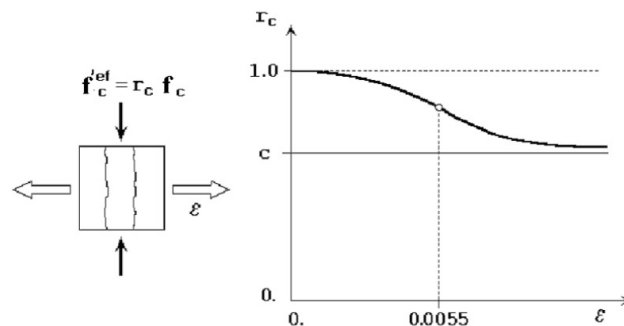


Figura 4.52: Fator de redução da resistência à compressão do betão fendilhado (adaptado de [21]).

No ATENA 3D, para ter em consideração o efeito da fendilhação, é introduzido um fator de redução da resistência à compressão (r_{cc}) segundo a Equação (4.15):

$$f_c^{ef} = f_c \cdot r_{cc}, \quad r_{cc} = c + (1 - c)e^{(-128 \cdot \varepsilon)^2} \quad (4.15)$$

O valor da constante c representa o valor máximo do fator de redução para extensões transversais muito elevadas, sendo recomendado por Cervenka *et al.* [21] o valor $c = 0.80$, obtido através de ensaios experimentais. O fator de redução toma o valor unitário quando a extensão normal ao plano da fenda (ε) é nula.

Modelos Numéricos das Armaduras

O ATENA 3D [21] possui duas formas diferentes de modelar as armaduras de aço, cujo esquemas estão representados na Figura 4.53:

- Armadura distribuída - as armaduras são adicionadas como parte integrante do material ou como uma camada de material distinto na interface de dois macro elementos de betão;
- Armadura discreta - o utilizador pode modelar as armaduras como elementos unidimensionais de barras na posição correspondente, sendo definido o diâmetro de cada barra.

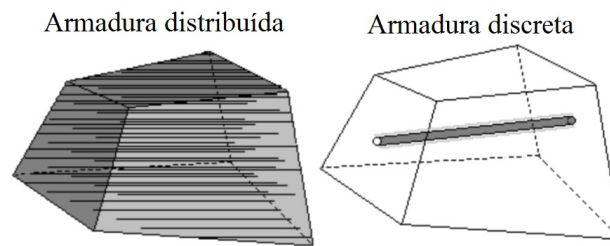


Figura 4.53: Modelos numéricos de armadura disponíveis no ATENA 3D (adaptado de [19]).

Relações tensão-deformação

No ATENA 3D [21], existem quatro relações tensão-deformação disponíveis para as armaduras, esquematizadas na Figura 4.54:

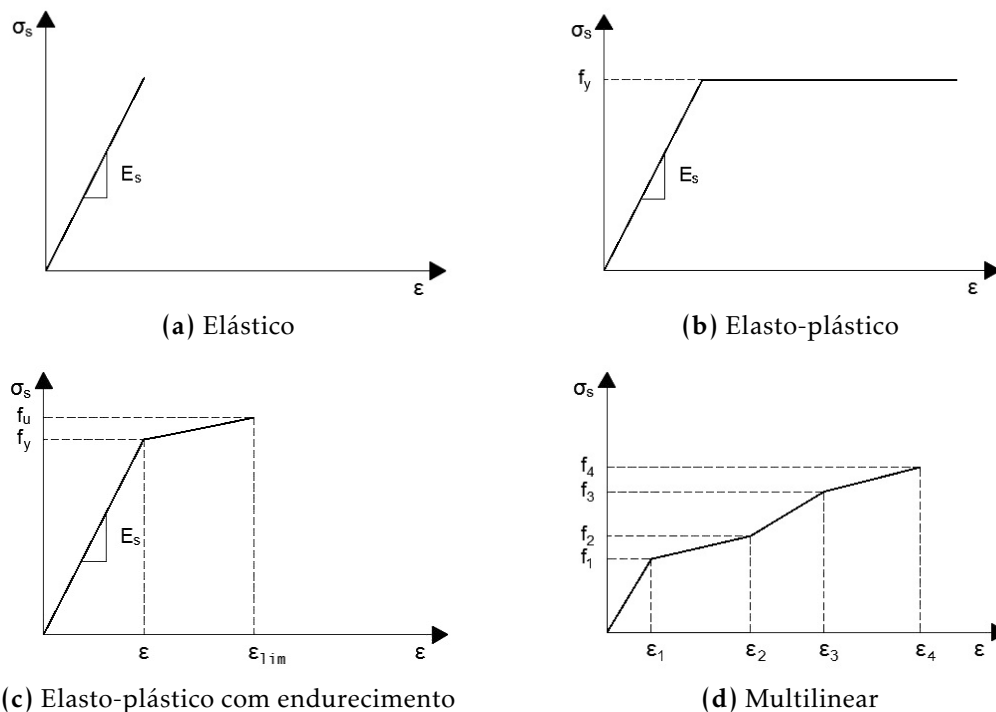


Figura 4.54: Relações tensão-deformação disponíveis no ATENA 3D para as armaduras (adaptado de [21]).

Aderência

O ATENA 3D [21] permite modelar a aderência varão-betão através dos seguintes modelos:

- Aderência perfeita - não existe escorregamento do varão;
- Bigaj 1999 ou CEB-FIP MC1990 [27], representados na Figura 4.55.

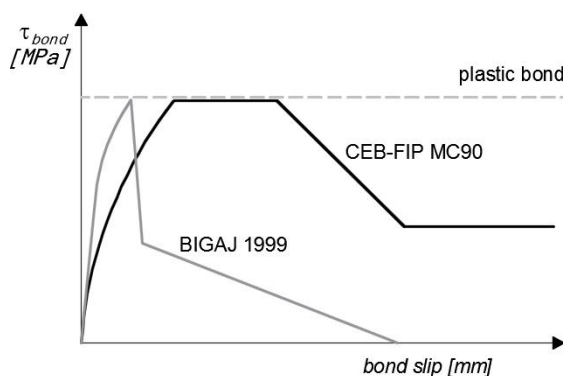


Figura 4.55: Modelos de aderência disponíveis no ATENA 3D (adaptado de [57]).

Note-se que estas leis dependem da resistência do betão e do tipo de varão utilizado, mas, no entanto, o utilizador pode definir as suas próprias leis de aderência.

Modos de Resolução Numéricos

O ATENA 3D [21] define quatro critérios de convergência:

- deslocamento residual;
- força residual relativa;
- força residual absoluta;
- energia dissipada.

Por defeito, o ATENA 3D [21] considera que tolerâncias estão a 0.01, exceto para a energia, que está a 0.001. Para se resolver um incremento, os erros numéricos em cada passo devem ser iguais ou inferiores aos definidos nos critérios de convergência.

O ATENA 3D contempla dois métodos de resolução de equações não-lineares: Newton-Raphson e Arc-Length. O método de Newton-Raphson resolve incrementos em que mantém a variação de forças (ou deformações impostas) constante. O método de Arc-Length resolve incrementos de força fazendo variar a força e o deslocamento.

4.3.6.2 Modelação dos Modelos Experimentais

Nesta secção é efetuada uma calibração de modelos numéricos, tendo por base os ensaios experimentais dos modelos de lajes com utilização racional de BRFA, cujos resultados foram apresentados no presente capítulo, com vista à realização de um estudo paramétrico.

Materiais

A caracterização dos materiais utilizados nos modelos numéricos foi realizada através de ensaios experimentais, estando apresentadas na Secção 4.3.2 as suas respetivas propriedades.

Relativamente à caracterização do comportamento do betão normal sem fibras, decidiu-se considerar o valor da resistência à compressão do betão em cilindros ($f_{cm,BN}$) determinado experimentalmente, sendo calculadas as restantes propriedades através de expressões propostas na bibliografia. Com esta consideração, garante-se a correlação entre as características dos materiais utilizados na calibração dos modelos experimentais e as dos modelos utilizados no estudo paramétrico.

Desta forma, utilizou-se a recomendação do EC2 [68] para calcular a respetiva resistência à tração ($f_{ctm,BN}$) (Equação (4.16)) e o módulo de elasticidade ($E_{c,BN}$) (Equação (4.17)) do betão, que têm por base o valor de $f_{cm,BN}$. No cálculo do $E_{c,BN}$ admitiu-se uma redução de 10% do valor obtido pela Equação (4.17), devido ao facto de se tratarem de agregados de origem calcária [68].

$$f_{ctm,BN} = 0.3 \cdot (f_{cm,BN} - 8)^{\frac{2}{3}} \quad (4.16)$$

$$E_{c,BN} = 22 \cdot \left(\frac{f_{cm,BN}}{10} \right)^{0.3} \quad (4.17)$$

em que $f_{ctm,BN}$, $f_{cm,BN}$ e $E_{c,BN}$ são os valores médios da tensão de rotura à tração, tensão de rotura à compressão e módulo de elasticidade do betão normal sem fibras, respetivamente.

A obtenção da energia de fratura do betão normal sem fibras ($G_{F,BN}$) (Equação (4.18)) foi realizada com recurso à formulação proposta pelo *fib* Model Code 90 [27], que depende fundamentalmente da resistência à compressão do betão e da máxima dimensão do agregado. Visto que a dimensão máxima do agregado para as lajes simuladas é de 21.1 mm, decidiu-se realizar uma interpolação linear do valor base de energia de fratura ($G_{F0,BN}$) para um betão com agregados entre 16 mm e 32 mm. É importante referir que o valor de $G_{F0,BN} = 58 \text{ Nm/m}^2$ apresentado no *fib* Model Code 90 [27] para uma dimensão do agregado de 32 mm deve ser um erro de impressão, pois de acordo com os valores da Tabela 2.1.4 do *fib* Model Code 90 [27] o valor correto será $G_{F,BN} = 38 \text{ Nm/m}^2$, sendo por isso este último o utilizado no presente trabalho. Esta consideração foi também realizada por Faria *et al.* [43] e Ericsson e Farahaninia [40].

$$G_{F,BN} = G_{F0,BN} \cdot \left(\frac{f_{cm,BN}}{10} \right)^{0.7} \quad (4.18)$$

em que:

- $G_{F0,BN}$ é o valor base de energia de fratura que depende do valor da máxima dimensão do agregado, dado pela Tabela 4.12.

Tabela 4.12: Efeito da máxima dimensão do agregado no valor base da energia de fratura [43].

d_g (mm)	8	16	32
$G_{F0,BN}$ (Nm/m ²)	25	30	38

Em relação à caracterização do BRFA, optou-se por utilizar formulações semelhantes às utilizadas no comportamento do betão normal sem fibras, sendo que se alterou alguns parâmetros para introduzir o comportamento melhorado do BRFA, que são descritos abaixo.

O comportamento à tração do betão com fibras foi obtido com recurso aos ensaios à flexão de prismas, apresentados na Secção 4.3.2.1. Após um processo de análise inversa, foram obtidas as relações tensão-abertura de fenda das várias misturas de BRFA. A resistência à tração foi obtida diretamente da referida análise, enquanto a energia de fratura ($G_{F,BRFA}$) foi calculada como a área abaixo do gráfico tensão-abertura de fenda (Figura 3.41). O cálculo da energia de fratura do BRFA limitou-se a uma abertura de fenda de 1.5 mm, que é um dos valores recomendados pelo MC2010 [45] para fenómenos de punçoamento em lajes. De acordo com o MC2010 [45], podia-se utilizar o valor de $w = \psi \cdot d/6$ no cálculo da abertura de fenda, mas que, para o caso em estudo, não foi possível utilizar pois adicionaria uma incógnita para o estudo paramétrico, que era a rotação última da laje. Com esta consideração, garante-se a correlação entre as características dos materiais utilizados na calibração dos modelos experimentais e as dos modelos utilizados no estudo paramétrico.

Para introduzir os efeitos das fibras no modelo do betão à compressão, utilizou-se as formulações propostas por Seong-Cheol *et al.* [75], que têm por base a resistência à compressão do BRFA e um fator RI denominado de percentagem de fibras atuante. Desta forma, o módulo de elasticidade ($E_{c,BRFA}$) (Equação (4.19)) e a extensão no pico de compressão ($\varepsilon_{c,BRFA}$) (Equação (4.20)) do BRFA são dados por:

$$E_{c,BRFA} = (-367 \cdot RI + 5520) \cdot (f_{cm,BRFA})^{0.41} \quad (4.19)$$

$$\varepsilon_{c,BRFA} = (0.0003 \cdot RI + 0.0018) \cdot (f_{cm,BRFA})^{0.12} \quad (4.20)$$

em que RI é dado pela Equação (4.21):

$$RI = \frac{\rho_f \cdot l_f}{d_f} \quad (4.21)$$

em que ρ_f é a percentagem volumétrica de fibras e l_f e d_f são o comprimento e o diâmetro das fibras, respetivamente.

Na Tabela 4.13, são apresentadas as características dos BRFA utilizadas na calibração dos modelos numéricos das lajes ensaiadas.

Tabela 4.13: Propriedades mecânicas dos betões utilizados.

Mistura	F0	F0.5	F0.75	F1.0
f_{cm} (MPa)	66.3	69.7	67.6	66.0
ε_c ($\times 10^{-3}$)	1.90	3.16	3.23	3.31
E_c (GPa)	34.9	30.8	30.0	29.4
f_{ctm} (MPa)	4.31	2.87	2.65	2.85
G_F (Nm/m ²)	122	2531	3469	5557

f_{cm} - valor médio da tensão de rotura do betão à compressão em provetes cilíndricos;

ε_c - extensão na tensão de rotura de compressão do betão;

E_c - módulo de elasticidade do betão;

f_{ctm} - valor médio da tensão de rotura do betão à tração;

G_F - energia de fratura do betão, sendo calculado até uma abertura de fenda de 1.5 mm no caso do BRFA.

Para simular o comportamento do aço das armaduras longitudinais foi adotada uma lei multi-linear (Figura 4.56). Foram considerados os valores da tensão de cedência (f_y) e de rotura (f_t) do aço determinados em ensaio e que estão apresentados na Secção 4.3.2.2. O módulo de elasticidade do aço foi considerado igual a 200 GPa. A aderência entre os varões que constituem a armadura longitudinal e o betão foi assumida como aderência perfeita.

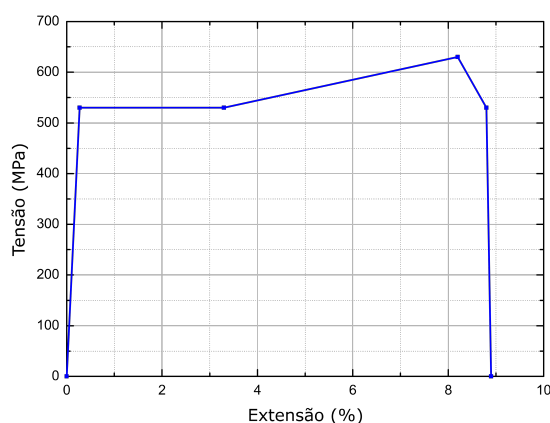


Figura 4.56: Comportamento multilinear assumido para o aço das armaduras longitudinais.

Geometria

Para simular numericamente os ensaios experimentais das lajes octogonais, optou-se por simular apenas 1/4 das mesmas, para facilitar e tornar mais rápido o processo de cálculo,

tirando partido dos eixos de simetria. Foram considerados nos modelos numéricos os vários tipos de betão dos modelos de laje, as armaduras longitudinais, as placas metálicas onde apoiam as vigas de distribuição de carga e a placa metálica colocado sob a laje e que simula o pilar.

Para modelar o betão dos modelos de laje e as placas metálicas, foram utilizados elementos tridimensionais, enquanto que na modelação das armaduras se utilizaram elementos de barra, respeitando a direção da armadura com maior e menor altura útil. Aos varões posicionados nos planos de simetria da laje foi atribuída apenas metade da secção transversal.

Como os modelos de laje são constituídos por dois betões com diferentes propriedades, existiu a necessidade de adequar a geometria dos macroelementos à geometria da zona em BRFA.

A malha de elementos finitos utilizada nos macroelementos que correspondem ao betão normal sem fibras, consistiu em elementos hexaédricos (*brick*) e tetraedros (*tetra*) com tamanho máximo de 0.05 m, enquanto que no macroelemento em BRFA na zona junto ao pilar, foram utilizados elementos hexaédricos com 1/3 do tamanho dos elementos utilizados no betão normal sem fibras. Na zona mais próxima do pilar, é necessária uma discretização mais fina, pois a fendilhação concentra-se essencialmente junto a este. Estes tamanhos de malha considerados resultaram de um estudo de sensibilidade de malha previamente realizado. Para as placas de aço foram utilizados elementos tetraédricos.

Apresenta-se na Figura 4.57 a discretização da malha de elementos finitos e o modelo das armaduras longitudinais.

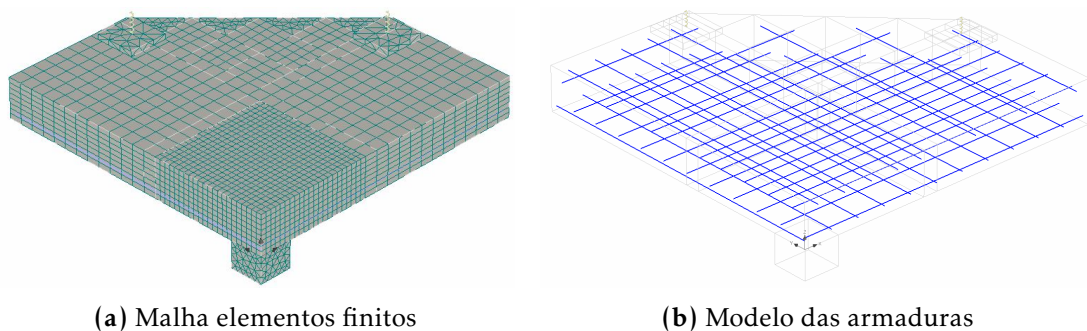


Figura 4.57: Modelo numérico de laje: (a) discretização da malha de elementos finitos e (b) armaduras longitudinais.

Condições de carregamento e monitorização

A aplicação de carga no modelo numérico foi feita através das seguintes fases:

- aplicação do peso próprio da laje e do sistema de ensaio (Figura 4.58 a) e b));
- imposição de deslocamentos na placa que simula o pilar com incrementos de 0.1 mm (Figura 4.58 c) e d)).

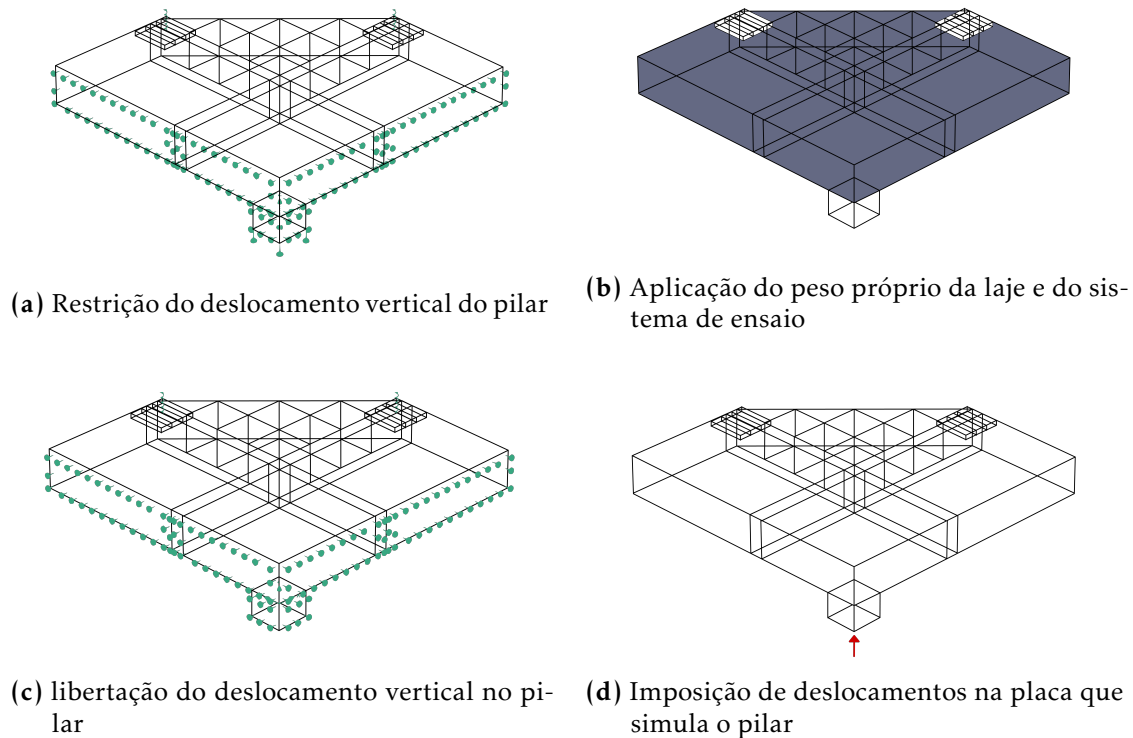


Figura 4.58: Passos de aplicação de carga.

Na modelação das lajes, utilizou-se o método de Newton-Raphson para a determinação da solução.

No centro das placas de aço colocadas na face superior dos modelos, foi aplicada uma restrição do deslocamento vertical através de molas, permitindo desta forma modelar o comportamento dos apoios para lajes com diferente rigidez. A rigidez equivalente do sistema de ensaio (k_{eq}) foi calculada através da rigidez axial de dois cordões de pré-esforço e de uma barra de aço de alta resistência de diâmetro 32 mm (Figura 4.59), de acordo com a Equação (4.22):

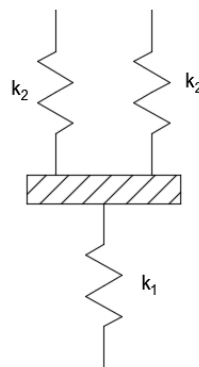


Figura 4.59: Rigidez equivalente do sistema de ensaio.

$$k_{eq} = \frac{1}{\frac{1}{k_1} + \frac{1}{2 \cdot k_2}} \quad (4.22)$$

em que k_1 e k_2 são a rigidez axial do varão *dywidag* e do cordão de pré-esforço, respectivamente, calculados como $E \cdot A/L$, sendo E o módulo de elasticidade, A a área e L o comprimento.

Como já foi dito anteriormente, optou-se por efetuar as análises em apenas um quarto de modelo, delimitado pelos eixos de simetria. Nas faces dos eixos de simetria não são permitidas translações no plano da laje nem rotações em torno da linha de simetria, resultando em encastramentos deslizantes, que foram simulados no ATENA 3D através de apoios contínuos (Figura 4.58 c)).

Relativamente à instrumentação, optou-se por monitorizar os deslocamentos verticais nas mesmas coordenadas onde estão colocados os deflectómetros nos ensaios experimentais (D1, D2/D7, D3/D6 e D4/D5), assim como o valor da reação necessária para a imposição dos vários incrementos de deslocamento vertical no pilar, tornando assim possível a comparação dos valores obtidos na análise numérica com os resultados experimentais e respetiva calibração do modelo. Na Figura 4.60, estão representados os pontos de medição de deslocamentos verticais (na face superior do modelo) e o ponto de medição da força aplicada (na face inferior da placa de aço que simula o pilar).

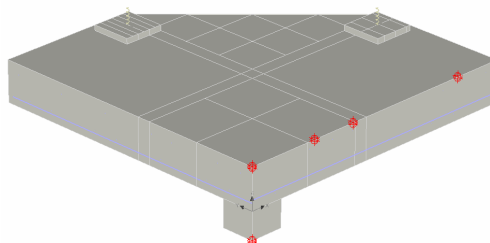


Figura 4.60: Pontos de monitorização do modelo numérico.

Comparação de resultados

Nesta secção, são apresentados os resultados da análise numérica aos modelos de laje com utilização racional de BRFA, comparando-os com os resultados obtidos nos ensaios experimentais. Inicialmente, é realizada uma comparação em termos da capacidade de carga, posteriormente da evolução dos deslocamentos em função da carga vertical e por fim uma análise do comportamento na rotura.

Capacidade de Carga

A Tabela 4.14 apresenta a comparação entre a capacidade de carga experimental e a prevista através da análise numérica. Conforme mencionado anteriormente, trata-se da aplicação do Nível IV de aproximação proposta pelo MC2010 [45]. Mais informações sobre os níveis de aproximação na determinação da capacidade de punçoamento de lajes

CAPÍTULO 4. PUNÇOAMENTO DE LAJES EM BRFA SUJEITAS A AÇÕES VERTICAIS MONOTÓNICAS

fungiformes podem ser encontradas em Muttoni e Ruiz [90]. Os valores de carga apresentados têm em consideração a carga aplicada na laje e o peso próprio da laje e do sistema de ensaio.

Tabela 4.14: Comparação entre as cargas de rotura experimental e da análise numérica.

Laje	Experimental		Numérico	V_{exp} / V_{num}
	V_{exp} (kN)	Modo de Rotura	V_{num} (kN)	
F0.5_R1.0	447.3	Punçoamento	459.2	0.97
F0.5_R1.5	589.8	Punçoamento	546.1	1.08
F0.75_R1.0	475.6	Flexão	463.3	1.03
F0.75_R1.5	619.1	Punçoamento	552.9	1.12
F1.0_R1.0	486.5	Flexão	472.2	1.03
			Média	1.05
			CoV	0.05

V_{exp} - valor da carga de rotura experimental;
 V_{num} - valor da carga de rotura obtido através da análise numérica;
 CoV - coeficiente de variação.

Analisando os resultados da Tabela 4.14, podemos concluir que as cargas obtidas no modelo numérico apresentam boas aproximações às do modelo experimental, com o valor médio da relação entre os valores numéricos e experimentais a ser igual a 1.05 e um coeficiente de variação relativamente baixo, de 0.05. Na laje F0.5_R1.0, é previsto um valor de carga de rotura ligeiramente contra a segurança, que pode ser devido ao facto de o modelo numérico ter apresentado uma rotura por flexão, enquanto que o modelo experimental atingiu uma rotura por punçoamento. Verifica-se também que, em geral, os modos de rotura obtidos nos modelos numéricos são idênticos aos atingidos nos modelos experimentais.

Relação Carga-Deslocamento

Nas Figuras 4.61 e 4.62, são apresentados gráficos com a comparação dos resultados experimentais com os da modelação numérica, em termos da evolução dos deslocamentos em função da carga vertical. Nessas Figuras, são apresentados os valores médios dos deslocamentos experimentais, nos pontos D2 e D7 em relação ao centro dos modelos, no ponto D1, e comparados os correspondentes nos modelos numéricos.

Pela observação às Figuras 4.61 e 4.62, constata-se que os modelos numéricos revelaram um comportamento em fase elástica e até à fendilhação similar aos modelos experimentais, sendo que o comportamento pós-fendilhação é ligeiramente mais rígido que o experimental. Por outro lado, é possível observar no modelo numérico que a utilização de BRFA na zona da ligação controlou a abertura de fendas no início da fendilhação na zona junto ao pilar.

O comportamento pós-fendilhação dos modelos numéricos é ligeiramente mais rígido do que os modelos experimentais, essencialmente devido ao facto da energia de fratura ser calculada até $w = 1.5 \text{ mm}$, que é ligeiramente maior do que fosse calculada como

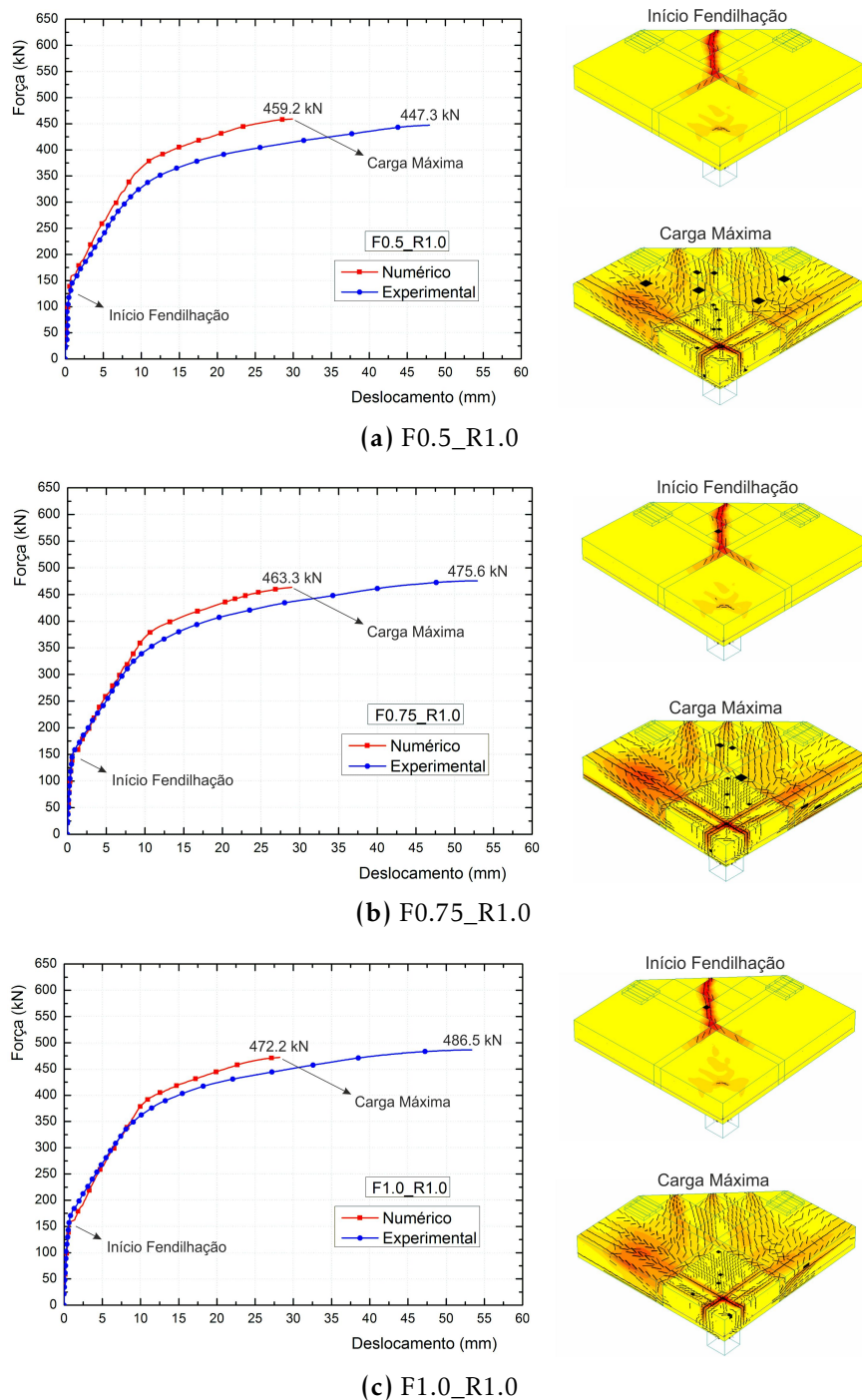


Figura 4.61: Comparação dos deslocamentos verticais experimentais e os da análise numérica para os modelos F0.5_R1.0, F0.75_R1.0 e F1.0_R1.0.

$w = \psi \cdot d/6$, em que ψ é a rotação experimental.

Após atingir a cedência das armaduras na faixa central da laje, pode-se observar que a diferença entre a curva experimental e numérica se mantém praticamente constante, sendo que o modelo numérico chega à rotura para um deslocamento inferior ao experimental.

CAPÍTULO 4. PUNÇOAMENTO DE LAJES EM BRFA SUJEITAS A AÇÕES VERTICAIS MONOTÓNICAS

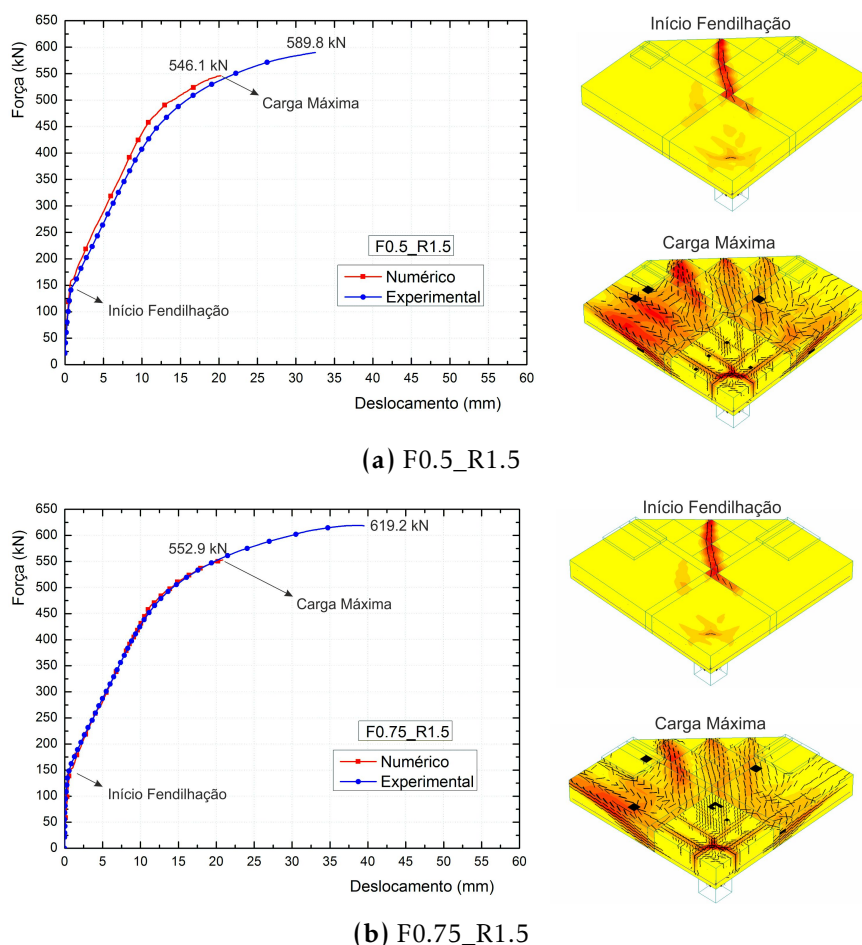


Figura 4.62: Comparação dos deslocamentos verticais experimentais e os da análise numérica para os modelos F0.5_R1.5 e F0.75_R1.5.

Analisando o comportamento dos modelos numéricos em termos de fendilhação, verifica-se que as primeiras fendas são radiais no betão normal sem fibras, apresentado também pequenas fendas tangenciais na face superior da laje em torno do pilar. Na fase de carregamento próximo da rotura, observa-se um elevado nível de fendilhação radial que se propaga até aos limites da laje e as fendas tangenciais junto ao pilar tomam uma inclinação no sentido de interseção do pilar com a face inferior da laje, devido às elevadas tensões de corte.

Apresenta-se na Figura 4.63 a comparação entre as deformadas experimentais e numéricas para as lajes simuladas, na direção dos deflectómetros D2-D7. De notar que as deformadas experimentais resultam da diferença relativa entre o deflectómetro D1 e a média entre os deflectómetros D2-D7, D3-D6 e D4-D5 (a disposição dos deflectómetros é apresentada na Figura 4.10).

Pela observação à Figura 4.63, pode-se observar que, apesar das diferenças em termos de deslocamento na rotura das lajes, as curvaturas das lajes experimentais são próximas das lajes simuladas utilizando elementos finitos.

4.3. UTILIZAÇÃO RACIONAL DE BRFA

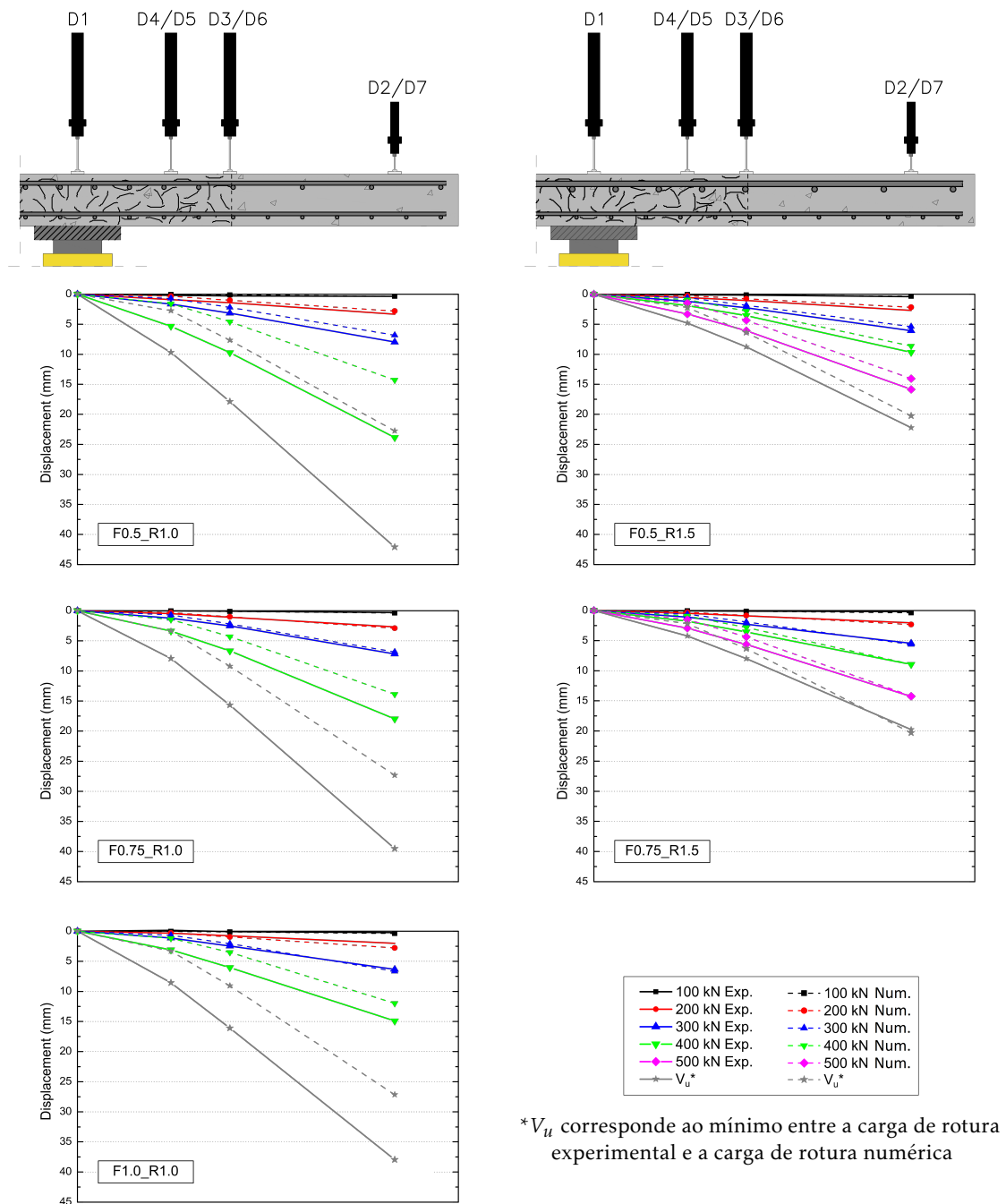


Figura 4.63: Deformada experimental vs numérica para alguns patamares de carga dos modelos de laje.

Comportamento na Rotura

Na Figura 4.64, é apresentado o estado dos modelos de laje numéricos em termos de fendilhação e tensão nas armaduras na carga máxima.

Observando a Figura 4.64 (b), é possível verificar que as lajes com 1.0% de armadura longitudinal apresentam todas as armaduras superiores em cedência junto aos eixos de simetria, indicando uma rotura por flexão, enquanto que as lajes com 1.5% de armadura

CAPÍTULO 4. PUNÇOAMENTO DE LAJES EM BRFA SUJEITAS A AÇÕES VERTICAIS MONOTÓNICAS

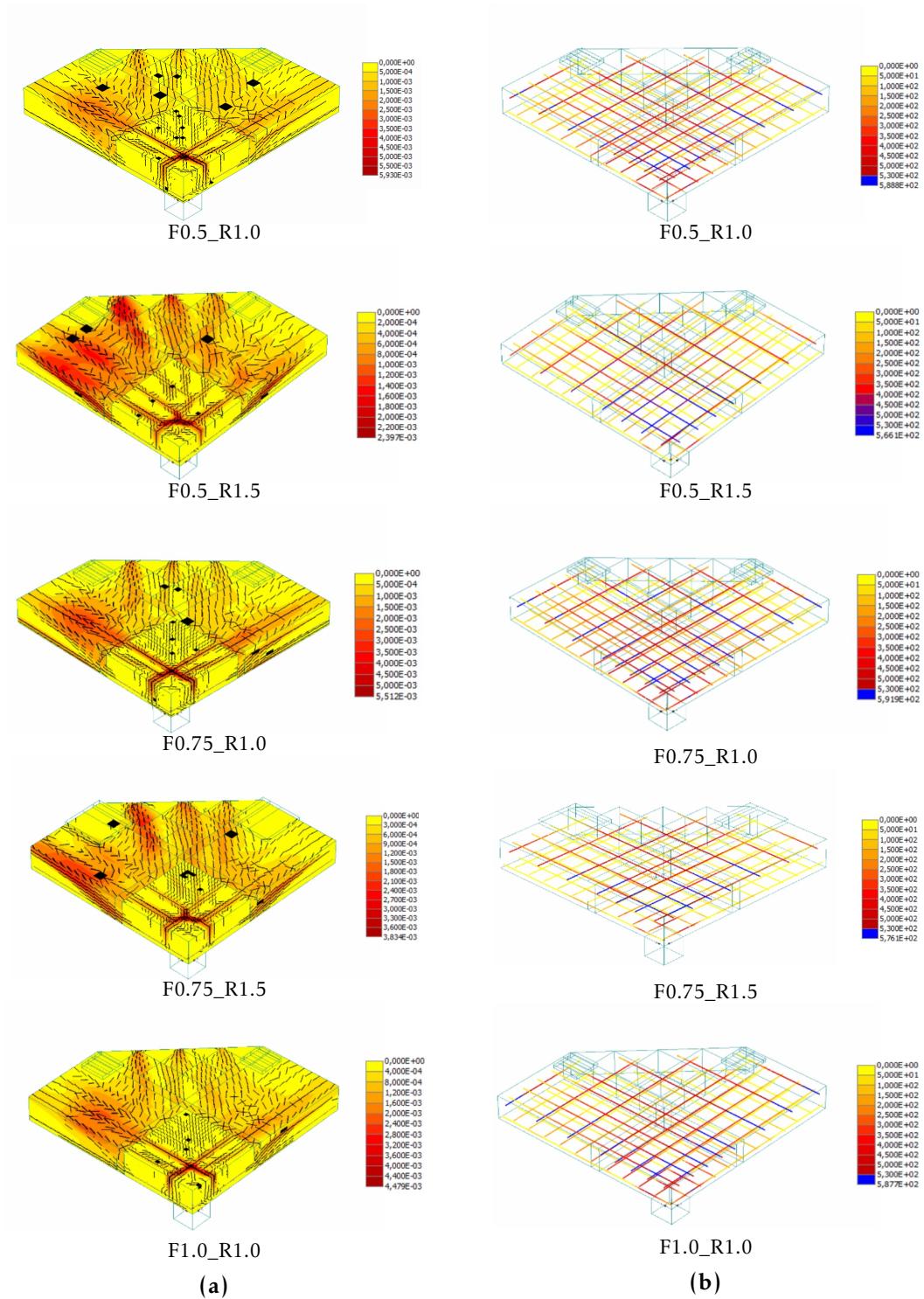


Figura 4.64: Padrão de fendilhação (a) e tensão nas armaduras (b) na rotura dos modelos de laje.

longitudinal apresentam somente as armaduras na região da ligação ao pilar em cedência, indicando uma rotura por punçoamento.

4.3.7 Análise Paramétrica

Esta secção tem como objetivo apresentar um estudo paramétrico das lajes simuladas na secção anterior, com vista a estudar o efeito da variação de alguns parâmetros na resistência ao punçoamento utilizando as potencialidades da modelação numérica. Os parâmetros estudados são o perímetro da região com BRFA junto ao pilar, a variação da energia de fratura do BRFA e a contribuição da resistência do betão normal sem fibras na zona exterior.

4.3.7.1 Modelos

Os modelos de laje foram simulados utilizando duas distribuições de armadura longitudinal, ambas com distribuição não uniforme, idênticas às simuladas nos modelos apresentados na secção anterior.

Para a zona em BRFA, foram consideradas as dimensões em planta de $1d$, $2d$, $3d$, $4d$ e $5d$, para cada lado do pilar. Na Figura 4.65 e na Tabela 4.15, são apresentados os cinco perímetros de BRFA considerados.

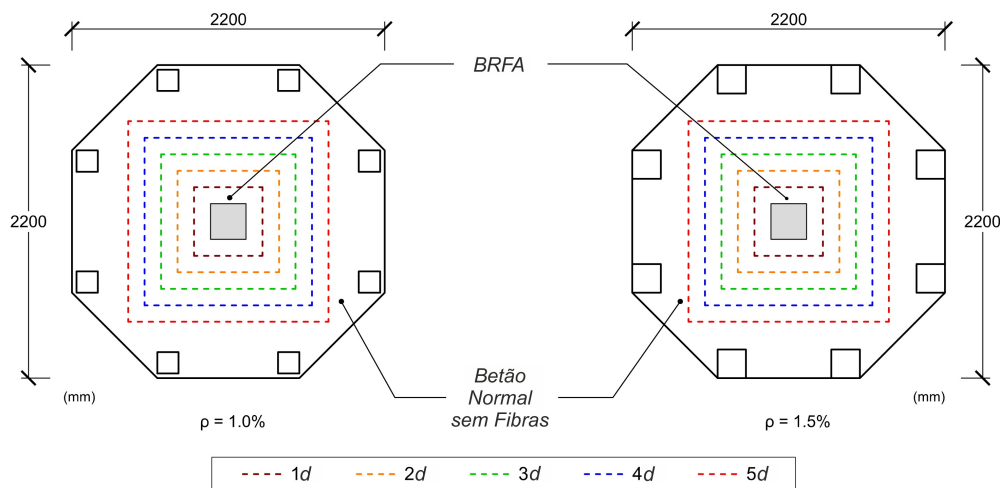


Figura 4.65: Perímetros de BRFA para as lajes simuladas no estudo paramétrico (desenho sem escala e dimensões em mm).

Tabela 4.15: Comprimento da face na zona quadrada com BRFA para as lajes simuladas no estudo paramétrico.

Nome	$1d$	$2d$	$3d$	$4d$	$5d$
Comprimento da face (m)	0.48	0.71	0.90	1.18	1.41

Neste estudo paramétrico, optou-se por modificar as dimensões das placas de aço colocadas na face superior do modelo F0.5_R1.5, de 150 x 150 mm para 200 x 200 mm, igualando as chapas do modelos F0.75_R1.5, para evitar que existam tensões de corte elevadas nessas zonas.

Quanto ao betão normal sem fibras da zona exterior (F0), foram utilizados três tipos de betão com resistência à compressão em cilindros de 25 MPa, 45 MPa e 66.3 MPa, sendo esta última igual à utilizada nas lajes experimentais. Relativamente ao BRFA, foram utilizadas quatro misturas designadas F0.25, F0.5, F0.75 e F1.0, sendo que as misturas F0.5, F0.75 e F1.0 são idênticas às utilizadas nos ensaios experimentais e que a mistura F0.25 tem semelhantes características mecânicas à mistura F0.5, mas com metade da energia de fratura. Na Tabela 4.16, são apresentadas as características mecânicas dos betões utilizados na análise paramétrica.

Tabela 4.16: Parâmetros utilizados para a caracterização do betão normal sem fibras (F0) e do BRFA (F0.25, F0.5, F0.75, F1.0).

Mistura	F0			F0.25	F0.5	F0.75	F1.0
	25	45	66.3				
f_{cm} (MPa)	25.0	45.0	66.3	69.7	69.7	67.5	66.0
ϵ_c ($\times 10^{-3}$)	0.96	1.45	1.90	3.08	3.16	3.23	3.31
E_c (GPa)	26.1	31.1	34.9	31.1	30.8	30.0	29.4
f_{ctm} (MPa)	1.98	3.33	4.31	2.87	2.87	2.65	2.85
G_F (Nm/m ²)	62	93	122	1266	2531	3469	5557

f_{cm} - valor médio da tensão de rotura do betão à compressão em provetes cilíndricos;

ϵ_c - extensão na tensão de rotura de compressão do betão;

E_c - módulo de elasticidade do betão;

f_{ctm} - valor médio da tensão de rotura do betão à tração;

G_F - energia de fratura do betão, sendo calculado até uma abertura de fenda de 1.5 mm no caso do BRFA.

Para o aço das armaduras longitudinais foram consideradas as características apresentadas na Figura 4.56.

Por fim, devido ao número elevado de lajes, optou-se por utilizar um código para a sua identificação. Assim, um modelo com 0.5% de volume de fibras, 1.5% armadura longitudinal, um perímetro de betão com fibras de $3d$ e um betão na zona exterior de $f_{cm} = 66.3$ MPa, têm a designação do F0.5_R1.5_3d_66.3.

4.3.7.2 Apresentação e Análise de Resultados

Perímetro da Zona com BRFA

Na Figura 4.66, são apresentados os resultados em termos da relação força-deslocamento dos modelos de laje numéricos F0.75_R1.0_66.3 e F0.75_R1.5_66.3, evidenciando o efeito da variação da região de BRFA em cada caso.

Através dos resultados apresentados na Figura 4.66, conclui-se que, com o aumento do perímetro da zona com BRFA, o comportamento pós-fendilhação dos modelos apresenta maior rigidez. O aumento da percentagem de armadura longitudinal também origina um aumento da rigidez pós-fendilhação dos modelos. O perímetro com BRFA não tem apenas

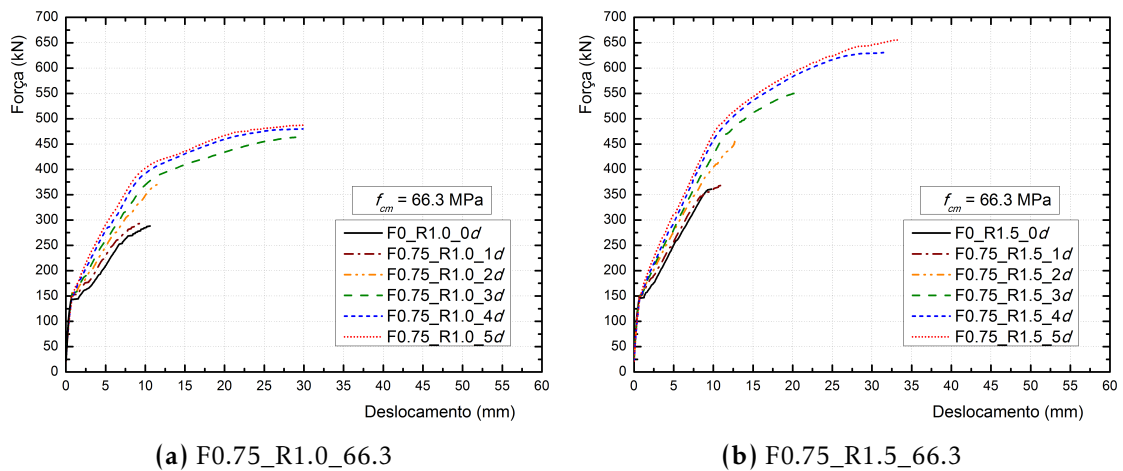


Figura 4.66: Relação numérica força-deslocamento para diferentes regiões de BRFA dos modelos F0.75_R1.0_66.3 e F0.75_R1.5_66.3.

uma significativa influência na capacidade de carga dos modelos, mas também no seu comportamento em termos de capacidade de deformação. Com o aumento do perímetro de BRFA, a capacidade de carga e de deformação última aumentam, comprovando que a região de BRFA desempenha um papel muito importante na capacidade resistente e de deformação destas estruturas. Isto mostra que, melhorando o comportamento à flexão deste tipo de lajes com utilização racional BRFA, consegue-se melhorar o seu comportamento ao punçoamento. Este efeito é justificado pela capacidade de redistribuição das tensões pós-fendilhação dos modelos, solicitando assim uma maior área de betão em tração. O tipo de rotura frágil apresentado até perímetros com BRFA de $2d$ pode ser alterado para roturas mais dúcteis com perímetros de BRFA superiores a $3d$, inclusive. A utilização de um perímetro de BRFA de $1d$ apresenta uns valores de resistência e de deformação muito próximos ao modelo sem fibras, pelo que não se justifica a utilização racional de BRFA inferior a $2d$.

Energia de Fratura do BRFA

Na Figura 4.67, são apresentados os resultados em termos da relação força-deslocamento dos modelos de laje numéricos R1.0_3d_66.3 e R1.5_3d_66.3, avaliando-se o efeito da variação da energia de fratura do BRFA em cada caso.

Pela observação à Figura 4.67, verifica-se que o aumento da energia de fratura do BRFA resulta num ligeiro aumento da rigidez pós-fendilhação, não sendo, no entanto, significativo. A capacidade de carga, com o incremento da energia de fratura do BRFA, é unicamente influenciada para os modelos R1.0_3d_66.3, sendo que para os modelos R1.5_3d_66.3 é praticamente igual. Verifica-se que a capacidade de deformação última para cada caso é ligeiramente menor com o aumento da energia de fratura do BRFA, não sendo um efeito significativo.

CAPÍTULO 4. PUNÇOAMENTO DE LAJES EM BRFA SUJEITAS A AÇÕES VERTICAIS MONOTÓNICAS

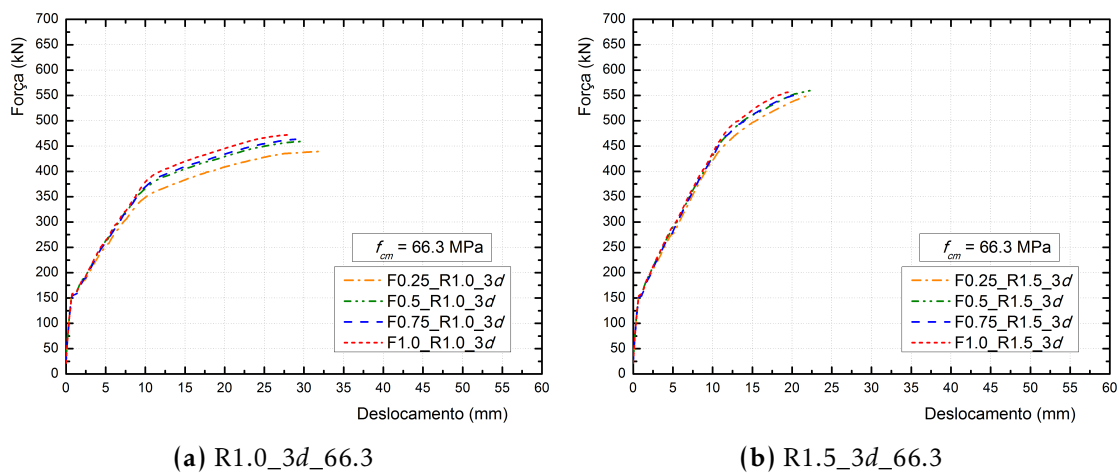


Figura 4.67: Relação numérica força-deslocamento para diferentes energias de fratura do BRFA dos modelos R1.0_3d_66.3 e R1.5_3d_66.3.

Resistência à Compressão do Betão Normal sem Fibras (zona exterior)

O último parâmetro analisado é o efeito da variação da resistência à compressão do betão normal sem fibras da zona exterior, sendo apresentados na Figura 4.68 os resultados em termos da relação força-deslocamento dos modelos de laje numéricos F0.75_R1.0_3d e F0.75_R1.5_3d.

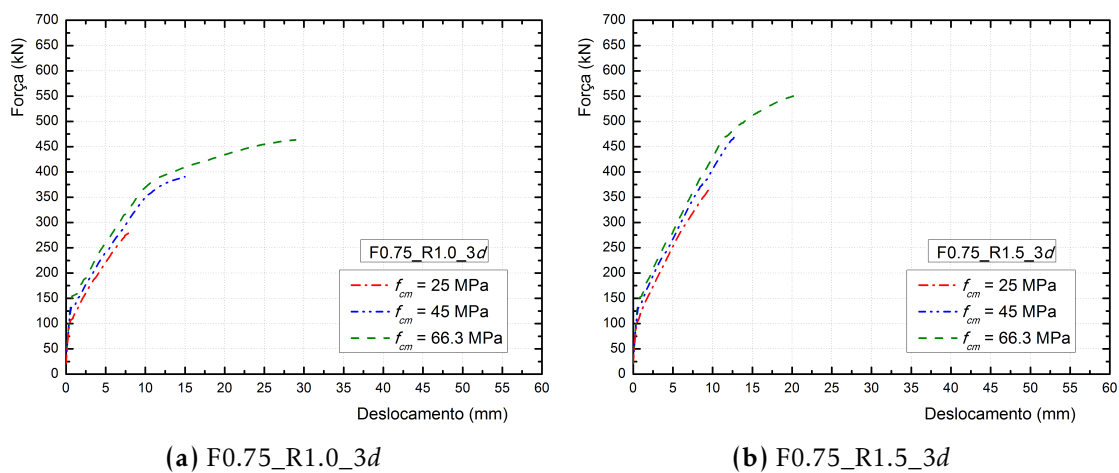


Figura 4.68: Relação numérica força-deslocamento dos modelos F0.75_R1.0_3d e F0.75_R1.5_3d para diferentes resistências à compressão do betão normal sem fibras na zona exterior.

Os resultados apresentados na Figura 4.68 indicam que o aumento da resistência à compressão do betão normal sem fibras da zona exterior aumenta a capacidade resistente e de deformação última das lajes. No caso dos modelos com $\rho = 1.0\%$ e quando se passa de 25 MPa para 66.3 MPa de resistência à compressão, verificaram-se aumentos na capacidade de carga e de deformação últimas de cerca de 65% e 260%, respetivamente. A mesma variação originou aumentos na capacidade de carga e de deformação últimas de cerca de 50% e 130%, respetivamente, nos modelos com $\rho = 1.5\%$.

Resultados Finais

De forma a resumir os resultados obtidos na análise paramétrica de todos os modelos de laje, é apresentado na Figura 4.69 as relações força-perímetro de BRFA em função da energia de fratura e da resistência à compressão do betão normal sem fibras na zona exterior da laje.

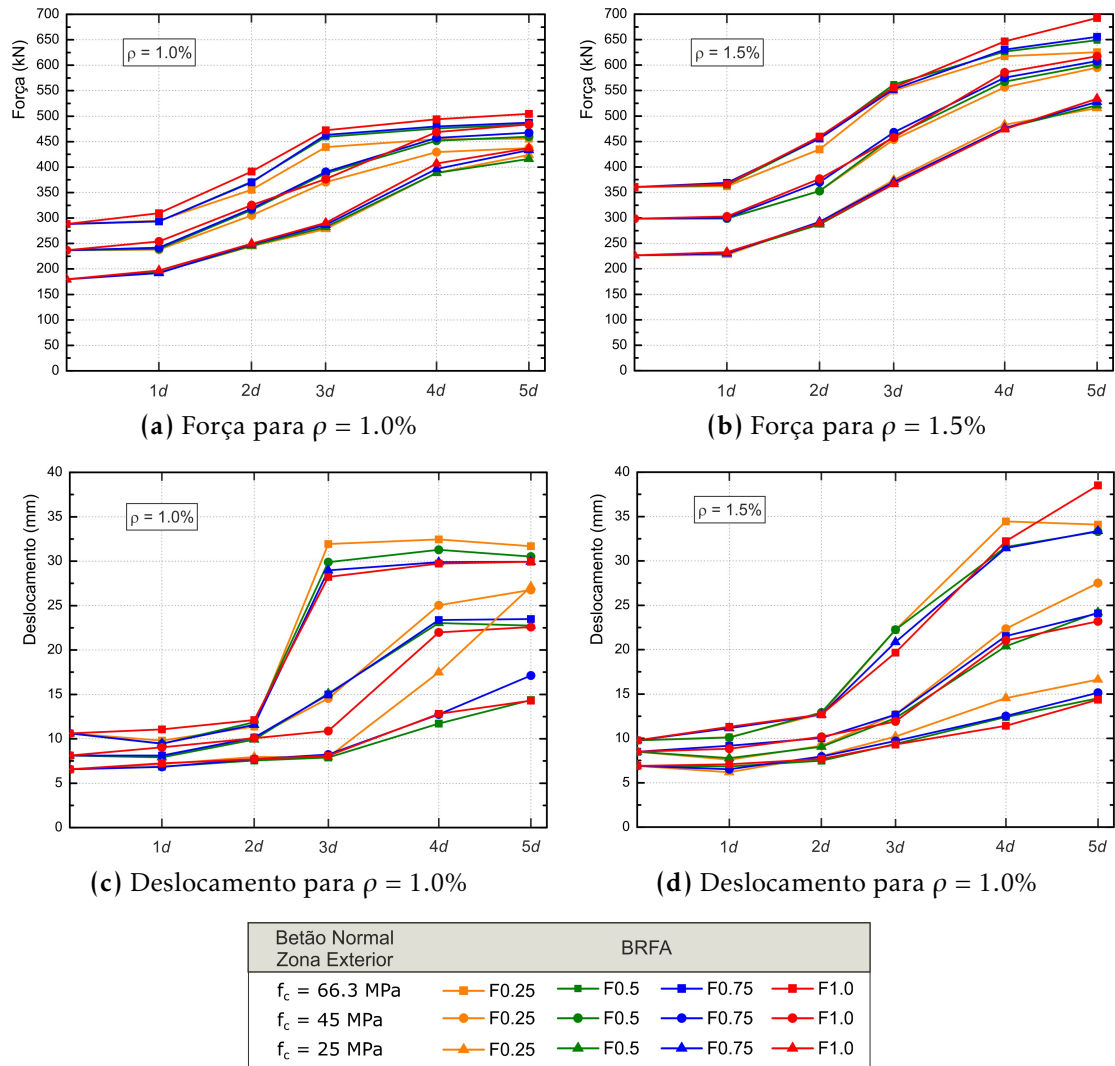


Figura 4.69: Resultados da análise numérica.

Observando a Figura 4.69, pode-se concluir que a variação da região com BRFA e a resistência à compressão do betão normal sem fibras na zona exterior da laje foram mais influentes no aumento da capacidade de carga e de deformação dos modelos do que a variação de energia de fratura do BRFA. No entanto, verifica-se que, em geral, o aumento da energia de fratura originou um incremento da capacidade de carga dos modelos de laje, sendo mais evidenciado para perímetros de $4d$ e $5d$ e para resistências à compressão acima de 45 MPa .

Analisando os modelos de laje com $\rho = 1.0\%$, verifica-se que quando se tem um betão normal da zona exterior com $f_c = 25 \text{ MPa}$, os ganhos de resistência são significativos até

$4d$ de perímetro da zona com BRFA, mas para $f_c = 66.3$ MPa, resistência à compressão sensivelmente igual à do BRFA usado, o ganho de resistência a partir de $3d$ são menos consideráveis. Estes resultados sugerem que se a diferença entre o BRFA e o betão normal da zona exterior for grande em termos de resistência à compressão, devemos ter uma maior zona em BRFA. Se a diferença entre a resistência do BRFA e do betão normal da zona exterior for pequena, a partir de $3d$ de perímetro da região com BRFA já não existem ganhos relevantes.

Para os modelos de laje com $\rho = 1.5\%$, constata-se que temos ganhos elevados até $4d$ e a partir deste perímetro de BRFA os ganhos são menos significativos. Estes resultados sugerem que se a percentagem de armadura longitudinal for elevada, também devemos ter uma maior zona em BRFA.

4.4 Comentários Finais

Neste Capítulo, foram apresentados os ensaios experimentais em modelos de laje fungiforme, sujeitos a ações verticais monotónicas. Estes foram realizados com BRFA em toda a laje ou com utilização racional na zona da ligação laje-pilar, com o intuito de melhorar o comportamento ao punçoamento de tipo de lajes. Juntamente com estes modelos de laje, foram realizados modelos com betão normal sem fibras que serviram de referência. Foram ensaiados no total doze modelos, seis por cada campanha experimental, utilizando em ambas diferentes percentagens de armadura longitudinal superior. Na campanha em que foram utilizadas fibras 3D (BRFA em toda a laje), os modelos tinham 160 mm de espessura, enquanto na campanha que foram utilizadas fibras 4D (utilização racional de BRFA), os modelos tinham 150 mm de espessura.

Analisando os modelos com utilização de BRFA em toda a laje, verifica-se que a adição de fibras ao betão originou um aumento da capacidade de carga e de deformação última dos modelos de laje quando comparados com os modelos de referência sem fibras. O incremento da percentagem de armadura longitudinal levou ao aumento da rigidez pós-fendilhação dos modelos de laje, sendo esta, também, incrementada pelo aumento da percentagem de fibras adicionadas. A adição de 1.0% de fibras em modelos com 0.75% de armadura longitudinal originou um aumento de capacidade de carga de cerca de 54%, sendo que a capacidade de deformação última foi significativamente melhorada em cerca de 196%. A adição de 1.0% de fibras nos modelos com 1.5% de armadura longitudinal não foi tão efetiva, originando aumentos de cerca de 33% e 50% nas capacidades de carga e deformação última, respetivamente. Ainda menos significativas foram as adições de 1.5% e 2.0% de fibras nos modelos de laje, quando comparado com 1.0% de fibras, pois levou a aumentos de cerca de 10% e 12% na capacidade de carga, respetivamente. Todos os modelos atingiram uma rotura por punçoamento na região da ligação laje-pilar, apresentando os modelos com BRFA maior fendilhação. O modelo com 1.0% de fibras e 0.75% de armadura longitudinal apresentou um comportamento mais dúctil do que os

restantes modelos, sugerindo que a sua capacidade de carga à flexão estaria próxima de ser atingida.

Quanto aos resultados obtidos nos ensaios aos modelos de laje com utilização racional de BRFA, estes mostram que a solução apresentada melhora o comportamento ao punçoamento de lajes fungiformes em termos de capacidade de carga, mas também substancialmente na capacidade de deformação última. Tal como nos modelos com utilização de BRFA em toda a laje, a rigidez pós-fendilhação foi essencialmente incrementada pelo aumento da percentagem de armadura longitudinal, sendo ligeiramente aumentada pelo aumento da percentagem de fibras adicionadas. Os modelos com BRFA apresentaram, no mínimo, um incremento na capacidade de carga de cerca de 28%. A capacidade de deformação foi maior em todos os modelos com BRFA, atingindo no máximo um incremento de cerca de 236%. Os modelos com BRFA e com 1.0% de armadura longitudinal apresentaram um comportamento mais dúctil até à rotura, sendo que o aumento na resistência ao punçoamento permitiu alterações no comportamento das lajes, originando roturas mais dúcteis, alterando em alguns casos a rotura típica por punçoamento para uma rotura por flexão.

Apesar dos benefícios apresentados por esta solução construtiva com utilização racional de BRFA até $3d$, não foi possível averiguar experimentalmente, por razões logísticas, a influência de alguns parâmetros, como é o caso do efeito da variação do tamanho da região de BRFA, no comportamento dos modelos de laje. Desta forma, sentiu-se a necessidade de realizar uma análise paramétrica, utilizando para esse efeito um programa de elementos finitos que permite fazer análises tridimensionais não lineares, neste caso o software ATENA 3D [15].

Inicialmente, realizou-se a validação dos resultados dos modelos numéricos através da sua comparação com resultados experimentais, para posterior análise paramétrica. As lajes modeladas numericamente apresentaram uma boa aproximação no comportamento força-deslocamento e nos valores das cargas de rotura experimentais. A posterior análise paramétrica consistiu na variação do perímetro da região com BRFA junto ao pilar, da resistência do betão normal sem fibras na zona exterior da laje e da energia de fratura do BRFA. Através dos resultados obtidos na análise paramétrica, conclui-se que a variação do perímetro com BRFA acima de $2d$, inclusive, e a variação da resistência à compressão do betão normal sem fibras da zona exterior da laje têm mais influência no aumento da capacidade de carga e de deformação última das lajes do que a variação da energia de fratura do BRFA. Os resultados obtidos indicam que, para os modelos de laje com $\rho = 1.0\%$, se a diferença entre o BRFA e o betão normal da zona exterior for grande em termos de resistência à compressão, devemos ter uma maior zona em BRFA, caso contrário, se forem semelhantes, a partir de $3d$ de perímetro da região com BRFA já não existem ganhos significativos. Constata-se, também, que se a percentagem de armadura longitudinal for elevada, também devemos ter uma maior zona em BRFA.

Capítulo 5

Comparação das Cargas de Rotura Experimentais com os Valores Previstos de Acordo com Expressões e Normas

5.1 Introdução

Neste capítulo, é realizada uma comparação dos valores de carga de rotura obtidos em ensaios experimentais com os valores previstos de acordo com metodologias de cálculo. Na previsão da capacidade de carga das lajes são utilizados modelos e expressões de cálculo desenvolvidas para ter em consideração a presença de fibras no betão.

Verificou-se que as metodologias de cálculo apresentadas no Capítulo 2 foram desenvolvidas com base em modelos de laje com utilização integral de BRFA, não tendo em consideração a presença de dois tipos de betão com características distintas nos modelos de laje. Sendo assim, é apresentada uma proposta de adaptação de uma metodologia de cálculo da resistência ao punçoamento de lajes fungiformes com utilização racional de BRFA, para ter em conta esta situação.

Como a metodologia apresentada pelo MC2010 [45], baseada no modelo físico denominado de CSCT – Critical Shear Crack Theory [89], prevê satisfatoriamente cargas de rotura e está a ser a base da revisão do EC2 [68] para a previsão da capacidade resistente ao punçoamento de lajes fungiformes, será proposta uma abordagem de cálculo com base no modelo CSCT.

Por outro lado, sendo o CSCT baseado num modelo físico e não em expressões empíricas, é mais fácil proceder à sua adaptação para situações diferentes daquelas para o qual foi inicialmente criado ([44], [83], [88], [25], [26] e [100]).

5.2 Avaliação da Resistência ao Punçoamento de Lajes Sujeitas a Ações Verticais Monotónicas

5.2.1 Expressões e Normas

Na Secção 2.2, foram apresentadas detalhadamente algumas expressões e normas de cálculo da resistência ao punçoamento de lajes propostas por alguns autores e que serão utilizadas na presente secção. Na secção seguinte, será feita uma proposta de extensão do modelo CSCT a situação em que a laje fungiforme é constituída por mais do que um tipo de betão.

5.2.2 Proposta de Adaptação do Modelo CSCT para Avaliação da Resistência ao Punçoamento de Lajes com Utilização Racional de BRFA

A proposta de Maya *et al.* [83] e Muttoni e Ruiz [47] para a determinação da carga de rotura de lajes com BRFA em todo o seu volume, baseado no CSCT, consiste na intersecção de duas curvas: uma relativa ao critério de rotura e outra referente à curva carga-rotação ($V - \psi$) correspondente à laje em questão. Na extensão do CSCT ao problema em estudo, existe a necessidade de atuar em simultâneo nas duas curvas.

Na Figura 5.1, é apresentado o desenvolvimento da fenda crítica de punçoamento numa laje com utilização racional de BRFA. Será admitido no presente estudo que a zona racional com BRFA é suficiente para que a fenda crítica de punçoamento atravesse só este tipo de betão, pressuposto este que não está de acordo com o observado no Capítulo 4, onde se comprovou que para a técnica ser eficiente a largura de aplicação do BRFA deve ser a do pilar e pelo menos mais $3d$ para cada lado deste. Nesta circunstância, a rotura por punçoamento ocorre sempre na zona em BRFA.

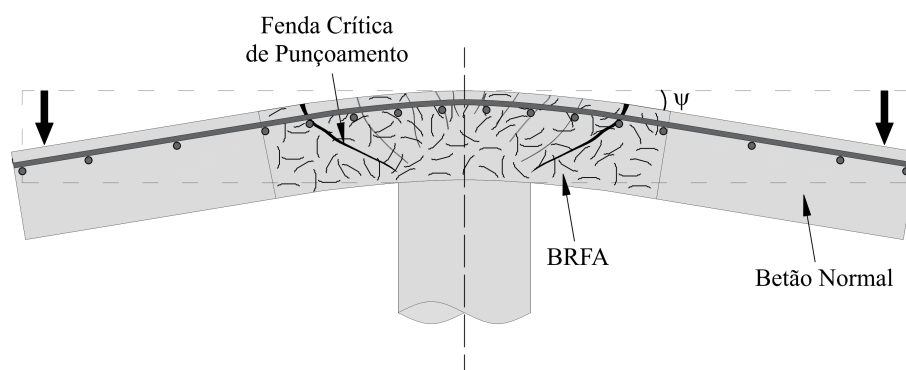


Figura 5.1: Desenvolvimento da fenda crítica de punçoamento numa laje com utilização racional de BRFA.

5.2.2.1 Critério de Rotura

De acordo com Maya *et al.* [83] e Muttoni e Ruiz [47], no critério de rotura definido, a resistência ao corte ao longo da fenda crítica é dada pela ação conjunta do betão e das

5.2. AVALIAÇÃO DA RESISTÊNCIA AO PUNÇAMENTO DE LAJES SUJEITAS A AÇÕES VERTICAIS MONOTÓNICAS

fibras (Figura 5.2).

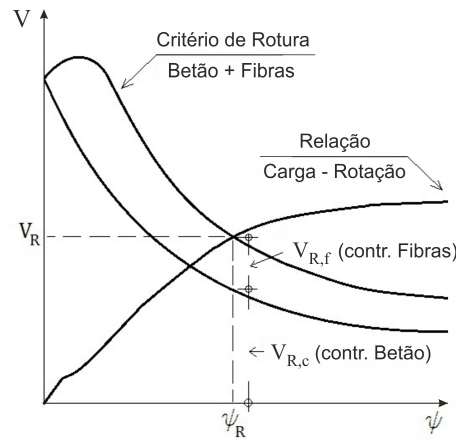


Figura 5.2: Contribuição do betão e das fibras na resistência ao punçamento (adaptado de [47] e [83]).

Desta forma, a resistência ao punçamento pode ser obtida através dessas duas contribuições (Equação (5.1)):

$$V_{Rm} = V_{Rm,c} + V_{Rm,f} \quad (5.1)$$

em que $V_{Rm,c}$ e $V_{Rm,f}$ são os valores médios das contribuições do betão e das fibras, respetivamente, no ponto em que o ângulo de rotação (ψ_R) corresponde à rotação última da laje.

De acordo com Muttoni [89] e com base no critério de rotura do CSCT, a contribuição do betão é dada por (Equação (5.2)):

$$\frac{V_{Rm,c}}{u \cdot d \cdot \sqrt{f_{cm}}} = \frac{3/4}{1 + 15 \cdot \frac{\psi \cdot d}{d_{g0} + d_g}} \quad (5.2)$$

em que:

- d é a altura útil média da laje;
- u representa o perímetro de controlo a uma distância $d/2$ da face do pilar;
- f_{cm} é o valor médio da tensão de rotura à compressão do betão em provetes cilíndricos;
- ψ é a rotação da laje no momento imediatamente antes da rotura;
- d_{g0} é a dimensão de referência dos agregados (16 mm);
- d_g é a máxima dimensão dos agregados.

De acordo com Muttoni e Ruiz [47] e Maya *et al.* [83], a contribuição das fibras (Equação (5.3)) pode ser calculada integrando a tensão de tração na fenda crítica, assumida com um ângulo de 45° com o intradorso da laje:

$$V_{Rm,f} = \int_{A_p} \sigma_{tf}(w(\xi))dA_p = \int_{A_p} \sigma_{tf}(\psi, \xi)dA_p \quad (5.3)$$

em que σ_{tf} é a tensão de tração, A_p é a área projetada do perímetro crítico de punçoamento e ξ é a distância vertical de um ponto relativamente ao intradorso da laje (Figura 5.3).

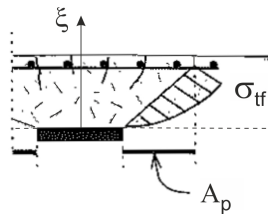


Figura 5.3: Tensão no BRFA ao longo da fenda de punçoamento (adaptado de [47] e [83]).

A abertura da fenda crítica de corte é proporcional à rotação da laje na proximidade da ligação laje-pilar (ψ) e à distância vertical de um ponto relativamente ao intradorso da laje (ξ): $w = \kappa \cdot \psi \cdot \xi$, em que κ é um coeficiente que relaciona a rotação total e abertura da largura da fenda crítica. De acordo com Ruiz e Muttoni [104] e para lajes com betões normais com armadura longitudinal, $\kappa=0.5$ é um valor que dá boas previsões em termos de capacidade de carga e de deformação das lajes.

A contribuição da tensão de tração do BRFA (σ_{tf}) no critério de rotura pode ser contabilizada através de várias propostas ([45], [8], [77], [76] e [116]), sendo algumas baseadas em modelos mecânicos ([8], [77], [76] e [116]). No presente estudo, foi adoptado o modelo proposto por Voo and Foster [116].

De acordo com Voo and Foster [116], a tensão de tração do BRFA proporcionada pelas fibras ao longo de um plano de área unitária é dada por (Equação (5.4)):

$$\sigma_{tf} = K_f \cdot \alpha_f \cdot \rho_f \cdot \sigma_b \quad (5.4)$$

em que K_f é a orientação global das fibras (Equação (5.5)), α_f é a relação de aspeto das fibras, ρ_f é a percentagem volumétrica de fibras e σ_b é a tensão de aderência entre as fibras e a matriz de betão (Equação (5.6)):

$$K_f = \frac{1}{\pi} \cdot \arctan\left(\alpha_e \cdot \frac{w}{d_f}\right) \cdot \left(1 - \frac{2 \cdot w}{l_f}\right)^2 \quad (5.5)$$

$$\sigma_b = k_b \cdot \sqrt{f_{cm}} \quad (5.6)$$

5.2. AVALIAÇÃO DA RESISTÊNCIA AO PUNÇOAMENTO DE LAJES SUJEITAS A AÇÕES VERTICAIS MONOTÓNICAS

em que α_e é um parâmetro de ligação ($\alpha_e = 3.5$ [116]), d_f e l_f são o diâmetro e o comprimento das fibras, respetivamente e k_b é um fator que depende do tipo de fibra, em que para fibras de aço com gancho é 0.8, para fibras onduladas é 0.6 e para fibras retas é 0.4.

De acordo com Muttoni e Ruiz [47], a Equação (5.3) pode ser simplificada para aplicações práticas, sendo adotada uma abertura de fenda de: $w = \psi \cdot d/6$ no cálculo da tensão de tração (σ_{tf}), dando origem à Equação (5.7). Maya *et al.* [83] compararam a utilização das Equações (5.3) e (5.7) na previsão da capacidade de carga de vários modelos de laje e obtiveram, para o rácio entre valor da carga de rotura experimental e o valor previsto, 1.08 e 0.09 de média e CoV, respetivamente, utilizando a Equação (5.3) e obtiveram 1.09 e 0.08 de média e CoV, respetivamente, utilizando a expressão simplificada (Equação (5.7)).

$$V_{Rm,f} = A_p \cdot \sigma_{tf} \left(w = \frac{\psi \cdot d}{6} \right) \quad (5.7)$$

É importante referir que a Equação (5.1) diz respeito a uma formulação média do critério de rotura, sendo adequada para comparação com resultados de ensaios experimentais. Existe uma formulação característica mais apropriada para fórmulas regulamentares, significando que somente cerca de 5% dos resultados devem estar abaixo da curva que define o critério de rotura. Essa formulação característica do critério de rotura é apresentada no MC2010 [45] e é dada pela Equação (5.8) (não foram considerados os coeficientes parciais de segurança nas Equações (5.9) e (5.10)):

$$V_{R,MC} = V_{R,c,MC} + V_{R,f,MC} \quad (5.8)$$

$$\frac{V_{R,c,MC}}{u \cdot d \cdot \sqrt{f_c}} = \frac{2/3}{1 + 19.2 \cdot \frac{\psi \cdot d}{16 + d_g}} \quad (5.9)$$

$$V_{R,f,MC} = f_{Ftuk} \cdot u \cdot d \quad (5.10)$$

em que

- f_c é o valor da tensão de rotura à compressão do betão em provetes cilíndricos;
- u representa o perímetro de controlo;
- d é o valor médio da altura útil média das armaduras longitudinais superiores, nas duas direções ortogonais y e z ;
- ψ é a rotação da laje no momento imediatamente antes da rotura;
- d_g é a máxima dimensão do agregado do betão;

- f_{Ftuk} é o valor característico da tensão de tração residual do BRFA, calculada tendo em conta que $w_u = 1.5 \text{ mm}$. A abertura de fenda última $w_u = \psi \cdot d/6$ é sugerida para o caso de lajes com armadura longitudinal. Esta sugestão ainda não foi validada para todas as espessuras de laje.

5.2.2.2 Comportamento Carga-Rotação de Lajes com Utilização Racional de BRFA

Para determinar a capacidade resistente e a capacidade de deformação de lajes com utilização racional de BRFA sujeitas ao punçoamento é necessário conhecer a relação carga-rotação ($V - \psi$). Como pode ser visto na Figura 5.2, a previsão da capacidade última de carga e de rotação é obtida pela interseção das curvas da relação carga-rotação e do critério de rotura. A relação carga-rotação pode ser obtida através, por exemplo, de uma simulação numérica não-linear do comportamento à flexão da laje, utilizando uma análise de elementos finitos não linear. No entanto, para casos axissimétricos e, considerando algumas simplificações, a relação carga-rotação das lajes pode ser obtida de forma analítica, quer utilizando uma relação momento-curvatura quadrilinear ao longo da secção transversal ou então utilizando uma formulação simplificada. Em todos os casos, a contribuição das fibras é tida em consideração na capacidade resistente à flexão das lajes.

Formulação Quadrilinear

Para a laje com geometria axissimétrica, apresentada na Figura 5.4, a sua relação carga-rotação pode ser calculada analiticamente após alguns simplificações. As fendas tangenciais e a curvatura radial concentram-se na vizinhança do pilar. É assumido que a fenda crítica de punçoamento atinge a face superior da laje à distância d da face do pilar. Na Figura 5.4, é esquematizada a espessura da laje (h), a altura útil da armadura de flexão (d), o raio do bordo da laje (r_s), o raio da posição da carga (r_q), o raio do limite da zona em BRFA (r_{BRFA}), o raio da posição da fenda crítica ($r_0 = r_c + d$), o raio da secção do pilar (r_c) e a rotação da laje fora do perímetro da fenda crítica de punçoamento (ψ).

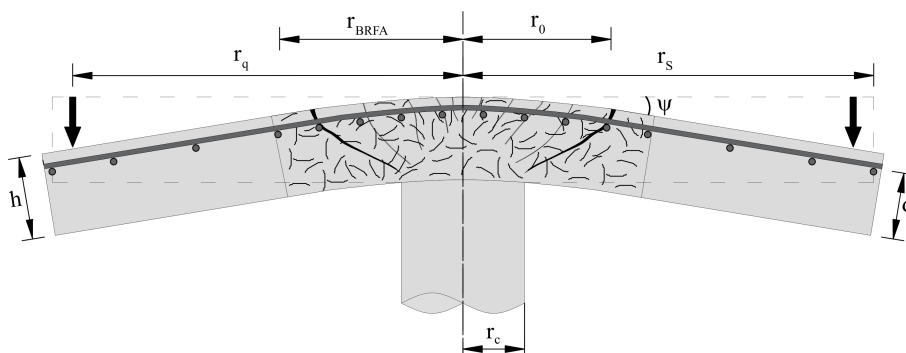


Figura 5.4: Definição geométrica dos parâmetros envolvidos.

Na região exterior à fenda crítica de punçoamento, o momento e a curvatura radial decresce rapidamente. Assume-se que na zona exterior à fenda crítica de punçoamento a laje apresenta uma deformação cónica em que a rotação se mantém constante

5.2. AVALIAÇÃO DA RESISTÊNCIA AO PUNÇAMENTO DE LAJES SUJEITAS A AÇÕES VERTICAIS MONOTÓNICAS

(Equação (5.11)) (o parâmetro r representa o raio desde o centro do pilar):

$$\chi_t = -\frac{\psi}{r}, \quad r > r_0 \quad (5.11)$$

Na região delimitada pelo perímetro definido pela fenda crítica de punçamento, uma vez que as forças radiais são constantes, considera-se que o momento radial também é constante. Assim sendo, é assumido que as curvaturas radial e tangencial são iguais e constantes dentro do região delimitada pelo perímetro definido pela fenda crítica de punçamento, apresentando uma deformação esférica (Equação (5.12)):

$$\chi_r = \chi_t = -\frac{\psi}{r_0}, \quad r \leq r_0 \quad (5.12)$$

Na Figura 5.5 (b), são representados os binários resultantes das forças no betão normal sem fibras, no BRFA e nas armaduras longitudinais, na forma de momentos flectores m_r e m_t , nas direcções radial e tangencial, respetivamente. Não foi considerado o momento devido à componente de força vertical das fibras e da armadura radial superior.

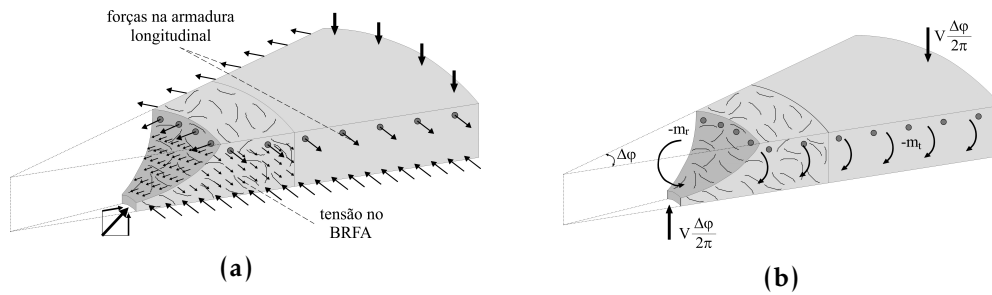


Figura 5.5: Segmento radial de laje: (a) forças no betão normal, no BRFA e na armadura longitudinal e (b) forças e momentos resultantes (adaptado de [83]).

A Figura 5.6 apresenta a relação quadrilinear $m - \chi$ para cada um dos tipos de betão em análise.

Os quatro segmentos que definem a relação $m - \chi$ de cada betão são dados pelas Equações (5.13) e (5.14) e correspondem a diferentes zonas no modelo de laje:

$$m(\chi) = \begin{cases} EI_0 \cdot [-\chi(\psi)] & se \quad -\chi(\psi) \leq -\chi_{cr} \\ m_{cr} & se \quad -\chi_{cr} < -\chi(\psi) \leq -\chi_1 \\ EI_1 \cdot [-\chi(\psi) + \chi_{TS}] & se \quad -\chi_1 < -\chi(\psi) \leq -\chi_y \\ m_{R,BN} & se \quad -\chi(\psi) > -\chi_y \end{cases} \quad (5.13)$$

$$m_{BRFA}(\chi) = \begin{cases} EI_{0,BRFA} \cdot [-\chi(\psi)] & se \quad -\chi(\psi) \leq -\chi_{cr,BRFA} \\ m_{cr,BRFA} & se \quad -\chi_{cr,BRFA} < -\chi(\psi) \leq -\chi_{1,BRFA} \\ EI_{1,BRFA} \cdot [-\chi(\psi) + \chi_{TS,BRFA}] & se \quad -\chi_{1,BRFA} < -\chi(\psi) \leq -\chi_{y,BRFA} \\ m_{R,BRFA} & se \quad -\chi(\psi) > -\chi_{y,BRFA} \end{cases} \quad (5.14)$$

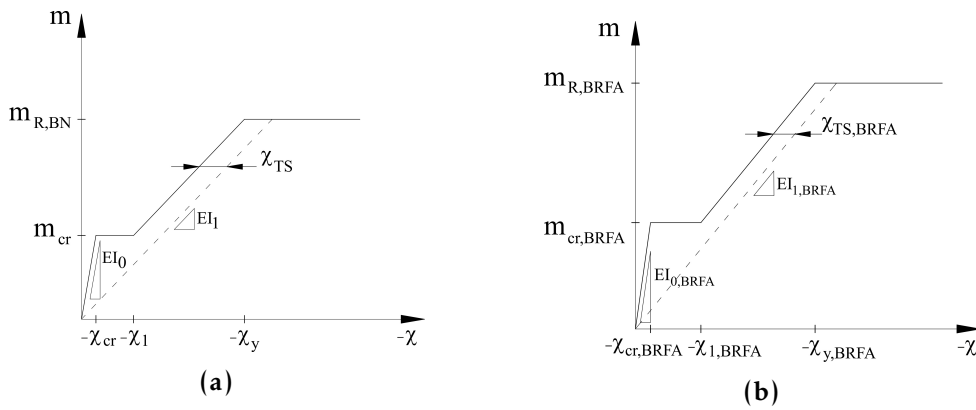


Figura 5.6: Relação quadrilinear momento-curvatura ($m - \chi$): (a) betão normal sem fibras e (b) BRFA (adaptado de [83]).

As relações $m - \chi$ são caracterizadas pelas rigidez de flexão antes (EI_0 e $EI_{0,BRFA}$) e após a fendilhação (EI_1 e $EI_{1,BRFA}$), pelos momentos fletores para os quais ocorre o início da fendilhação (m_{cr} e $m_{cr,BRFA}$), pelos momentos fletores resistentes ($m_{R,BN}$ e $m_{R,BRFA}$) e pelos fatores que têm em conta o efeito *tension stiffening* (χ_{TS} e $\chi_{TS,BRFA}$). Os parâmetros χ_{cr} e $\chi_{cr,BRFA}$ representam a curvatura correspondente à fendilhação da secção da laje com betão normal sem fibras e com BRFA, respetivamente, χ_1 e $\chi_{1,BRFA}$ correspondem à estabilização da fendilhação para cada tipo de betão e χ_y e $\chi_{y,BRFA}$ correspondem à cedência das armaduras de flexão na secção de cada tipo de betão.

Assumindo a relação $\chi(\psi) = -\psi / r$ (Equação (5.11)) e aplicando nas Equações (5.13) e (5.14), obtêm-se as relações $m - r$ apresentadas nas Equações (5.15) e (5.16):

$$m(r) = \begin{cases} m_{R,BN} & \text{se } r_{BRFA} < r \leq r_y \\ EI_1 \cdot [\psi/r + \chi_{TS}] & \text{se } r_y < r \leq r_1 \\ m_{cr} & \text{se } r_1 < r \leq r_{cr} \\ EI_0 \cdot \psi/r & \text{se } r_{cr} < r \leq r_s \end{cases} \quad (5.15)$$

$$m_{BRFA}(r) = \begin{cases} m_{R,BRFA} & \text{se } r_0 < r \leq r_{y,BRFA} \\ EI_{1,BRFA} \cdot [\psi/r + \chi_{TS,BRFA}] & \text{se } r_{y,BRFA} < r \leq r_{1,BRFA} \\ m_{cr,BRFA} & \text{se } r_{1,BRFA} < r \leq r_{cr,BRFA} \\ EI_{0,BRFA} \cdot \psi/r & \text{se } r_{cr,BRFA} < r \leq r_{BRFA} \end{cases} \quad (5.16)$$

Os parâmetros r_{cr} , r_1 e r_y representam as posições da laje desde o centro do pilar, referentes às curvaturas χ_{cr} , χ_1 e χ_y , respetivamente, para a secção com betão normal sem fibras. Para a secção com utilização racional de BRFA a terminologia é idêntica mas é adicionada a sigla BRFA.

Fazendo o equilíbrio do segmento radial de laje apresentado na Figura 5.5 (b), resulta a Equação (5.17) [89]:

$$V \cdot \frac{\Delta\varphi}{2 \cdot \pi} \cdot (r_q - r_c) = -m_r \cdot \Delta\varphi \cdot r_0 - \Delta\varphi \cdot \int_{r_0}^{r_s} m_\varphi \cdot dr \quad (5.17)$$

em que o momento radial (m_r) é calculado de acordo com a relação momento-curvatura apresentada na Figura 5.6 e utilizando a curvatura dada pela Equação (5.12) [83].

Tendo em consideração as Equações (5.15) a (5.17), e visto que a região com BRFA pode apresentar várias dimensões em planta, obtém-se as Equações (5.18) a (5.20). Note-se que a Equação (5.19) é válida para os casos de lajes com BRFA com armadura longitudinal com distribuição uniforme ou então para os casos em que a região de BRFA coincide com a concentração das armaduras longitudinais, como são os casos dos modelos de laje apresentados no Capítulo 4. Em todos os outros casos é necessário utilizar a Equação (5.17) e adaptá-la à situação a analisar. Os parâmetros utilizados nas Equações (5.18) a (5.20), que descrevem a relação $V - \psi$, são apresentados após as referidas equações. Os operadores $\langle x \rangle$ nas Equações (5.18) a (5.20) valem x para $x > 0$ e 0 para $x \leq 0$.

Para lajes compostas unicamente com betão normal sem fibras [89]:

$$V = \frac{2 \cdot \pi}{r_q - r_c} \cdot \left\{ -m_r \cdot r_0 + m_{R,BN} \cdot \langle r_y - r_0 \rangle + EI_1 \cdot \psi \cdot \left\langle \ln \left(\frac{r_1}{r_y} \right) \right\rangle + \right. \\ \left. + EI_1 \cdot \chi_{TS} \cdot \langle r_1 - r_y \rangle + m_{cr} \cdot \langle r_{cr} - r_1 \rangle + EI_0 \cdot \psi \cdot \left\langle \ln \left(\frac{r_s}{r_{cr}} \right) \right\rangle \right\} \quad (5.18)$$

Para lajes com utilização racional de BRFA entre $r_0 < r_{BRFA} < r_s$:

$$V = \frac{2 \cdot \pi}{r_q - r_c} \cdot \left\{ -m_{r,BRFA} \cdot r_0 + m_{R,BRFA} \cdot \langle r_{y,BRFA} - r_0 \rangle + EI_{1,BRFA} \cdot \psi \cdot \left\langle \ln \left(\frac{r_{1,BRFA}}{r_{y,BRFA}} \right) \right\rangle + \right. \\ \left. + EI_{1,BRFA} \cdot \chi_{TS,BRFA} \cdot \langle r_{1,BRFA} - r_{y,BRFA} \rangle + m_{cr,BRFA} \cdot \langle r_{cr,BRFA} - r_{1,BRFA} \rangle + \right. \\ \left. + EI_{0,BRFA} \cdot \psi \cdot \left\langle \ln \left(\frac{r_{BRFA}}{r_{cr,BRFA}} \right) \right\rangle + m_{R,BN} \cdot \langle r_y - r_0 \rangle + EI_1 \cdot \psi \cdot \left\langle \ln \left(\frac{r_1}{r_y} \right) \right\rangle + \right. \\ \left. + EI_1 \cdot \chi_{TS} \cdot \langle r_1 - r_y \rangle + m_{cr} \cdot \langle r_{cr} - r_1 \rangle + EI_0 \cdot \psi \cdot \left\langle \ln \left(\frac{r_s}{r_{cr}} \right) \right\rangle \right\} \quad (5.19)$$

A proposta de adaptação da metodologia de cálculo da resistência ao punçoamento de lajes fungiformes com utilização racional de BRFA é definida entre $r_0 < r_{BRFA} < r_s$, pelo facto que para regiões inferiores a r_0 a contribuição das fibras na zona de tração deixa de ser influente, retirando as principais vantagens da utilização deste material com características melhoradas. A análise numérica apresentada na Secção 4.3.7.2 comprova que a

utilização racional de BRFA numa região até r_0 não apresenta significativas vantagens no comportamento das lajes.

Para lajes compostas unicamente com BRFA [83]:

$$\begin{aligned}
 V = \frac{2 \cdot \pi}{r_q - r_c} \cdot \left\{ -m_{r, BRFA} \cdot r_0 + m_{R, BRFA} \cdot \langle r_{y, BRFA} - r_0 \rangle + EI_{1, BRFA} \cdot \psi \cdot \left\langle \ln \left(\frac{r_{1, BRFA}}{r_{y, BRFA}} \right) \right\rangle + \right. \\
 \left. + EI_{1, BRFA} \cdot \chi_{TS, BRFA} \cdot \langle r_{1, BRFA} - r_{y, BRFA} \rangle + m_{cr, BRFA} \cdot \langle r_{cr, BRFA} - r_{1, BRFA} \rangle + \right. \\
 \left. EI_{0, BRFA} \cdot \psi \cdot \left\langle \ln \left(\frac{r_s}{r_{cr, BRFA}} \right) \right\rangle \right\}
 \end{aligned} \quad (5.20)$$

As formulações da relação $V - \psi$ apresentadas anteriormente foram estabelecidas para lajes circulares com pilares circulares. No presente caso de estudo, as lajes experimentais são octogonais mas, por simplificação, serão consideradas como sendo circulares e os pilares sendo quadrados. Segundo Moraes *et al.* [88], a equivalência geométrica entre um pilar circular e um quadrado (denominado "pilar circular equivalente") é feita de forma a garantir o mesmo perímetro, resultando na Equação (5.21):

$$r_{c, eq} = \frac{2 \cdot c}{\pi} \quad (5.21)$$

em que $r_{c, eq}$ é o valor do raio do pilar circular equivalente e c é a dimensão da secção transversal do pilar quadrado.

De seguida, são descritos os vários parâmetros utilizados nas Equações (5.18) a (5.20).

Os parâmetros relativos à secção em betão normal sem fibras são apresentados nas Equações (5.22) a (5.33), de acordo com Muttoni [89].

Antes da fendilhação, é assumido um comportamento linear do betão e não é tido em conta o efeito das armaduras longitudinais:

$$EI_0 = \frac{E_c \cdot h^3}{12} \quad (5.22)$$

$$m_{cr} = \frac{f_{ct} \cdot h^2}{6} \quad (5.23)$$

$$-\chi_{cr} = \frac{m_{cr}}{EI_0} = \frac{2 \cdot f_{ct}}{h \cdot E_c} \quad (5.24)$$

Depois da fendilhação é assumido um comportamento elástico-linear do betão e das armaduras longitudinais:

$$EI_1 = \rho \cdot \beta \cdot E_s \cdot d^3 \cdot \left(1 - \frac{x_c}{d} \right) \cdot \left(1 - \frac{x_c}{3 \cdot d} \right) \quad (5.25)$$

em que x_c a profundidade da zona de compressão (Equação (5.26)) e β é um fator de eficiência que tem em conta a distribuição ortogonal da armadura longitudinal e a redução da razão entre a rigidez à torção e à flexão após fendilhação da laje, sendo recomendado utilizar $\beta = 0.6$ [89].

$$x_c = \rho \cdot \beta \cdot \frac{E_s}{E_c} \cdot d \cdot \left(\sqrt{1 + \frac{2 \cdot E_c}{\rho \cdot \beta \cdot E_s}} - 1 \right) \quad (5.26)$$

O momento resistente ($m_{R,BN}$) (Equação (5.27)) é obtido assumindo um comportamento perfeitamente plástico das armaduras longitudinais após a cedência, um bloco retangular de tensões do betão na zona em compressão afetado pelo fator β_1 e desprezando o efeito da armadura longitudinal na zona de compressão:

$$m_{R,BN} = \rho \cdot f_y \cdot d^2 \cdot \left(1 - \frac{\beta_1 \cdot \rho \cdot f_y}{2 \cdot f_c} \right) \quad (5.27)$$

em que β_1 é um fator relativo à profundidade da zona comprimida que, de acordo com o MC2010 [45], pode ser aproximado a $\beta_1 = 0.80 - (f_{cm} - 50)/400$.

A diminuição da curvatura devido ao efeito de *tension stiffening* (χ_{TS}), a curvatura no início da estabilização da fendilhação (χ_1) e a curvatura na cedência das armaduras longitudinais (χ_y) são dadas pelas Equações (5.28) a (5.30), respetivamente:

$$\chi_{TS} = \frac{f_{ct}}{\rho \cdot \beta \cdot E_s} \cdot \frac{1}{6 \cdot h} \cong 0.5 \cdot \frac{m_{cr}}{EI_1} \quad (5.28)$$

$$-\chi_1 = \frac{m_{cr}}{EI_1} - \chi_{TS} \quad (5.29)$$

$$-\chi_y = \frac{m_{R,BN}}{EI_1} - \chi_{TS} \quad (5.30)$$

O raio r_{cr} , r_1 e r_y são obtidos substituindo as Equações (5.24), (5.29) e (5.30) na Equação (5.11), obtendo:

$$r_{cr} = -\frac{\psi}{\chi_{cr}} = \frac{\psi \cdot EI_0}{m_{cr}} \leq r_s \quad (5.31)$$

$$r_1 = -\frac{\psi}{\chi_1} = \frac{\psi}{\frac{m_{cr}}{EI_1} - \chi_{TS}} \leq r_s \quad (5.32)$$

$$r_y = -\frac{\psi}{\chi_y} = \frac{\psi}{\frac{m_{R,BN}}{EI_1} - \chi_{TS}} \leq r_s \quad (5.33)$$

De forma similar, podemos obter os parâmetros relativos ao BRFA [83] (Equações (5.34) a (5.44)):

$$EI_{0,BRFA} = \frac{E_{c,BRFA} \cdot h^3}{12} \quad (5.34)$$

$$m_{cr,BRFA} = \frac{f_{ct,BRFA} \cdot h^2}{6} \quad (5.35)$$

$$-\chi_{cr,BRFA} = \frac{m_{cr,BRFA}}{EI_{0,BRFA}} = \frac{2 \cdot f_{ct,BRFA}}{h \cdot E_{c,BRFA}} \quad (5.36)$$

$$EI_{1,BRFA} = \rho \cdot \beta \cdot E_s \cdot d^3 \cdot \left(1 - \frac{x_c}{d}\right) \cdot \left(1 - \frac{x_c}{3 \cdot d}\right) \quad (5.37)$$

$$x_c = \rho \cdot \beta \cdot \frac{E_s}{E_{c,BRFA}} \cdot d \cdot \left(\sqrt{1 + \frac{2 \cdot E_{c,BRFA}}{\rho \cdot \beta \cdot E_s}} - 1 \right) \quad (5.38)$$

$$\chi_{TS,BRFA} = \frac{f_{ct,BRFA}}{\rho \cdot \beta \cdot E_s} \cdot \frac{1}{6 \cdot h} \quad (5.39)$$

$$-\chi_{1,BRFA} = \frac{m_{cr,BRFA}}{EI_{1,BRFA}} - \chi_{TS,BRFA} \quad (5.40)$$

$$-\chi_{y,BRFA} = \frac{m_{R,BRFA}}{EI_{1,BRFA}} - \chi_{TS,BRFA} \quad (5.41)$$

$$r_{cr,BRFA} = -\frac{\psi}{\chi_{cr,BRFA}} = \frac{\psi \cdot EI_{0,BRFA}}{m_{cr,BRFA}} \leq r_{BRFA} \quad (5.42)$$

$$r_{1,BRFA} = -\frac{\psi}{\chi_{1,BRFA}} = \frac{\psi}{\frac{m_{cr,BRFA}}{EI_{1,BRFA}} - \chi_{TS,BRFA}} \leq r_{BRFA} \quad (5.43)$$

$$r_{y,BRFA} = -\frac{\psi}{\chi_{y,BRFA}} = \frac{\psi}{\frac{m_{R,BRFA}}{EI_{1,BRFA}} - \chi_{TS,BRFA}} \leq r_{BRFA} \quad (5.44)$$

5.2. AVALIAÇÃO DA RESISTÊNCIA AO PUNÇOAMENTO DE LAJES SUJEITAS A AÇÕES VERTICAIS MONOTÓNICAS

O momento resistente ($m_{R,BRFA}$) (Equação (5.45)) é obtido assumindo um comportamento perfeitamente plástico das armaduras longitudinais após a cedência, um bloco retangular de tensões do betão na zona em compressão afetado pelo fator β_1 , uma tensão de tração média do BRFA e desprezando o efeito da armadura longitudinal na zona de compressão, de acordo com Maya *et al.* [83]:

$$m_{R,BRFA} = \rho \cdot d^2 \cdot f_y \cdot \left[1 - \frac{\beta_1 \cdot (\rho \cdot f_y + f_{ct2,f} \cdot h/d)}{2 \cdot (\alpha_{cc} \cdot f_{c,BRFA} + f_{ct2,f})} \right] + \frac{h^2 \cdot f_{ct2,f}}{2} \cdot \left[1 - \frac{\rho \cdot f_y \cdot d/h + f_{ct2,f}}{(\alpha_{cc} \cdot f_{c,BRFA} + f_{ct2,f})} \right] \cdot \left[1 + \frac{\rho \cdot f_y \cdot d/h + f_{ct2,f}}{(\alpha_{cc} \cdot f_{c,BRFA} + f_{ct2,f})} \cdot (1 - \beta_1) \right] \quad (5.45)$$

em que α_{cc} é um fator que tem em conta os efeitos de longo prazo sobre a resistência à compressão e também os efeitos desfavoráveis devido às condições de carga, obtido de acordo com o MC2010 [45]. O parâmetro $f_{ct2,f}$ é a tensão de tração residual do BRFA para uma abertura de fenda de 3.0 mm [83]. No presente estudo optou-se por utilizar os valores de $f_{ct2,f}$ obtidos da análise inversa dos ensaios à flexão em prismas.

Formulação Simplificada

Para fins práticos, a relação carga-rotação pode ser simplificada de acordo com Maya *et al.* [83] e Muttoni [89]. A formulação simplificada, correspondente a um nível de aproximação III, é dada pela Equação (5.46):

$$V = V_{flex} \cdot \left(\frac{\psi}{1.2 \cdot \frac{r_s \cdot f_y}{d \cdot E_s}} \right)^{2/3} \quad (5.46)$$

em que V é o valor da carga vertical aplicada que provoca punçoamento, V_{flex} é o valor da carga vertical que provoca a rotura da laje por flexão, ψ é a rotação da laje, r_s é a distância desde o centro do pilar ao ponto em que o momento fletor é nulo, f_y é o valor da tensão de cedência à tração do aço das armaduras longitudinais superiores, d é a altura útil média e E_s é o valor médio do módulo de elasticidade do aço das armaduras longitudinais superiores.

A formulação para o cálculo da carga vertical que provoca a rotura da laje por flexão (V_{flex}) pode ser adaptada para o caso de lajes com utilização racional de BRFA. No presente estudo a avaliação da capacidade resistente à flexão dos modelos de laje foi realizada com recurso ao mecanismo das linhas de rotura, através da Equação (5.47):

$$V_{flex} \approx 8 \cdot \frac{B}{2 \cdot (b_{q1} + b_{q2})} \cdot m_R \quad (5.47)$$

em que B é a largura total do modelo de laje, b_{q1} e b_{q2} são as distâncias na direção x desde a face do pilar até aos apoios (Figura 4.38) e m_R é o valor médio do momento

fletor resistente por unidade de comprimento. O cálculo de m_R para lajes com utilização racional de BRFA tem por base duas contribuições, uma do BRFA e uma do betão normal sem fibras, de acordo com a Equação (5.48):

$$m_R = \frac{m_{R,BRFA} \cdot c_{BRFA} + m_{R,BN} \cdot (B - c_{BRFA})}{B} \quad (5.48)$$

em que $m_{R,BRFA}$ é o valor do momento fletor resistente por unidade de comprimento do BRFA, obtido de acordo com Maya *et al.* [83] (Equação (5.45)), $m_{R,BN}$ é o valor do momento fletor resistente por unidade de comprimento do betão normal sem fibras, adaptado de Muttoni [89] (Equação (5.27)) e c_{BRFA} é a largura da região com BRFA (Figura 4.38).

5.2.3 Análise de Resultados

As formulações apresentadas anteriormente para a relação $V-\psi$ (quadrilinear e simplificada) e para o critério de rotura foram aplicadas na previsão dos modelos ensaiados com utilização integral ou racional de BRFA. Note-se que, para os modelos com utilização integral de BRFA, foi utilizada, na formulação quadrilinear, a Equação (5.20) proposta por Maya *et al.* [83], sendo utilizada a Equação (5.19), proposta neste estudo, para os modelos com utilização racional de BRFA, enquanto que para os modelos sem fibras foi utilizada a Equação 5.18, proposta por Muttoni [89].

Na Figura 5.7 e Figura 5.8 são apresentados os resultados obtidos nos modelos de laje com BRFA. Para cada modelo são apresentadas cinco curvas, nomeadamente:

- a formulação média do critério de rotura [Equação (5.1)], com integração completa da tensão de tração (Equação (5.3));
- a formulação média do critério de rotura [Equação (5.1)], com utilização da expressão simplificada (Equação (5.7));
- a formulação quadrilinear da relação $V-\psi$ [Equação (5.19) e (5.20) para os modelos com utilização racional e integral de BRFA, respetivamente e Equação (5.18) para os modelos sem fibras];
- a formulação simplificada da relação $V-\psi$ [Equação (5.46)];
- os valores experimentais registados no ensaio;

Os valores de V e ψ previstos na rotura correspondem à interseção das curvas $V-\psi$ com a curva do critério de rotura proposto.

5.2. AVALIAÇÃO DA RESISTÊNCIA AO PUNÇAMENTO DE LAJES SUJEITAS A AÇÕES VERTICAIS MONOTÓNICAS

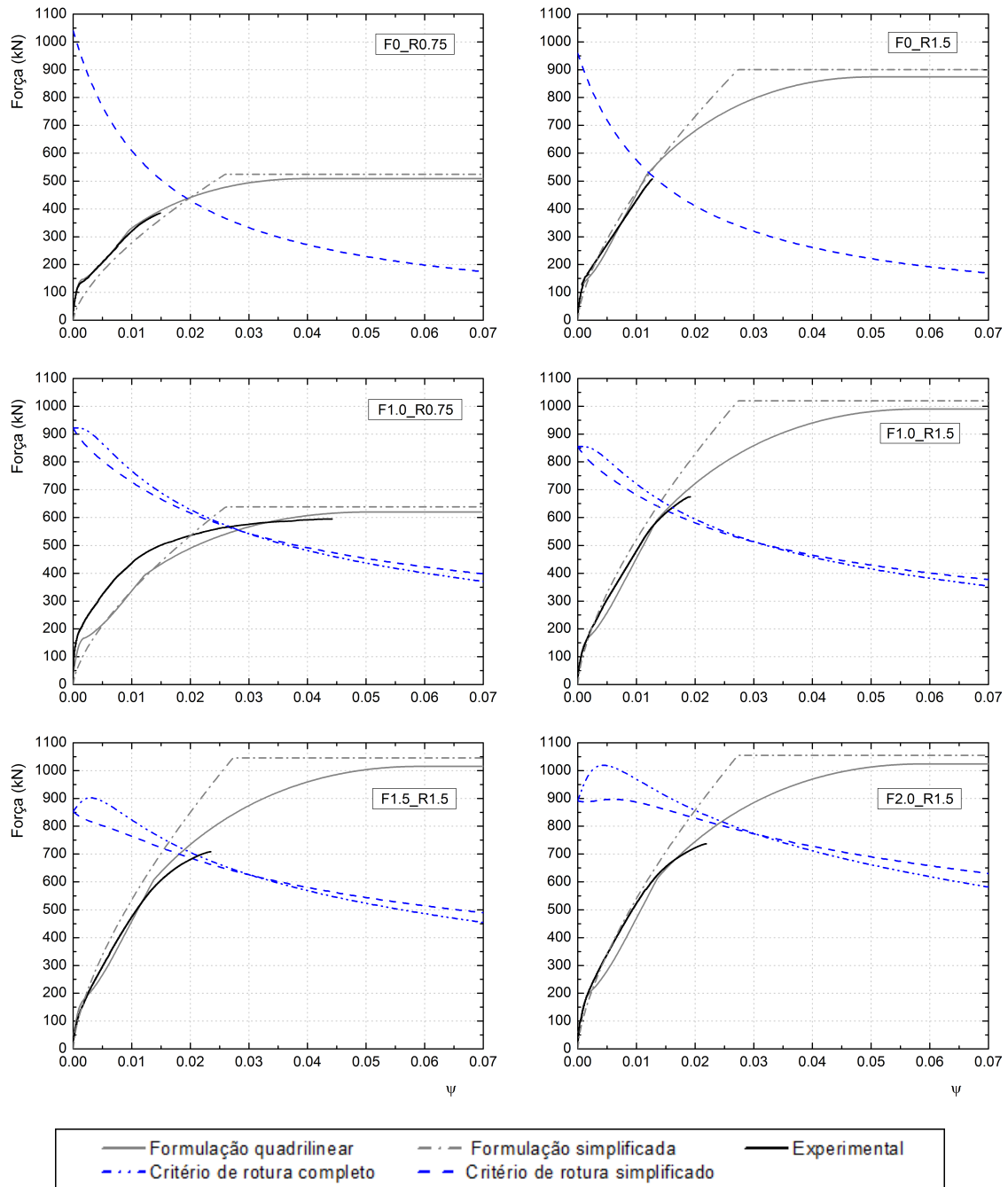


Figura 5.7: Curvas V - ψ dos modelos de laje com utilização integral de BRFA: experimental, formulação quadrilinear e simplificada e critério de rotura completo e simplificado.

CAPÍTULO 5. COMPARAÇÃO DAS CARGAS DE ROTURA EXPERIMENTAIS COM OS VALORES PREVISTOS DE ACORDO COM EXPRESSÕES E NORMAS

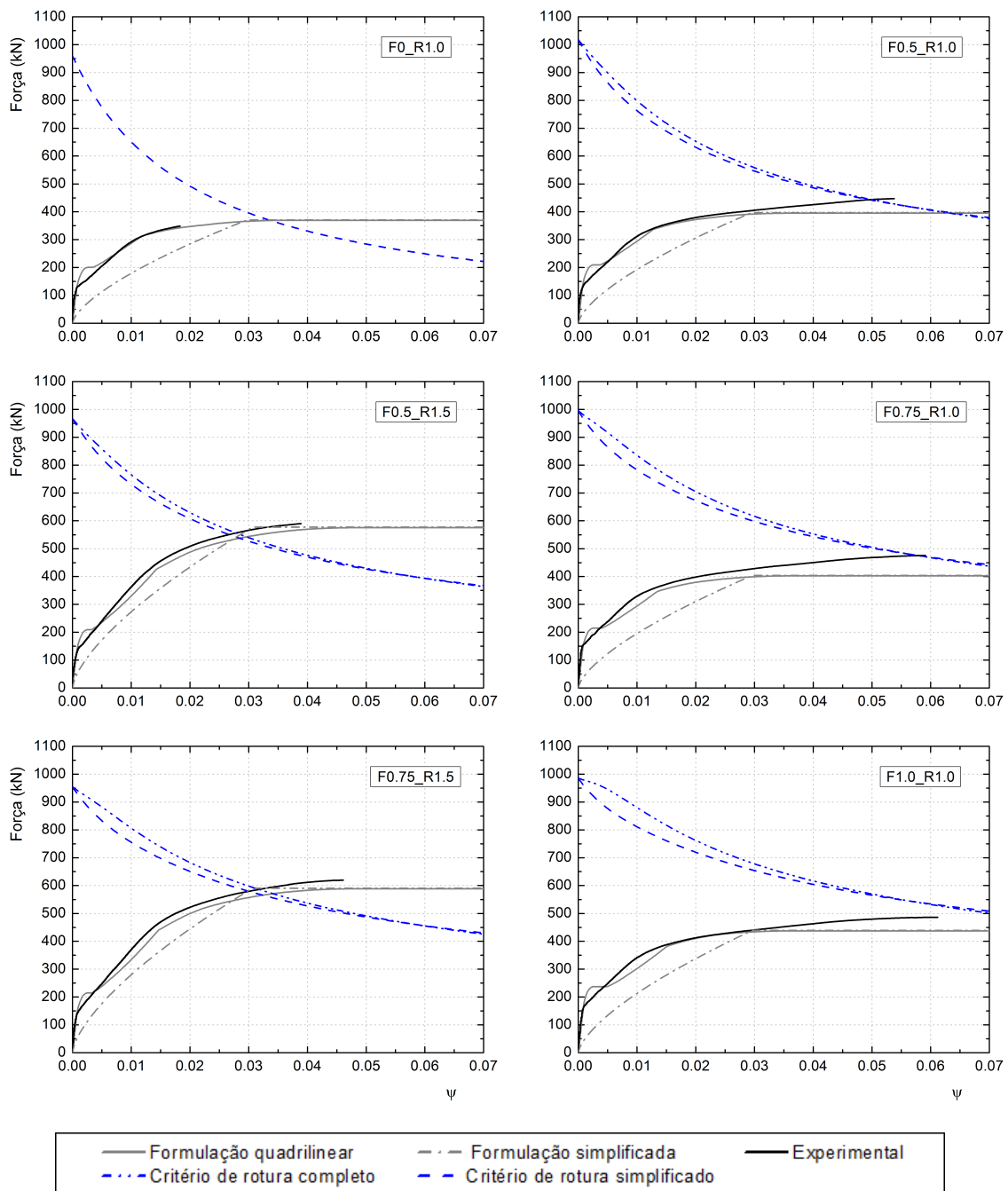


Figura 5.8: Curvas $V-\psi$ dos modelos de laje com utilização racional de BRFA: experimental, formulação quadrilinear e simplificada e critério de rotura completo e simplificado.

Analisando as curvas $V-\psi$ apresentadas nas Figuras 5.7 e 5.8, verifica-se que em termos do critério de rotura as duas curvas apresentam um andamento idêntico acima de rotações de cerca de 0.02. Para valores inferiores de rotação, o comportamento é distinto, sendo bem perceptível a contribuição das fibras no critério de rotura completo. Nas curvas $V-\psi$ em que são utilizadas as formulações quadrilinear e simplificada, os resultados mostram que estas apresentam uma rigidez fendilhada semelhante para o caso da utilização integral de BRFA.

5.2. AVALIAÇÃO DA RESISTÊNCIA AO PUNÇOAMENTO DE LAJES SUJEITAS A AÇÕES VERTICAIS MONOTÓNICAS

Observando em particular os resultados obtidos nos modelos de laje com utilização integral de BRFA (Figura 5.7), verifica-se que a formulação quadrilinear apresenta um andamento muito semelhante ao comportamento obtido nos ensaios experimentais, sendo desde o início do ensaio, na fendilhação, no comportamento pós-fendilhação até à rotura, com a exceção do modelo F1.0_R0.75. Neste modelo, foi obtido um comportamento experimental com maior rigidez pré-fendilhação do que os outros modelos e a perda de rigidez devido ao início da fendilhação foi para um carregamento superior ao verificado nos restantes modelos de laje, podendo ser estas as principais causas para as diferenças entre as curvas $V-\psi$ experimental e as obtidas pelas formulações quadrilinear e simplificada. Os critérios de rotura utilizados mostraram ser adequados para este tipo de lajes com utilização integral de BRFA pois a intersecção das curvas experimentais $V-\psi$ com as do critério de rotura são próximas da rotura dos ensaios experimentais.

Quanto aos resultados obtidos nos modelos de laje com utilização racional de BRFA, verifica-se que a formulação quadrilinear proposta apresenta um andamento muito semelhante ao comportamento obtido nos ensaios experimentais, à exceção do início da fendilhação. As curvas $V-\psi$ experimentais obtidas nos modelos F0.5_R1.0, F0.75_R1.0 e F1.0_R1.0 apresentam um comportamento de endurecimento das armaduras longitudinais próximo da rotura, acontecimento que não é observado nas formulações quadrilinear e simplificada pelo facto de ter sido utilizado um comportamento elástico-plástico sem endurecimento das armaduras longitudinais. Os critérios de rotura utilizados apresentam resultados satisfatórios também neste caso.

Nas Tabelas 5.1 e 5.2, são apresentados os valores de carga de rotura previstos pelas formulações e os valores obtidos nos ensaios experimentais aos modelos de laje com utilização integral e racional de BRFA, respetivamente.

Tabela 5.1: Cargas de rotura previstas pelas formulações propostas, para os modelos com utilização integral de BRFA.

Modelo	$V_{u,exp}$	Critério de Rotura (C. R.)				$V_{u,exp} / V_R$			
		Completo		Simplificado		C. R. Completo		C. R. Simplificado	
		$V-\psi$ Quad.	$V-\psi$ Simpl.	$V-\psi$ Quad.	$V-\psi$ Simpl.	$V-\psi$ Quad.	$V-\psi$ Simpl.	$V-\psi$ Quad.	$V-\psi$ Simpl.
F0_R0.75	385.0	437.2	435.5	437.2	435.5	0.88	0.88	0.88	0.88
F0_R1.5	507.9	530.9	527.9	530.9	527.9	0.96	0.96	0.96	0.96
F1.0_R0.75	594.6	555.6	594.8	555.1	590.0	1.07	1.00	1.07	1.01
F1.0_R1.5	674.2	640.9	659.7	625.9	640.4	1.05	1.02	1.08	1.05
F1.5_R1.5	708.2	716.2	743.4	699.5	718.9	0.99	0.95	1.01	0.99
F2.0_R1.5	736.6	816.6	857.2	806.4	834.0	0.90	0.86	0.91	0.88
Média (só lajes com BRFA)						1.00	0.96	1.02	0.98
CoV (só lajes com BRFA)						0.08	0.08	0.07	0.07

$V_{u,exp}$ - valor da carga de rotura experimental;

V_R - valor da carga de rotura utilizando as formulações.

CAPÍTULO 5. COMPARAÇÃO DAS CARGAS DE ROTURA EXPERIMENTAIS COM OS VALORES PREVISTOS DE ACORDO COM EXPRESSÕES E NORMAS

Tabela 5.2: Cargas de rotura previstas pelas formulações propostas, para os modelos com utilização racional de BRFA.

Modelo	$V_{u,exp}$	Critério de Rotura (C. R.)				$V_{u,exp} / V_R$			
		Completo		Simplificado		C. R. Completo		C. R. Simplificado	
		$V-\psi$ Quad.	$V-\psi$ Simpl.	$V-\psi$ Quad.	$V-\psi$ Simpl.	$V-\psi$ Quad.	$V-\psi$ Simpl.	$V-\psi$ Quad.	$V-\psi$ Simpl.
F0_R1.0	348.4	368.9	370.9*	368.9	370.9*	0.94	0.94	0.94	0.94
F0.5_R1.0	447.3	395.2*	396.6*	395.2*	396.6*	1.13	1.13	1.13	1.13
F0.5_R1.5	589.8 ⁽¹⁾	542.8	550.6	538.8	541.8	1.09	1.07	1.09	1.09
F0.75_R1.0	475.6	402.7*	404.2*	402.7*	404.2*	1.18	1.18	1.18	1.18
F0.75_R1.5	619.2	570.7	590.5*	565.5	580.5	1.08	1.05	1.09	1.07
F1.0_R1.0	486.5	437.4*	439.1*	437.4*	439.1*	1.11	1.11	1.11	1.11
Média (só lajes com BRFA)						1.12	1.11	1.12	1.11
CoV (só lajes com BRFA)						0.04	0.05	0.03	0.04

* - o valor da carga de rotura foi limitado pela resistência à flexão do modelo de laje;

⁽¹⁾ - carga vertical total no modelo no momento da rotura de um dos oito apoios sobre a linha de momentos nulos;

$V_{u,exp}$ - valor da carga de rotura experimental;

V_R - valor da carga de rotura utilizando as formulações.

Através dos resultados apresentados nas Tabelas 5.1 e 5.2, é possível concluir que os valores da carga de rotura dos modelos de laje com BRFA, calculados utilizando o critério de rotura completo, simplificado e as formulações quadrilinear e simplificada, são próximos dos experimentais. Verifica-se que, através da utilização de formulações simplificadas, os resultados médios são também satisfatórios, o que leva a concluir que para aplicações práticas estas podem ser aplicadas, simplificando bastante o processo de cálculo.

Analisando a Tabela 5.1 com os resultados dos modelos com utilização integral de BRFA, verifica-se que em termos médios as previsões são próximas da unidade, apresentando um baixo coeficiente de variação. Estes valores de média e de coeficiente de variação são próximos aos obtidos por Maya *et al.* [83]. Todos os valores de capacidade de carga previstos para os modelos de laje são limitados pela sua resistência ao punçoamento.

Quanto aos resultados obtidos nos modelos com utilização racional de BRFA, apresentados na Tabela 5.2, verifica-se que todas as previsões da capacidade de carga dos modelos com BRFA são a favor da segurança. Em termos médios das relações $V_{u,exp}/V_R$, obteve-se valores relativamente próximos da unidade, a favor da segurança e com um baixo coeficiente de variação. Os modelos de laje com BRFA que apresentaram experimentalmente uma rotura próxima da flexão (F0.5_R1.0) ou de flexão (F0.75_R1.0 e F1.0_R1.0), tiveram previsões da capacidade de carga limitadas pela sua resistência à flexão, mostrando que a formulação proposta está adequada para a previsão da capacidade resistente à flexão, da mesma forma que está para o punçoamento. Qualquer uma das quatro possibilidades de previsão conduzem a valores idênticos da capacidade de carga, obtendo relações $V_{u,exp}/V_R$ médias de 1.12 e 1.11 utilizando a formulação quadrilinear e simplificada, respetivamente. Se compararmos estes resultados com os obtidos na modelação numérica destes modelos de laje, verifica-se que, em termos médios, o valor da modelação numérica,

5.2. AVALIAÇÃO DA RESISTÊNCIA AO PUNÇOAMENTO DE LAJES SUJEITAS A AÇÕES VERTICAIS MONOTÓNICAS

neste caso 1.05 (CoV = 0.05), está mais próximo da unidade.

Nas Tabelas 5.3 e 5.4 são apresentados os resultados das previsões da capacidade de carga dos modelos de laje segundo expressões de cálculo empíricas e semi-empíricas propostas por alguns autores referidos na Seção 2.2.

Tabela 5.3: Relação entre as carga de roturas experimentais dos modelos com utilização integral de BRFA e as previstas de acordo com expressões de cálculo.

Modelo	$V_{u,exp}$ (MPa)	$V_{u,exp} / V_R$				
		Narayanan e Darwish [93]	Harajli <i>et al.</i> [53]	Azevedo [9]	Higashiyama <i>et al.</i> [54]	Nguyen- Minh <i>et al.</i> [95]
F0_R0.75	385.0	0.86	0.76	0.73	1.01	0.96
F0_R1.5	507.9	1.09	1.09	1.05	1.15	1.10
F1.0_R0.75	594.6	1.00	1.03	0.95	1.03	1.31
F1.0_R1.5	674.2	1.14	1.26	1.16	1.01	1.37
F1.5_R1.5	708.2	1.32	1.71	1.58	0.98	1.34
F2.0_R1.5	736.6	1.78	1.69	1.59	1.01	1.26
Média (só lajes com BRFA)		1.31	1.42	1.32	1.01	1.32
CoV (só lajes com BRFA)		0.26	0.23	0.24	0.02	0.03

$V_{u,exp}$ - valor da carga de rotura experimental;

V_R - valor da carga de rotura utilizando as expressões de cálculo.

Tabela 5.4: Relação entre as carga de roturas experimentais dos modelos com utilização racional de BRFA e as previstas de acordo com expressões de cálculo.

Modelo	$V_{u,exp}$ (MPa)	$V_{u,exp} / V_R$				
		Narayanan e Darwish [93]	Harajli <i>et al.</i> [53]	Azevedo [9]	Higashiyama <i>et al.</i> [54]	Nguyen- Minh <i>et al.</i> [95]
F0_R1.0	348.4	0.87	0.74	0.76	0.91	0.98
F0.5_R1.0	447.3	0.77	0.80	0.82	0.88	1.08
F0.5_R1.5	589.8 ⁽¹⁾	1.02	1.12	1.14	1.07	1.35
F0.75_R1.0	475.6	0.80	0.82	0.84	0.86	1.11
F0.75_R1.5	619.2	1.03	1.12	1.14	1.03	1.36
F1.0_R1.0	486.5	0.80	0.80	0.81	0.83	1.09
Média (só lajes com BRFA)		0.89	0.93	0.95	0.93	1.20
CoV (só lajes com BRFA)		0.15	0.18	0.18	0.12	0.12

⁽¹⁾ - carga vertical total no modelo no momento da rotura de um dos oito apoios sobre a linha de momentos nulos;

$V_{u,exp}$ - valor da carga de rotura experimental;

V_R - valor da carga de rotura utilizando as expressões de cálculo.

Os valores apresentados nas Tabelas 5.3 e 5.4 são os previstos para a capacidade de carga dos modelos de laje do presente estudo, quando são utilizadas as expressões de cálculo propostas por cinco autores, sendo que algumas destas foram calibradas com parâmetros diferentes aos utilizados no presente estudo. De entre as cinco expressões, a proposta por Higashiyama *et al.* [54] é a que mais se enquadra, em termos gerais, com os modelos do presente estudo.

Quanto aos resultados obtidos nos modelos com utilização integral de BRFA apresentados na Tabela 5.3, verifica-se que, utilizando a expressão proposta por Higashiyama *et al.* [54], que é baseada no JSCE, obtém-se melhores resultados na relação $V_{u,exp} / V_R$ do que as restantes expressões, obtendo uma média de 1.01 e um coeficiente de variação baixo de $CoV = 0.02$. Em termos médios, os valores previstos são a favor da segurança, sendo que só a previsão do modelo F1.5_R1.5 é ligeiramente contra a segurança. Os resultados satisfatórios obtidos com esta formulação podem estar relacionados com o facto de os modelos utilizados no presente estudo se enquadrarem com a formulação proposta por Higashiyama *et al.* [54].

Analisando os resultados obtidos nos modelos com utilização racional de BRFA apresentados na Tabela 5.4, verifica-se que só a expressão semi-empírica de Nguyen-Minh *et al.* [95] é que prevê, em termos médios, relações $V_{u,exp} / V_R$ a favor da segurança. É possível observar nas restantes expressões que nos modelos F0.5_R1.0, F0.75_R1.0 e F1.0_R1.0 as previsões sobrestimam a carga de rotura experimental, estando este acontecimento relacionado com o facto da capacidade de carga experimental destes modelos ser influenciada pela capacidade resistente à flexão.

Em termos gerais, são obtidas previsões a favor da segurança para os modelos com utilização integral de BRFA, ao contrário dos modelos com utilização racional. Este acontecimento pode estar relacionado com o facto das expressões serem calibradas para lajes com utilização de BRFA em todo o seu volume e que apresentem exclusivamente rotura por punçoamento.

5.3 Comentários Finais

Neste capítulo foi realizada uma comparação dos valores de carga de rotura obtidos em ensaios experimentais com os valores previstos de acordo com metodologias de cálculo. Além das expressões e modelos de cálculo apresentados por vários autores, é apresentada neste estudo uma proposta de adaptação de uma metodologia de cálculo da resistência ao punçoamento de lajes fungiformes com utilização racional de BRFA. O modelo de cálculo proposto é baseado no CSCT – Critical Shear Crack Theory [89] aplicado em lajes com BRFA [83], sendo definido por um critério de rotura e pela relação carga-rotação ($V-\psi$).

O critério de rotura utilizado foi o proposto por Maya *et al.* [83] para lajes fabricadas apenas com BRFA, aplicando, neste caso, o critério de rotura completo, em que a contribuição das fibras é dada pela integração da tensão de tração na fenda crítica e o critério de rotura simplificado, em que a tensão de tração é calculada para uma abertura de fenda de $w = \psi \cdot d / 6$. O comportamento $V-\psi$ foi proposto através de duas formulações: uma quadrilinear e outra simplificada. A formulação quadrilinear é mais complexa e de difícil aplicação enquanto a simplificada agiliza e simplifica o processo de cálculo da capacidade de carga. O ponto de interseção entre a curva Carga-Rotação e a curva do critério de rotura corresponde ao momento da rotura do modelo.

Os critérios de rotura completo e simplificado apresentaram um andamento idêntico para rotações acima de cerca de 0.02. Para valores inferiores de rotação, o comportamento é distinto, sendo bem perceptível a contribuição das fibras no critério de rotura completo. Ambos os critérios mostraram ser adequados ao conjunto dos resultados experimentais apresentados neste trabalho.

As curvas $V-\psi$ obtidas na aplicação da formulação quadrilinear apresentam um comportamento semelhante às curvas experimentais. Nas curvas $V-\psi$, em que são utilizadas as formulações quadrilinear e simplificada, os resultados mostram que estas apresentam uma rigidez fendilhada semelhante.

Em qualquer uma das quatro possibilidades de previsão com modelo proposto, são obtidas cargas de rotura previstas e experimentais próximas, para as lajes com utilização racional de BRFA, com a relação $V_{u,exp} / V_R$ a ser de 1.12 e 1.11, utilizando a formulação quadrilinear e simplificada, respetivamente, com baixos coeficientes de variação. Constata-se que, utilizando as formulações simplificadas, os resultados médios obtidos são satisfatórios, o que leva a concluir que, para aplicações práticas, estas podem ser aplicadas, simplificando o processo de cálculo.

O modelo proposto neste estudo demonstrou ser adequado para a previsão da capacidade de carga de lajes com carregamento centrado, quer estas tenham um comportamento de punçoamento ou de flexão.

A expressão de cálculo proposta por Higashiyama *et al.* [54] e o modelo de cálculo proposto por Maya *et al.* [83] mostraram ser adequados para a previsão da capacidade de carga dos modelos de laje com utilização integral de BRFA, sendo obtidas relações $V_{u,exp} / V_R$ de cerca de 1.01 e 1.02 de média e 0.02 e 0.07 de coeficiente de variação, respetivamente.

Capítulo 6

Punçoamento em Lajes com BRFA Sujeitas a Ações Verticais e Horizontais Cíclicas

6.1 Introdução

As lajes fungiformes apresentam um conjunto de características que as tornam mais vulneráveis às ações horizontais, pois a sua resistência sob este tipo de ações é garantida essencialmente pelos pilares e pelas lajes, sendo a ligação laje-pilar a sua principal zona crítica. O dimensionamento das ligações laje-pilar é muitas vezes condicionado pela sua capacidade resistente ao punçoamento, especialmente quando as estruturas são localizadas em regiões de sismicidade moderada a alta, devido à concentração de tensões e deformações nesta zona, provocadas pela atuação simultânea de cargas gravíticas e sísmicas. Sendo assim, é fundamental que as estruturas em laje fungiforme sejam dotadas de elementos resistentes primários, de forma a garantir um bom comportamento sob ações horizontais.

Durante a ocorrência de um sismo e mesmo que as lajes fungiformes não sejam consideradas como elementos primários, estas irão estar sujeitas ao mesmo deslocamento relativo entre pisos que os elementos primários, devendo por isso adotar-se ligações laje-pilar dotadas de ductilidade para que possam ter deformações inelásticas sem rotura, ou seja, que tenham a capacidade de submeter-se aos deslocamentos entre pisos mantendo a capacidade de suporte das cargas gravíticas.

O EC8 [69] não aborda especificamente a ligação pilar-laje fungiforme, referindo-se apenas ao Anexo Nacional, mas não exclui a possibilidade da utilização de estruturas de edifícios de betão com lajes fungiformes. Mesmo não estando totalmente abrangidas na norma, é sugerido prudência na sua utilização e a sua não consideração como elementos participantes de resistência sísmica, devendo estar associados a outros elementos (paredes e/ou pórticos) para absorção das forças sísmicas.

O EC8 [69] refere que este sistema estrutural apresenta um comportamento sísmico ainda não totalmente esclarecido, considerando-se que as lajes fungiformes não têm grande capacidade de dissipação histerética de energia. No entanto, o EC8 [69] apresenta como alternativa e para regiões com baixa sismicidade, que os edifícios de betão com lajes fungiformes podem ser projetados considerando todos os elementos como elementos sísmicos primários, mas apenas para uma resposta elástica para a ação sísmica de projeto. Apesar do EC8 [69] não prever qualquer tipo de pormenorização específica para a ligação entre a laje e o pilar, é recomendado a utilização de armadura específica de punçoamento com o objetivo de aumentar a ductilidade desta região, pois sabe-se que se trata de uma zona com características frágeis.

O valor de deslocamento relativo entre pisos (*drift*) que as lajes fungiformes devem ser capazes de suportar não é consensual entre a comunidade científica. Segundo Pan e Moehle [97], é recomendado que as estruturas em laje fungiforme resistam a pelo menos 1.5% de *drift*. Na investigação realizada por Almeida *et al.* [4], por exemplo, foram atingidos *drifts* de 1.1%, 1.5% e 2.0% quando a relação entre os esforços provocados pelas cargas gravíticas e a resistência total da laje ao corte foi de cerca de 0.5%, 0.4% e 0.3%, respetivamente, para lajes fungiformes sem armadura específica de punçoamento. Quanto aos trabalhos de investigação realizados com BRFA ([35], [108] e [24]), verifica-se que a capacidade de *drift* foi tendencialmente superior aos modelos sem fibras.

Com o intuito de complementar a investigação do comportamento da ligação pilar-laje fungiforme aplicando racionalmente o betão reforçado com fibras, é apresentado neste capítulo o desempenho de modelos de laje sujeitos ao punçoamento sob ações verticais e horizontais cíclicas, quando se altera o tipo e a percentagem volumétrica de fibras de aço introduzidas na mistura de betão. O presente estudo utiliza um novo sistema de ensaio que aproxima o comportamento dos modelos ao de uma laje fungiforme inserida numa estrutura real, considerando as respetivas condições de fronteira impostas, sendo esta a principal inovação em relação aos trabalhos de investigação com BRFA apresentados na Secção 2.3. Além disso, é também utilizada uma nova geração de fibras de aço que foram desenvolvidas essencialmente para aplicações estruturais, como é o caso do fenómeno em estudo.

Inicialmente, é descrita a investigação experimental relativa aos ensaios dos modelos de lajes, apresentando-se as características dos vários modelos executados, nomeadamente, descrição dos modelos, caracterização dos materiais, instrumentação dos ensaios e descrição da execução dos mesmos. Os quatro modelos realizados foram ensaiados com a aplicação de uma carga vertical constante distribuída pela laje e com o carregamento horizontal cíclico de amplitude crescente até à rotura.

Após descritas as características experimentais, são apresentados e analisados os resultados obtidos nesses ensaios, nomeadamente, os deslocamentos verticais, o deslocamento no topo do pilar, a carga gravítica, a força horizontal aplicada no topo do pilar e a extensão de alguns varões da armadura longitudinal superior. Com base nos valores de carga última experimental, é analisado o efeito da variação da percentagem volumétrica

de fibras na capacidade de carga. Após os ensaios, procedeu-se ao corte longitudinal dos modelos para análise da sua superfície de rotura.

Pretende-se então analisar o comportamento de lajes em betão reforçado com fibras sob cargas verticais e sujeitas a cargas horizontais cíclicas, tendo estas lajes 150 mm de espessura, complementando a reduzida bibliografia existente sobre este assunto. Será necessário também obter conclusões quanto à melhoria do desempenho de lajes a nível de deformação sob este tipo de ações, quando se varia o tipo e a percentagem volumétrica de fibras.

6.2 Utilização Racional de BRFA em Lajes Sujetas a Ações Verticais e Horizontais Cíclicas

Na presente secção são apresentadas as características e ensaios aos modelos de laje fungiforme sob ações verticais e horizontais, com o intuito de analisar o seu desempenho quando é aplicado BRFA racionalmente na ligação laje-pilar. É descrito o processo construtivo dos modelos e as suas características geométricas, assim como a caracterização dos materiais utilizados. É ainda descrito a instrumentação usada e o processo de execução dos ensaios. Note-se que o sistema de ensaio foi desenvolvido na FCT/UNL no âmbito do trabalho de doutoramento do Eng.º André Almeida e que tem sido utilizado no âmbito de vários trabalhos de mestrado e doutoramento.

6.2.1 Programa Experimental

O ensaio de modelos de laje à escala real não é muitas vezes viável nem possível quer em termos económicos ou laboratoriais, sendo por isso utilizados modelos reduzidos representativos. No presente estudo, os modelos pretendem representar a laje de um edifício de escritórios, sendo esta delimitada na direção longitudinal pelo meio vão dos painéis adjacentes a um pilar e na direção transversal pela linha de momentos nulos. (Figura 6.1).

O programa experimental consistiu no ensaio de quatro modelos de lajes fungiformes maciças, com geometria retangular em planta com 4150 mm de comprimento e 1850 mm de largura e com 150 mm de espessura devido essencialmente às limitações de espaço no laboratório. O comprimento longitudinal de 4150 mm é representativo do vão entre pilares e a largura de 1850 mm é equivalente a cerca de 44% do vão entre pilares. A ligação laje-pilar foi materializada através de dois troços de pilar metálico. A adoção desta solução deveu-se essencialmente a condicionantes de produção, de transporte e de manuseamento dos modelos e que, tendo um comportamento elástico, facilita também a análise dos resultados.

A principal variável em estudo foi a percentagem volumétrica de fibras introduzidas na matriz de betão. O BRFA foi racionalmente utilizado só na região de ligação laje-pilar. Os modelos foram realizados na empresa de pré-fabricação Concremat, S.A. e ensaiados

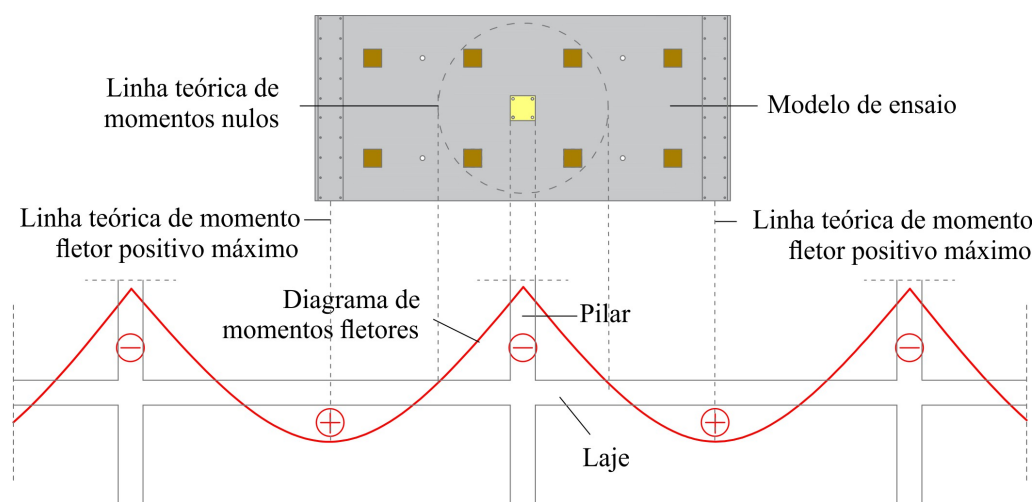


Figura 6.1: Diagrama de momentos fletores da laje e representação da zona considerada para os modelos ensaiados ao punçoamento cíclico (desenho sem escala).

no Laboratório de Estruturas do Departamento de Engenharia Civil da FCT/UNL, sendo apresentadas na Figura 6.2 vistas da betonagem e ensaio de um modelo de laje. Ao longo deste trabalho, tentou-se minimizar quaisquer tipos de interferências de outras variáveis além daquelas em estudo, adotando-se métodos constantes e o mais rigorosos possível.

A Figura 6.3 mostra a geometria em planta e em alçado dos modelos produzidos. Foi necessário deixar negativos na laje para fixação dos troços do pilar, sistema de ensaio e passagem de monocordões de aço de alta resistência para aplicação da carga vertical.

No seguimento dos resultados obtidos nos ensaios apresentados no Capítulo 4, decidiu-se produzir um modelo com fibras Dramix® 3D e três modelos com fibras Dramix® 4D. Na secção 3.3.1 foram apresentadas as características de cada um dos tipos de fibras, sendo possível observar a sua geometria na Figura 3.25. As misturas de betão utilizadas nestes modelos rectangulares são as apresentadas na Secção 3.3.2 do presente documento, nas Tabelas 3.3 e 3.4, sendo utilizada a mistura F1.0_3D para produzir um modelo e as misturas F0.5_4D, F0.75_4D e F1.0_4D para produzir os restantes três modelos, um por cada tipo de mistura.

Os quatro modelos de laje são compostos por BRFA aplicado racionalmente na região da ligação laje-pilar, sendo o restante volume do modelo preenchido com betão normal sem fibras. No modelo de laje com utilização de fibras Dramix® 3D, o perímetro central foi realizado até cerca de $2d$ da face do pilar. Nos modelos com fibras Dramix® 4D, a utilização racional de BRFA foi idêntica ao que foi utilizado na Secção 4.3, neste caso até cerca de $3d$ da face do pilar. A Figura 6.4 apresenta as diferentes regiões de betão dos modelos de laje.

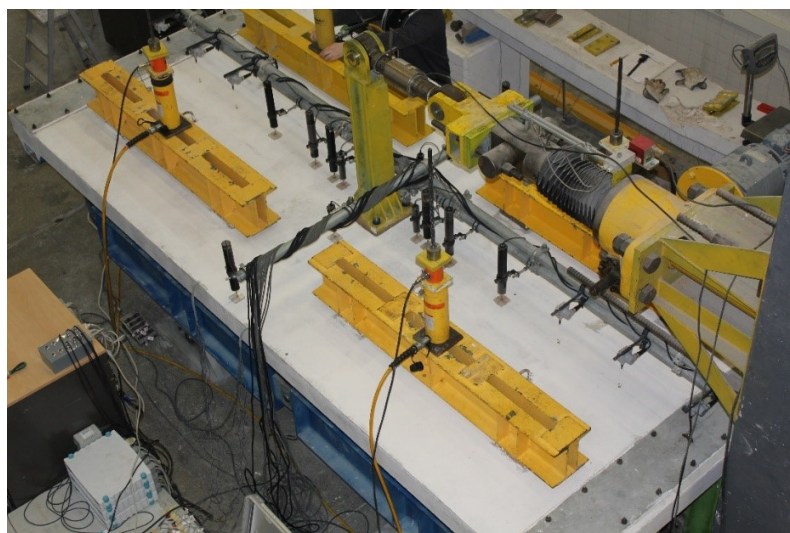
Os modelos foram designados por F0.5_4D, F0.75_4D, F1.0_4D e F1.0_3D, sendo F correspondente a "Fibras"(fibras) com a respetiva dosagem em % e 3D ou 4D respetivo à família das fibras.

No que se refere à armadura longitudinal superior, utilizou-se uma distribuição não

6.2. UTILIZAÇÃO RACIONAL DE BRFA EM LAJES SUJEITAS A AÇÕES VERTICAIS E HORIZONTAIS CÍCLICAS



(a)



(b)

Figura 6.2: Aspeto geral de um modelo de laje rectangular: (a) betonagem e (b) ensaio.

uniforme dos varões pelo modelo, apresentado uma percentagem de cerca de 1.0% na zona da ligação laje-pilar. Quanto à armadura longitudinal inferior, foi constituída por uma malha retangular de $\phi 10//0.10$ m. Na Figura 6.5, está esquematizada a distribuição e pormenorização das armaduras longitudinais dos modelos. A distribuição das armaduras longitudinais superior e inferior é idêntica à dos modelos com utilização racional de BRFA sujeitos a ações verticais monotónicas, apresentados na Secção 4.3.

O recobrimento das armaduras superior e inferior foi de cerca de 20 mm. Instantes antes da betonagem dos modelos, foi realizado um levantamento altimétrico das armaduras longitudinais superiores na zona do apoio central com recurso a um paquímetro digital, permitindo a determinação da sua altura útil média, obtendo 118 mm como valor médio. A altura útil média da armadura longitudinal inferior foi de cerca de 120 mm.

6.2. UTILIZAÇÃO RACIONAL DE BRFA EM LAJES SUJEITAS A AÇÕES VERTICAIS E HORIZONTAIS CÍCLICAS

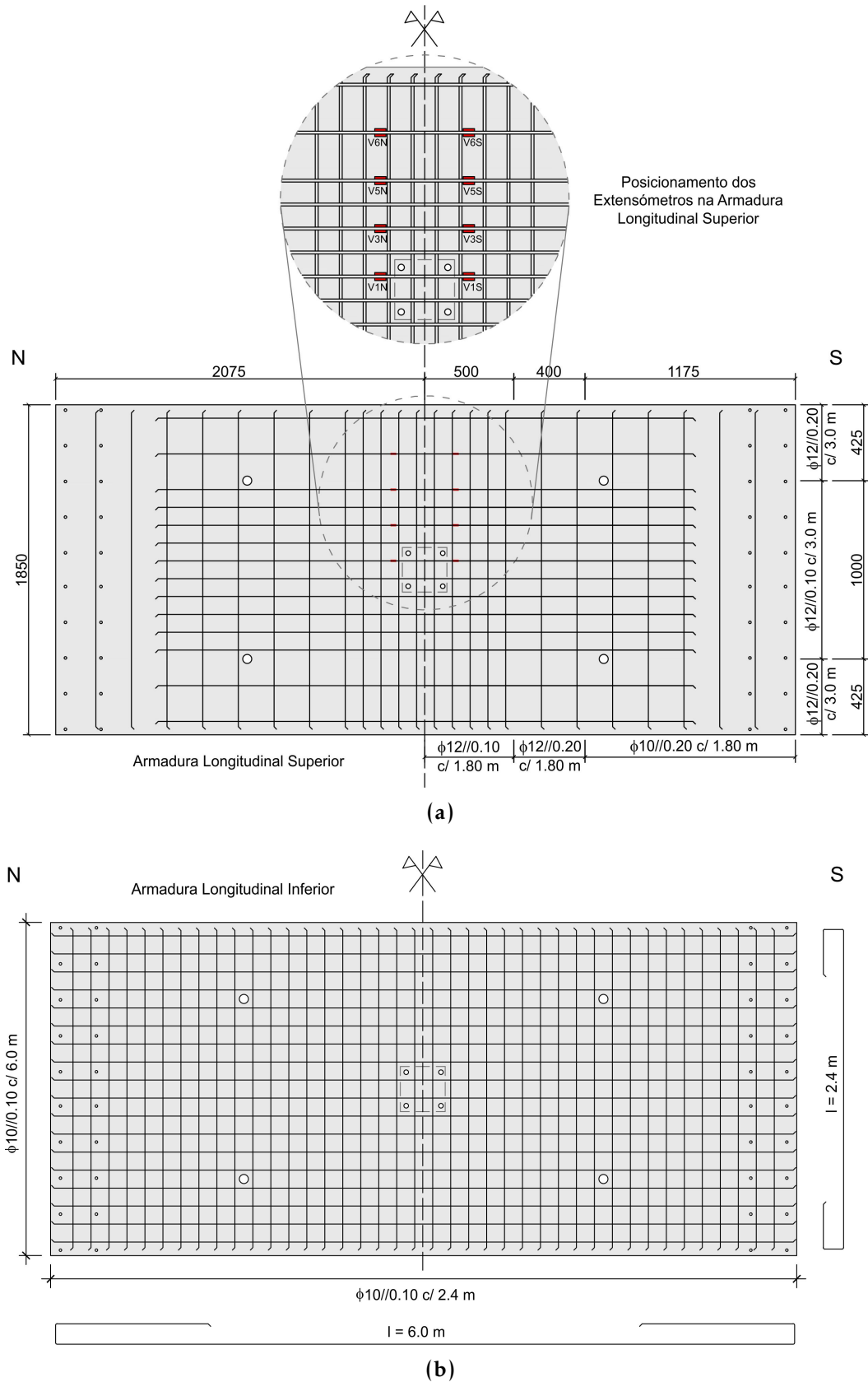


Figura 6.5: Esquema das armaduras longitudinais dos modelos de laje (desenhos sem escala e dimensões em mm): (a) armadura superior e (b) armadura inferior.

CAPÍTULO 6. PUNÇOAMENTO EM LAJES COM BRFA SUJEITAS A AÇÕES VERTICAIS E HORIZONTAIS CÍCLICAS

Na Tabela 6.1 são apresentadas as alturas úteis médias das armaduras longitudinais superiores na zona do apoio central obtidas em cada modelo, sendo também apresentados os valores do modelo C-50 de Almeida *et al.* [4] que servirá de referência. Foram colocados na armadura longitudinal superior extensômetros elétricos, efetuando-se sempre uma verificação para ver se estes estavam a funcionar corretamente através da análise da sua resistência ($119.6 \pm 0.5 \Omega$). Na Figura 6.7, é possível observar o aspeto das armaduras longitudinais na cofragem.

Tabela 6.1: Altura útil média e geometria da zona em BRFA dos modelos ensaiados.

Modelo	Geometria da zona em BRFA	d (mm)
C-50	-	118.4
F0.5_4D	900 x 900	118.3
F0.75_4D	900 x 900	118.0
F1.0_4D	900 x 900	117.5
F1.0_3D	700 x 700	118.0

d - altura útil média do modelo de laje.



(a) Aspeto final das armaduras longitudinais na cofragem.



(b) Pormenor da rede metálica para colocação do BRFA.

Figura 6.6: Fotos das armaduras longitudinais dos modelos de laje.

Na Figura 6.7, é possível observar as regiões de colocação dos dois betões nos modelos de laje. Tal como nos modelos com utilização racional de BRFA sujeitos a ações verticais monotónicas, apresentados na Secção 4.3, foi utilizada uma rede hexagonal galvanizada que serviu de molde ao BRFA betonado na zona do apoio central da laje. Posteriormente, procedeu-se à colocação da armadura longitudinal superior. Após a betonagem da zona em BRFA, foi aplicado o betão normal sem fibras. A compactação dos betões foi realizada através do sistema de vibração acoplado às mesas disponíveis na fábrica.

Na Figura 6.8, é apresentado o aspeto geral de um modelo de laje logo após ser betonado, ainda em estado fresco. Após a betonagem, as lajes permaneceram nos moldes durante cerca de 12 horas. Durante esse período, a zona central dos modelos foi coberta por uma manta geotêxtil humedecida. Após a desmoldagem, as lajes foram armazenadas e a manta geotêxtil foi molhada periodicamente durante os primeiros dias.

6.2. UTILIZAÇÃO RACIONAL DE BRFA EM LAJES SUJEITAS A AÇÕES VERTICAIS E HORIZONTAIS CÍCLICAS



(a) Região central do modelo de laje com BRFA.



(b) Colocação do restante betão, neste caso normal sem fibras, no perímetro exterior.

Figura 6.7: Fotos das zonas de colocação dos diferentes betões nos modelos de laje.



Figura 6.8: Aspeto geral de um modelo de laje após ser betonado.

6.2.2 Sistema de Ensaio

A maioria dos sistemas de ensaio desenvolvidos até à data, para a realização de ensaios de modelos de laje com BRFA sob ações simultâneas de carga vertical e horizontal, impuseram condições de fronteira simplificadas, tais como o deslocamento vertical dos bordos impedido e a permissão da rotação livre dos bordos, tal como já foi apresentado na Secção 2.3, o que não reproduz o que se verifica na realidade. Com esses sistemas de ensaio, as linhas de momento nulo devido às cargas verticais e horizontais são coincidentes e mantêm a sua posição fixa, não existindo a possibilidade de redistribuição do momento fletor do apoio para o vão e os elementos que impedem o deslocamento vertical dos bordos recebem parte da carga gravítica aplicada aos modelos, condicionando assim o seu comportamento.

Recentemente, foi desenvolvido por Almeida *et al.* [4] na FCT/UNL um novo sistema de ensaio com o objetivo de aproximar o comportamento dos modelos ao de uma laje fungiforme inserida numa estrutura real, considerando as respetivas condições de fronteira impostas. De acordo com o exposto na Secção 2.3.4, Almeida *et al.* [4] ensaiaram lajes com betão normal sem fibras, onde aplicaram diferentes níveis de carregamento vertical. Esse

sistema de ensaio desenvolvido foi também utilizado para ensaiar os quatro modelos de laje com BRFA do presente estudo.

O sistema de ensaio utilizado assegura a compatibilização do esforço transversal e dos deslocamentos verticais nos bordos, que representam as secções de meio vão dos painéis de laje, através de um sistema mecânico passivo. Para a carga gravítica, os bordos Norte e Sul do modelo (pontos cardeais apresentados na Figura 6.3) apresentam momento fletor positivo, rotação e esforço transversal nulos, e iguais deslocamentos verticais. Para as ações horizontais, os deslocamentos verticais e rotações nos bordos devem ser iguais entre si, os momentos fletores são iguais mas com sinal contrário e os esforços transversos têm valor simétrico. Assim, devido à perda de rigidez na zona do pilar devido aos deslocamentos horizontais, os bordos têm também capacidade de absorver incrementos de momento fletor provenientes da redistribuição de esforços.

A geometria dos modelos e a sua aplicação no esquema de ensaio está representada na Figura 6.9 (foram omitidos alguns elementos do sistema de ensaio na Figura 6.9 (a) para melhor visualização dos modelos).

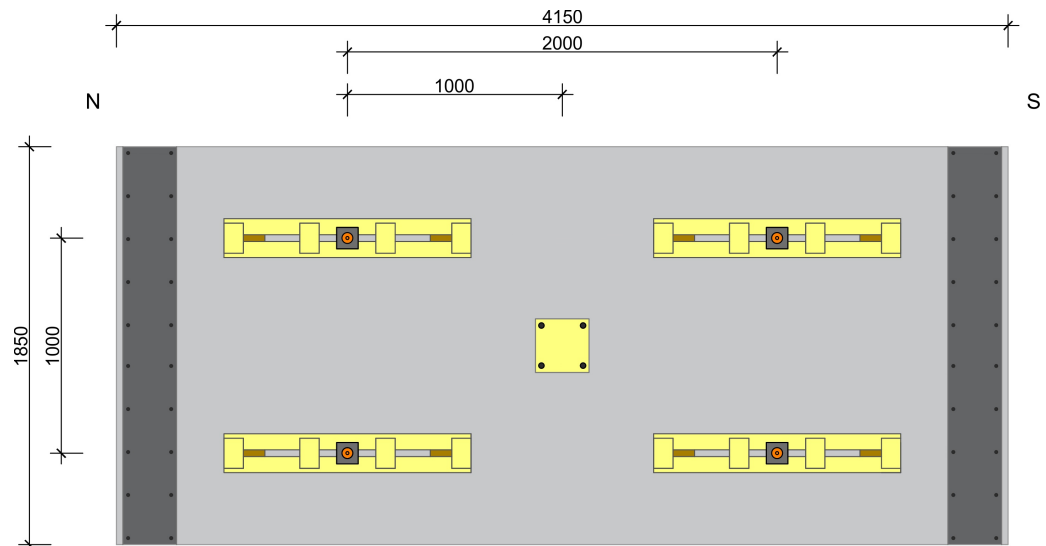
A carga gravítica é aplicada e mantida constante ao longo do ensaio através de um sistema equilibrado fechado que encaminha as cargas para o troço inferior do pilar, eliminando a desvantagem dos sistemas frequentemente utilizados de fixação à laje de reação do laboratório ou de suspensão de elementos pesados. O sistema de aplicação da carga gravítica no modelo de laje está esquematizado na Figura 6.10 (foram omitidos alguns elementos do sistema de ensaio para melhor visualização do sistema de aplicação da carga vertical).

A carga gravítica, constante ao longo do ensaio, foi aplicada através de quatro macacos hidráulicos iguais (ENERPAC RCH206) que estavam apoiados em vigas de distribuição, cada uma com dois pontos de aplicação de carga na face superior da laje. Os pontos de aplicação de carga vertical constituem uma malha quadrada uniformemente espaçada de 1 m (Figura 6.16).

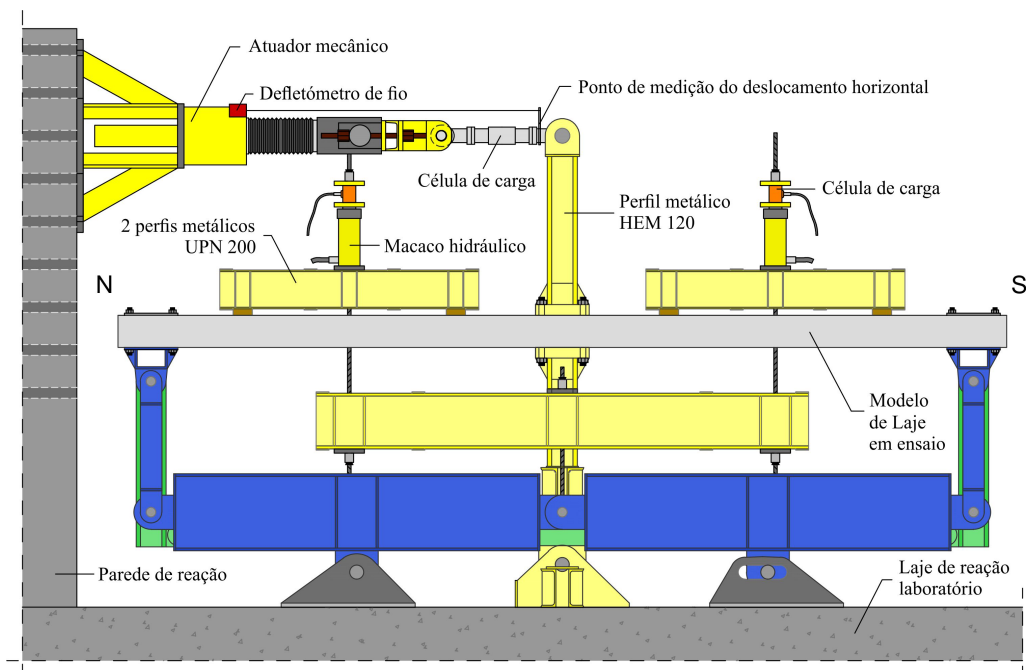
Para aplicação e controlo de pressão, usou-se uma unidade de controlo de pressão hidráulica WALTER+BAI AG tipo NSPA 700/DIG 2000, ilustrado na Figura 4.6 do Capítulo 4. Esta unidade de pressão hidráulica configurada na função *Load Maintainer*, ligada em paralelo aos quatro macacos hidráulicos de características iguais, permitiu manter a carga gravítica constante e igual nos quatro macacos ao longo do ensaio independentemente da rigidez da laje e da força horizontal aplicada no topo do pilar.

Na Figura 6.11, é apresentado o sistema de compatibilização do esforço transversal e dos deslocamentos verticais nos bordos, sendo novamente omitidos alguns elementos do sistema de ensaio para melhor visualização deste sistema de compatibilização. Este sistema mecânico passivo garante que, para as cargas verticais, o esforço transversal é nulo nos bordos da laje, sendo que com a ação horizontal, o sistema impede a rotação de corpo rígido da laje através da imposição de forças verticais nos bordos de igual valor mas de sinal oposto.

6.2. UTILIZAÇÃO RACIONAL DE BRFA EM LAJES SUJEITAS A AÇÕES VERTICAIS E HORIZONTAIS CÍCLICAS



(a) Planta



(b) Alçado

Figura 6.9: Geometria dos modelos e a sua aplicação no sistema de ensaio (adaptado de [4]): a) planta e b) alçado (desenho sem escala e dimensões em mm).

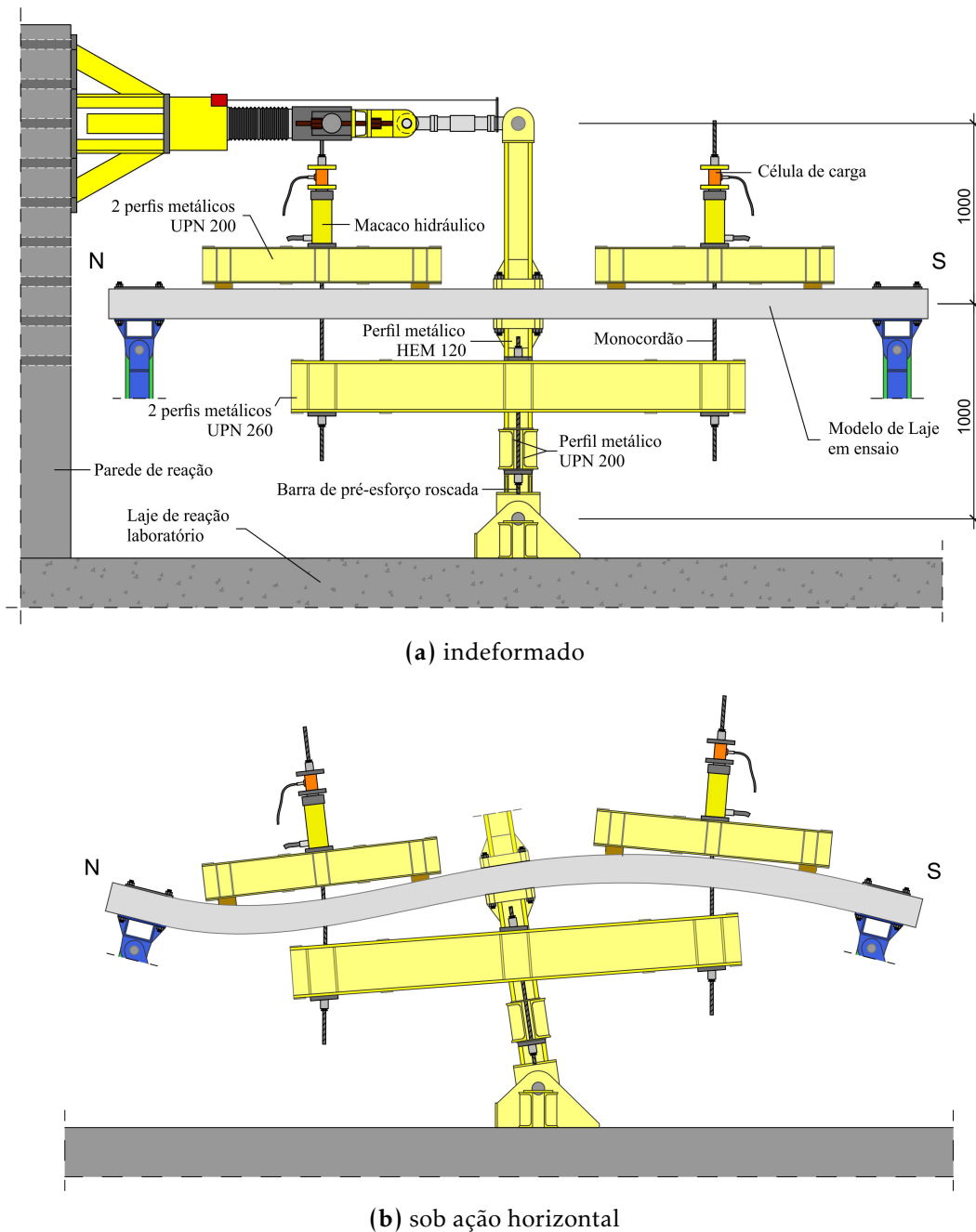
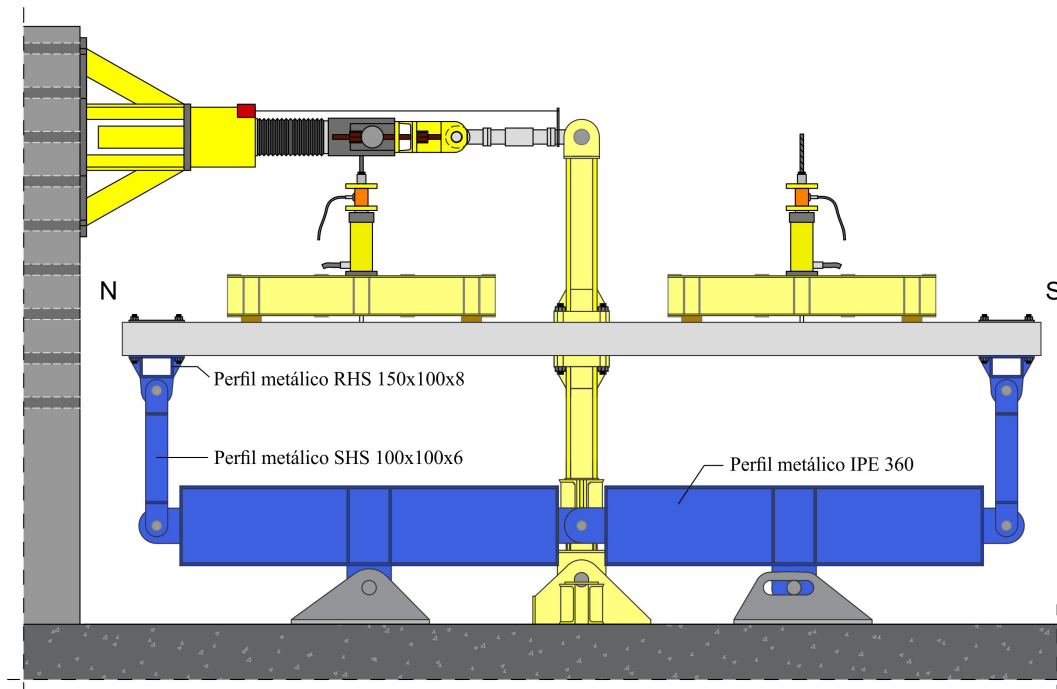
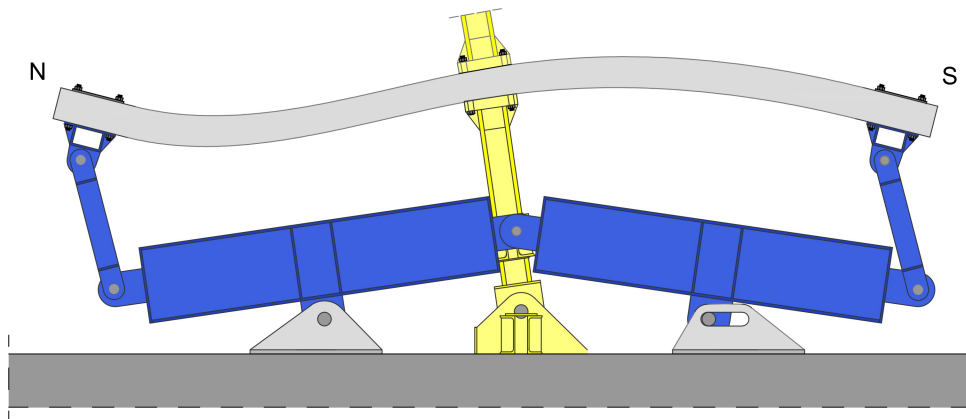


Figura 6.10: Sistema de aplicação das cargas gravíticas e da ação horizontal (adaptado de [4]): (a) indeformado e (b) sob ação horizontal (desenho sem escala e dimensões em mm).

6.2. UTILIZAÇÃO RACIONAL DE BRFA EM LAJES SUJEITAS A AÇÕES VERTICAIS E HORIZONTAIS CÍCLICAS



(a) indeformado



(b) sob ação horizontal

Figura 6.11: Sistema de compatibilização do esforço transversal e dos deslocamentos verticais (adaptado de [4]): (a) indeformado e (b) sob ação horizontal (desenho sem escala).

Por sua vez, o sistema de compatibilização de momentos e rotações dos bordos é concretizado através da utilização de duas escoras bi-rotuladas ligadas a perfis metálicos verticais encastrados nos bordos da laje, sendo apresentado na Figura 6.12 (foram omitidos alguns elementos do sistema de ensaio para melhor visualização deste sistema de compatibilização). Os macacos hidráulicos e as células de carga dos perfis metálicos SHS do sistema de ensaio, representadas na Figura 6.12, foram utilizados unicamente no modelo F0.75_4D.

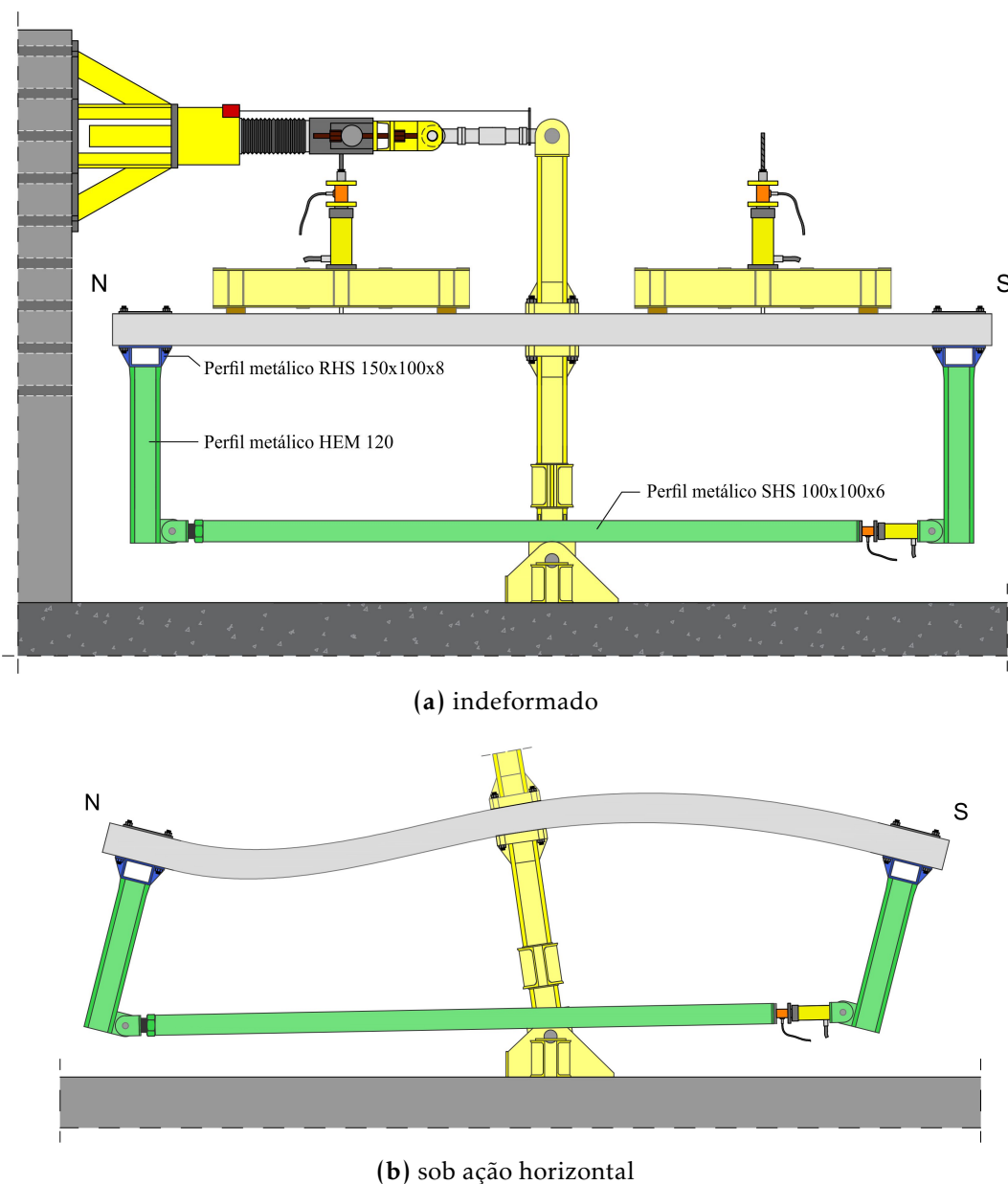


Figura 6.12: Sistema de compatibilização de momentos e rotações (adaptado de [4]): (a) indeformado e (b) sob ação horizontal (desenho sem escala).

A ligação laje-pilar foi materializada através de dois troços de pilar metálico com

6.2. UTILIZAÇÃO RACIONAL DE BRFA EM LAJES SUJEITAS A AÇÕES VERTICAIS E HORIZONTAIS CÍCLICAS

chapas de aço quadradas, com 50 mm de espessura e 250 mm de lado, soldadas numa das extremidades de cada troço de pilar. Nesta ligação, utilizaram-se quatro varões roscados M24 para ligar as duas partes do pilar à laje, aplicando-se uma força de pré-esforço de 240 kN em cada varão.

Todos os elementos metálicos deste sistema de ensaio foram dimensionados para que a influência da sua deformabilidade nos resultados fosse desprezável, apresentando elevada rigidez. No caso do sistema de aplicação das cargas gravíticas, uma vez que se trata de um sistema fechado e equilibrado, não foi necessário ter esse aspeto em consideração. Na Figura 6.13, são apresentadas fotos com vistas gerais do sistema de ensaio e do equipamento de monitorização.



(a) Vista geral do sistema de ensaio sem o modelo de laje.



(b) Vista superior do modelo e equipamento de monitorização.



(c) Vista geral do sistema de ensaio e equipamento de monitorização.



(d) Vista da ligação do pilar à face inferior do modelo de laje F1.0_3D.

Figura 6.13: Fotos do sistema de ensaio e equipamento de monitorização.

6.2.3 Caracterização dos Materiais

Nesta secção, apresentam-se os resultados dos ensaios de caracterização das propriedades mecânicas de cada betão utilizado, assim como do aço das armaduras longitudinais utilizadas na fabricação dos modelos.

As fibras de aço utilizadas nos modelos, a Dramix[®] 3D e Dramix[®] 4D, foram apresentadas na Secção 3.3.1. Ambas as fibras apresentam ganchos nas extremidades, sendo

que a Dramix® 3D tem um comprimento total de 35 mm, 0.55 mm de diâmetro, uma esbelteza de 64 e 1150 MPa tensão de cedência. Por sua vez, as Dramix® 4D 65/60 BG têm um comprimento total de 60 mm, 0.9 mm de diâmetro, uma esbelteza de 67 e 1500 MPa de tensão de cedência.

6.2.3.1 Betão

Os modelos de laje com utilização racional de BRFA, sujeitos a ações verticais e horizontais cíclicas, foram compostos por dois tipos de betão. O BN utilizado foi um dos correntemente utilizados na unidade de pré-fabricação onde foram produzidos os modelos. Os BRFA utilizados foram já apresentados na Secção 3.3.2 do presente documento, nas Tabelas 3.3 e 3.4.

As composições das misturas de betão utilizadas na produção dos modelos e as suas respetivas propriedades mecânicas foram já apresentadas nas Secções 3.3 e 3.4, respetivamente, do Capítulo 3 do presente documento. A máxima dimensão dos agregados (d_g) utilizados na mistura com fibras 3D é de 12.8 mm, enquanto nas misturas com fibras 4D é de 21.1 mm.

6.2.3.2 Aço da Armadura Longitudinal

Para a caracterização mecânica da armadura ordinária, foram realizados ensaios de tração a três provetes por cada diâmetro do aço utilizado como armadura longitudinal dos modelos. São apresentados na Tabela 6.2 os valores médios da tensão de cedência (f_y), extensão de cedência (ϵ_y) e módulo de elasticidade (E_s) à tração do aço. Os ensaios foram realizados de acordo com a norma NP EN 10002-1 [60].

Tabela 6.2: Propriedades mecânicas do aço das armaduras longitudinais dos modelos sujeitos a ações horizontais cíclicas.

Diâmetro do varão (mm)	f_y (MPa)	ϵ_y (‰)	E_s (GPa)
ϕ 10	534.9	2.7	198
ϕ 12	525.8	2.6	200

f_y - valor médio da tensão de cedência à tração do aço da armadura longitudinal;

ϵ_y - valor médio da extensão de cedência do aço da armadura longitudinal;

E_s - valor médio do módulo de elasticidade do aço da armadura longitudinal.

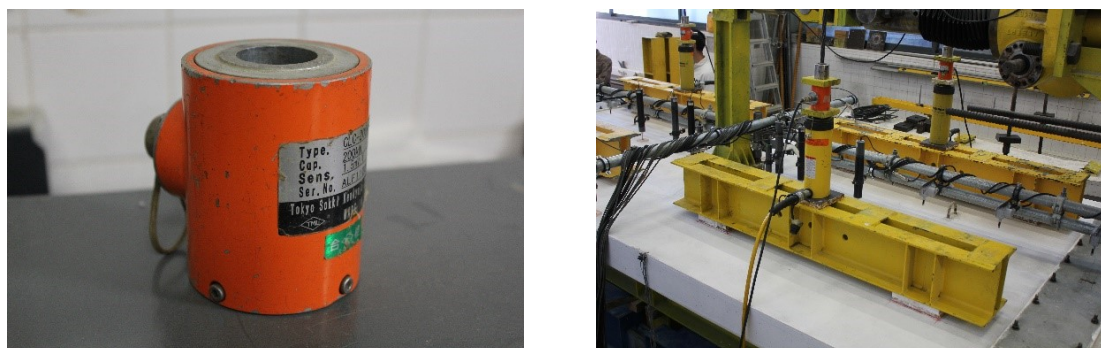
6.2.4 Instrumentação dos Ensaios

Nos ensaios experimentais realizados e com o intuito de avaliar o desempenhos dos modelos de laje, procedeu-se à monitorização da carga aplicada, da deformação do modelo e da extensão de alguns varões da armadura longitudinal superior.

A carga vertical, que simula o efeito da carga gravítica distribuída na sua superfície, foi aplicada em oito pontos da laje (Figura 6.16) e foi quantificada através de quatro células de carga, uma em cada viga de distribuição. Foram utilizadas células de carga

6.2. UTILIZAÇÃO RACIONAL DE BRFA EM LAJES SUJEITAS A AÇÕES VERTICAIS E HORIZONTAIS CÍCLICAS

do tipo CLC-200KNA da TML com 200 kN de capacidade máxima, representada na Figura 6.14.



(a) Célula de carga CLC-200KNA.

(b) Células de carga no sistema de ensaio.

Figura 6.14: Células de carga da TML utilizadas para medir a carga aplicada nos modelos.

A carga horizontal no topo do pilar foi monitorizada através da célula de carga do atuador mecânico, esquematizada na Figura 6.9. No modelo F0.75_4D, foi também monitorizada a carga nas escoras do sistema de ensaio, com o intuito de controlar as rotações nas extremidades da laje desde o início até ao fim do ensaio.

Para medir os deslocamentos verticais dos modelos de laje ao longo da linha média longitudinal e transversal, foram instalados dezoito deflectómetros resistivos na sua face superior. Nos modelos C-50 e F1.0_3D foram utilizados quatorze do tipo CDP-100 e quatro do tipo CDP-50, fixados ao longo de um perfil metálico, estando em contacto com a laje através de chapas de acrílico, como está ilustrado na Figura 6.15 (a). Devido aos deflectómetros 1, 2, 3, 12, 13 e 14 (Figura 6.16) atingirem a sua capacidade máxima de leitura no ensaio ao modelo F1.0_3D, teve de os substituir por deflectómetros do tipo SPD-50-3 nos ensaios aos modelos F0.5_4D, F0.75_4D e F1.0_4D. Assim sendo, nestes três modelos foram colocados seis deflectómetros do tipo SPD-50-3, oito do tipo CDP-100 e quatro do tipo CDP-50, fixados ao longo de um perfil metálico, estando em contacto com a laje através de “camarões metálicos” (para os SPD) e chapas de acrílico (para os CDP), como está ilustrado na Figura 6.15 (b). No modelo F0.75_4D, foram inseridos dois inclinómetros nos bordos da laje (Figura 6.15 (c)), com o intuito de monitorizar as rotações em ambas as extremidades. Os inclinómetros são do tipo SST300 da Vigor Technology. O deslocamento horizontal imposto foi medido através de um deflectómetro do tipo DP-500C da TML, esquematizado na Figura 6.9, colocado no topo do pilar e também através de um deflectómetro do tipo CDP-100, colocado ao nível da laje.

A disposição em planta dos deflectómetros é a apresentada na Figura 6.16 (foram omitidos alguns elementos do sistema de ensaio para melhor visualização dos elementos). Foram colocadas chapas quadradas de acrílico na zona de apoio do êmbolo dos deflectómetros CDP para que a rugosidade da face da laje não influenciasse na medição dos deslocamentos (Figura 6.15 (a)). Os deflectómetros 1 a 14 ficaram posicionados coincidentes com a direção de maior altura útil da armadura longitudinal superior

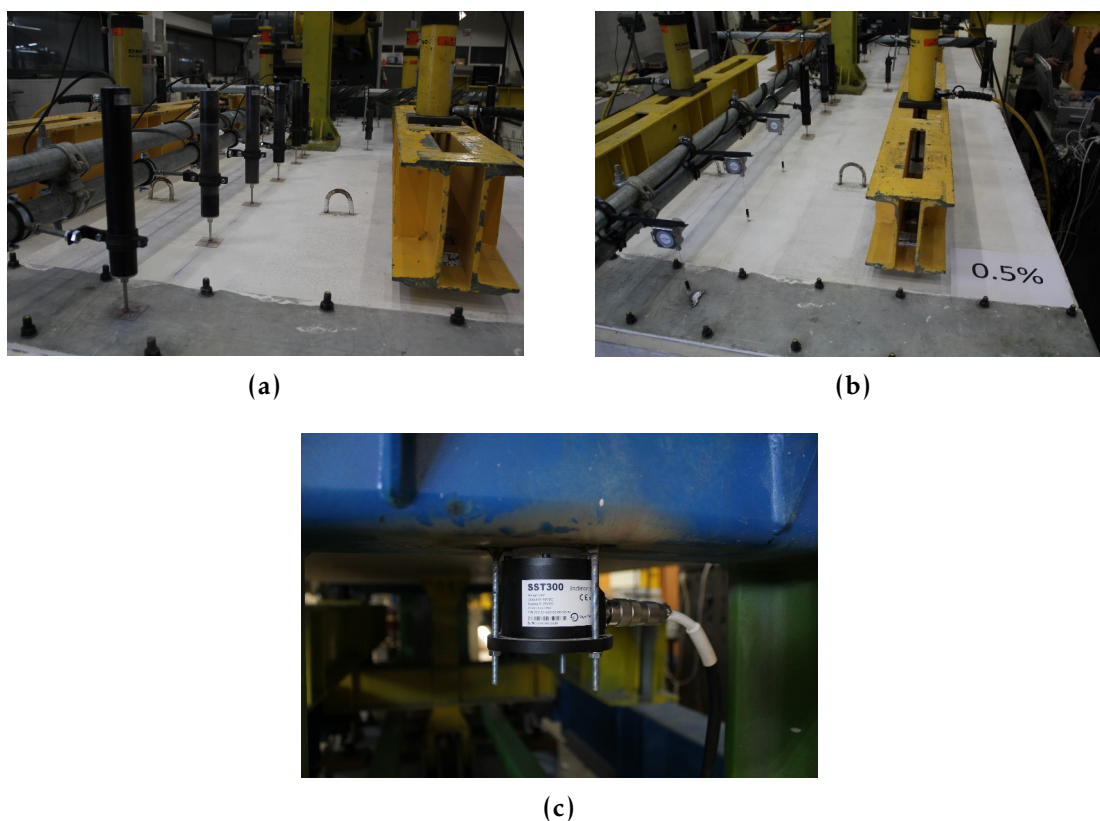


Figura 6.15: Aparelhos de medição de deformações: (a) deflectómetros utilizados nos modelos C-50 e F1.0_3D, (b) deflectómetros utilizados nos modelos F0.5_4D, F0.75_4D e F1.0_4D e (c) inclinómetro utilizado no modelo F0.75_4D.

(direção S-N). Por sua vez, os deflectómetros 15 a 18 ficaram na direção perpendicular à referida anteriormente, coincidente com a direção de menor altura útil da armadura longitudinal superior.

As extensões de alguns varões da armadura longitudinal superior foram monitorizadas através de dezasseis extensómetros elétricos. Os extensómetros foram posicionados na lateral dos varões, a meia altura, orientados na direção N-S (de maior altura útil). Em cada ponto de instrumentação das extensões foram colados dois extensómetros em posições diametralmente opostas. Os pontos monitorizados encontram-se a 50 mm da face do pilar. Os pares de extensómetros foram colocados logo após a face do pilar, tanto do lado norte como do lado sul do pilar. A localização e designação dos extensómetros é apresentada na Figura 6.5 (a).

As Figuras 6.2 (b) e 6.13 (b) e (c) mostram o modelo com todo o equipamento de monitorização montado.

6.2. UTILIZAÇÃO RACIONAL DE BRFA EM LAJES SUJEITAS A AÇÕES VERTICAIS E HORIZONTAIS CÍCLICAS

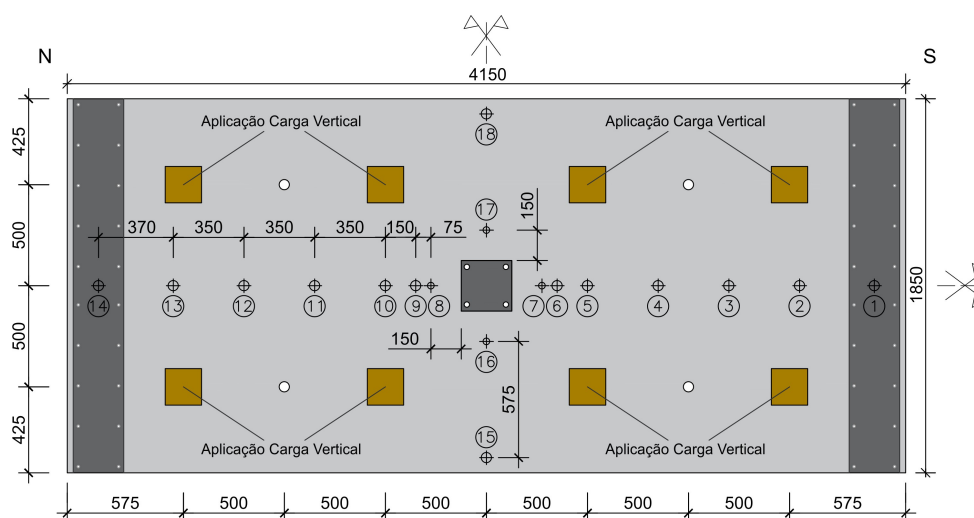


Figura 6.16: Planta com a localização dos defletores e dos pontos de aplicação das cargas verticais na laje (desenhos sem escala e dimensões em mm).

6.2.5 Execução dos Ensaios

A execução do ensaio foi semelhante em todos os modelos, ensaiando-se aproximadamente aos 60 dias de idade do respetivo modelo.

A carga gravítica, distribuída por oito pontos da superfície superior da laje, foi aplicada a aproximadamente 30 kN/min até ao valor correspondente a 50% da capacidade de carga de rotura ao punçoamento prevista pelo Eurocódigo 2 (EC2) [68] e depois mantida constante até ao final do ensaio. Ao valor de 50% da carga de rotura prevista foi subtraído um total de aproximadamente 39.4 kN devido ao peso próprio do modelo de laje e ao peso do sistema de ensaio e de monitorização, que contribuem para a carga de punçoamento dos modelos de laje.

Após aplicada a carga vertical e já mantida com valor constante, foram aplicados deslocamentos crescentes no topo do pilar superior, só na direção Norte-Sul, de forma a aplicar um momento fletor desequilibrado na zona da ligação laje-pilar. Estes deslocamentos impostos foram aplicados a 8 mm/min para drifts até 3% e 16 mm/min para drifts acima de 3%. Os deslocamentos horizontais no sentido Sul foram arbitrados como positivos. Apresenta-se na Figura 6.17 o protocolo que foi seguido para aplicação do deslocamento horizontal no topo do pilar superior.

No cálculo da carga de rotura ao punçoamento dos modelos de laje, foram utilizadas as características mecânicas do betão de resistência normal sem fibras, pois o que se pretende estudar é o efeito da utilização racional de BRFA na melhoria do desempenho ao punçoamento de lajes sujeitas a ações horizontais cíclicas. Apresenta-se na Tabela 6.3 os valores de carga vertical aplicados, que incluem o peso próprio do modelo de laje e do sistema de ensaio.

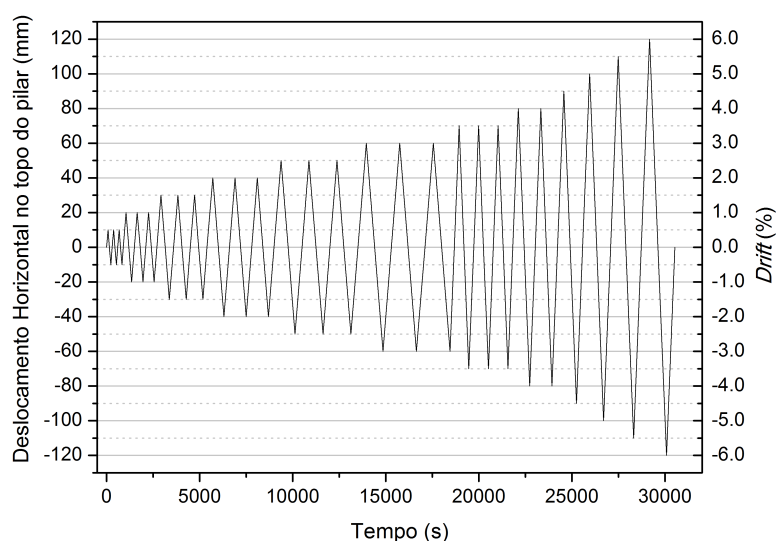


Figura 6.17: Protocolo de aplicação de deslocamento horizontal no topo do pilar superior.

Tabela 6.3: Valores de carga vertical aplicada em cada modelo de laje.

Modelo	C-50	F0.5_4D	F0.75_4D	F1.0_4D	F1.0_3D
$V_{exp,a}$ (kN)	203.4	196.5	194.3	208.2	192.4

$V_{exp,a}$ - carga vertical aplicada.

Os modelos F0.5_4D, F0.75_4D e F1.0_3D apresentaram uma rotura por punção, enquanto o modelo F1.0_4D manteve a capacidade de sustentação da carga vertical e horizontal até ao fim do protocolo, atingindo os 6.0% de drift. No Apêndice B (Secção B.2), são apresentados fotos onde é possível observar o tipo de rotura obtido em cada um dos modelos.

6.2.6 Análise dos Resultados

Nesta secção são apresentados e analisados os resultados experimentais obtidos nos ensaios aos modelos de laje em termos de deformações, extensões na armadura longitudinal superior, capacidade de *drift*, diagrama histerético e amortecimento viscoso. Os resultados foram obtidos com base na instrumentação descrita na Secção 6.2.4.

6.2.6.1 Deslocamentos Verticais

Como está apresentado na Secção 6.2.4, foram utilizados dezoito deflectómetros resistentes na face superior dos modelos de laje, estando quatorze na direcção longitudinal, que permitiram analisar a deformação dos modelos ao longo do ensaio. A disposição em planta dos deflectómetros é a apresentada na Figura 6.16.

Com o intuito de analisar os deslocamentos verticais dos modelos de laje, foram realizados diagramas de deformação para o carregamento vertical e para o primeiro e o

6.2. UTILIZAÇÃO RACIONAL DE BRFA EM LAJES SUJEITAS A AÇÕES VERTICAIS E HORIZONTAIS CÍCLICAS

terceiro ciclos de cada patamar de *drift* imposto no sentido Norte-Sul. Para que seja facilitada a interpretação de resultados, para cada modelo de laje foram elaborados dois gráficos de deformação vertical:

- um com a consideração combinada da deformação, devido à aplicação da carga gravítica e da deformação devido à carga horizontal no topo do pilar (efeito total);
- outro não considerando a deformação inicial, devido à aplicação da carga gravítica da primeira fase de carregamento.

Nas Figuras 6.18 a 6.26, são apresentados diagramas com a posição deformada para os patamares de *drift* atingidos em cada modelo. Dois imprevistos ocorreram durante alguns ensaios, que tornaram impossível a leitura de dados dos deslocamentos verticais. O primeiro imprevisto ocorreu no modelo F1.0_3D, quando os deflectómetros 1, 2, 3, 12, 13 e 14, que são do tipo CDP-100, atingiram a sua capacidade máxima de leitura aos 2% de *drift*. Este problema foi resolvido nas restantes lajes pela substituição destes deflectómetros pelo tipo SPD-50-3. O outro imprevisto ocorreu no modelo de laje F0.5_4D, em que o deflectómetro resistivo número 1 deixou de funcionar quando ainda estava a ser aplicada a carga gravítica no modelo de laje.

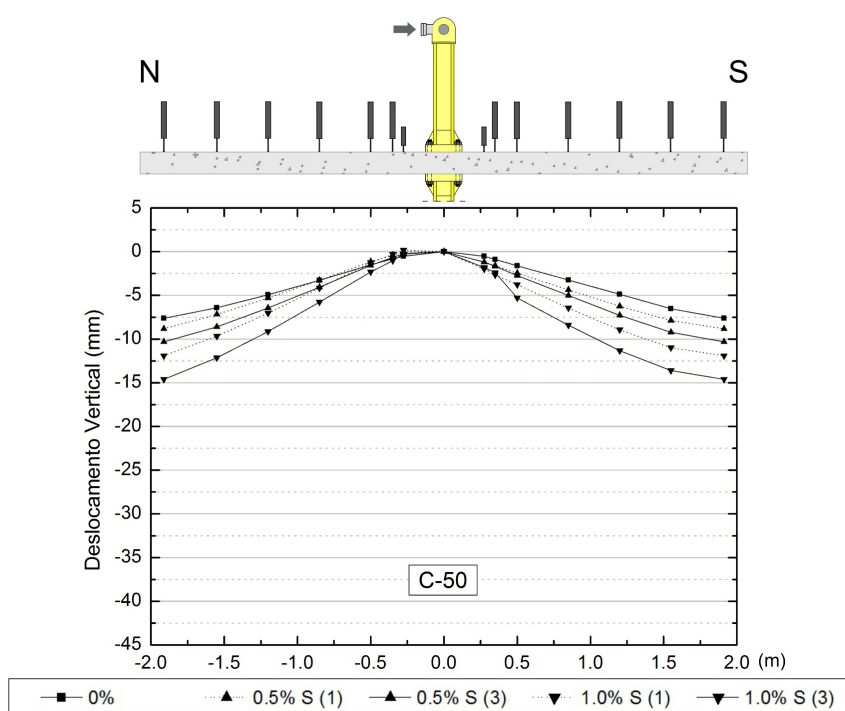


Figura 6.18: Perfis longitudinais para os primeiros e terceiros ciclos dos diferentes níveis de *drift* no modelo C-50 – efeito total.

CAPÍTULO 6. PUNÇOAMENTO EM LAJES COM BRFA SUJEITAS A AÇÕES VERTICAIS E HORIZONTAIS CÍCLICAS

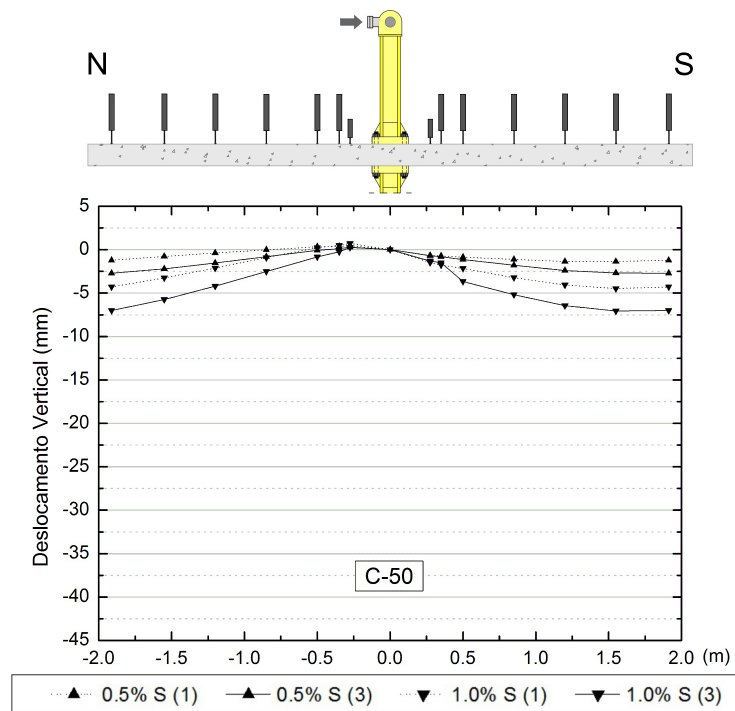


Figura 6.19: Perfis longitudinais para os primeiros e terceiros ciclos dos diferentes níveis de *drift* no modelo C-50 – efeito isolado da carga horizontal no topo do pilar.

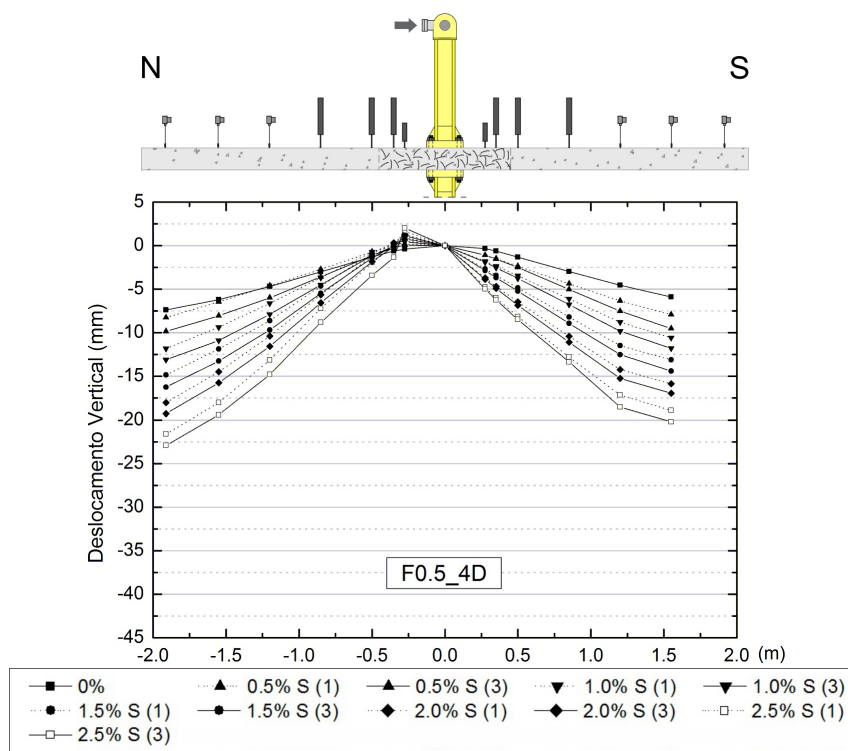


Figura 6.20: Perfis longitudinais para os primeiros e terceiros ciclos dos diferentes níveis de *drift* no modelo F0.5_4D – efeito total.

6.2. UTILIZAÇÃO RACIONAL DE BRFA EM LAJES SUJEITAS A AÇÕES VERTICAIS E HORIZONTAIS CÍCLICAS

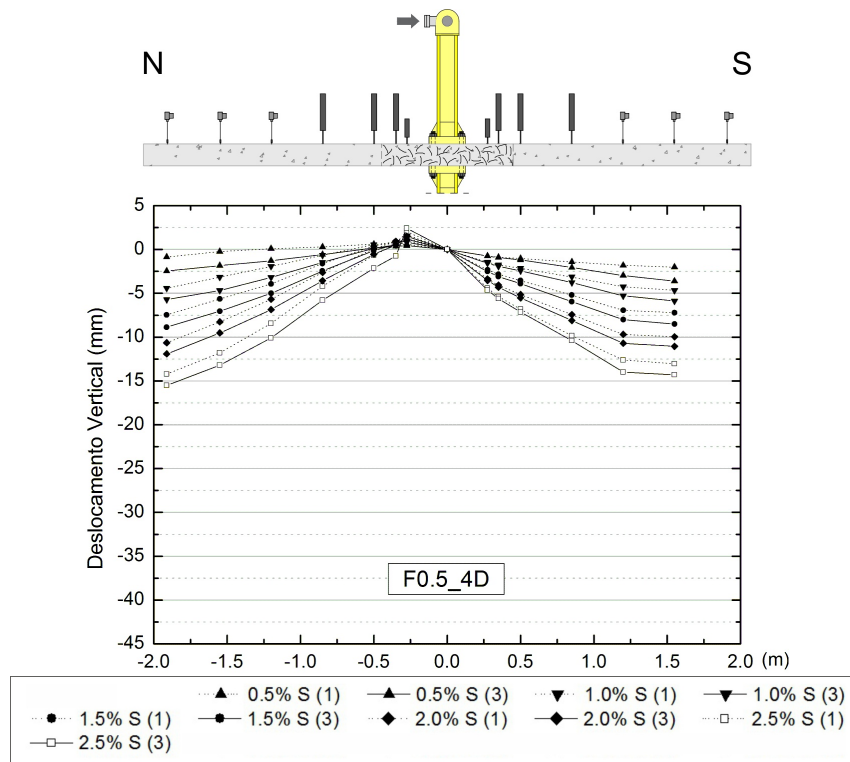


Figura 6.21: Perfis longitudinais para os primeiros e terceiros ciclos dos diferentes níveis de *drift* no modelo F0.5_4D – efeito isolado da carga horizontal no topo do pilar.

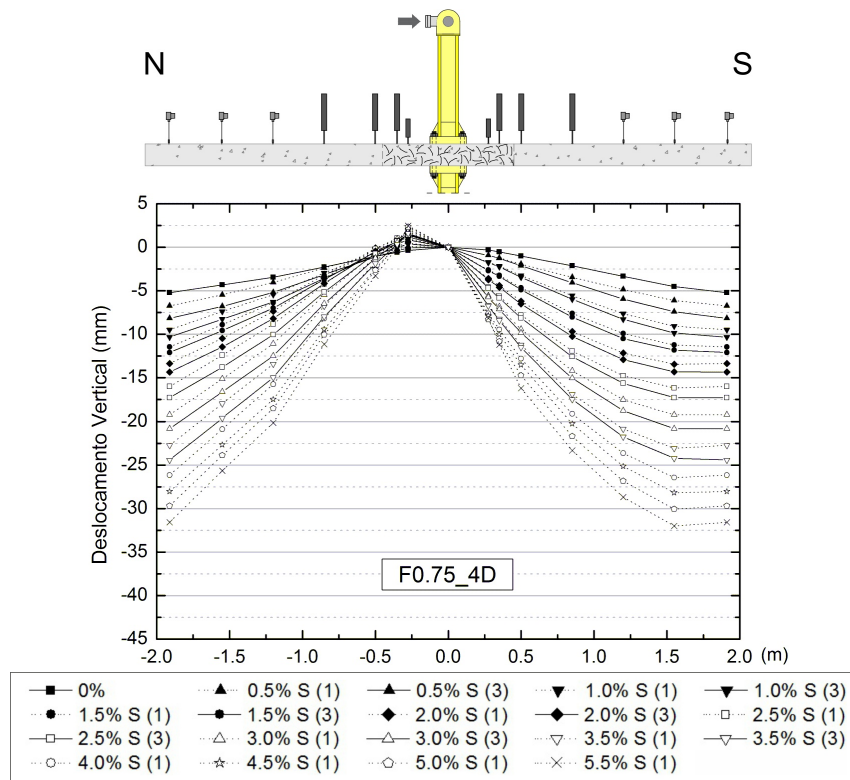


Figura 6.22: Perfis longitudinais para os primeiros e terceiros ciclos dos diferentes níveis de *drift* no modelo F0.75_4D – efeito total.

CAPÍTULO 6. PUNÇOAMENTO EM LAJES COM BRFA SUJEITAS A AÇÕES VERTICAIS E HORIZONTAIS CÍCLICAS

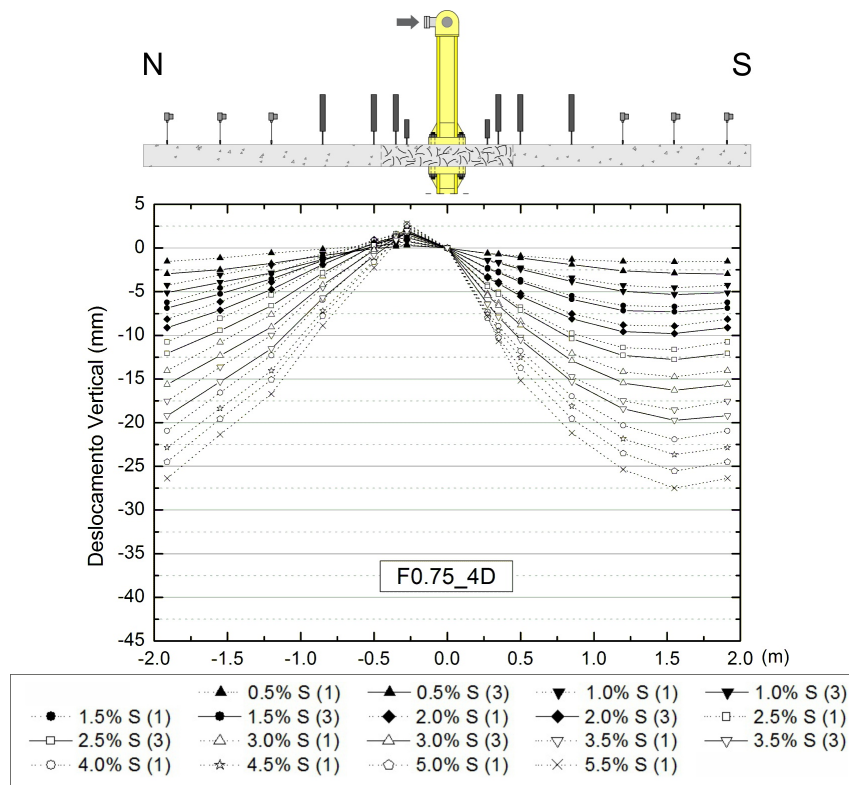


Figura 6.23: Perfis longitudinais para os primeiros e terceiros ciclos dos diferentes níveis de *drift* no modelo F0.75_4D – efeito isolado da carga horizontal no topo do pilar.

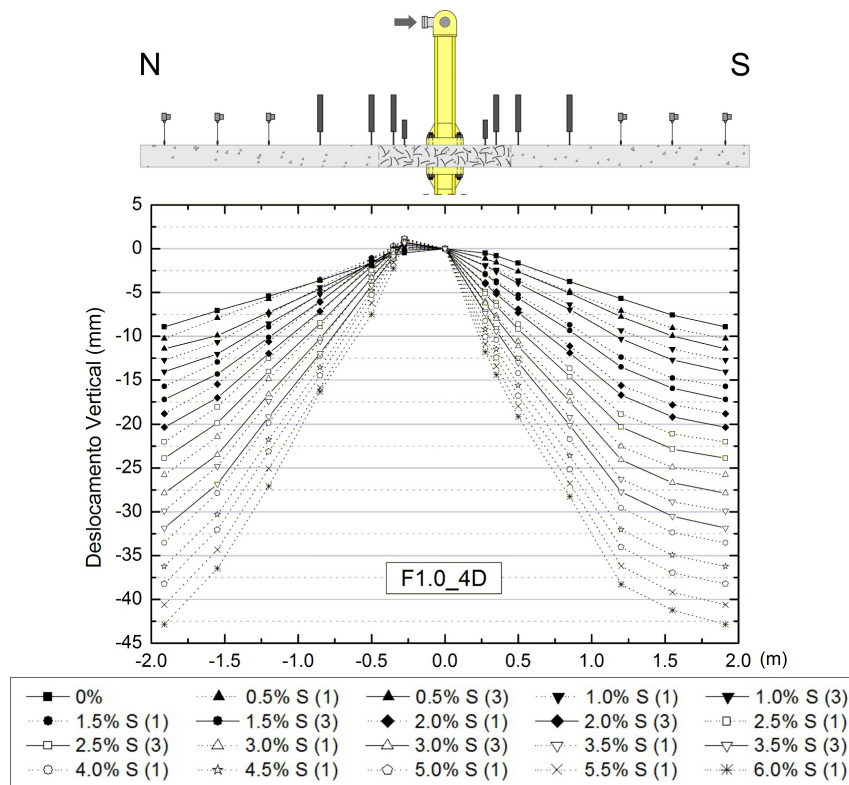


Figura 6.24: Perfis longitudinais para os primeiros e terceiros ciclos dos diferentes níveis de *drift* no modelo F1.0_4D – efeito total.

6.2. UTILIZAÇÃO RACIONAL DE BRFA EM LAJES SUJEITAS A AÇÕES VERTICAIS E HORIZONTAIS CÍCLICAS

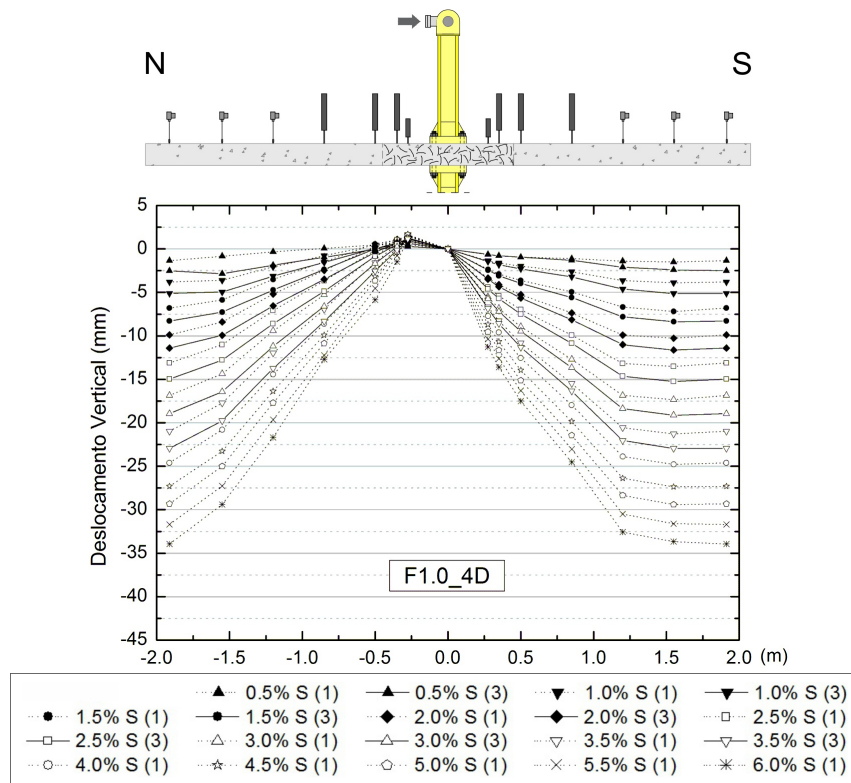


Figura 6.25: Perfis longitudinais para os primeiros e terceiros ciclos dos diferentes níveis de *drift* no modelo F1.0_4D – efeito isolado da carga horizontal no topo do pilar.

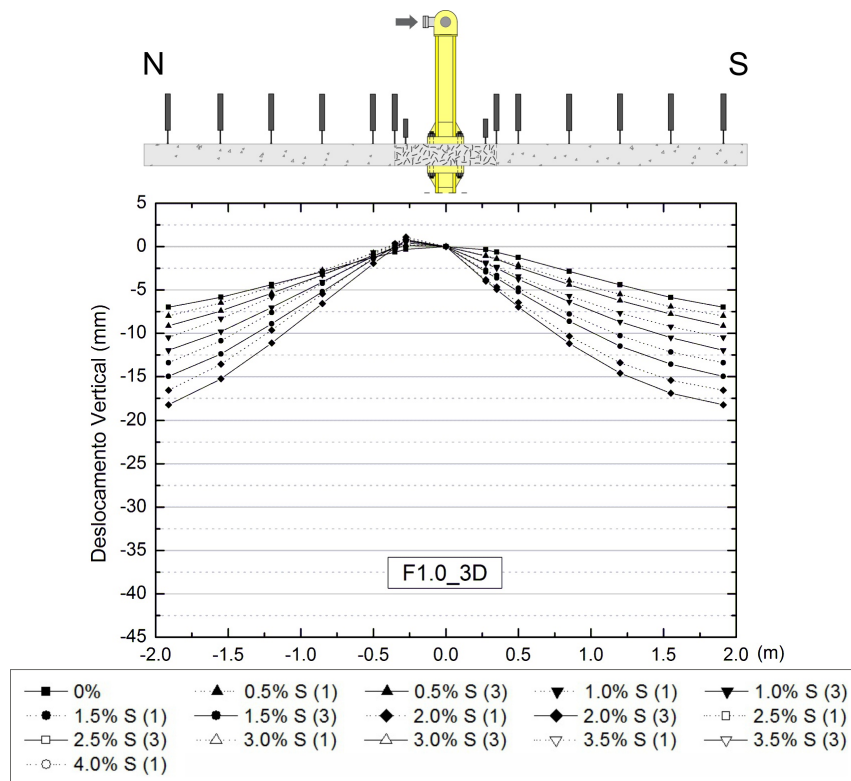


Figura 6.26: Perfis longitudinais para os primeiros e terceiros ciclos dos diferentes níveis de *drift* no modelo F1.0_3D – efeito total.

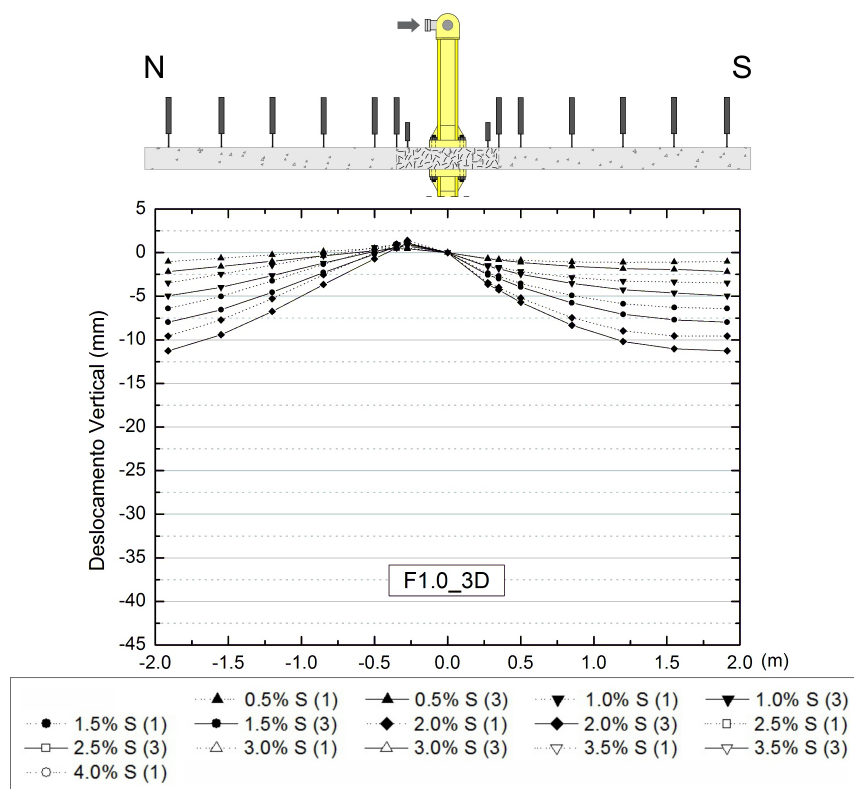


Figura 6.27: Perfis longitudinais para os primeiros e terceiros ciclos dos diferentes níveis de *drift* no modelo F1.0_3D – efeito isolado da carga horizontal no topo do pilar.

Observando as figuras com o efeito total, é possível verificar que o deslocamento vertical dos modelos de laje durante a fase de imposição da carga gravítica é semelhante, dependendo essencialmente do valor da carga vertical aplicado e sendo independente da constituição dos modelos. Os pontos de inflexão no lado Sul (S) dos modelos de laje evidenciam a contribuição do sistema de compatibilização de rotações do sistema de ensaio. Verifica-se ainda que os bordos são livres de deformar e apresentam deslocamentos verticais iguais entre si, como era pretendido com este sistema de ensaio utilizado. Nos gráficos onde não foi considerada a deformação inicial devido à carga vertical aplicada, é mais evidente o efeito da mobilidade da linha de momentos nulos em função da rigidez da laje. Os modelos com utilização racional de BRFA apresentam capacidade de deformação última muito mais elevada do que o modelo de referência sem fibras (C-50).

Pela evolução da deformação dos modelos de laje, verifica-se que a principal causa de degradação da rigidez dos modelos é o aumento da amplitude do deslocamento horizontal, sendo que também existe uma considerável degradação entre ciclos de igual valor. Comparando a deformação dos modelos F0.5_4D, F1.0_4D e F1.0_3D até 2% de *drift*, constata-se que a utilização de diferentes tipos e volume de fibras e região de BRFA não introduziu alterações significativas na sua capacidade de deformação, quer em termos de magnitude quer de formato. Para iguais patamares de *drift*, verifica-se que a deformação

6.2. UTILIZAÇÃO RACIONAL DE BRFA EM LAJES SUJEITAS A AÇÕES VERTICAIS E HORIZONTAIS CÍCLICAS

do modelo F0.75_4D é ligeiramente inferior à deformação dos restantes modelos, essencialmente devido ao sistema de escoras utilizado neste modelo, que permitiu melhorar a redistribuição dos momentos fletores no modelo de laje.

Verifica-se que para *drifts* mais elevados e para este sentido de deslocamento horizontal imposto (N-S), os perfis longitudinais dos modelos apresentam um ponto de descontinuidade próximo do pilar no lado Norte (N), levando à inversão do sinal do momento fletor dum lado para o outro do pilar. Quando se altera o sentido do deslocamento horizontal imposto para S-N, é observado um comportamento inverso.

A Figura 6.28 mostra a deformada do modelo de laje F0.75_4D na realização dos ciclos de 4% de *drift* e com o pilar na posição inicial, em que é possível observar a variação da curvatura do modelo de laje em função do sinal do diagrama de esforços de flexão.



Figura 6.28: Vista lateral do modelo F0.75_4D durante o ensaio para os ciclos de 4% de *drift*.

A posição dos pontos de inflexão foi também determinada ao longo do ensaio, através da equação aproximada da posição deformada dos modelos para cada lado do pilar ao longo do eixo no sentido longitudinal. As Figuras 6.29 a 6.33 mostram a evolução da posição do ponto de inflexão ao longo do ensaio para cada modelo de laje. No modelo F0.5_4D é apenas apresentada a evolução da posição do ponto de inflexão no lado Norte, pois no lado Sul não foi possível obter os dados do deflectómetro 1. No modelo F1.0_3D é apresentada a evolução do ponto de inflexão até 2% de *drift*, pois para *drifts* mais elevados os deflectómetros 1, 2, 3, 12, 13 e 14 atingiram a sua capacidade máxima de leitura.

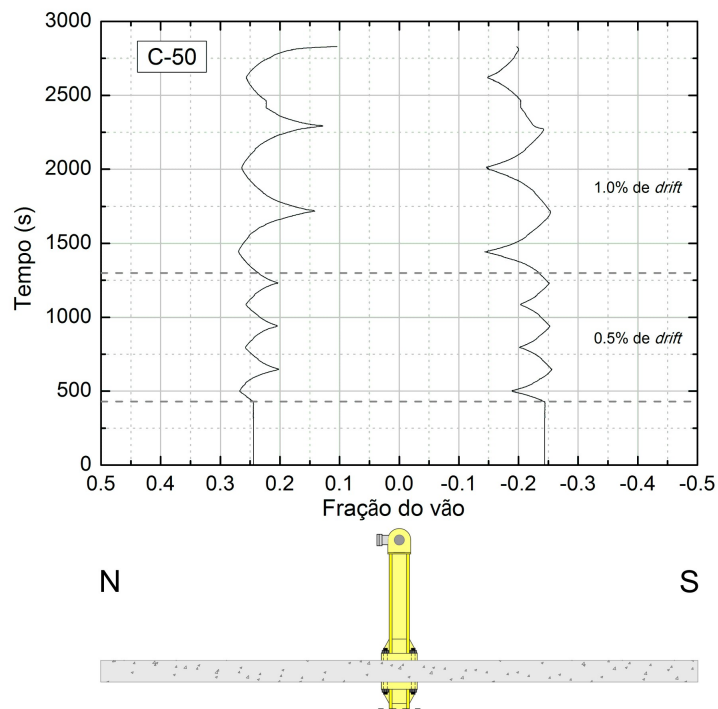


Figura 6.29: Posição do ponto de inflexão ao longo do ensaio no modelo C-50.

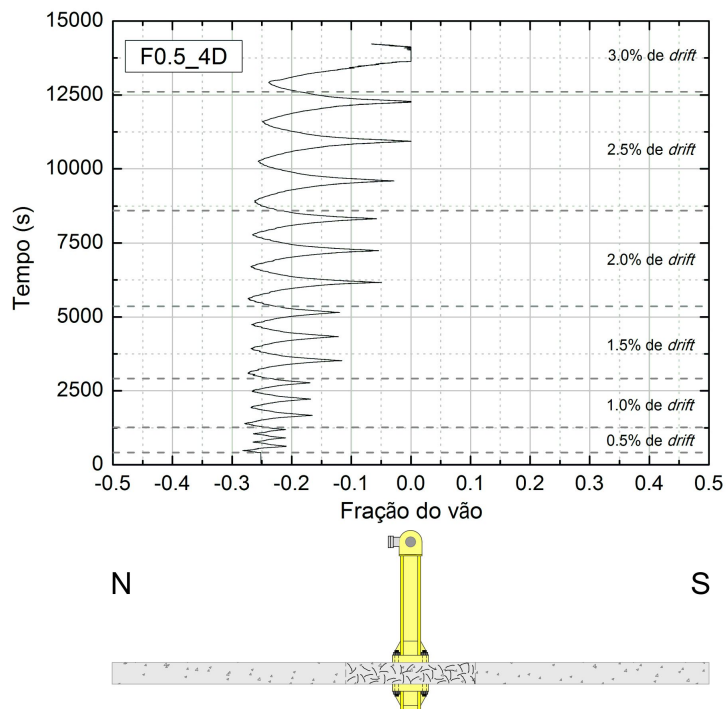


Figura 6.30: Posição do ponto de inflexão ao longo do ensaio no modelo F0.5_4D.

6.2. UTILIZAÇÃO RACIONAL DE BRFA EM LAJES SUJEITAS A AÇÕES VERTICAIS E HORIZONTAIS CÍCLICAS

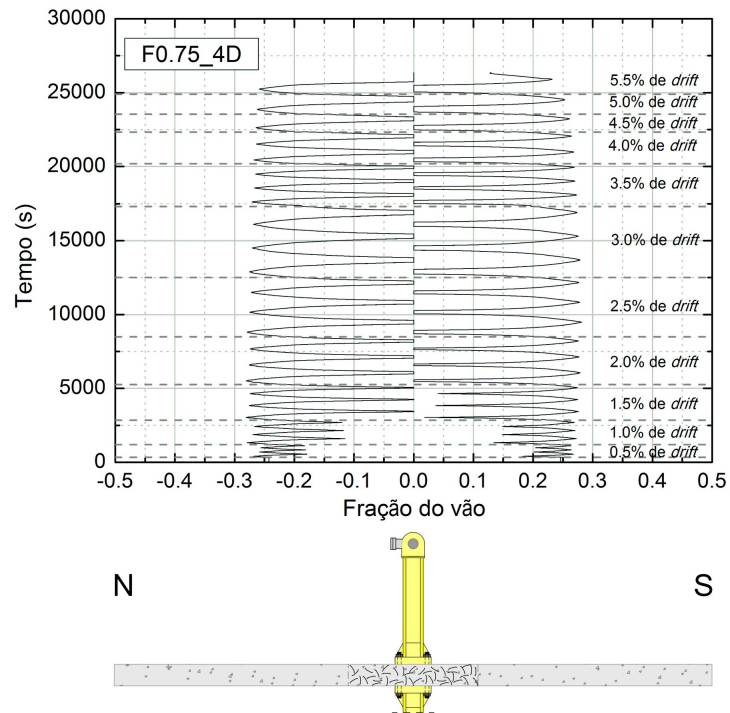


Figura 6.31: Posição do ponto de inflexão ao longo do ensaio no modelo F0.75_4D.

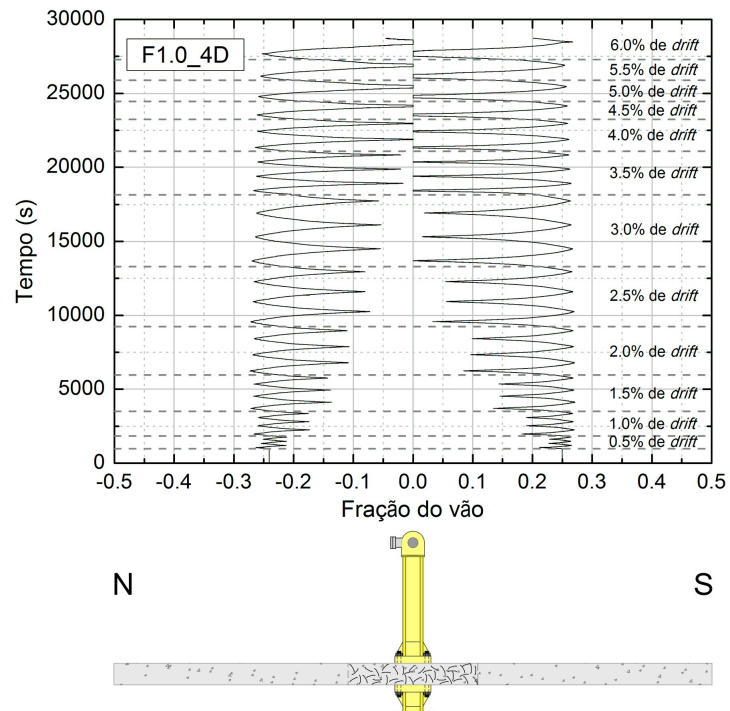


Figura 6.32: Posição do ponto de inflexão ao longo do ensaio no modelo F1.0_4D.

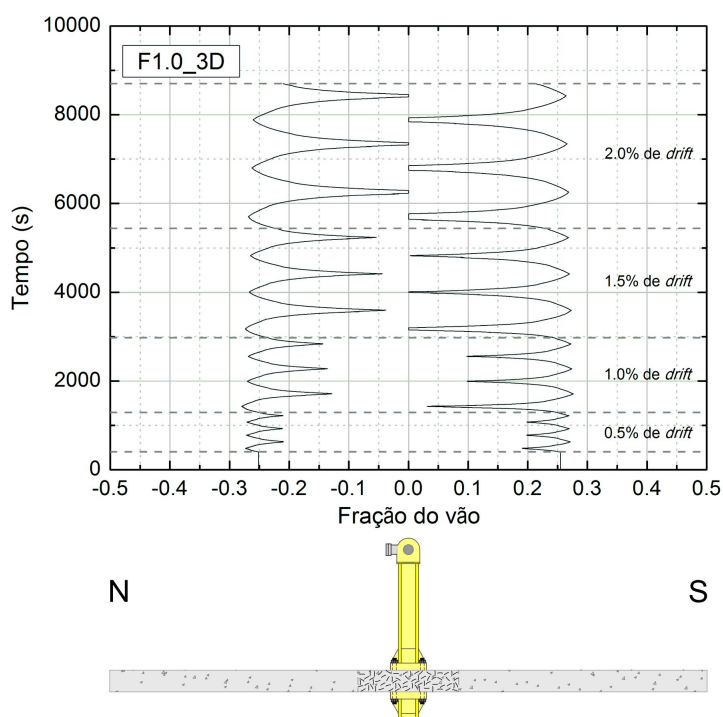


Figura 6.33: Posição do ponto de inflexão ao longo do ensaio no modelo F1.0_3D.

Pela observação às Figuras 6.29 a 6.33, é possível verificar que, em todos os modelos de laje, apenas com a aplicação do carregamento vertical existem dois pontos de inflexão posicionados a cerca de 25% do vão, sendo um valor próximo da posição do ponto de inflexão teórico de 22% do vão. Após aplicada a carga gravítica e mantida constante, é imposto o deslocamento horizontal no sentido Sul, o que provoca um movimento na direção do pilar por parte do ponto de inflexão do lado Sul, enquanto o ponto de inflexão do lado Norte move-se na direção do meio vão. Quando é invertido o sentido do deslocamento horizontal para Norte, verifica-se um comportamento inverso.

Com o incremento de *drift*, verifica-se que o ponto de inflexão do lado para onde é imposto o deslocamento acaba por atingir o pilar, devido ao facto de o valor de momento fletor aplicado pela carga gravítica perder magnitude quando comparado com o valor imposto pela ação horizontal, levando à inversão do sinal do momento fletor dum lado para outro do pilar. Por sua vez, o deslocamento dos pontos de inflexão na direção de meio vão atingem no máximo 28% do vão, devido à perda de rigidez dos modelos de laje, sendo por isso que para valores elevados de *drift* este valor tende a diminuir ligeiramente. Através da análise destes gráficos é visível a mobilidade da linha de momento nulo ao longo dos ensaios, revelando que o sistema de ensaio funcionou como pretendido neste ponto.

6.2.6.2 Extensões na Armadura Longitudinal

Nesta secção, é apresentada e analisada a evolução das extensões em alguns dos varões da armadura longitudinal superior dos modelos ensaiados. Os extensómetros foram colocados nos varões da armadura longitudinal superior com maior altura útil em cada modelo e permitiram a recolha de dados acerca da evolução das extensões nos quatro varões instrumentados. O posicionamento dos varões instrumentados está apresentado na Figura 6.5 (a).

São apresentados nas Figuras 6.34 a 6.37 diagramas com a distribuição transversal da extensão dos lados Norte e Sul do pilar, para os vários patamares de deslocamento horizontal atingidos. Os valores apresentados referem-se ao primeiro ciclo de cada patamar de *drift* imposto. A extensão de cedência do aço (ϵ_y) da armadura longitudinal superior dos modelos é de cerca 2.6 ‰, marcada nas Figuras 6.34 a 6.37 com uma linha traço-ponto-ponto. No modelo C-50, todos os extensómetros do lado Sul encontravam-se danificados, pelo que os autores Almeida *et al.* [4] não apresentaram resultados para esse lado. No modelo F0.5_4D não foi possível adquirir os dados das extensões nos varões V5N, V5S, V6N e V6S para o *drift* 2.0%, devido à paragem de leitura de um dos computadores utilizados. Já para o modelo F0.75_4D, os resultados das extensões nos varões instrumentados não são apresentados, visto que os fios dos extensómetros foram danificados durante o período de armazenamento, devido a um ato de vandalismo.

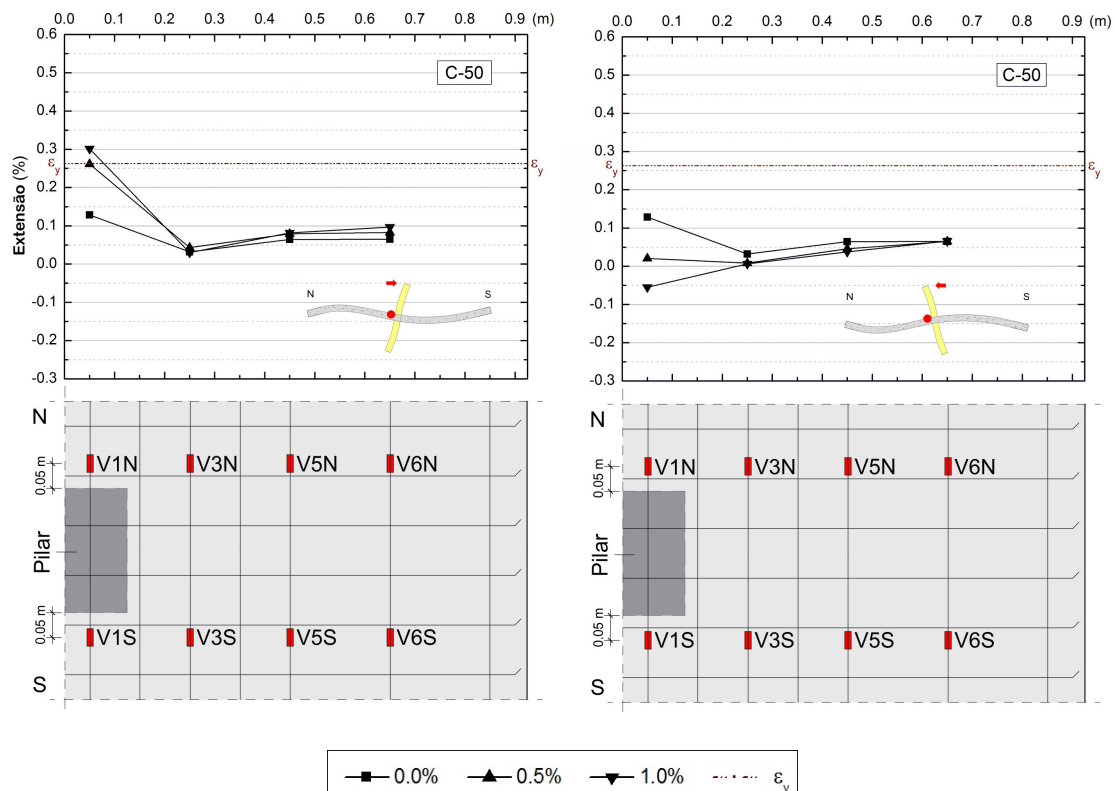


Figura 6.34: Extensões na armadura longitudinal superior no modelo C-50 para diferentes *drifts*, nos sentidos Norte-Sul e Sul-Norte.

CAPÍTULO 6. PUNÇOAMENTO EM LAJES COM BRFA SUJEITAS A AÇÕES VERTICAIS E HORIZONTAIS CÍCLICAS

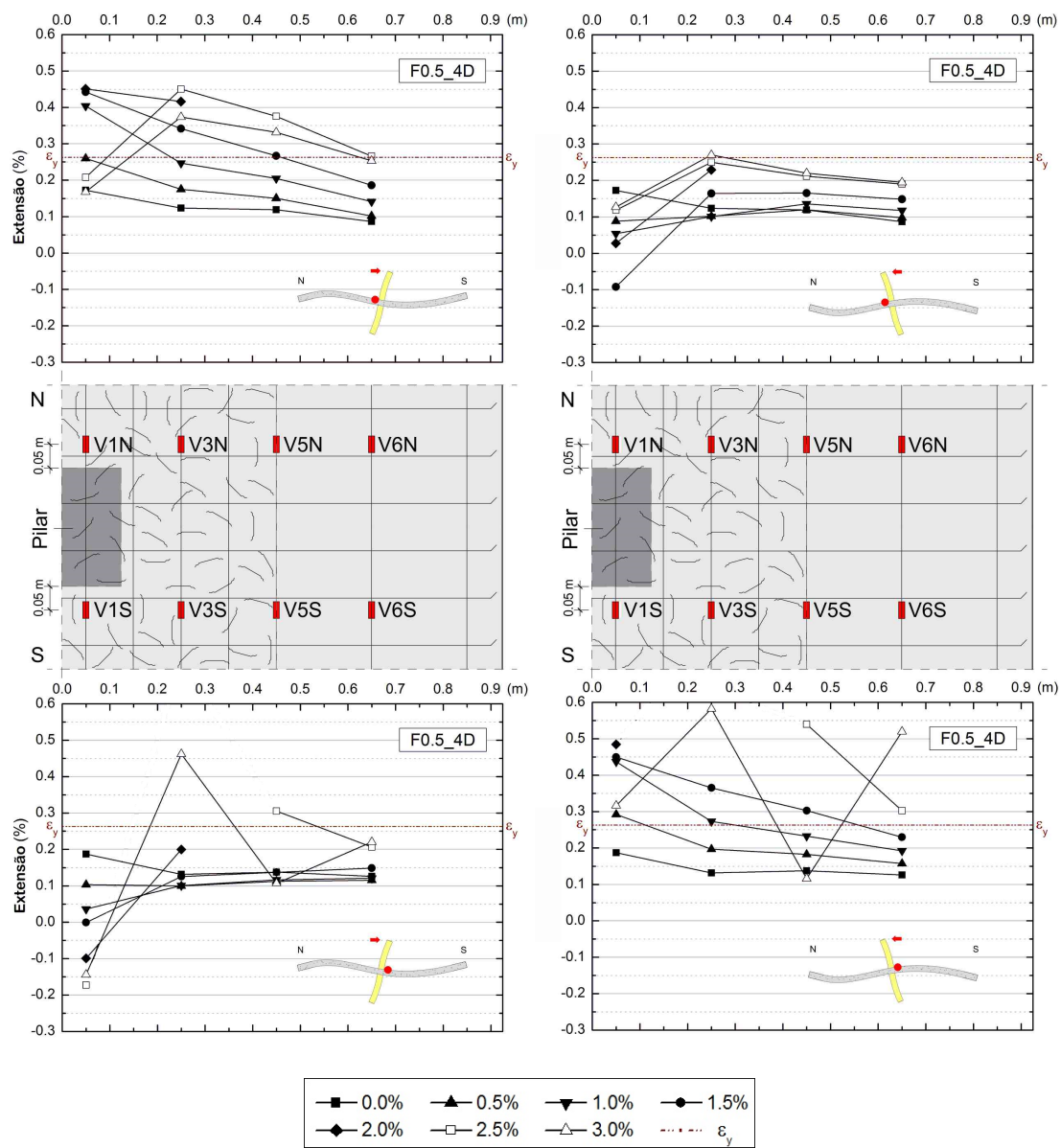


Figura 6.35: Extensões na armadura longitudinal superior no modelo F0.5_4D para diferentes drifts, nos sentidos Norte-Sul e Sul-Norte.

6.2. UTILIZAÇÃO RACIONAL DE BRFA EM LAJES SUJEITAS A AÇÕES VERTICAIS E HORIZONTAIS CÍCLICAS

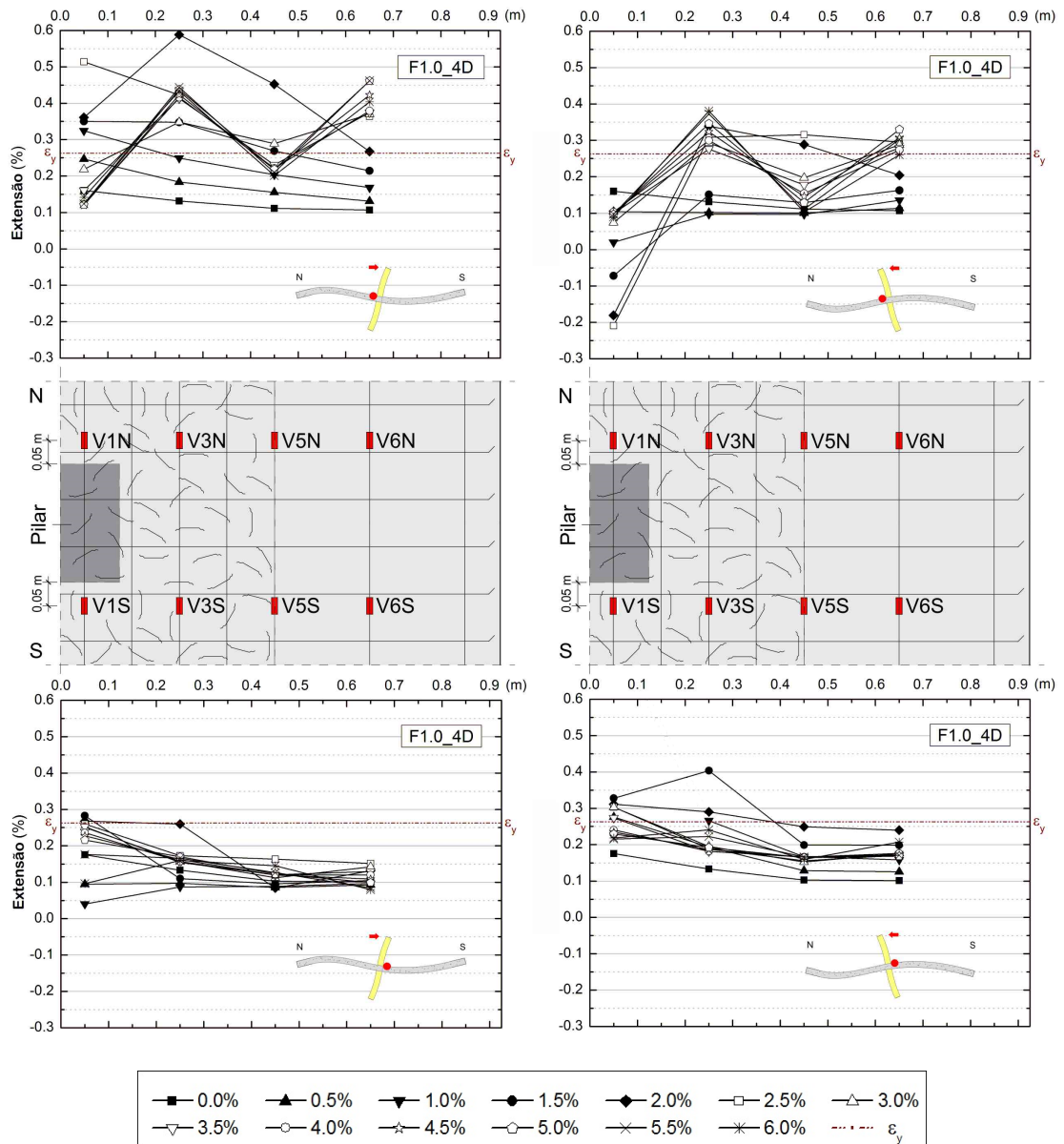


Figura 6.36: Extensões na armadura longitudinal superior no modelo F1.0_4D para diferentes drifts, nos sentidos Norte-Sul e Sul-Norte.

CAPÍTULO 6. PUNÇOAMENTO EM LAJES COM BRFA SUJEITAS A AÇÕES VERTICAIS E HORIZONTAIS CÍCLICAS

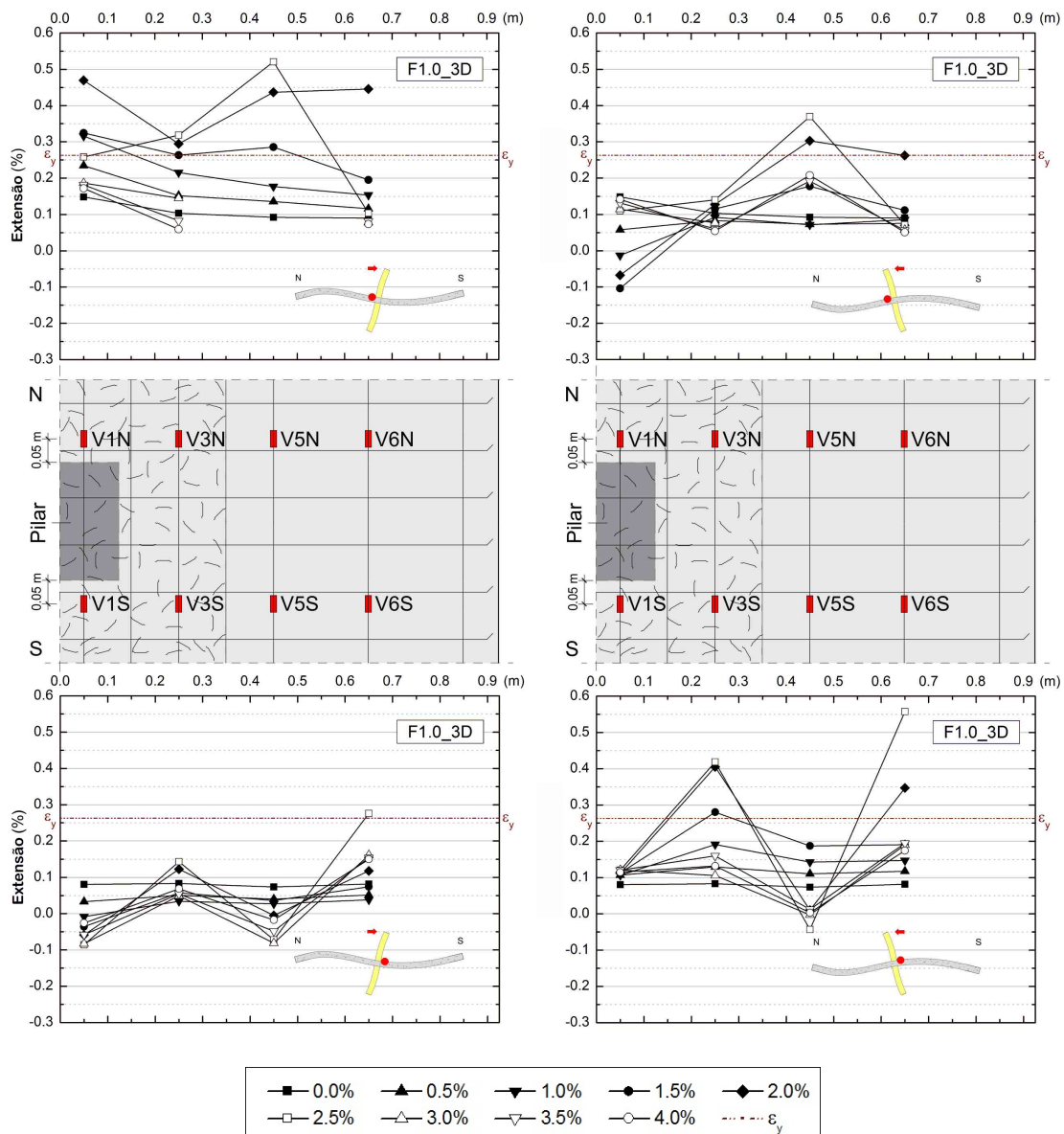


Figura 6.37: Extensões na armadura longitudinal superior no modelo F1.0_3D para diferentes drifts, nos sentidos Norte-Sul e Sul-Norte.

6.2. UTILIZAÇÃO RACIONAL DE BRFA EM LAJES SUJEITAS A AÇÕES VERTICAIS E HORIZONTAIS CÍCLICAS

Pela observação das Figuras 6.34 a 6.37 e analisando a primeira fase do ensaio que corresponde à aplicação do carregamento gravítico, verifica-se que até ao final desta fase nenhum dos varões instrumentados atingiu a cedência e que de uma forma geral os varões mais próximos do pilar apresentam valores mais elevados de extensões, como seria de esperar, uma vez que o momento fletor negativo é maior na zona de ligação ao pilar. Comparando os modelos com BRFA, verifica-se que os valores da extensão registados no final da aplicação da carga vertical são semelhantes, apesar dos ligeiramente diferentes valores de carregamento vertical. Foi obtido nesta fase um comportamento praticamente simétrico na distribuição transversal de extensões a Norte e a Sul em cada modelo, o que sugere a continuidade do diagrama de momentos na zona da ligação laje-pilar.

Quando se inicia a segunda fase do ensaio, que consiste na imposição de deslocamentos horizontais cíclicos no topo do pilar, verifica-se que existe uma descontinuidade no diagrama de momentos fletores na laje junto à ligação ao pilar, que surge devido ao momento fletor desequilibrado. Assim, quando é imposto um deslocamento horizontal no sentido Sul, o momento fletor negativo no lado Norte aumenta e no lado Sul diminui. Quando se altera o sentido do deslocamento horizontal para Norte, é observado um efeito contrário. A redução do momento fletor negativo traduz-se na redução da extensão das armaduras longitudinais superiores, podendo ser tão significativo ao ponto de inverter o sinal das extensões para *drifts* horizontais elevados. O incremento crescente das extensões nos varões tracionados deve-se à degradação da laje sob a ação conjunta das cargas gravítica e horizontal.

Como é possível observar nas figuras com a distribuição transversal de extensões medidas durante os ensaios, a variação de extensão devido à ação horizontal cíclica é mais significativa nos varões mais próximos do que nos varões mais afastados do pilar, como esperado. No modelo C-50, só o varão V1N (mais próximo do pilar) atinge a cedência, sendo que as restantes armaduras são pouco solicitadas ao longo do ensaio, não se verificando significativas alterações nas extensões para *drifts* mais elevados. Já nos modelos com BRFA, a tendência da distribuição transversal indica que todos os varões instrumentados atingem a cedência durante os ensaios. Este comportamento mostra que as fibras têm a capacidade de redistribuir as tensões no betão, fazendo com que as armaduras mais afastadas do pilar sejam solicitadas para *drifts* mais elevados. De uma forma geral, os modelos com BRFA apresentam todos os varões instrumentados em cedência para *drifts* superiores a 2.5%, sendo que, a partir deste patamar os extensómetros deixam de apresentar leituras fiáveis devido ao elevado dano do modelo de laje em ensaio.

6.2.6.3 Comportamento Histerético

Diagramas Histeréticos

Nesta secção, são apresentados diagramas com a variação da carga horizontal com o *drift*, denominados histeréticos, que permitem avaliar de forma qualitativa a ductilidade dos modelos de laje. Os modelos que têm grande capacidade de deformação sem perder

significativa capacidade de força horizontal são associados a modelos com comportamento dúctil. Nas Figuras 6.38 a 6.42, são apresentados os diagramas histeréticos dos modelos de laje com e sem fibras. Tal como nos diagramas histeréticos apresentados por Almeida *et al.* [4], o deslocamento horizontal e a força horizontal no topo do pilar foram convencionados positivos quando o pilar se desloca no sentido Sul, sendo também considerada a rotura dos modelos quando, no máximo de um *drift*, a força horizontal decresce para 80% da força horizontal máxima atingida no respetivo modelo.

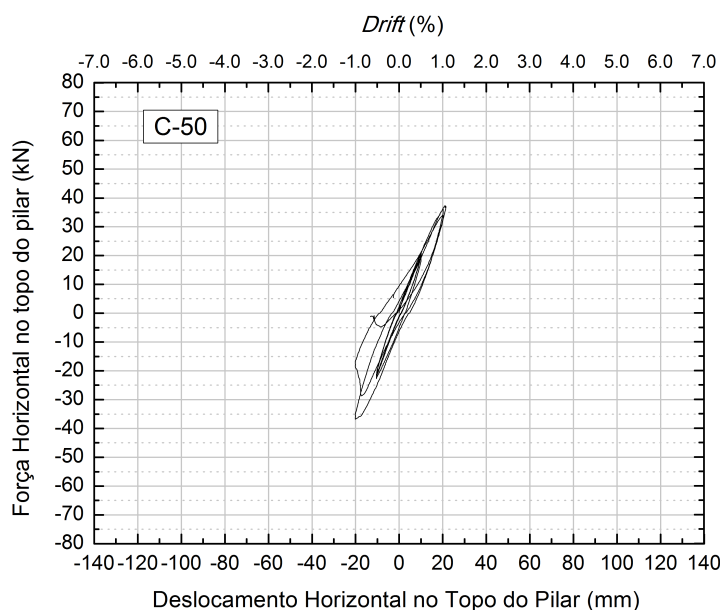


Figura 6.38: Diagrama histerético do modelo de referência C-50, sem fibras.

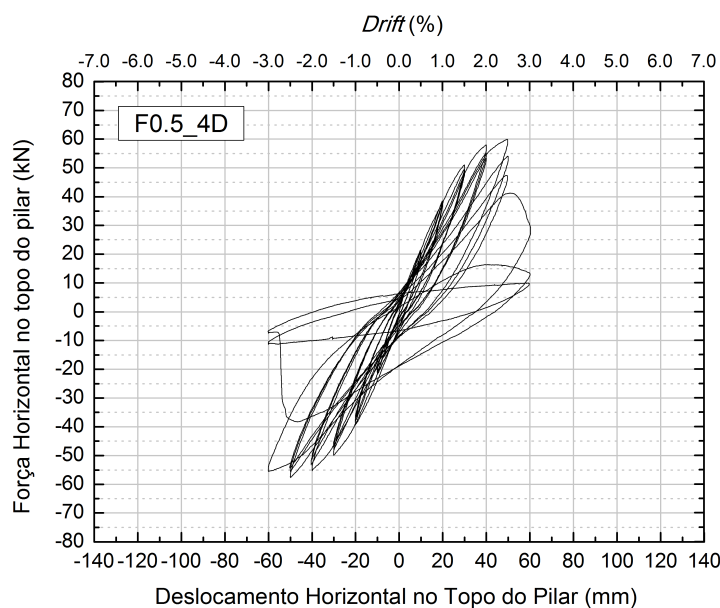


Figura 6.39: Diagrama histerético do modelo F0.5_4D.

6.2. UTILIZAÇÃO RACIONAL DE BRFA EM LAJES SUJEITAS A AÇÕES VERTICAIS E HORIZONTAIS CÍCLICAS

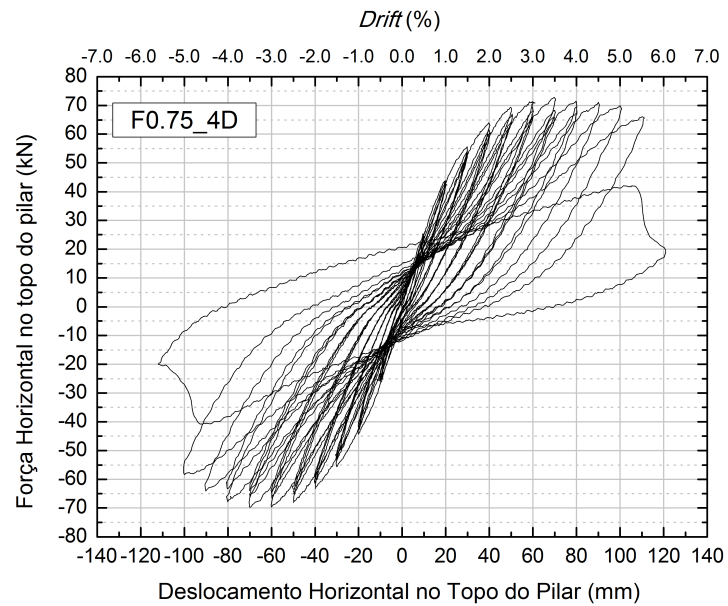


Figura 6.40: Diagrama histerético do modelo F0.75_4D.

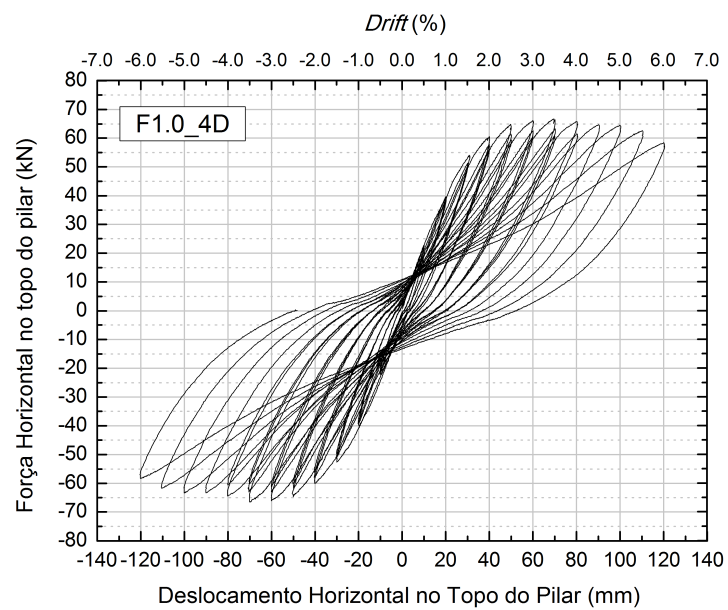


Figura 6.41: Diagrama histerético do modelo F1.0_4D.

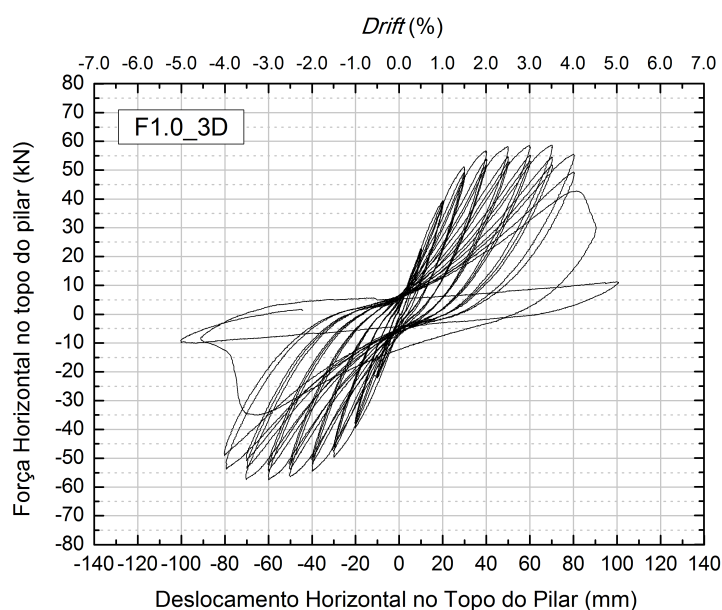


Figura 6.42: Diagrama histerético do modelo F1.0_3D.

O modelo C-50 ensaiado por Almeida *et al.* [4], que é utilizado no presente estudo como referência (sem fibras), apresenta uma capacidade máxima de *drift* de 1.0% até à rotura brusca do modelo por punçoamento, tendo somente suportado um ciclo completo de 1.0% de *drift* (Figura 6.38). Este modelo apresenta baixa perda de rigidez até à rotura e uma capacidade máxima de carga horizontal de 37.4 kN. A reduzida capacidade de *drift* e forma estreita do diagrama histerético mostram que este modelo possui baixa capacidade de dissipação de energia, que se traduz em pouca eficiência em termos estruturais para as ações cíclicas.

O modelo F0.5_4D atingiu uma rotura por punçoamento durante o segundo ciclo de 3.0% de *drift*. Durante o primeiro ciclo de 3.0% no sentido Sul, o modelo perdeu a capacidade de carga horizontal, sendo que para o sentido Norte manteve-a. Após este primeiro ciclo dos 3.0% de *drift*, verificou-se uma perda substancial de força horizontal nos dois sentidos.

A rotura do modelo F0.75_4D deu-se durante o *drift* de 5.5% no sentido Norte. Note-se que neste modelo as rotações dos bordos da laje eram controladas por dois inclinómetros com imposição de força nas escoras do sistema de ensaio. Pela observação à Figura 6.40, verifica-se uma grande capacidade de resistir à carga horizontal e a *drifts* elevados, mostrando uma tendência crescente na capacidade de dissipação de energia a partir dos 2.0% de *drift*.

Por observação da Figura 6.41, verifica-se que o modelo F1.0_4D manteve a capacidade de carga horizontal quase inalterada até ao fim do protocolo (6.0% de *drift*), não atingindo uma rotura por punçoamento como sucedido nos modelos analisados anteriormente. Assim sendo, devido à elevada capacidade de deformação e de sustentação das cargas verticais e horizontais até ao fim do protocolo, conclui-se que este modelo apresentou

6.2. UTILIZAÇÃO RACIONAL DE BRFA EM LAJES SUJEITAS A AÇÕES VERTICAIS E HORIZONTAIS CÍCLICAS

excelente comportamento sísmico.

A rotura do modelo F1.0_3D (Figura 6.42) foi por punçoamento e deu-se na fase de transição entre os ciclos 4.0% e 4.5% de *drift*.

Em termos gerais, verifica-se que todos os modelos com utilização racional de BRFA apresentam diagramas histeréticos mais alongados em comparação com o modelo de referência C-50 sem fibras. Em todos os modelos, observa-se uma resposta quase linear para os *drifts* iniciais de 0.5% e 1.0%. Nos modelos com BRFA, constata-se a perda de rigidez tanto entre ciclos do mesmo patamar como entre ciclos de patamares diferentes a partir dos 1.5% de *drift*. A perda de rigidez dos modelos foi sendo gradualmente maior à medida que o *drift* foi aumentando. Verifica-se também que a partir de aproximadamente 2.5% de *drift* existe um patamar de carga horizontal que é associada à plastificação das armaduras longitudinais dos modelos de laje, o que revela um comportamento mais dúctil. O facto do primeiro ciclo de cada patamar de *drift* ser aplicado no sentido Norte-Sul parece não influenciar o modo de rotura dos modelos.

De forma a avaliar os principais resultados obtidos nos modelos de laje, são apresentadas na Tabela 6.4 as cargas verticais aplicadas ($V_{exp,a}$), as forças horizontais últimas (F_u) e respetivos *drifts* ($d_{r,u}$) no topo do pilar, sendo também apresentadas as forças horizontais máximas (F_{max}) e correspondentes *drifts*. Note-se que neste estudo, a rotura convencional dos modelos é considerada quando, no máximo de um *drift*, a carga horizontal desce abaixo de 80% do seu valor de máximo e o *drift* último é definido como o *drift* máximo alcançado no último ciclo antes da rotura do modelo, tal como é apresentado na Figura 6.43.

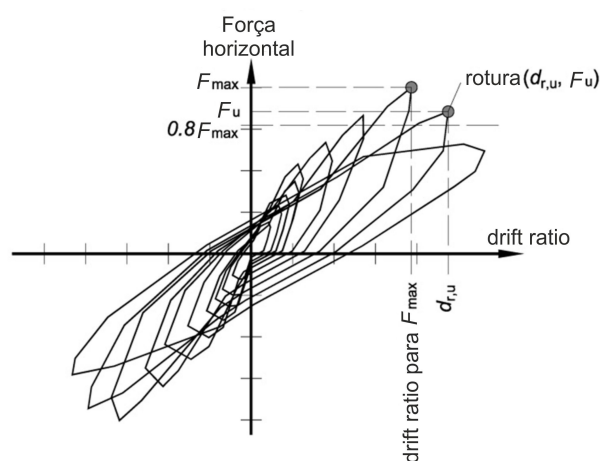


Figura 6.43: Esquema do critério de rotura adotado.

Na Figura 6.44, são apresentadas as envolventes dos diagramas histeréticos dos modelos de laje.

Pela análise à Figura 6.44 e à Tabela 6.4, verifica-se que os diagramas apresentam uma evolução idêntica em todos os modelos de lajes e que todos os modelos com fibras apresentaram cargas horizontais máximas e últimas mais elevadas que o modelo de referência C-50 sem fibras. O *drift* último também é significativamente maior nos modelos

CAPÍTULO 6. PUNÇOAMENTO EM LAJES COM BRFA SUJEITAS A AÇÕES VERTICAIS E HORIZONTAIS CÍCLICAS

Tabela 6.4: Principais resultados obtidos nos ensaios aos modelos de laje sob ações cíclicas.

Modelo	$V_{exp,a}$ (kN)	F_u (kN)		$d_{r,u}$ (%)		F_{max} (kN) [drift (%)]	
		Sul	Norte	Sul	Norte	Sul	Norte
C-50	203.4	37.4	-36.8	1.1	-1.0	37.4 [1.1]	-36.8 [-1.0]
F0.5_4D	196.5	52.9	-56.0	2.5	-3.0	59.5 [2.5]	-58.2 [-2.5]
F0.75_4D	194.3	66.1	-56.0	5.5	-5.0	72.7 [3.5]	-69.7 [-3.5]
F1.0_4D	208.2	58.3*	-57.1*	6.0*	-6.0*	66.6 [3.5]	-66.6 [-3.5]
F1.0_3D	192.4	49.4	-53.0	4.0	-4.0	58.8 [3.5]	-57.5 [-3.5]

$V_{exp,a}$ - carga vertical aplicada;

F_u - força horizontal última no topo do pilar na rotura;

$d_{r,u}$ - drift último correspondente à rotura do modelo;

F_{max} - força horizontal máxima no topo do pilar suportada pelo modelo;

* - estes valores não são os últimos mas sim os verificados no final do protocolo.

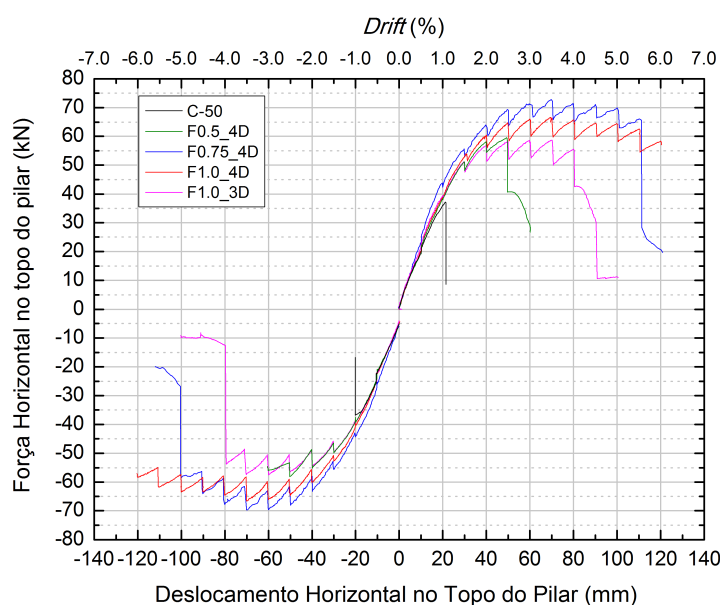


Figura 6.44: Envolventes dos diagramas histeréticos.

com fibras. Quando se compara os dois modelos com 1.0% de volume de fibras, verifica-se que o modelo F1.0_4D apresentou maior capacidade de *drift* e também cargas horizontais máximas e últimas mais elevadas. Dos três modelos com fibras Dramix® 4D, o que apresentou maior capacidade de *drift* foi o modelo F1.0_4D, mas o que apresentou cargas horizontais máximas e últimas mais elevadas foi o modelo F0.75_4D, podendo este fato estar associado à maior resistência à compressão do betão e à maior rigidez do modelo devido ao controlo da rotação dos bordos. Em termos de rigidez da ligação laje-pilar às ações horizontais cíclicas, verifica-se que é muito semelhante em todos os modelos, sendo ligeiramente superior nos modelos com utilização racional de BRFA.

Tal como nos resultados obtidos nos ensaios de modelos de laje sujeitos a ações verticais monotónicas, a utilização de BRFA na região da ligação laje-pilar mostrou ser eficiente no aumento da capacidade de deformação e dissipação de energia deste tipo de ligação estrutural, quando sujeitas a ações combinadas de carregamento vertical e horizontal

6.2. UTILIZAÇÃO RACIONAL DE BRFA EM LAJES SUJEITAS A AÇÕES VERTICAIS E HORIZONTAIS CÍCLICAS

cíclico. Isto deve-se ao facto do compósito BRFA ter a capacidade de absorver a tensão pós-fendilhação do betão dos modelos de laje, aumentando a sua capacidade resistente à tração, diminuindo conseqüentemente a abertura das múltiplas fendas que surgem, tornado a ligação mais dúctil e deformável.

De forma a tornar mais perceptível a variação da força horizontal máxima atingida em cada ciclo de deslocamento, são apresentadas nas Figuras 6.45 e 6.46 as forças atingidas em cada ciclo de cada patamar de *drift*, quer no sentido Sul quer no Norte, respetivamente. Note-se que até ao *drift* de 3.5% foram realizados três ciclos em cada patamar, sendo realizados dois ciclos no patamar de 4.0% e apenas um ciclo nos patamares de 4.5%, 5.0%, 5.5% e 6.0% de *drift* (Figura 6.17). Em cada patamar de *drift* são representados os respetivos ciclos realizados, sendo que, quando existem três ciclos, os valores mais à esquerda e mais à direita correspondem ao primeiro e terceiro ciclos, respetivamente. As forças horizontais no sentido Norte são apresentadas em valor absoluto para facilitar a análise.

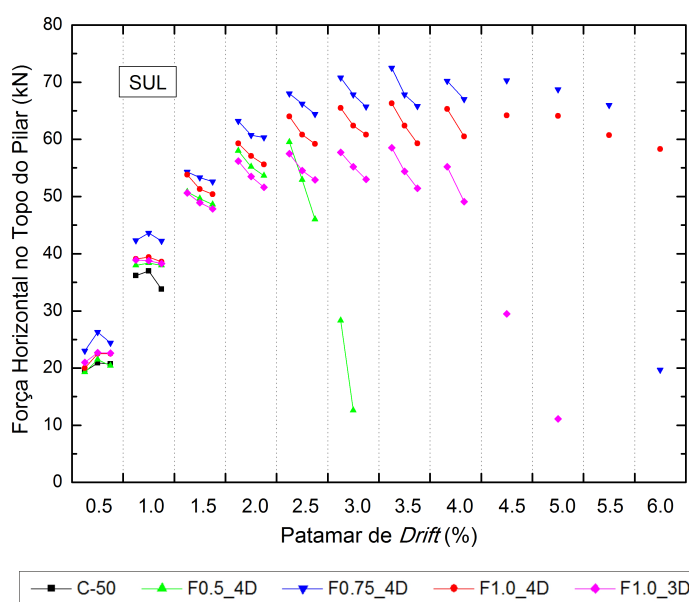


Figura 6.45: Força horizontal máxima atingida para os ciclos no sentido Sul.

Pela observação às Figuras 6.45 e 6.46, verifica-se que, em geral, existe um incremento de força horizontal máxima até 2.5% de *drift*. Para níveis de *drift* acima dos 2.5%, a força máxima começa a estabilizar, estando este acontecimento associado essencialmente à entrada em plastificação das armaduras longitudinais superiores para este nível de *drift*, tal como já foi visto na Secção 6.2.6.2. Acima dos 2.5% de *drift*, verifica-se em alguns modelos um ligeiro aumento da força máxima até aos 3.5% de *drift*, justificado pelo endurecimento das armaduras longitudinais. Os modelos F0.75_4D, F1.0_4D e F1.0_3D atingiram a sua força horizontal máxima aos 3.5% de *drift*, sendo ainda capazes de suportar mais patamares de *drift*. Depois de se atingir a força máxima em cada modelo, esta começa a decrescer ligeiramente nos patamares superiores de *drift*, aproximando-se da rotura em todos os

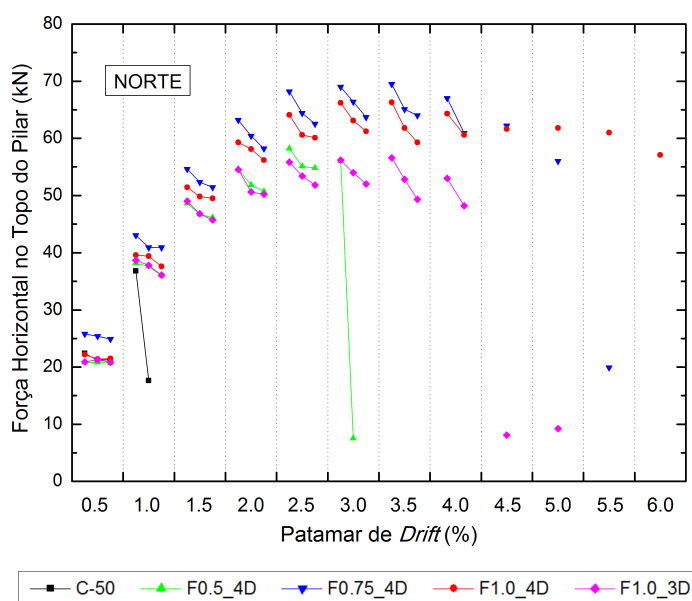


Figura 6.46: Força horizontal máxima atingida para os ciclos no sentido Norte.

modelos de laje, que se caracteriza por uma perda acentuada da força horizontal suportada, com exceção do modelo F1.0_4D que consegue manter a sua capacidade de suporte de carga vertical e horizontal.

Analisando em particular os ciclos de cada patamar de *drift*, observa-se que nos patamares de *drift* de 0.5% e 1.0% no sentido Sul, existe um significativo incremento na força horizontal entre o primeiro e segundo ciclo de deslocamento, não sendo este fenómeno tão significativo no sentido Norte. Este acontecimento é associado à inexistência de dano no modelo de laje quando é imposto o primeiro ciclo para Sul, não existindo ainda nenhuma deformação residual acumulada devido ao deslocamento horizontal. A partir do patamar de 1.5% de *drift*, inclusive, o segundo e terceiro ciclos são sempre inferiores ao primeiro, pois o padrão de fendilhação no modelo de laje já está desenvolvido, não se formando novas fendas, mas existindo um aumento na sua abertura com o incremento do *drift*.

Por último, mas não menos importante e de forma a avaliar o contributo da presença de fibras, são comparados os modelos C-50, F0.5_4D e F1.0_4D. São utilizados estes dois modelos com fibras pois apresentam idêntica região de BRFA e foram ensaiados sob condições de fronteira semelhantes ao modelo de referência sem fibras. A força horizontal máxima atingida nos modelos com BRFA é superior à do modelo de referência sem fibras, sucedendo-se para *drifts* mais elevados e conseqüentemente maiores deformações. Comparando os modelos F0.5_4D e F1.0_4D, verifica-se que a utilização de 1.0% em volume de fibras Dramix® 4D originou um ligeiro aumento na capacidade carga horizontal máxima, sendo que a principal vantagem foi a grande capacidade de deformação mantendo a capacidade de suportar (sem entrar em rotura) a força horizontal. Comparando os dois modelos com 1.0% de volume de fibras (F1.0_4D e F1.0_3D), verifica-se que a diminuição

6.2. UTILIZAÇÃO RACIONAL DE BRFA EM LAJES SUJEITAS A AÇÕES VERTICAIS E HORIZONTAIS CÍCLICAS

da região de BRFA, associada à utilização de fibras Dramix® 3D, originou numa menor capacidade de carga horizontal e de deformação. Já no modelo F0.75_4D, o controlo da inclinação nos bordos dos modelos de laje, associada a uma maior resistência à compressão do BRFA, levou a que a força horizontal máxima no topo do pilar em cada patamar de *drift* fosse maior (neste caso até 4.5% de *drift*), apresentado um comportamento com maior rigidez.

Ductilidade Lateral

A ductilidade lateral de um sistema estrutural (μ_{Δ}) pode ser avaliada quantitativamente (Equação (6.1)) através da relação entre o deslocamento correspondente à força horizontal máxima e o deslocamento equivalente à plastificação ideal da estrutura [56]:

$$\mu_{\Delta} = \frac{\Delta_{F_{max}}}{\Delta_y} \quad (6.1)$$

em que $\Delta_{F_{max}}$ é o deslocamento correspondente à força máxima e Δ_y é o deslocamento equivalente à plastificação idealizada do modelo.

O valor de $\Delta_{F_{max}}$ pode ser obtido diretamente dos ensaios. Já o valor de Δ_y tem de ser adaptado da envolvente do diagrama hysterético da estrutura, através da assunção de um comportamento elasto-plástico bilinear, tal como representado na Figura 6.47.

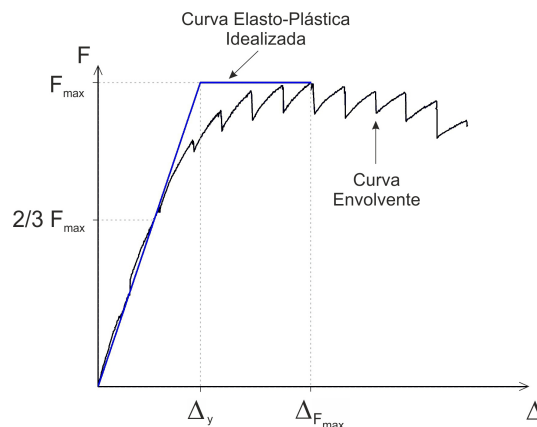


Figura 6.47: Adaptação bilinear da curva de envolvente do diagrama hysterético.

Observando a Figura 6.47, verifica-se que o primeiro troço referente à fase elástica consiste num segmento de reta que parte da origem e interseca a curva da envolvente a dois terços da força máxima e prolonga-se até à força máxima. O segundo troço referente à fase plástica é um segmento de reta horizontal que atinge a envolvente na força máxima registada.

Com isto, foi possível determinar os valores do deslocamento equivalente à plastificação idealizada dos modelos, que estão apresentados na Tabela 6.5 em conjunto com os valores do deslocamento correspondente à força horizontal máxima e os respetivos valores de ductilidade lateral obtidos.

Tabela 6.5: Ductilidade lateral.

Modelo	$\Delta_{F_{max}}$ (mm)		Δ_y (mm)		μ_{Δ}		Valor Médio
	Sul	Norte	Sul	Norte	Sul	Norte	
C-50	21.4	-20.1	18.1	-15.2	1.18	1.32	1.25
F0.5_4D	49.3	-50.2	31.5	-29.5	1.57	1.70	1.63
F0.75_4D	69.8	-69.7	34.7	-33.8	2.01	2.06	2.04
F1.0_4D	69.5	-70.0	34.6	-33.3	2.01	2.10	2.06
F1.0_3D	70.2	-70.2	29.7	-28.6	2.36	2.45	2.41

$\Delta_{F_{max}}$ - deslocamento correspondente à força máxima;

Δ_y - deslocamento equivalente à plastificação idealizada do modelo;

μ_{Δ} - ductilidade lateral.

Pela observação à Tabela 6.5, verifica-se que todos os modelos com BRFA apresentam níveis de ductilidade mais elevados do que o modelo de referência C-50 sem fibras. O modelo F0.5_4D apresenta um valor de ductilidade lateral cerca de 30% superior ao modelo de referência, enquanto o modelo F1.0_3D, que apresenta o maior valor deste parâmetro, é cerca de 93% superior ao modelo de referência, sendo que este modelo atingiu a sua capacidade máxima resistente para um deslocamento horizontal cerca de 2.4 vezes superior ao que provoca a sua plastificação idealizada.

Índice de Deformação Residual e Rigidez Lateral Efetiva

De acordo com Hose e Seible [56], o Índice de Deformação Residual (RDI) é função do comportamento inelástico da estrutura e pode ser utilizado para estimar o nível de dano ou reparabilidade da estrutura após um evento cíclico/sísmico. Após um elemento ou um sistema estrutural inelástico ser sujeito a um carregamento cíclico que leve à sua plastificação, verifica-se uma deformação residual que permanece quando a carga lateral é removida. O RDI é um índice adimensional que relaciona a deformação residual permanente após cada ciclo com a deformação equivalente à plastificação ideal da estrutura. Assim sendo, o RDI pode ser obtido de acordo com a Equação (6.2), que é válida para estruturas com comportamento assimétrico nas duas direções do carregamento cíclico:

$$RDI = \frac{1}{2} \cdot \left(\frac{\Delta_{r1}}{\Delta_{y1}} + \frac{\Delta_{r2}}{\Delta_{y1}} \right) \quad (6.2)$$

em que Δ_{r1} e Δ_{r2} são os deslocamentos residuais após os ciclos com deslocamentos positivos e negativos (Figura 6.48), respetivamente, e Δ_{y1} e Δ_{y2} são os deslocamentos equivalentes à plastificação idealizada do modelo nos sentidos positivo e negativo (Figura 6.47), respetivamente.

São apresentados na Figura 6.49 os valores de RDI obtidos nos modelos de laje com BRFA e no modelo C-50 sem fibras, sendo unicamente considerados os ciclos completos.

Pela análise aos resultados de RDI (parâmetro que está relacionado com o nível de dano sofrido pelo modelo de laje) apresentados na Figura 6.49, verifica-se que a ação

6.2. UTILIZAÇÃO RACIONAL DE BRFA EM LAJES SUJEITAS A AÇÕES VERTICAIS E HORIZONTAIS CÍCLICAS

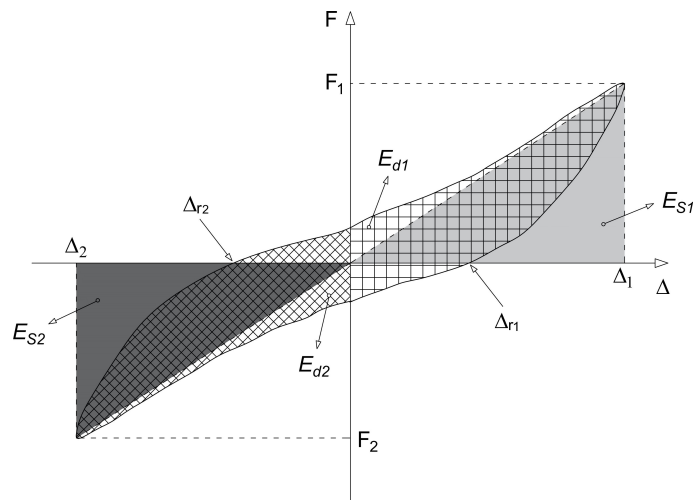


Figura 6.48: Diagrama histerético típico para uma ação cíclica (adaptado de [56]).

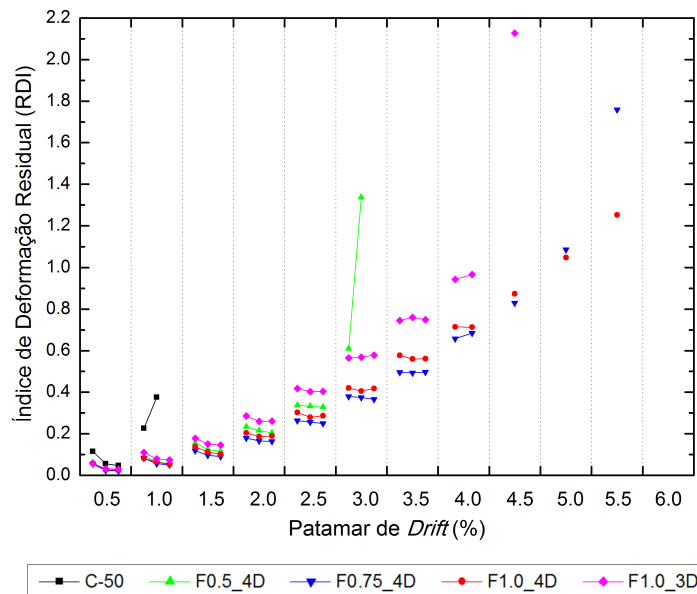


Figura 6.49: Índice de deformação residual dos modelos de laje.

horizontal cíclica provocou maior nível de dano na transição entre patamares de *drift* do que entre ciclos do mesmo patamar (antes da rotura de cada modelo) e que em todos os modelos o nível de dano é maior nos ciclos que antecedem a rotura.

Comparando o modelo de referência C-50 sem fibras com os modelos com BRFA, constata-se que o nível de dano, em *drifts* iguais, é superior no modelo de referência. Quanto aos modelos com BRFA, verifica-se que nos patamares de *drift* de 0.5% e 1.0%, os níveis de dano são muito semelhantes em todos os modelos de laje, sendo que acima dos 1.5% de *drift*, inclusivé, as diferenças entre modelos começam, em geral, a ser mais significativas. Até ao patamar de 2.5% de *drift* em que nenhum dos modelos com BRFA atingiu a rotura, verifica-se que o modelo com maior nível de dano é o F1.0_3D, possivelmente justificado pela menor região de BRFA. Comparando os modelos F0.5_4D e

F1.0_4D, verifica-se que a utilização de 1.0% em volume de fibras Dramix® 4D originou numa diminuição no nível de dano em *drifts* iguais. Quanto aos dois modelos com 1.0% de volume de fibras (F1.0_4D e F1.0_3D), verifica-se que a diminuição da região de BRFA associada à utilização de fibras Dramix® 3D originou num aumento no nível de dano em *drifts* iguais. Já no modelo F0.75_4D, o controlo da inclinação nos bordos dos modelos de laje, associada a uma maior resistência à compressão do BRFA, levou a que até 4.5% de *drift* o nível de dano fosse menor do que nos restantes modelos em igual *drift*, sendo que acima dos 5.0% de *drift*, inclusive, o modelo F1.0_4D apresentou menor nível de dano devido ao maior volume de fibras Dramix® 4D.

Outro parâmetro quantitativo que pode ser utilizado na avaliação do comportamento de estruturas sujeitas a ações horizontais cíclicas é a rigidez lateral efetiva que, segundo Hose e Seible [56], é definida como o declive do caminho de carga equivalente ao regime elástico linear de cada ciclo histerético, estimando assim a rigidez de uma estrutura à aplicação de cargas horizontais, neste caso à integridade da ligação laje-pilar. Este parâmetro é dado pela razão entre o valor da força registada no extremo de cada ciclo e o valor de deslocamento respetivo.

Nas Figuras 6.50 e 6.51, são apresentados os valores de rigidez lateral efetiva obtidos em cada modelo, quer nos ciclos a Sul quer a Norte, respetivamente.

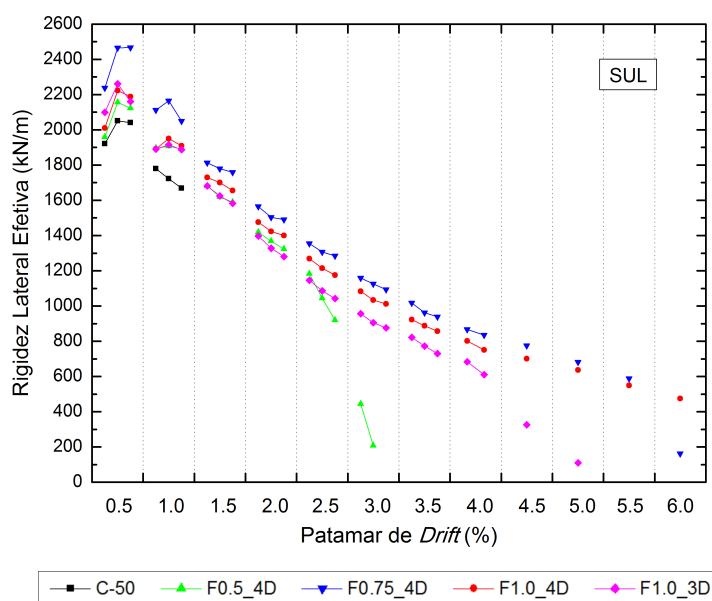


Figura 6.50: Rigidez lateral efetiva para os ciclos no sentido Sul.

Verifica-se nas Figuras 6.50 e 6.51 que a rigidez lateral efetiva em cada modelo diminui com o incremento de *drift*, sendo de forma brusca quando o carregamento imposto se aproxima do ciclo em que atinge a rotura. Já entre ciclos de igual patamar de *drift*, verifica-se que, no geral, existe uma tendência de diminuição da rigidez lateral. Na direção Sul, e no patamar de 0.5% de *drift* em todos os modelos e, no patamar de 1.0% de *drift*, nos modelos com BRFA, existe um aumento de rigidez entre o primeiro e segundo ciclos. Este

6.2. UTILIZAÇÃO RACIONAL DE BRFA EM LAJES SUJEITAS A AÇÕES VERTICAIS E HORIZONTAIS CÍCLICAS

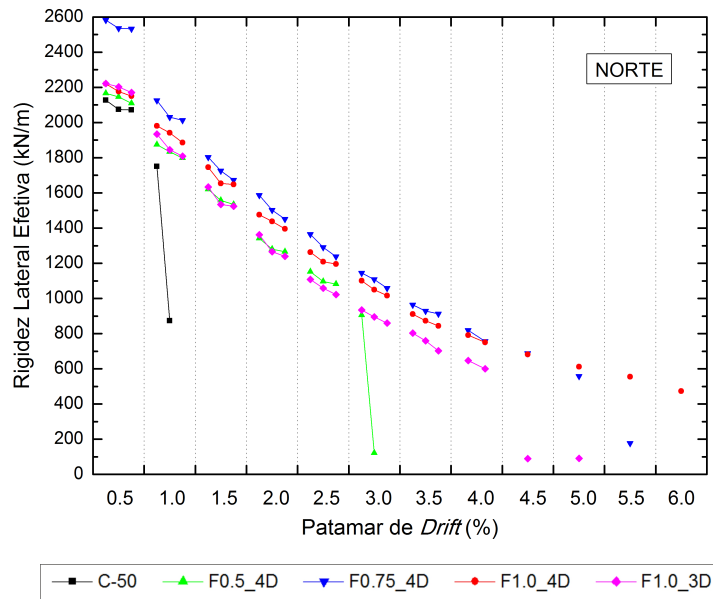


Figura 6.51: Rigidez lateral efetiva para os ciclos no sentido Norte.

fenômeno já foi anteriormente comentado nas observações às Figuras 6.45 e 6.46.

Comparando o modelo de referência com os modelos com BRFA, é observado que este modelo C-50 é o que apresenta menor rigidez, o que é coerente com os resultados obtidos de RDI, pois é o que apresenta maior nível de dano. Quanto aos modelos com BRFA, o que apresenta maior rigidez nos patamares iniciais de *drift* é o modelo F0.75_4D, essencialmente devido ao controlo da inclinação nos bordos dos modelos de laje, associada a uma maior resistência à compressão do BRFA. Comparando os modelos F0.5_4D e F1.0_4D em patamar de *drift* igual, verifica-se que a utilização de 1.0% em volume de fibras Dramix® 4D originou num incremento de rigidez lateral, como esperado.

Amortecimento Viscoso

Segundo Hose e Seible [56], é possível quantificar a capacidade de dissipação de energia através de um coeficiente de amortecimento viscoso, que relaciona a energia dissipada em cada ciclo com a necessária para atingir o pico de cada ciclo de forma linear. De acordo com estes autores, diferentes tipos de comportamentos podem ser associados com diferentes valores deste coeficiente. A Equação (6.3) é proposta para o cálculo do coeficiente de amortecimento viscoso (ξ_{eq}):

$$\xi_{eq} = \frac{1}{4 \cdot \pi} \cdot \left(\frac{E_{d1}}{E_{S1}} + \frac{E_{d2}}{E_{S2}} \right) \quad (6.3)$$

em que E_{d1} e E_{d2} são as energias dissipadas para os ciclos positivos e negativos, respetivamente, e E_{S1} e E_{S2} são as energias elásticas para os ciclos positivos e negativos, respetivamente. Estes parâmetros estão representados graficamente na Figura 6.48.

Com a aplicação da Equação (6.3), obtiveram-se os valores do coeficiente de amortecimento dos modelos de laje, para cada ciclo completo, apresentados nas Figuras 6.52 a 6.56.

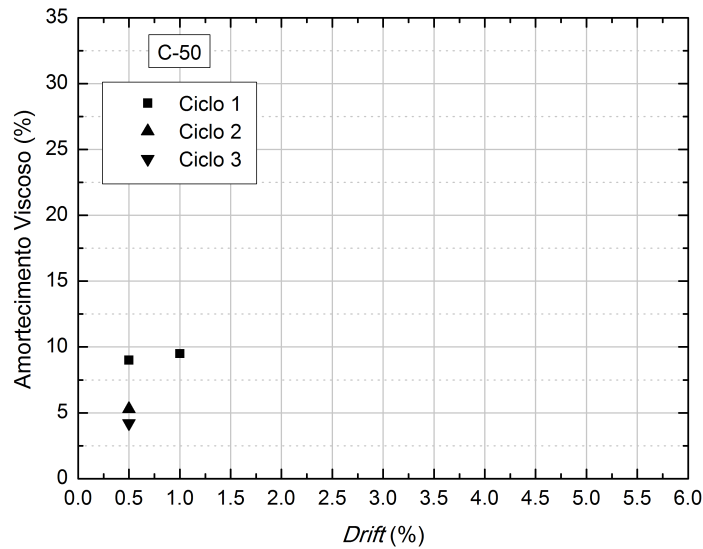


Figura 6.52: Coeficiente de amortecimento viscoso para cada ciclo completo do modelo de referência C-50, sem fibras.

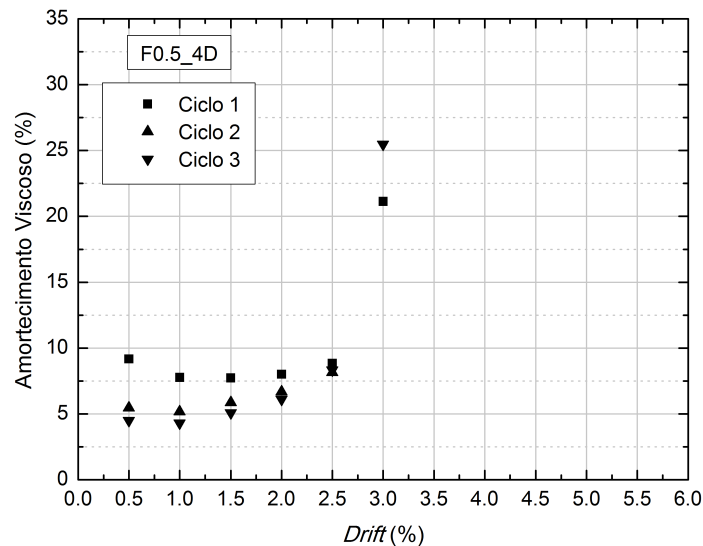


Figura 6.53: Coeficiente de amortecimento viscoso para cada ciclo completo do modelo F0.5_4D.

Pela observação às Figuras 6.52 a 6.56, constata-se que, em todos os modelos, o primeiro ciclo de cada patamar de *drift* é o que dissipa mais energia. Este comportamento é devido ao facto de que em cada primeiro ciclo de um novo patamar de *drift*, é provocado um dano considerável na laje, dissipando assim mais energia. Com o incremento do *drift*

6.2. UTILIZAÇÃO RACIONAL DE BRFA EM LAJES SUJEITAS A AÇÕES VERTICAIS E HORIZONTAIS CÍCLICAS

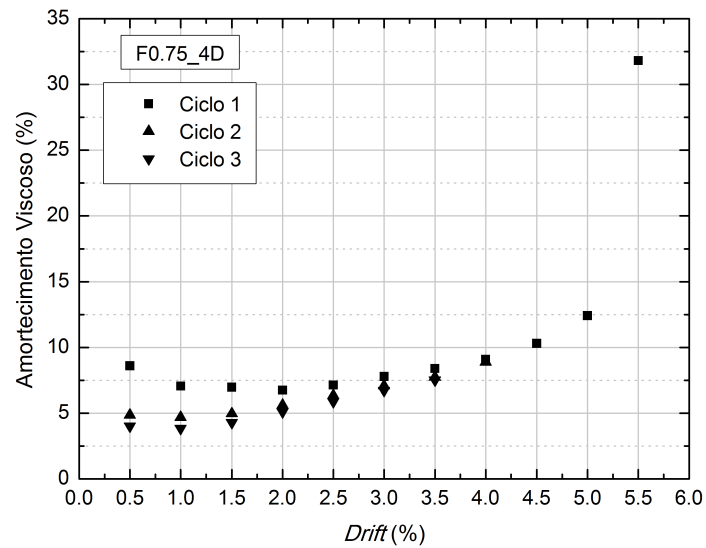


Figura 6.54: Coeficiente de amortecimento viscoso para cada ciclo completo do modelo F0.75_4D.

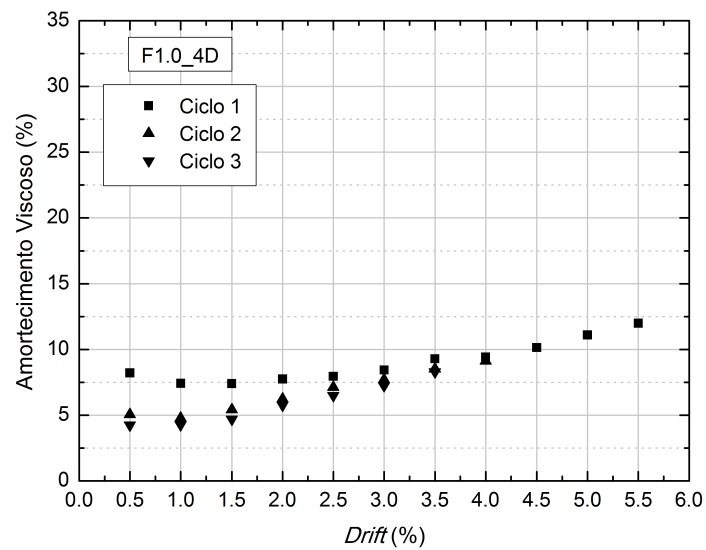


Figura 6.55: Coeficiente de amortecimento viscoso para cada ciclo completo do modelo F1.0_4D.

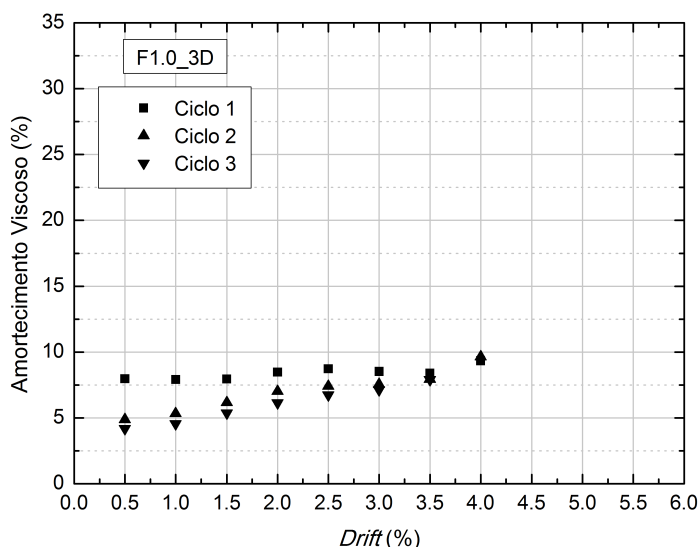


Figura 6.56: Coeficiente de amortecimento viscoso para cada ciclo completo do modelo F1.0_3D.

e com o elevado dano do modelo de laje na região da ligação, existe conseqüentemente diminuição gradual na diferença entre ciclos do mesmo patamar de *drift*. Entre 0.5% e 1.0% de *drift*, verifica-se que os modelos com BRFA apresentam em geral uma diminuição do coeficiente de amortecimento viscoso, possivelmente justificado pela maior tensão de tração por parte das fibras para essa gama de abertura de fendas. Acima dos 1.0% de *drift*, inclusive, constata-se um crescente aumento no valor de amortecimento com o aumento de *drift*, pelo facto de existir dissipação de energia pela perda de tensão de tração do BRFA e pela plastificação dos varões das armaduras longitudinais.

Do ponto de vista de dissipação de energia, o baixo valor do coeficiente de amortecimento está associado à baixa capacidade de dissipação de energia. Comparando os vários modelos, verifica-se que os modelos com maior coeficiente de amortecimento viscoso são aqueles apresentaram maior capacidade de deformação (F0.75_4D e F1.0_4D), sendo esta uma característica fundamental de lajes sujeitas a ações sísmicas.

6.2.6.4 Padrão de Fendilhação e Superfícies de Rotura

Nesta secção, são analisados os padrões de fendilhação e as superfícies de rotura dos modelos de laje. Tal como já foi anteriormente apresentado na Secção 6.2.5, o protocolo de ensaio consistiu, numa primeira fase, na aplicação de um carregamento vertical até um determinado valor, sendo posteriormente iniciada a segunda fase com a imposição de deslocamentos horizontais cíclicos alternados e crescentes no topo do pilar.

Durante a aplicação da carga gravítica, já eram notórias as diferenças entre o modelo de referência C-50 sem fibras e os modelos com BRFA, pois nos modelos com BRFA as primeiras fendas visíveis surgiram no betão normal sem fibras, afastadas da região da ligação laje-pilar, enquanto no modelo de referência as primeiras fendas foram na região

6.2. UTILIZAÇÃO RACIONAL DE BRFA EM LAJES SUJEITAS A AÇÕES VERTICAIS E HORIZONTAIS CÍCLICAS

da ligação como é normal. Essas fendas eram majoritariamente paralelas ao bordo de menor dimensão da laje, na direção Oeste-Este. Posteriormente nos modelos com BRFA, observava-se que essas fendas que surgiam no betão normal sem fibras continuavam para a região da ligação com BRFA, mas com menor abertura (Figura 6.57). Este comportamento também já tinha sido verificado nos modelos sujeitos a ações verticais monotónicas, apresentados na Secção 4.3.5.3.

No final desta primeira fase (após a aplicação do valor pré-definido de carga gravítica), a abertura de fendas na face superior dos modelos de laje era ainda reduzida, sendo ligeiramente menor no BRFA em comparação com o betão normal sem fibras, estando a fendilhação na face superior dos modelos concentrada na faixa central. Já eram visíveis, com alguma dificuldade, as fendas tangenciais próximas e paralelas ao perímetro da chapa de aço que simula o pilar. Quanto à existência de fendilhação na face inferior dos modelos, que surge devido aos esforços de flexão de sinal positivo, foram observadas fendas de flexão junto aos bordos Sul e Norte, sendo também com uma abertura reduzida.

Na segunda fase do ensaio (início da imposição de deslocamento horizontal), foi constatado que os modelos com BRFA apresentavam a capacidade de distribuir a fendilhação na região da ligação laje-pilar (Figura 6.58), ao contrario do que sucedeu no modelo de laje de referência.

Nos modelos com BRFA, a crescente aplicação de carregamento horizontal cíclico originou, numa fase inicial, na formação de novas fendas que atingiam os bordos Oeste e Este das lajes cada vez mais distantes da região da ligação, sendo que após certo patamar de *drift* existia essencialmente um aumento da abertura das fendas existentes. Esta sequência de formação e abertura de fendas foi também observada na face inferior dos modelos de laje, junto aos bordos que impõem o momento positivo (Figura 6.59).

São apresentadas na Figura 6.60 fotos do modelo F0.75_4D onde é possível observar o padrão de fendilhação na face Oeste, do lado Sul, durante os ciclos de 1.5% e 2.0% de *drift*.

Um outro fenómeno observado nos modelos de laje com maior capacidade de deformação, consistiu na propagação de fendas, quer na face superior, quer na face inferior. Esta foi tão elevada, de tal modo que as fendas nas laterais Oeste e Este chegaram a atravessar toda a espessura da laje, apesar de nunca estarem abertas na face superior e inferior em simultâneo (Figura 6.61).

As fendas na face superior dos modelos de laje, na região da ligação ao pilar, não estavam abertas em simultâneo no lado Norte e no Sul, sendo a sua abertura função do sentido de aplicação da força horizontal no topo do pilar. Quando o deslocamento horizontal foi imposto no sentido Norte-Sul, as fendas abriam do lado Norte e fechavam do lado Sul, apresentando um comportamento inverso quando era alterado o sentido do deslocamento. Esta variação da abertura de fendas está em consonância com os resultados observados nas extensões da armadura longitudinal apresentados na Secção 6.2.6.2. São apresentadas na Figura 6.62 fotos com a vista superior do modelo F0.75_4D, onde é possível observar as diferentes aberturas das fendas a Norte e a Sul, dependendo do

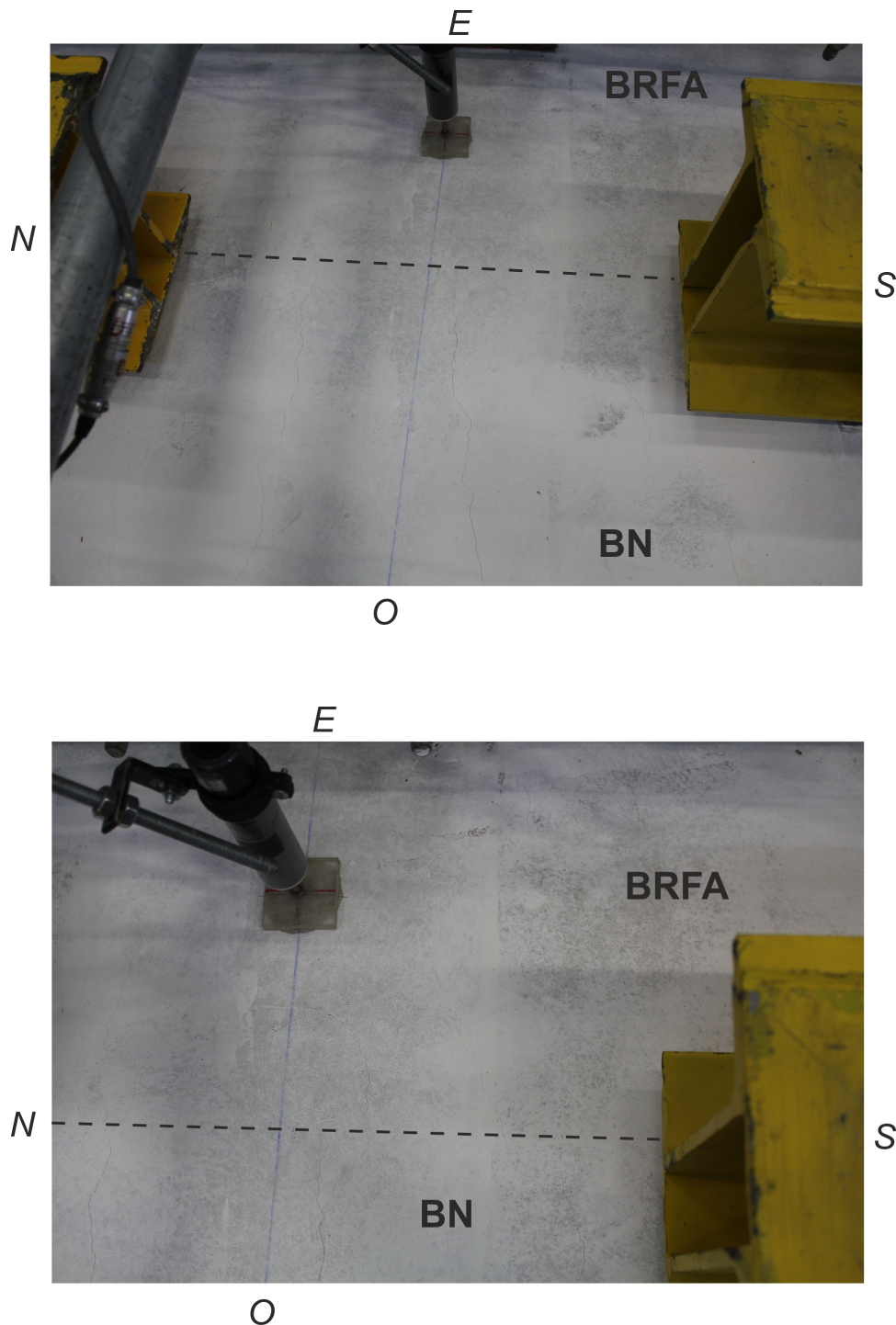


Figura 6.57: Primeiras fendas visíveis na interface dos betões na face superior do modelo F0.5_4D, sendo com menor abertura no BRFA do que betão normal sem fibras.

6.2. UTILIZAÇÃO RACIONAL DE BRFA EM LAJES SUJEITAS A AÇÕES VERTICAIS E HORIZONTAIS CÍCLICAS

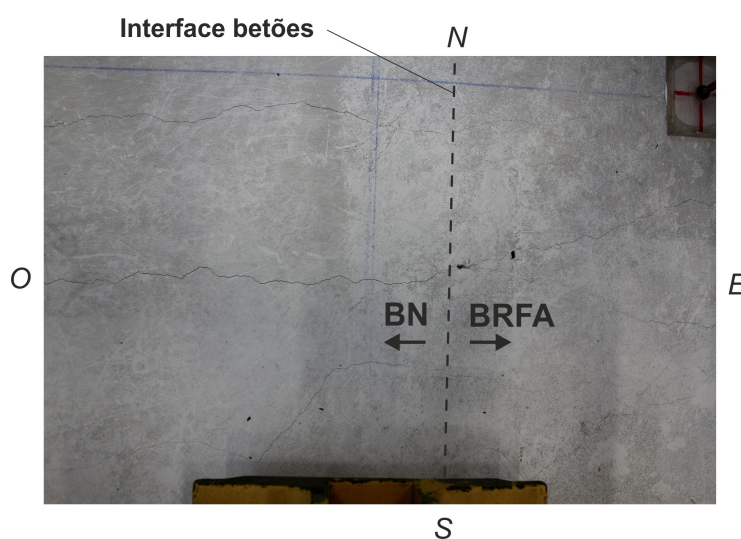


Figura 6.58: Fendas na face superior do modelo F0.75_4D, na interface dos betões, no ciclo de 2.0% de *drift*.



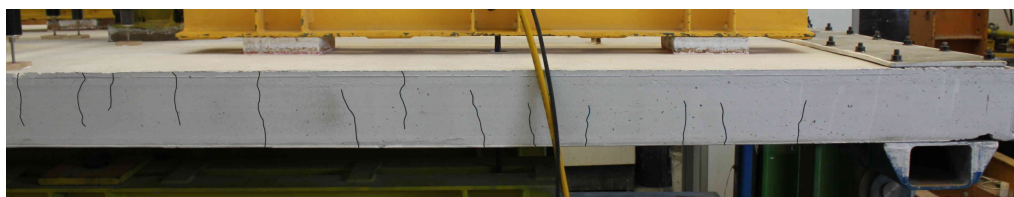
Figura 6.59: Fendas na face inferior do modelo F0.75_4D, junto ao bordo Norte, no ciclo de 3.5% de *drift*.

sentido do deslocamento horizontal.

São apresentadas na Figura 6.63 fotos com a região da ligação laje-pilar de cada modelo de laje para *drifts* elevados, de forma a avaliar o seu estado de degradação.

Quanto ao modo de rotura apresentado por cada modelo de laje, é denotada a melhoria significativa que a presença de BRFA na região da ligação laje-pilar origina, influenciando positivamente a capacidade de deformação dos modelos e alterando, em alguns casos, a rotura tipicamente frágil por punçoamento para uma rotura mais dúctil. Note-se que o critério de rotura assumido foi quando, no máximo de um *drift*, a força horizontal no topo do pilar decresce para 80% da força horizontal máxima atingida no respetivo modelo, acompanhado da formação parcial ou total do cone de punçoamento.

Os modelos com BRFA apresentaram grande capacidade de deformação e fendilhação na região da ligação, mantendo mesmo assim a capacidade de sustentação da carga



(a)



(b)

Figura 6.60: Fendas de flexão na face Oeste do modelo F0.75_4D nos ciclos de: (a) 1.5% e (b) 2.0% de *drift*.

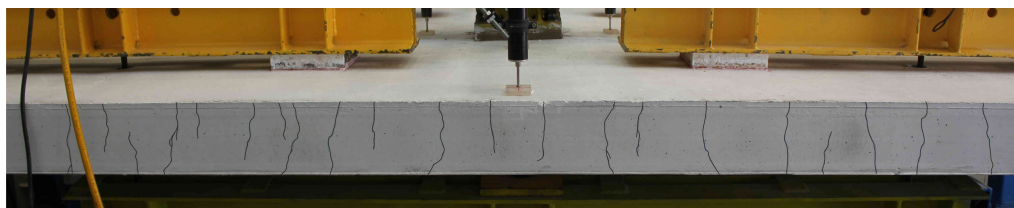
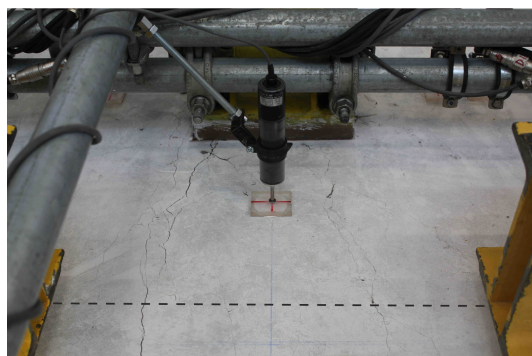
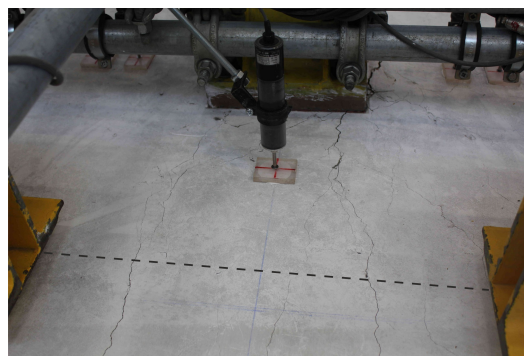


Figura 6.61: Fendas de flexão coincidentes em algumas zonas na face Oeste do modelo F0.75_4D no ciclo de 3.0% de *drift*.



(a)



(b)

Figura 6.62: Vista superior do modelo F0.75_4D para 3.0% de *drift*: (a) Sul e (b) Norte.

6.2. UTILIZAÇÃO RACIONAL DE BRFA EM LAJES SUJEITAS A AÇÕES VERTICAIS E HORIZONTAIS CÍCLICAS

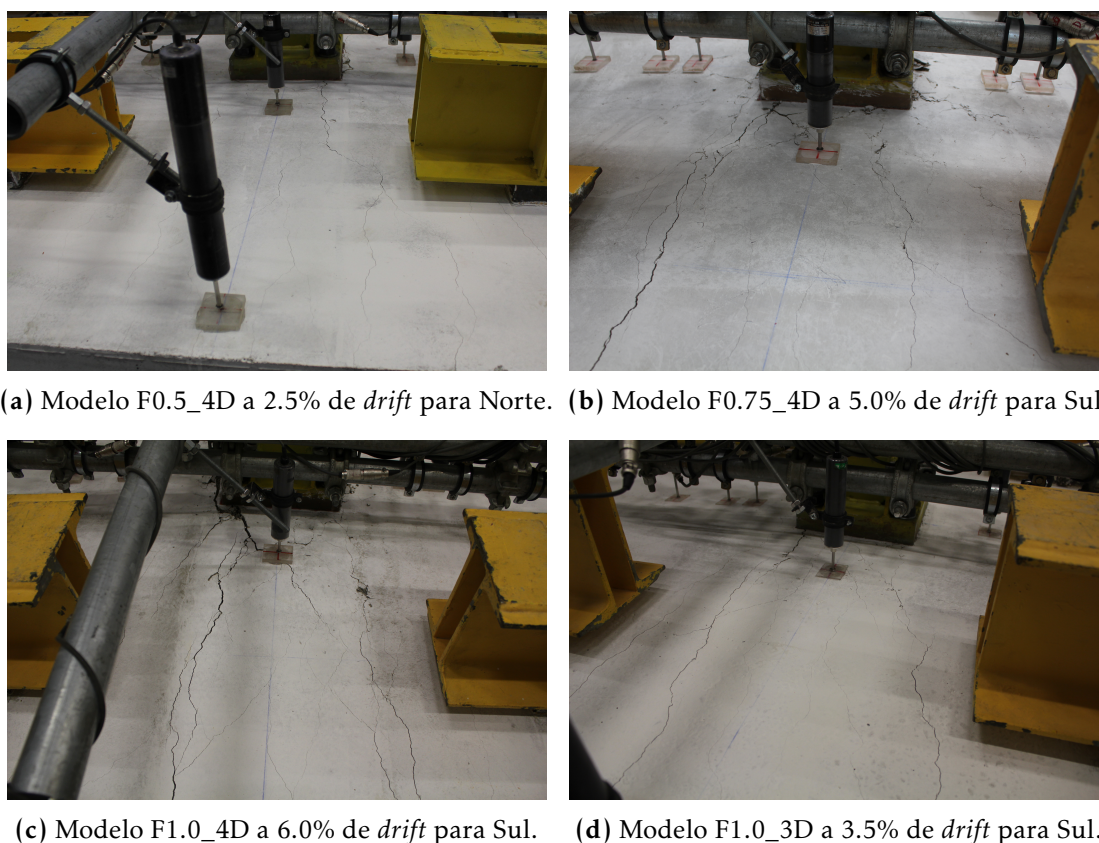


Figura 6.63: Fotos da face superior dos modelos de laje para *drifts* elevados.

vertical e horizontal para *drifts* elevados.

Dos quatro modelos de lajes com BRFA, três formaram um cone de punçoamento na região da ligação e perderam capacidade de sustentação da carga horizontal. Mesmo após a rotura, estes modelos apresentavam capacidade de suporte da carga vertical aplicada, através da armadura longitudinal inferior que atravessava o pilar e funcionou como armadura de pós-colapso. Já o modelo F1.0_4D manteve a capacidade de sustentação da carga vertical e horizontal até ao final do protocolo, apesar de apresentar elevada fendilhação e grande abertura de fendas. Em todos os modelos, foi verificado esmagamento do BRFA no perímetro da zona carregada da face inferior da laje para *drifts* próximos da rotura (Figura 6.64 (a)). No modelo F1.0_4D, verificou-se que o pilar entrou cerca de 0.5 mm na laje até ao final do ensaio (Figura 6.64 (b)). Na Figura 6.65, são apresentadas fotos da vista inferior dos modelos F0.5_4D e F0.75_4D após a rotura.

Posteriormente, procedeu-se ao corte dos modelos de laje na direção Norte-Sul, de forma a observar com maior pormenor a geometria da superfície de rotura, outras fendas e degradação da zona central do modelo de laje. São apresentadas na Figura 6.66 fotos com a vista em corte da metade Este dos modelos de laje após o corte. São apresentadas duas fotos por cada modelo, sendo uma com a visão geral de toda a laje (imagem superior) e outra com a pormenorização da região central da laje (imagem inferior).

Pela observação à Figura 6.66, confirma-se que os modelos de laje F0.5_4D, F0.75_4D



Figura 6.64: Esmagamento no BRFA no perímetro do pilar, na face inferior: (a) antes da rotura dos modelos e (b) no final do ensaio do modelo F1.0_4D.

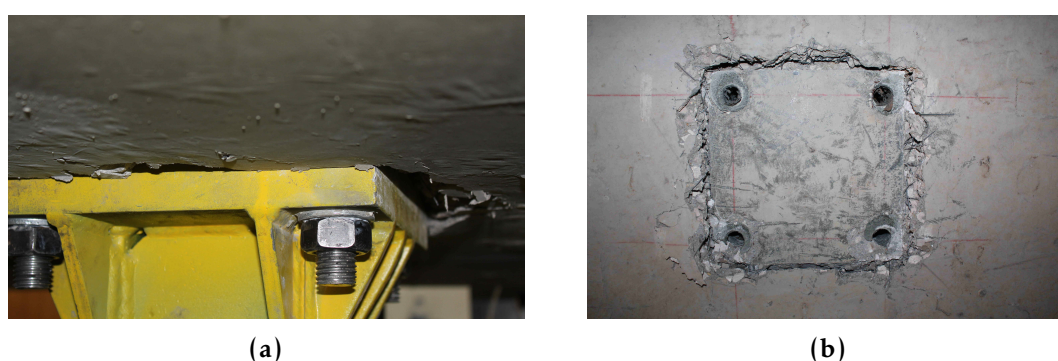


Figura 6.65: Fotos da face inferior da laje após rotura: (a) entrada do pilar na laje durante o ensaio no modelo F0.5_4D e (b) vista inferior sem o pilar no modelo F0.75_4D.

e F1.0_3D atingiram a rotura por punçoamento, enquanto o modelo de laje F1.0_4D, mesmo mantendo a capacidade de sustentação da carga vertical e horizontal até ao final do protocolo, aparenta ter formado uma espécie de rotula plástica na ligação laje-pilar e também tem iniciada a formação da fenda de corte. O modelo de referência C-50, sem fibras, atingiu uma rotura típica por punçoamento.

Os modelos com utilização racional de BRFA apresentaram um comportamento regular na interface entre o BRFA e betão normal sem fibras, mostrando, tal como nos modelos sujeitos a ações verticais monotónicas (Secção 4.3), que esta solução de utilização de BRFA numa região até $2d$ ou $3d$ da face da pilar (região onde é mais necessário) é adequada, melhorando o comportamento da ligação laje-pilar sem causar problemas na interface mesmo em lajes sujeitas a ações verticais e horizontais cíclicas.

Na Figura 6.67, são apresentadas fotos com a vista superior dos modelos de laje após ensaio, sendo apresentadas mais algumas fotos dos modelos com BRFA no Apêndice B (Secção B.2).

Pela observação à Figura 6.67, verifica-se que os modelos com BRFA apresentam um nível de dano elevado, com muitas fendas na zona da ligação laje-pilar. O facto do primeiro ciclo ser imposto para Sul parece não influenciar significativamente a geometria de rotura dos modelos de laje, pois não se verifica uma tendência visível nesse sentido.

6.2. UTILIZAÇÃO RACIONAL DE BRFA EM LAJES SUJEITAS A AÇÕES VERTICAIS E HORIZONTAIS CÍCLICAS

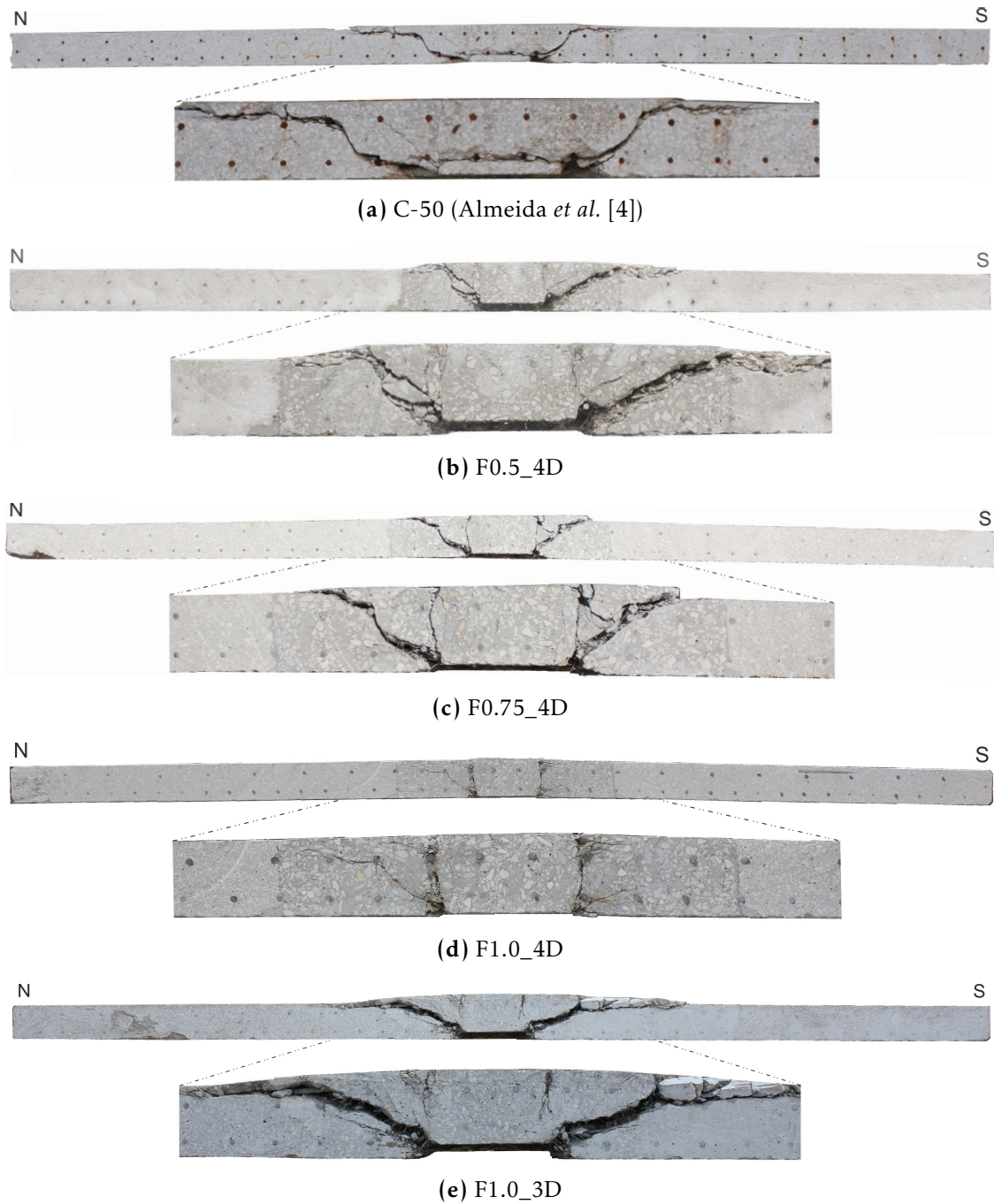


Figura 6.66: Fotos com as vistas gerais e detalhadas da superfície de rotura dos modelos de laje no sentido Norte-Sul.

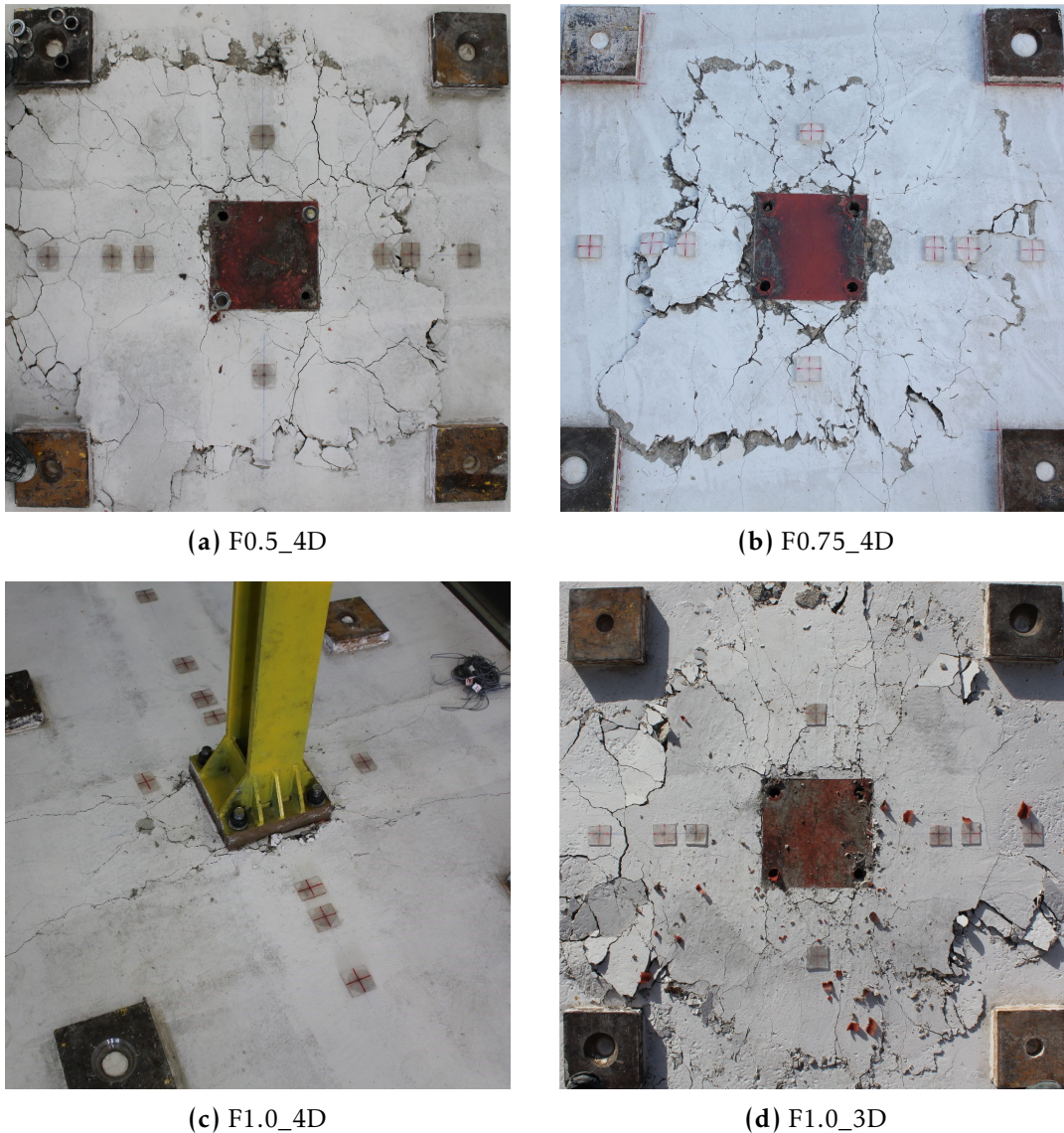


Figura 6.67: Vista da face superior dos modelos de laje, na zona do pilar, após os ensaios.

Nos modelos F0.5_4D e F0.75_4D, a superfície de rotura não apresenta uma configuração simétrica e parece estar relacionada com o sentido da imposição do deslocamento horizontal no momento da rotura. Como já foi visto anteriormente, o modelo F0.5_4D entrou em rotura quando o deslocamento era imposto na direção Sul, originando na face superior uma zona de dano na laje maior no lado norte. O inverso ocorre no modelo F0.75_4D, em que a rotura ocorre durante um deslocamento imposto para Norte, sendo o dano aparente na superfície superior maior do lado Sul.

A superfície de rotura no modelo F1.0_3D é aproximadamente simétrica, sendo que entrou em rotura quando o deslocamento era imposto para Sul. Quanto ao modelo F1.0_4D, que manteve a capacidade de sustentação da carga vertical e horizontal até ao final do protocolo, são bem evidentes as fendas de flexão na direção transversal do

modelo de laje, onde aparentemente na ligação ao pilar parece existir uma rótula plástica. Este acontecimento é também evidente no modelo F0.75_4D, sendo visíveis na Figura 6.66 (b) e (c) fendas de flexão com orientação quase vertical.

6.3 Comparação das Cargas Experimentais com os Valores Previstos de Acordo com o MC2010

A capacidade de carga das lajes sujeitas a punçoamento excêntrico é influenciada pela perda de rigidez proporcionada pela ação horizontal, especialmente para elevadas relações de carga vertical aplicada e resistente.

Como foi visto na Secção 2.4, na norma NP EN 1992-1-1 [68] e no *fib* Model Code 2010 [45] é possível ter em consideração o efeito da excentricidade da carga na previsão da capacidade de carga das lajes fungiformes. Como a norma NP EN 1992-1-1 [68] não tem em consideração a presença do BRFA na laje, esta não irá ser utilizada nesta secção.

De acordo com o MC2010 [45], quando a força de punçoamento é excêntrica, o valor do perímetro de controlo é afetado pelo coeficiente de excentricidade k_e , como mostra a Equação (6.4):

$$u = k_e \cdot u_{1,red} \quad (6.4)$$

em que u é o perímetro de controlo afetado pelas excentricidades da carga, k_e é o coeficiente de excentricidade que é determinado como função do momento transferido do pilar para a laje e é obtido de acordo com a Equação (2.42) e $u_{1,red}$ é o perímetro de controlo básico reduzido.

$$k_e = \frac{1}{1 + \frac{e_u}{b_u}} \quad (6.5)$$

em que e_u é a excentricidade da resultante das forças de corte em relação ao centróide do perímetro de controlo e b_u é o diâmetro de um círculo com a mesma área que a região interior do perímetro de controlo.

De acordo com o critério de rotura definido pelo MC2010 [45] (apresentado na Secção 5.2.2.1), a expressão característica para avaliação da capacidade resistente ao punçoamento de lajes com BRFA, sem ter em consideração os coeficientes parciais de segurança, é dada por (Equação (6.6)):

$$V_{R,MC} = V_{R,c,MC} + V_{R,f,MC} \quad (6.6)$$

$$V_{R,c,MC} = k_\psi \cdot \sqrt{f_c} \cdot u \cdot d \quad (6.7)$$

$$k_{\psi} = \frac{1}{1.5 + 0.9 \cdot k_{dg} \cdot \psi \cdot d} \leq 0.6 \quad (6.8)$$

$$k_{dg} = \frac{32}{16 + d_g} \geq 0.75 \quad (6.9)$$

$$V_{R,f,MC} = f_{Ftuk} \cdot u \cdot d \quad (6.10)$$

em que

- f_c é o valor da tensão de rotura à compressão do betão em provetes cilíndricos (MPa);
- u representa o perímetro de controlo. Para este caso com excentricidade da carga, deverá ser utilizado o perímetro de controlo afetado pelo coeficiente de excentricidade (k_e);
- d é o valor médio da altura útil média das armaduras longitudinais superiores, nas duas direções ortogonais y e z (em mm);
- ψ é a rotação da laje no momento imediatamente antes da rotura;
- d_g é a máxima dimensão do agregado do betão (mm);
- f_{Ftuk} é o valor característico da tensão de tração residual do BRFA, calculada tendo em conta que $w_u = 1.5$ mm.

Como nesta campanha experimental não foram realizados ensaios à flexão para a obtenção do comportamento à tração do BRFA, recorreu-se à formulação proposta por Voo e Foster [115] (Equação (2.25)) para o cálculo desta parâmetro.

De acordo com o MC2010 [45], a rotação da laje pode ser obtida através da Equação (6.11), para o nível III de aproximação.

$$\psi = 1.2 \cdot \frac{r_s}{d} \cdot \frac{f_y}{E_s} \cdot \left(\frac{m_s}{m_R} \right)^{\frac{3}{2}} \quad (6.11)$$

em que ψ é a rotação da laje, r_s é a distância desde o centro do pilar ao ponto em que o momento fletor é nulo, f_y é o valor da tensão de cedência à tração do aço das armaduras longitudinais superiores, d é a altura útil média, E_s é o valor médio do módulo de elasticidade do aço das armaduras longitudinais superiores e m_s e m_R são os valores médios do momento fletor atuante e resistente, respetivamente, por unidade de comprimento na largura da banda de laje b_s .

O valor de m_s foi calculado de acordo com o MC2010 [45] através da Equação (6.12):

$$m_s = \frac{V}{c_1} + \frac{m_{s,des}}{2 \cdot b_s} \quad (6.12)$$

em que V é o valor da força vertical transmitida da laje ao pilar, c_1 é uma constante que de acordo com o MC2010 [45] vale 8 para lajes regulares, sendo que no presente estudo, com recurso a um modelo elástico linear no software Structural Analysis Program (SAP2000), foi obtido o valor de 6.2, $m_{s,des}$ é o momento máximo provocado na laje pela ação horizontal e b_s é o valor da largura da banda de laje, que para um pilar interior pode ser determinado através da Equação (2.45) apresentada na Secção 2.4. Os valores de r_s das duas direções ortogonais foram determinados utilizando o modelo elástico linear referido acima.

O cálculo de m_R na largura b_s foi realizado tendo em consideração as contribuições do BRFA e do betão normal sem fibras na zona da ligação laje-pilar. O cálculo da tensão de tração do BRFA $f_{ct2,f}$ no $m_{R,BRFA}$ foi realizado de acordo com a Equação (2.25) proposta por Voo e Foster [115].

Na Tabela 6.6, são apresentados os valores previstos para a capacidade de carga dos modelos de laje de acordo com o MC2010 [45], tendo em consideração a excentricidade do carregamento.

Tabela 6.6: Cargas de rotura previstas para os modelos de laje de acordo com o MC2010 [45].

Modelo	V_{exp}	V_R	V_{exp} / V_R
C-50	203.4	174.5	1.17
F0.5_4D	196.5	166.0	1.18
F0.75_4D	194.3	173.7	1.12
F1.0_4D	208.2	227.9	0.91
F1.0_3D	192.4	211.8	0.91
	Média (só lajes com BRFA)		1.03
	CoV (só lajes com BRFA)		0.14
	Percentil 5% (só lajes com BRFA)		0.91

Pela observação à Tabela 6.6, verifica-se que a formulação do MC2010 [45] prevê, em termos médios, com boa aproximação a capacidade resistente ao punçoamento de lajes em BRFA sujeitas a carregamento vertical e horizontal em simultâneo, estando, no entanto, o percentil 5% ligeiramente abaixo da unidade.

6.4 Comentários Finais

Nesta secção, foi estudada a influência da utilização de BRFA na capacidade de carga e de deformação de modelos de laje sujeitos a ações verticais e horizontais cíclicas. A técnica aplicada consistiu na utilização racional de BRFA nos modelos de laje, na zona da ligação ao pilar, variando-se o tipo de BRFA (essencialmente no tipo e percentagem de fibras) e as suas dimensões em planta. Para o seu estudo recorreu-se a ensaios de quatro modelos de laje, que permitiram avaliar vários parâmetros, nomeadamente, a capacidade de deformação vertical e horizontal, a dissipação de energia, o comportamento histerético, as extensões na armadura longitudinal superior e a superfície de rotura.

A adição de fibras ao betão dos modelos de laje, numa região localizada da ligação laje-pilar, mostrou ser eficiente e pode ser uma técnica a adoptar para melhorar o comportamento deste tipo de estruturas sob ações horizontais cíclicas. Os modelos de laje ensaiados com utilização racional de BRFA apresentaram elevada capacidade de deformação, quer horizontal quer vertical, maior capacidade de dissipação de energia e um comportamento mais dúctil, quando comparados com o modelo ensaiado por Almeida *et al.* [4], realizado com betão normal sem fibras, que apresentou baixa capacidade para resistir ao deslocamento horizontal imposto no topo do pilar e um comportamento frágil associado à pouca capacidade de dissipar energia.

O controlo da fendilhação na região da ligação com BRFA foi mais eficiente, verificando-se que os modelos apresentavam mais fendas mas com menores aberturas no BRFA do que no betão normal para os *drifts* iniciais. Foi observado que o aumento da percentagem de fibras Dramix® 4D de 0.5% até 1.0% fez aumentar significativamente a capacidade de deformação horizontal dos modelos.

Através da aplicação da formulação do MC2010 [45], obtiveram-se valores da resistência ao punçoamento excêntrico calculados próximos dos obtidos nos ensaios experimentais realizados, com o valor médio da razão entre os valores experimentais e os previstos de 1.03 e o percentil 5% de 0.91.

O aumento da capacidade resistente às forças horizontais, da capacidade de dissipação de energia e de admitir deslocamentos horizontais cíclicos mais elevados mostram que esta solução é adequada para aplicação em edifícios sujeitos a este tipo de ações.

Capítulo 7

Conclusões Finais e Desenvolvimentos Futuros

7.1 Apreciações Gerais

Neste trabalho, foi apresentado um estudo do comportamento ao punçoamento de lajes fungiformes com betão reforçado com fibras de aço. Para atingir os objetivos definidos, dividiu-se esse estudo em várias etapas, iniciando-se pelo enquadramento do estado atual de conhecimento e definição de misturas de BRFA que foram utilizadas na produção dos modelos de laje experimentais. Posteriormente, realizou-se uma extensa análise dos resultados obtidos, incluindo uma adaptação de um modelo de cálculo para a consideração da utilização racional e localizada de BRFA na previsão da capacidade resistente.

Inicialmente, no presente trabalho é realizado o enquadramento do estado atual de conhecimento sobre o comportamento de ligações pilar-laje fungiforme em BRFA, sendo apresentadas várias investigações focadas sobre este assunto. Nesta análise, constatou-se que existem vários trabalhos focados no comportamento ao punçoamento monotónico de lajes, com proposta de algumas expressões de cálculo de capacidade resistente para ter em consideração a presença de BRFA, mas poucos apresentam e aplicam uma caracterização mecânica detalhada do BRFA, nomeadamente do comportamento à tração. O comportamento cíclico da ligação pilar-laje fungiforme em BRFA é um assunto ainda pouco investigado e só foram encontradas na bibliografia três investigações focadas neste assunto, totalizando em seis ensaios experimentais de modelos em ligações interiores.

De seguida, analisaram-se as propriedades mecânicas do BRFA que são influenciadas por um grande conjunto de fatores, que englobam as fibras, a matriz, a ligação fibra-matriz, o elemento a betonar, entre outros. Quanto às fibras, os fatores são: o tipo, a geometria, a esbelteza, o volume, a orientação e a distribuição. Relativamente à matriz: a sua resistência e a máxima dimensão dos agregados são os fatores determinantes. Um dos parâmetros mais influentes na ligação entre as fibras e a matriz é a aderência. Em relação ao elemento a betonar, influenciam o tamanho, a geometria e o tipo de carregamento. Com base nestes fatores, foram apresentadas as várias misturas de BRFA utilizadas neste

estudo.

Após a definição das misturas de BRFA a serem utilizadas nos modelos de laje, procedeu-se à realização de várias campanhas experimentais. Estas iniciaram-se com os modelos de laje sujeitos a carregamento monotónico centrado, sendo alguns deles com utilização integral de BRFA e outros com utilização racional deste material. Complementarmente aos ensaios dos modelos de laje com utilização racional e localizada de BRFA, foram realizados ensaios de caracterização do comportamento à tração deste material, sendo também realizada uma análise paramétrica, com recurso a um programa de elementos finitos, para avaliar o efeito de algumas variáveis que não foram tidas em conta nos ensaios experimentais aos modelos de laje.

Após a análise dos resultados obtidos nos ensaios experimentais, realizou-se uma comparação com expressões e modelos de cálculo da resistência ao punçoamento centrado de lajes em BRFA, apresentando inclusivamente uma adaptação do CSCT para ter em consideração a utilização racional de BRFA.

A campanha final de ensaios experimentais foi realizada em modelos de laje com utilização racional de BRFA, sujeitos a ações simultâneas de carga vertical, que simula a carga gravítica e a imposição de um deslocamento horizontal cíclico. O estudo finalizou-se com uma análise detalhada destes ensaios experimentais, sendo inclusivamente comparados os resultados obtidos com os previstos pelo documento *fib* Model Code 2010 (MC2010) [45].

7.2 Punçoamento em Lajes em BRFA Sujeitas a Ações Verticais Monotónicas

Os ensaios experimentais com carga vertical monotónica simularam a área de laje delimitada pelas linhas de inflexão onde os momentos são nulos, junto a um pilar interior de uma estrutura com aproximadamente 5 m de vão. Ensaíram-se no total doze modelos de laje, sendo quatro compostos com BRFA em todo o modelo de laje, cinco com utilização racional e localizada deste material e três com betão normal sem fibras para comparação dos resultados. A geometria adotada para os modelos consistiu em painéis de laje octogonais com 2200 mm de lado e com 160 mm ou 150 mm de espessura. Todos os modelos foram ensaiados através da aplicação de uma carga vertical centrada monotónica.

Os ensaios realizados permitiram avaliar vários parâmetros, nomeadamente, a capacidade de carga, os deslocamentos verticais, a evolução das extensões na armadura longitudinal superior com o carregamento e a geometria da superfície de rotura. Em termos gerais, os resultados mostraram que:

- Os modelos com BRFA apresentam um aumento na ductilidade uma vez que alcançam maiores deformações na rotura em relação aos modelos de referência, atingindo inclusivamente um significativo incremento na energia de deformação;

- O modo de rotura dos modelos de laje pode ser alterado pela utilização de fibras de aço no betão, de frágil por punçoamento a mais dúctil por flexão;
- De acordo com a análise realizada ao efeito do BRFA na capacidade de carga, verifica-se que os modelos com BRFA mostram aumentos da capacidade de carga em relação aos modelos de referência;
- A utilização racional de BRFA mostra ser eficiente no aumento da capacidade de carga e de deformação dos modelos de laje, não apresentando problemas na interface entre os dois betões.

7.2.1 Utilização de BRFA em Toda a Laje

Nos modelos de laje com BRFA em todo o seu volume, foram utilizadas três percentagens volumétricas de fibras (1.0%, 1.5% e 2.0%) e duas percentagens geométricas da armadura longitudinal superior (0.75% e 1.5%). Foram inclusivamente realizados e ensaiados dois modelos em betão normal sem fibras para comparação dos resultados, um com 0.75% e outro com 1.5% de percentagem de armadura longitudinal superior. Estes seis modelos tinham 160 mm de espessura.

Os modelos com 1.0% de fibras apresentaram maior rigidez pós-fendilhação em comparação com os respetivos modelos sem fibras com igual percentagem de armadura longitudinal superior. Os modelos com 1.5% e 2.0% de fibras revelaram semelhante rigidez pós-fendilhação ao modelo com 1.0% de fibras e 1.5% de armadura longitudinal superior, o que mostra que este parâmetro não foi influenciado pelo incremento da percentagem de fibras para estes níveis. O aumento da percentagem de armadura longitudinal originou um incremento da rigidez pós-fendilhação dos modelos de laje em BRFA, tendo-se registado cargas de rotura superiores, mas menores deslocamentos últimos. O controlo da fendilhação nas lajes em BRFA foi mais eficiente do que no betão sem fibras, como era esperado, verificando-se, em patamares de carga iguais, menores aberturas de fendas em comparação com o betão sem fibras.

Todos os modelos apresentaram deformadas com uma configuração praticamente linear, com rotações plásticas que se concentram essencialmente na periferia da área carregada. A deformada correspondente à carga última e a energia de deformação foram muito mais elevadas nos modelos com BRFA, atingindo um máximo de 196% e 474%, respetivamente, no modelo com 1.0% de fibras e 0.75% de armadura longitudinal superior quando comparado com o modelo de referência idêntico, mas em betão normal sem fibras. No entanto, a deformada última e a energia de deformação de todos os modelos, com ou sem fibras, diminuíram com o aumento da armadura longitudinal superior.

Em termos de capacidade de carga, constatou-se que a adição de fibras ao betão originou aumentos da carga de rotura dos modelos em relação aos respetivos de referência com igual percentagem de armadura longitudinal superior. No entanto, o aumento da percentagem de armadura longitudinal superior levou a maiores diferenças na capacidade

de carga nos modelos sem fibras (32%) do que com fibras (13%).

7.2.2 Utilização Racional de BRFA

Da análise aos vários estudos presentes na bibliografia em punçoamento de lajes com BRF e aos resultados obtidos neste estudo em ensaios a modelos com BRFA em toda a laje, constatou-se um melhor comportamento ao punçoamento pela utilização deste tipo de material. Sendo assim, como o BRFA tem um custo de produção mais elevado do que o do betão normal sem fibras, decidiu-se aplicar racionalmente este material de forma a usufruir das suas características melhoradas na região da laje com ligação ao pilar, onde este é mais importante para este fenómeno, minimizando assim a sua quantidade.

Cinco modelos de laje foram realizados e ensaiados, contendo diferentes percentagens volumétricas de fibras (0.5%, 0.75% e 1.0%) e diferentes percentagens geométricas de armadura longitudinal superior (1.0% e 1.5%) e um modelo com betão normal sem fibras para comparação dos resultados. Estes seis modelos tinham uma espessura de 150 mm.

A utilização racional de BRFA foi eficiente, pois os modelos de laje apresentaram maior capacidade de carga e significativamente maior capacidade de deformação última, comparativamente ao modelo de referência totalmente em betão normal sem fibras. Além disso, em alguns modelos foi alterado o modo de rotura frágil por punçoamento para uma rotura dúctil por flexão. Nos modelos com BRFA, registou-se um aumento considerável na energia de deformação, quando comparado com o modelo com betão normal sem fibras.

Estes modelos apresentaram um incremento na capacidade de carga acima de 28% (modelo com 0.5% de fibras Dramix[®] 4D) e um máximo de 236% (modelo com 1.0% de fibras Dramix[®] 4D) na capacidade de deformação última, quando comparados com o modelo em betão normal sem fibras. O incremento de 1.0% para 1.5% na percentagem de armadura longitudinal superior dos modelos com BRFA originou um aumento da rigidez pós-fendilhação e um incremento da capacidade de carga, embora se tenha verificado uma diminuição da capacidade de deformação última, sendo que este fenómeno também já tinha sido observado nos modelos compostos com BRFA em todo o volume da laje.

Verificou-se que a abertura de fendas é menor no BRFA do que no betão sem fibras, nos patamares iniciais de carga pós-fendilhação. Para cargas próximas da rotura, o padrão de fendilhação no BRFA é mais elevado e com maiores aberturas de fendas do que no betão normal sem fibras da zona exterior do modelo, mas para cargas claramente superiores.

Estes modelos ensaiados com utilização racional de BRFA apresentaram um comportamento regular na interface entre o BRFA e betão normal sem fibras, mostrando que a utilização de BRFA numa região até $3d$ da face da pilar (região onde é mais necessário) é adequada, melhorando o comportamento da ligação laje-pilar sem causar problemas na interface.

Através dos resultados obtidos na análise numérica a estes modelos de laje, conclui-se que a variação do perímetro com BRFA acima de $2d$, inclusive e a variação da resistência à compressão do betão normal sem fibras da zona exterior da laje têm mais influência no

aumento da capacidade de carga e de deformação última das lajes do que a variação da energia de fratura do BRFA.

De acordo com a análise numérica efetuada neste estudo, os resultados indicam que, para os modelos de laje com $\rho = 1.0\%$, se a diferença entre o BRFA e o betão normal da zona exterior for grande em termos de resistência à compressão, devemos ter uma maior zona em BRFA. Se a diferença entre a resistência do BRFA e do betão normal da zona exterior for pequena, a partir de $3d$ de perímetro da região com BRFA já não existem ganhos relevantes. Para os modelos de laje com $\rho = 1.5\%$, verifica-se que temos ganhos elevados até $4d$ e a partir deste perímetro de BRFA os ganhos são menos significativos. Estes resultados sugerem que se a percentagem de armadura longitudinal for alta, também devemos ter uma maior zona em BRFA.

7.2.3 Previsão da Capacidade de Carga e de Deformação

Algumas expressões e modelos de cálculo foram utilizados para a previsão da capacidade de carga e deformação dos modelos de laje. Todas as metodologias de cálculo foram desenvolvidas para lajes com utilização integral de BRFA, não tendo em consideração a presença de dois tipos de betão com características diferentes. Desta forma, propõe-se uma adaptação da metodologia de cálculo do CSCT para ter em consideração os dois tipos de betão na zona da ligação laje-pilar.

O modelo de adaptação proposto para o CSCT, apresentado no presente estudo, mostrou ser adequado para previsão da capacidade de carga dos modelos de laje com carregamento vertical monotónico, obtendo relações $V_{u,exp} / V_R$ de cerca de 1.11 de média e com baixo coeficiente de variação. Para lajes com utilização integral de BRFA, o modelo proposto por Maya *et al.* [83] e a expressão proposta por Higashiyama *et al.* [54] mostraram ser adequadas para a previsão da capacidade de carga, obtendo relações $V_{u,exp} / V_R$ de cerca de 1.02 e 1.01 de média e 0.07 e 0.02 de coeficiente de variação, respetivamente.

7.3 Punçoamento em Lajes com BRFA Sujeitas a Ações Verticais e Horizontais Cíclicas

Considerando que o principal objetivo deste trabalho foi o estudo do comportamento ao punçoamento de lajes com BRFA sujeitas a ações verticais e horizontais cíclicas simultâneas, conseguiu-se contribuir para a evolução do estado atual do conhecimento nesta área através de uma campanha experimental e respetiva análise dos resultados. Nesta investigação, aplicaram-se soluções de BRFA que melhoraram significativamente o comportamento ao punçoamento deste tipo de ligações.

Neste estudo, utilizou-se um novo sistema de ensaio, que aproxima o comportamento dos modelos ao de uma laje fungiforme inserida numa estrutura real. A principal inovação em relação aos trabalhos de investigação com BRFA, presentes na bibliografia, consistiu nas condições de fronteira impostas aos modelos de laje. Complementarmente,

aplicou-se uma nova geração de fibras de aço que foram desenvolvidas essencialmente para aplicações estruturais, como é o caso do fenómeno em estudo.

Os modelos de laje realizados e ensaiados tinham a forma rectangular, com 4150 mm de comprimento, 1850 mm de largura e 150 mm de espessura, com um pilar metálico no centro. Estes pretendiam representar a laje de um edifício de escritórios, delimitada na direção longitudinal pelo meio-vão dos painéis adjacentes a um pilar, e na direção transversal pela linha de momentos nulos. A constituição dos modelos consistiu na aplicação racional de BRFA na zona da laje com ligação ao pilar, sendo o restante volume composto por betão normal sem fibras. Nos quatro modelos de laje realizados, aplicaram-se diferentes misturas de BRFA. Na sequência dos ensaios monotónicos com carregamento vertical, selecionaram-se as misturas que originaram maior capacidade de deformação dos modelos de laje. O modelo com 1.0% de fibras Dramix[®] 3D foi realizado com BRFA numa região central da laje, com configuração quadrada em planta até $2d$ da face do pilar enquanto que nos restantes três modelos com 0.5%, 0.75% e 1.0% de fibras Dramix[®] 4D a aplicação foi até $3d$ da face do pilar. Com o objetivo de comprovar os benefícios da utilização de BRFA, nos modelos de laje ensaiados, utilizou-se, para comparação, o modelo de laje em betão normal sem fibras ensaiado por Almeida *et al.* [4]. Tal como nos ensaios destes referidos autores, os modelos foram sujeitos a um carregamento vertical constante e a deslocamentos cíclicos, no topo do pilar, de sentido alternado. Ressalva-se que a carga vertical aplicada corresponde a 50% da resistência ao punçoamento do modelo de laje, calculada de acordo com a NP EN 1992-1-1 [68] para um betão normal sem fibras. Estes ensaios experimentais permitiram avaliar vários parâmetros, nomeadamente, a capacidade de *drift* horizontal, a dissipação de energia, os deslocamentos verticais, o comportamento histerético, a evolução das extensões na armadura longitudinal superior e a superfície de rotura.

O modelo ensaiado por Almeida *et al.* [4], que foi utilizado no presente estudo como referência (sem fibras), apresentou uma capacidade máxima de *drift* de 1.0% até à rotura brusca por punçoamento, registando inclusivamente baixa ductilidade e baixa capacidade de dissipação de energia.

A capacidade de *drift* dos modelos com BRFA foi superior à do modelo de referência e ao valor recomendado na bibliografia para estruturas em zonas sísmicas, que pode atingir um valor máximo de 2.5%, dependendo da categoria de dimensionamento ao sismo [5]. O modelo com 0.5% de fibras Dramix[®] 4D foi, entre os quatro modelos com BRFA, o que apresentou menor capacidade de *drift* mas, no entanto, atingiu a rotura por punçoamento durante o segundo ciclo de 3.0% de *drift*, valor 200% superior ao do observado no modelo de referência. Por sua vez, o modelo 1.0% de fibras Dramix[®] 4D manteve a capacidade de sustentação da carga vertical e horizontal até ao fim do protocolo, suportando, 6.0% de *drift*, não atingindo uma rotura por punçoamento como sucedido nos restantes modelos ensaiados. Os resultados obtidos nestes ensaios permitiram concluir que a utilização racional de BRFA, melhora o comportamento ao punçoamento de lajes sujeitas a ações cíclicas, tornando-as capazes de garantir o valor de 2.5% de *drift* recomendado para zonas

sísmicas, para este nível de carregamento vertical.

Além da maior capacidade de *drift* apresentada pelos modelos com BRFA, estes também alcançaram forças horizontais consideravelmente superiores, registrando-se, no mínimo, 58% de incremento em relação ao do modelo de referência sem fibras. Paralelamente, a ductilidade e a capacidade de dissipação de energia foram significativamente melhoradas com a utilização de BRFA, o que torna esta solução mais adequada para aplicação em edifícios sujeitos a ações horizontais cíclicas.

Com a aplicação da formulação do MC2010 [45], que tem em consideração a presença de BRFA na zona de ligação laje-pilar e o efeito da excentricidade da carga de punçoa-mento, foram obtidos valores previstos da resistência ao punçoa-mento excêntrico próximos dos obtidos nos ensaios, com o valor médio da razão entre os valores experimentais e os previstos de 1.03 e o percentil 5% de 0.91.

7.4 Desenvolvimentos Futuros

Com o intuito de dar continuidade ao estudo do comportamento de ligações pilar-laje fungiforme com BRFA e com maior ênfase sujeitas a ações sísmicas, é necessário a realização de mais ensaios experimentais e o desenvolvimento de modelos numéricos e analíticos com o objetivo de dar resposta a algumas questões pendentes. Nesta secção, são apresentadas linhas de trabalho futuras, designadamente:

1. Os resultados dos ensaios às lajes demonstraram a importância da energia de fratura do BRFA. Visto que esta depende de múltiplas variáveis, será oportuno utilizar, por exemplo, outra classe de resistência à compressão do betão, outro tipo e geometria de fibras ou utilizar um BRF híbrido;
2. O estudo do efeito da variação da quantidade de armadura longitudinal superior das lajes com BRFA, sujeitas a ações verticais e horizontais cíclicas;
3. O estudo do comportamento de lajes, combinando a armadura específica de punçoa-mento com a utilização de BRFA, avaliando os ganhos na capacidade de carga e de deformação;
4. O estudo do comportamento de lajes sujeitas a ações simultâneas de carga vertical e horizontal cíclica, com outras relações entre a carga vertical aplicada e a resistente;
5. O estudo do efeito da aplicação simultânea de pré-esforço e de BRFA em lajes;
6. O estudo do comportamento de lajes com utilização racional de BRFA sujeitas a ações simultâneas de carga vertical e horizontal dinâmica;
7. O estudo de modelos de lajes com espessura superior às dos modelos ensaiados neste trabalho;

8. A realização de ensaios a lajes com diferentes geometrias e dimensões da zona de apoio em BRFA, assim como a aplicação de pilares em betão armado;
9. O desenvolvimento de modelos analíticos para previsão da capacidade de carga e de deformação de ligações pilar-laje fungiforme em BRFA sujeitas a ações sísmicas.

Bibliografia

- [1] ACI Committee 318, *Building code requirements for structural concrete (ACI 318-08) and Commentary*, Farmington Hills, Michigan, 2008.
- [2] ACI Committee 544, *Guide for specifying, proportioning, mixing, placing and finishing steel fiber reinforced concrete (ACI 544.3R-93)*, Farmington Hills, Michigan, 1993.
- [3] E. Almansa e M. Canovas, “Mix design of steel fiber reinforced concrete”, *Materiales de Construccion*, vol. 47, pp. 11–26, 1997.
- [4] A. Almeida, M. Inácio, V. Lúcio e A. Ramos, “Punching behaviour of RC flat slabs under reversed horizontal cyclic loading”, *Engineering Structures*, vol. 117, pp. 204–219, 2016.
- [5] American Society of Civil Engineers, *Minimum design loads for buildings and other structures (ASCE/SEI 7-10)*, Virginia, 2010.
- [6] A. Amin, S. Foster e A. Muttoni, “Derivation of the σ - w relationship for SFRC from prism bending tests”, *Structural Concrete*, vol. 16, pp. 93–105, 2015.
- [7] ASTM International, C1550-12, *Standard test method for flexural toughness of fiber reinforced concrete (using centrally loaded round panel)*, West Conshohoken, 2012.
- [8] J. Aveston e A. Kelly, “Theory of multiple fracture fibrous composites”, *Journal of Materials Science*, vol. 8, pp. 352–362, 1973.
- [9] A. Azevedo, “Resistência e ductilidade das ligações laje-pilar em lajes-cogumelo de concreto de alta resistência armado com fibras de aço e armadura transversal de pinos”, tese de doutoramento, Universidade de São Paulo, 1999.
- [10] Z. Bazant e B. Oh, “Crack band theory for fracture of concrete”, *Materials and Structures*, vol. 16, pp. 155–177, 1983.
- [11] M Beddar e L Belgaraâ, “Optimizing of steel fiber reinforced concrete mix design”, *International Journal of Engineering (IJE) - Transactions B: Applications*, vol. 17, pp. 41–50, 2004.
- [12] A. Bentur e S. Mindess, *Fibre reinforced cementitious composites*. Elsevier Applied Science, 1990, p. 449, ISBN: 9781851663934.

- [13] A. Bentur e S. Mindess, *Fibre reinforced cementitious composites - Second edition*. Taylor e Francis, 2007, p. 624, ISBN: 978-0-415-25048-1.
- [14] J. Cervenka e V. Papanikolaou, “Three dimensional combined fracture-plastic material model for concrete”, *International Journal of Plasticity*, vol. 24, pp. 2192–2220, 2008.
- [15] J. Cervenka e Z. Procházková, *ATENA program documentation part 4-2, tutorial for program ATENA 3D*. Cervenka Consulting Ltd, 2015.
- [16] V. Cervenka, “Simulating a response”, *Concrete Engineering International*, vol. 4, pp. 45–48, 2000.
- [17] V. Cervenka, “Computer simulation of failure of concrete structures for practice”, *1st fib Congress*, pp. 289–304, 2002.
- [18] V. Cervenka, R. Pukl, J. Ozbolt e R. Eligehausen, “Mesh sensitivity effects in smeared finite element analysis of concrete fracture”, *Proceedings of International Conference on Fracture Mechanics of Concrete Structures (FRAMCOS-2)*, pp. 1387–1396, 1995.
- [19] V. Cervenka, J. Cervenka e R. Pukl, “ATENA - A tool for engineering analysis of fracture in concrete”, *Academy Proceedings in Engineering Sciences*, vol. 27, pp. 485–492, 2002.
- [20] V. Cervenka, J. Cervenka e L. Jendele, “Bond in finite element modelling of reinforced concrete”, *Proceedings of International Conference on Computational Modelling of Concrete Structures (EURO-C 2003)*, pp. 189–194, 2003.
- [21] V. Cervenka, L. Jendele e J. Cervenka, *ATENA program documentation part 1 - theory*. Cervenka Consulting Ltd, 2016.
- [22] Y. Chan e S. Chu, “Effect of silica fume on steel fiber bond characteristics in reactive powder concrete”, *Cement and Concrete Research*, vol. 34, pp. 1167–1172, 2004.
- [23] M. Cheng e G. Parra-Montesinos, “Evaluation of steel fiber reinforcement for punching shear resistance in slab-column connections — part I : monotonically increased load”, *ACI Structural Journal*, vol. 107, pp. 101–109, 2010.
- [24] M. Cheng e G. Parra-Montesinos, “Evaluation of steel fiber reinforcement for punching shear resistance in slab-column connections — part II: lateral displacement reversals”, *ACI Structural Journal*, vol. 107, pp. 110–118, 2010.
- [25] T. Clément, A. Ramos, M. Ruiz e A. Muttoni, “Design for punching of prestressed concrete slabs”, *Structural Concrete*, vol. 14, pp. 157–167, 2013.
- [26] T. Clément, A. Ramos, M. Ruiz e A. Muttoni, “Influence of prestressing on the punching strength of post-tensioned slabs”, *Engineering Structures*, vol. 72, pp. 56–69, 2014.

-
- [27] Comit e Euro-International Du Beton, *CEB-FIP Model Code 90*. Thomas Telford Publishing, 1993, p. 460, ISBN: 978-0-7277-1696-5.
- [28] A. Correia, “Influência da estrutura do bet o no comportamento de betões refor ados com fibras de a o”, tese de mestrado, Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto, Porto, 2015.
- [29] M. Criswell e N. Hawkins, “Shear Strength of Slabs: Basic Principle and Their Relation to Current Methods of Analysis”, *American Concrete Institute*, vol. 42, pp. 641–676, 1974.
- [30] J. Cruz, J. Barros e A. Azevedo, “Elasto-plastic multi-fixed smeared crack”, *Escola de Engenharia Civil - Universidade do Minho*, p. 70, 2004.
- [31] A. Custódio e L. Vicente, “Using sampling and simplex derivatives in pattern search methods”, *SIAM Journal on Optimization*, vol. 18, pp. 537–555, 2007.
- [32] A. Cust dio, H. Rocha e L. Vicente, “Incorporating minimum Frobenius norm models in direct search”, *Computational Optimization and Applications*, vol. 46, pp. 265–278, 2010.
- [33] J. De Hanai e K. Holanda, “Similarities between punching and shear strength of steel fiber reinforced concrete (SFRC) slabs and beams”, *Ibracon Structures and Materials Journal*, vol. 1, pp. 1–16, 2008.
- [34] R. De Montaignac, B. Massicotte, J. Charron e A. Nour, “Design of SFRC structural elements: post-cracking tensile strength measurement”, *Materials and Structures*, vol. 45, pp. 609–622, 2012.
- [35] A. Diaz, “Seismic resistance of fibre-reinforced slab-column connections”, tese de doutoramento, William Marsh Rice University, 1991.
- [36] D. Dupont e L. Vandewalle, “Distribution of steel fibres in rectangular sections”, *Cement and Concrete Composites*, vol. 27, pp. 391–398, 2005.
- [37] A. Durrani e A. Diaz, “Seismic resistance of fiber-reinforced slab-column connections”, em *Earthquake Engineering, Tenth World Conference*, Rotterdam, 1992, pp. 3113–3116.
- [38] M. Eder, R. Vollum, A. Elghazouli e T. Abdel-Fattah, “Modelling and experimental assessment of punching shear in flat slabs with shearheads”, *Engineering Structures*, vol. 32, pp. 3911–3924, 2010.
- [39] J. Einpaul, “Punching strength of continuous flat slabs”, tese de doutoramento,  cole Polytechnique Fédérale de Lausanne, 2016.
- [40] S. Ericsson e K. Farahaninia, “Punching shear in reinforced concrete slabs supported on edge steel columns: assessment of response by means of nonlinear finite element analyses”, tese de mestrado, Department of Civil e Environmental Engineering, Chalmers University of Technology, Suécia, 2010.

- [41] European Standart, EN 14651, *Test method for metallic fibre concrete — Measuring the flexural tensile strength (limit of proportionality (LOP), residual)*, 2005.
- [42] D. Faria, H. Biscaia, V. Lúcio e A. Ramos, *Punching of reinforced concrete slabs numerical and experimental analysis and comparison with codes*, Croácia, 2010.
- [43] D. Faria, H. Biscaia, V. Lúcio e A. Ramos, “Material and geometrical parameters affecting punching of reinforced concrete flat slabs with ortoghonal reinforcement”, *fib Symposium PRAGUE 2011 - Concrete Engineering for Excellence Efficiency - Session 2B-7: Construction Technology*, 2011.
- [44] D. Faria, J. Einpaul, A. Ramos, M. Fernández e A. Muttoni, “On the efficiency of flat slabs strengthening against punching using externally bonded fibre reinforced polymers”, *Construction and Building Materials*, vol. 73, pp. 366–377, 2014.
- [45] Fédération International du Béton, *fib Model Code for Concrete Structures 2010*. Ernst e Sohn, 2013, p. 434, ISBN: 978-3-433-03061-5.
- [46] Fédération International du Béton, Bulletin No. 12, *Punching of structural concrete slabs*, 2001.
- [47] Fédération International du Béton, Bulletin No. 57, *MC2010: The critical shear crack theory as a mechanical model for punching shear design and its application to code provisions: shear and punching shear in RC and FRC elements*, 2010.
- [48] L. Ferrara, Y. Park e S. Shah, “A method for mix-design of fiber-reinforced self-compacting concrete”, *Cement and Concrete Research*, vol. 37, pp. 957–971, 2007.
- [49] N. Gouveia, N. Fernandes, D. Faria, A. Ramos e V. Lúcio, “Punching of steel fibre reinforced concrete flat slabs”, em *fib symposium*, Tel-Aviv, 2013.
- [50] N. Gouveia, N. Fernandes, D. Faria, A. Ramos e V. Lúcio, “SFRC flat slabs punching behaviour – Experimental research”, *Composites Part B: Engineering*, vol. 63, pp. 161–171, 2014.
- [51] S. Grunewald, “Performance-based design of self-compacting fibre reinforced concrete”, tese de doutoramento, Delft University, Holanda, 2004.
- [52] M. Hallgren, “Punching shear capacity of reinforced high strength concrete slabs”, tese de doutoramento, Departamento de Engenharia Estrutural, Royal Institute of Technology, Suécia, 1996.
- [53] M. Harajli, D. Maalouf e H. Khatib, “Effect of fibers on the punching shear strength of slab-column connections”, *Cement and Concrete Composites*, vol. 17, pp. 161–170, 1995.
- [54] H. Higashiyama, A. Ota e M. Mizukoshi, “Design equation for punching shear capacity of SFRC slabs”, *International Journal of Concrete Structures and Materials*, vol. 5, pp. 35–42, 2011.

- [55] D. Hordijk, “Local approach to fatigue of concrete”, tese de doutoramento, Delft University, Holanda, 1991.
- [56] Y. Hose e F. Seible, “Performance Evaluation Database for Concrete Bridge Components and Systems under Simulated Seismic Loads”, University of California, rel. téc., 1999.
- [57] R. Inácio, “Análise numérica do punçoamento em lajes fungiformes”, tese de mestrado, Universidade NOVA de Lisboa, Faculdade de Ciências e Tecnologias, Lisboa, 2010.
- [58] Instituto Português da Qualidade, NP EN 1008, *Água de amassadura para betão - especificações para a amostragem, ensaio e avaliação da aptidão da água, incluindo água recuperada nos processos da indústria de betão, para o fabrico de betão*, 2003.
- [59] Instituto Português da Qualidade, NP EN 14488-5, *Ensaio do betão projectado - Parte 5: Determinação da capacidade de absorção de energia de provetes de lajes reforçadas com fibras*, 2008.
- [60] Instituto Português da Qualidade, NP EN 10002-1, *Materiais metálicos. Ensaio de tracção - Parte 1: Método de ensaio à temperatura ambiente*, 2006.
- [61] Instituto Português da Qualidade, NP EN 12390-1, *Ensaio do betão endurecido - Parte 1: Forma, dimensões e outros requisitos para o ensaio de provetes e para os moldes*, 2003.
- [62] Instituto Português da Qualidade, NP EN 12390-2, *Ensaio do betão endurecido - Parte 2: Execução e cura dos provetes para ensaios de resistência mecânica*, 2003.
- [63] Instituto Português da Qualidade, NP EN 12390-3, *Ensaio do betão endurecido - Parte 3: Resistência à compressão dos provetes de ensaio*, 2003.
- [64] Instituto Português da Qualidade, NP EN 12390-6, *Ensaio do betão endurecido - Parte 6: Resistência à tracção por compressão de provetes*, 2003.
- [65] Instituto Português da Qualidade, NP EN 12620, *Agregados para betão*. 2010.
- [66] Instituto Português da Qualidade, NP EN 14889-1, *Fibras para betão. Parte 1: Fibras de aço - Definições, especificações e conformidade*, 2008.
- [67] Instituto Português da Qualidade, NP EN 197-1, *Cimento - Parte 1: Composição, especificações e critérios de conformidade para cimentos correntes*, 2012.
- [68] Instituto Português da Qualidade, NP EN 1992-1-1, *Eurocódigo 2 - Projecto estruturas de betão - Parte 1-1: Regras gerais e regras para edifícios*, 2010.
- [69] Instituto Português da Qualidade, NP EN 1998-1, *Eurocódigo 8: Projecto de estruturas para resistência aos sismos - parte 1: Regras gerais, acções sísmicas e regras para edifícios*, 2010.
- [70] Instituto Português da Qualidade, NP EN 206-1, *Betão - Parte 1: Especificação, desempenho, produção e conformidade*, 2007.

- [71] Instituto Português da Qualidade, NP EN 934-2, *Adjuvantes para betão, argamassa e caldas de injeção - Parte 2: Adjuvantes para betão - Definições, requisitos, conformidade, marcação e etiquetagem*, 2012.
- [72] Japan Society of Civil Engineers, *Standard specifications for concrete structures - 2007, Design*. 2010, ISBN: 978-4-8106-0752-9.
- [73] L. Jendele, J. Cervenka, V. Saouma e R. Pukl, *On the choice between discrete or smeared approach in practical structural FE analyses of concrete structures*, 2001.
- [74] A. Kooiman, C. van der Veen e J. Walraven, “Modelling the post-cracking behaviour of steel fibre reinforced concrete for structural design purposes”, *Heron*, vol. 45, pp. 275–307, 2000.
- [75] S. Lee, J. Oh e J. Cho, “Compressive Behavior of Fiber-Reinforced Concrete with End-Hooked Steel Fibers”, *Materials*, vol. 8, pp. 1442–1458, 2015.
- [76] V. Li, H. Stang e H. Krenchel, “Micromechanics of crack bridging in fibre-reinforced concrete”, *Materials and Structures*, vol. 26, pp. 486–494, 1993.
- [77] T. Lim, P. Paramasivam e S. Lee, “Analytical model for tensile behavior of steel-fiber concrete”, *ACI Materials Journal*, vol. 84, pp. 286–298, 1987.
- [78] Y. Lin, J. Karadellis e Y. Xu, “A new mix design method for steel fibre-reinforced, roller compacted and polymer modified bonded concrete overlays”, *Construction and Building Materials*, vol. 48, pp. 333–341, 2013.
- [79] I. Lofgren, “Fibre-reinforced concrete for industrial construction - a fracture mechanics approach to material testing and structural analysis”, tese de doutoramento, Chalmers University of Technology, Suécia, 2005.
- [80] N. Mamede, A. Ramos e D. Faria, “Experimental and parametric 3D nonlinear finite element analysis on punching of flat slabs with orthogonal reinforcement”, *Engineering Structures*, vol. 48, pp. 442–457, 2013.
- [81] I. Markovic, “High-performance hybrid-fibre concrete: development and utilisation”, tese de doutoramento, Delft University, Holanda, 2006.
- [82] P. Marti, T. Pfyler, V. Sigrist e T. Ulaga, “Harmonized test procedures for steel fiber-reinforced concrete”, *ACI Materials Journal*, vol. 96, pp. 676–686, 1999.
- [83] L. Maya, M. Ruiz, A. Muttoni e S. Foster, “Punching shear strength of steel fibre reinforced concrete slabs”, *Engineering Structures*, vol. 40, pp. 83–94, 2012.
- [84] P. Metha e P. Monteiro, *Concrete: microstructure, properties and materials*. University of California at Berkeley: McGraw-Hill, 2006.
- [85] J. Mier, “Strain-softening of concrete under multiaxial loading conditions”, tese de doutoramento, Eindhoven University of Technology, Holanda, 1984.

- [86] Ministério do ambiente, ordenamento do território e obras públicas, *Regulamento grego para o dimensionamento e construção de estruturas de betão armado*, Atenas, 1995.
- [87] MOPTC – Laboratório Nacional de Engenharia Civil, Especificação E 397, *Betões - Determinação do Módulo de Elasticidade em compressão*, 1993.
- [88] B. Moraes, J. Barros e G. Melo, “A model for the prediction of the punching resistance of steel fibre reinforced concrete slabs centrally loaded”, *Construction and Building Materials*, vol. 46, pp. 211–223, 2013.
- [89] A. Muttoni, “Punching shear strength of reinforced concrete slabs without transverse reinforcement”, *ACI Structural Journal*, vol. 105, pp. 440–450, 2008.
- [90] A. Muttoni e M. Ruiz, “The levels-of-approximation approach in MC 2010: application to punching shear provisions”, *Structural Concrete*, vol. 13, pp. 32–41, 2012.
- [91] A. Naaman, “Engineered steel fibers with optimal properties for reinforcement of cement composites”, *Journal of Advanced Concrete Technology*, vol. 1, pp. 241–252, 2003.
- [92] A. Naaman e H. Reinhardt, *High performance fiber reinforced cement composites 2*. Taylor e Francis, 1996.
- [93] R. Narayanan e I. Darwish, “Punching shear tests on steel-fibre-reinforced micro-concrete slabs”, *Magazine of Concrete Research*, vol. 39, pp. 42–50, 1987.
- [94] M. Nataraja, T. Nagaraj e S. Basavaraja, “Reproportioning of steel fibre reinforced concrete mixes and their impact resistance”, *Cement and Concrete Research*, vol. 35, pp. 2350–2359, 2005.
- [95] L. Nguyen-Minh, M. Rovnak e T. Tran-Quoc, “Punching shear capacity of interior SFRC slab-column connections”, *Journal of Structural Engineering*, vol. 138, pp. 613–624, 2012.
- [96] A. Nour, B. Massicotte, R. De Montaignac e J. Charron, “Derivation of a crack opening deflection relationship for fibre reinforced concrete panels using a stochastic model: Application for predicting the flexural behaviour of round panels using stress crack opening diagrams”, *Cement and Concrete Research*, vol. 41, pp. 964–974, 2011.
- [97] A. Pan e J. Moehle, “Lateral displacement ductility of reinforced concrete flat plates”, *ACI Structural Journal*, vol. 86, pp. 250–258, 1989.
- [98] E. Pereira, J. Barros e A. Camoes, “Steel fiber-reinforced self-compacting concrete: experimental research and numerical simulation conception method”, *Journal of Structural Engineering*, vol. 134, pp. 1310–1321, 2008.
- [99] V. Ramachandran, *Handbook of chemical admixtures*. Institute for Research in Construction – NRCC, 1995.

- [100] A. Ramos, V. Lúcio e D. Faria, “The effect of the vertical component of prestress forces on the punching strength of flat slabs”, *Engineering Structures*, vol. 76, pp. 90–98, 2014.
- [101] Rilem Technical Committees, Rilem TC 162-TDF, *Test and design methods for steel fibre reinforced concrete - uni-axial tension test for steel fibre reinforced concrete*, 2001.
- [102] P. Rossi e N. Harrouche, “Mix design and mechanical behaviour of some steel-fibre-reinforced concretes used in reinforced concrete structures”, *Materials and Structures*, vol. 23, pp. 256–266, 1990.
- [103] P. Rossi, *Les bétons de fibres métalliques*. Tec et Doc - Lavoisier, 1998.
- [104] M. Ruiz e A. Muttoni, “Applications of critical shear crack theory to punching of reinforced concrete slabs with transverse reinforcement”, *ACI Structural Journal*, vol. 106, pp. 485–494, 2009.
- [105] M. Shannag, R. Brincker e W. Hansen, “Pullout behavior of steel fibers from cement-based composites”, *Cement and Concrete Research*, vol. 27, pp. 925–936, 1997.
- [106] J. Sousa e R. Gettu, “Determining the tensile stress-crack opening curve of concrete by inverse analysis”, *Journal of Engineering Mechanics*, vol. 132, pp. 141–148, 2006.
- [107] M. Sousa, “Comportamento à flexão de vigas de betão reforçado com fibras de aço”, tese de mestrado, Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto, Porto, 2014.
- [108] J. Tegos e A. Tsonos, “Punching strength decay of slab-column connections under seismic loading”, em *Eleventh world conference on earthquake engineering*, Elsevier Science Ltd, 1996.
- [109] M. Teixeira, J. Barros, V. Cunha, B. Moraes-Neto e A. Ventura-Gouveia, “Numerical simulation of the punching shear behaviour of self-compacting fibre reinforced flat slabs”, *Construction and Building Materials*, vol. 74, pp. 25–36, 2015.
- [110] V. Tran, E. Bernard e A. Beasley, “Constitutive modeling of fiber reinforced shotcrete panels”, *Journal of Engineering Mechanics*, vol. 131, pp. 512–521, 2005.
- [111] C. Tsai, L. Li, C. Chang e C. Hwang, “Durability design and application of steel fiber reinforced concrete in Taiwan”, *The Arabian Journal for Science and Engineering*, vol. 34, pp. 57–79, 2009.
- [112] M. Vandewalle, *Tunnelling is an Art*, Zwevegem, 2005.
- [113] G. Vitt, *Understanding steel fibre reinforced concrete: Dramix - Guidance to comprehending an extraordinary material*, 2011.
- [114] J. Vodicka, D. Spura e J. Kratky, “Homogeneity of steel fiber reinforced concrete (SFRC)”, em *6th RILEM Symposium on Fibre-Reinforced Concretes (SFRC)*, BEFIB 2004, 2004.

-
- [115] J. Voo e S. Foster, “Variable engagement model for the design of fibre reinforced concrete structures”, vol. P05, 2003.
- [116] J. Voo e S. Foster, “Variable engagement model for fibre reinforced concrete in tension”, The University of New South Wales Sydney, Austrália, rel. téc., 2004.
- [117] J. Won e G. Park, “Performance and application of hybrid fiber reinforced concrete, the state-of-the-art fiber reinforced concrete”, *Magazine of the Korea Concrete Institute*, vol. 18, pp. 22–27, 2006.
- [118] R. Yu, P. Spiesz e H. Brouwers, “Mix design and properties assessment of Ultra-High Performance Fibre Reinforced Concrete (UHPRFC)”, *Cement and Concrete Research*, vol. 56, pp. 29–39, 2014.
- [119] J. Zhang e H. Stang, “Applications of stress crack width relationship in predicting the flexural behavior of fibre-reinforced concrete”, *Cement and Concrete Research*, vol. 28, pp. 439–452, 1998.
- [120] S. Zhao, H. Huo, C. Song e L. Song, “Binary superposition mix design method for SFRC - Part I: principle and evaluation”, *Advanced Materials Research*, vol. 168-170, pp. 2186–2190, 2011.

Apêndice A

Análise Inversa

O comportamento à tração do BRFA, utilizado em algumas partes deste trabalho, é avaliado através de relações tensão-abertura de fenda ($\sigma-w$), determinados a partir de ensaios à flexão descritos na secção 3.2.6.2, utilizando um procedimento de análise inversa. As relações $\sigma-w$ propostas traduzem a melhor correspondência entre o modelo de simulação da resposta teórica e a experimental dos elementos, sendo determinada por um processo iterativo de minimização do erro entre as curvas força-deslocamento teórica e experimental. No processo de minimização é utilizado o código SID-PSM [31], que corresponde à implementação de um método de otimização sem recurso a derivadas.

ANÁLISE INVERSA

O comportamento à tração do betão pode ser descrito em termos de abertura de fenda na zona de tração, em que as fibras ligam as faces da fenda (Zhang e Stang [119]; Marti *et al.* [82]; Kooiman *et al.* [74]; Voo e Foster [115]; Sousa e Gettu [106]; Nour *et al.* [96]; De Montaignac *et al.* [34], Gouveia *et al.* [49] e Amin *et al.* [6]).

A relação $\sigma-w$ é estabelecida recorrendo a uma análise inversa, utilizando os dados obtidos experimentalmente a partir dos ensaios à flexão. Nesta análise inversa, a relação $\sigma-w$ é determinada por forma a obter a simulação do prisma ou painel, neste caso a relação força-deslocamento central, que melhor se ajusta aos resultados experimentais. Trata-se de um procedimento iterativo, onde a relação $\sigma-w$ é otimizada até que a resposta numérica corresponda à analítica, com o menor erro possível.

Modelo de Análise dos Prismas

A análise dos primas é realizada recorrendo a um processo iterativo que relaciona a flecha (δ), a abertura de fenda máxima (w_{max}) e a profundidade da fenda ($\alpha_t h$). Na Figura A.1, é apresentada a distribuição de tensões na secção fendilhada.

Uma fenda forma-se quando a tensão de tração máxima atinge a resistência à tração do betão. Após a matriz fendilhar, e assumindo um perfil linear da fenda, o comprimento da fenda ($\alpha_t h$), a abertura de fenda máxima (w_{max}) e o momento de flexão externo (M) podem ser relacionados através da mecânica de fratura, permitindo o cálculo da abertura

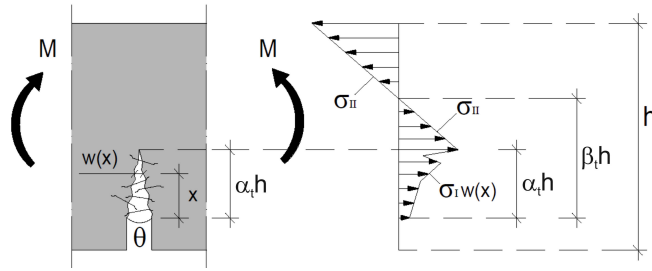


Figura A.1: Distribuição de tensões na secção fendilhada no caso dos prismas.

de fenda (w) em função da altura x (Equação (A.1)) [119]:

$$w = w_{max} \cdot \left(1 - \frac{x}{\alpha_t h}\right) \quad (\text{A.1})$$

As condições de equilíbrio obrigam a que as Equações (A.2) e (A.3) sejam satisfeitas:

$$\int_0^{\alpha_t h} \sigma_I(w(x)) \cdot b \, dx + \int_{\alpha_t h}^h \sigma_{II}(x) \cdot b \, dx = 0 \quad (\text{A.2})$$

$$\int_0^{\alpha_t h} \sigma_I(w(x)) \cdot (h-x) \cdot b \, dx + \int_{\alpha_t h}^h \sigma_{II}(x) \cdot (h-x) \cdot b \, dx = M \quad (\text{A.3})$$

em que M representa o momento de flexão externo no centro do prisma, b a largura da secção e $\sigma_I(w(x))$ e $\sigma_{II}(x)$ as tensões nas zonas fendilhada e não fendilhada, respetivamente. O valor de $\sigma_I(w(x))$ (Equação (A.4)) pode ser relacionado com $\alpha_t h$ e w_{max} utilizando as relações σ - w em conjunto com a Equação (A.1):

$$\sigma_I(w(x)) = \sigma_I \cdot \left[w_{max} \cdot \left(1 - \frac{x}{\alpha_t h}\right) \right] \quad (\text{A.4})$$

Por outro lado, $\sigma_{II}(x)$ pode ser relacionado com $\alpha_t h$ e $\beta_t h$ de acordo com a Equação (A.5):

$$\sigma_{II}(x) = f_{ct} \cdot \left(1 - \frac{x - \alpha_t h}{\beta_t h - \alpha_t h}\right) \quad (\text{A.5})$$

em que f_{ct} é a resistência à tração e $\beta_t h$ a altura da secção na zona traccionada, sendo determinada pela resolução conjunta das Equações (A.5) e (A.2), resultando na Equação (A.6):

$$\beta_t = \frac{\alpha_t \cdot \int_0^{\alpha_t h} \sigma_I(w(x)) \, dx + 0.5 \cdot f_{ct} \cdot h \cdot (1 - \alpha_t^2)}{\int_0^{\alpha_t h} \sigma_I(w(x)) \, dx + f_{ct} \cdot h \cdot (1 - \alpha_t)} \quad (\text{A.6})$$

De acordo com Zhang e Stang [119] a abertura de fenda máxima (w_{max}) pode ser decomposta em (Equação (A.7)):

$$w_{max} = w_M + w_{\sigma_I(x)} \quad (A.7)$$

em que w_M e $w_{\sigma_I(x)}$ representam as componentes de w_{max} causadas pelo momento externo M e pela tensão σ_I , respetivamente. Neste caso, $w_{\sigma_I(x)}$ pode ser obtido pela Equação (A.8):

$$w_{\sigma_I(x)} = w_{M'} + w_{\sigma'} \quad (A.8)$$

em que M' (Equação (A.9)) e σ' (Equação (A.10)) são dados por:

$$M' = \int_0^{\alpha_t h} b \cdot \sigma_I(w(x)) \cdot \left(\frac{h}{2} - x\right) dx \quad (A.9)$$

$$\sigma' = \frac{1}{h} \int_0^{\alpha_t h} \sigma_I(w(x)) dx \quad (A.10)$$

Ainda de acordo com Zhang e Stang [119], a abertura de fenda máxima (w_{max}) é expressa pela Equação (A.11):

$$w_{max} = \frac{24 \cdot \alpha_t}{b \cdot h \cdot E_c} \cdot [M \cdot V_1(\alpha_t) - M' \cdot V_2(\alpha_t)] - \frac{4 \cdot \sigma' \cdot \alpha_t h}{E_c} \cdot V_3(\alpha_t) \quad (A.11)$$

em que:

$$V_1(\alpha_t) = 0.33 - 1.42 \cdot \alpha_t + 3.87 \cdot \alpha_t^2 - 2.04 \cdot \alpha_t^3 + \frac{0.66}{(1 - \alpha_t)^2} \quad (A.12)$$

$$V_2(\alpha_t) = 0.8 - 1.7 \cdot \alpha_t + 2.4 \cdot \alpha_t^2 + \frac{0.66}{(1 - \alpha_t)^2} \quad (A.13)$$

$$V_3(\alpha_t) = \frac{1.46 + 3.42 \cdot \left(1 - \cos \frac{\pi \cdot \alpha_t}{2}\right)}{\left(\cos \frac{\pi \cdot \alpha_t}{2}\right)^2} \quad (A.14)$$

e E_c representa o módulo de elasticidade do betão.

A relação força-deslocamento é determinada em várias etapas recorrendo a um processo iterativo. Para vários comprimentos de fenda ($\alpha_t h$), a abertura de fenda máxima e o momento externo são determinados resolvendo as Equações (A.2), (A.3) e (A.11). Assim, o deslocamento central do prima (δ) pode ser calculado adicionando ao deslocamento elástico (δ_e) o deslocamento associado à fissuração do prima (δ_f) (Equação (A.15)):

$$\delta_f = \frac{w_{max} \cdot l}{4 \cdot \alpha_t h} \cdot k \quad (A.15)$$

em que:

$$k = \begin{cases} \frac{\alpha_t}{0.9} & , \text{ para } 0 \leq \alpha_t \leq 0.9 \\ 1.0 & , \text{ para } 0.9 \leq \alpha_t \leq 1.0 \end{cases} \quad (\text{A.16})$$

No cálculo deste último deslocamento assume-se que ambas as faces da fenda permanecem retas e rodam com um determinado ângulo relativo entre si (θ) (Equação (A.17)):

$$\theta = \frac{w_{max}}{2 \cdot \alpha_t h} \quad (\text{A.17})$$

A força teórica aplicada no prisma (F_{teo}) é dada por (Equação (A.18)):

$$F_{teo} = \frac{4 \cdot M}{l} \quad (\text{A.18})$$

Com este processo obtém-se o comportamento força-deslocamento teórico do prisma que pode ser comparado com o obtido experimentalmente.

Neste estudo, foi adotado um modelo quadrilinear para a relação σ - w na zona de tração fendilhada, descrito pela Equação (A.19) e apresentada na Figura A.2:

$$\frac{\sigma_I(w(x))}{f_{ct}} = \begin{cases} a_1 + c_1 \cdot w & , \text{ se } w \leq w_1 \\ a_2 + c_2 \cdot w & , \text{ se } w_1 \leq w \leq w_2 \\ a_3 + c_3 \cdot w & , \text{ se } w_2 \leq w \leq w_3 \\ a_4 + c_4 \cdot w & , \text{ se } w_3 \leq w \leq w_4 \end{cases} \quad (\text{A.19})$$

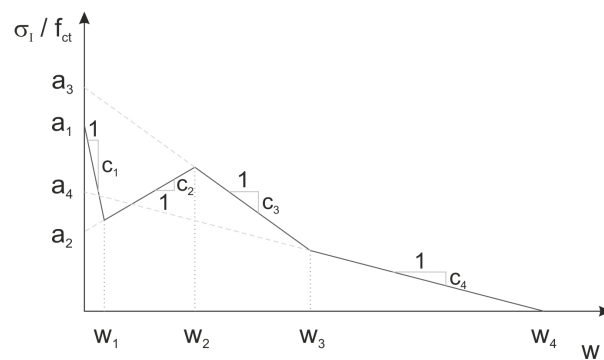


Figura A.2: Relação σ - w na zona de tração fendilhada.

Modelo de Análise dos Painéis

Também no modelo de análise dos painéis circulares a relação σ - w é obtida considerando a simulação da resposta do painel, novamente através da relação força-deslocamento central, que melhor se adapta aos dados experimentais. Na Figura A.3, é apresentada a distribuição de tensões numa secção fendilhada:

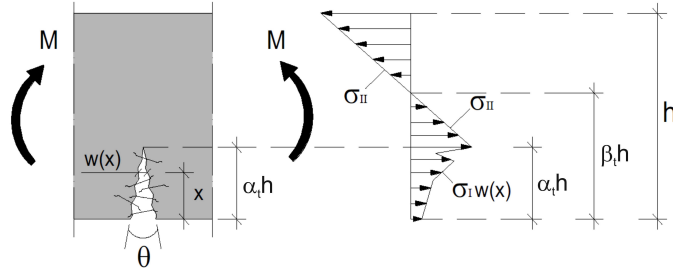


Figura A.3: Distribuição de tensões na secção fendilhada no caso dos painéis.

A aplicação da análise inversa nos painéis pressupõe a adoção de algumas simplificações, à semelhança do já realizado noutros trabalhos de investigação (Marti *et al.* [82]; Tran *et al.* [110] e Nour *et al.* [96]). As duas últimas referências utilizam como base os parâmetros mecânicos dos prismas a fim de resolver o problema dos painéis, sendo adotada uma abordagem semelhante no presente estudo. Assim, o procedimento de análise inversa a ser utilizado para os painéis é semelhante ao utilizado no modelo dos prismas (Equações (A.1) a (A.19)), à exceção de dois fatores:

- O cálculo de $V_1(\alpha_t)$:

$$V_{1,p}(\alpha_t) = 0.8 - 1.7 \cdot \alpha_t + 2.4 \cdot \alpha_t^2 + \frac{0.66}{(1 - \alpha_t)^2} \quad (\text{A.20})$$

- O cálculo do deslocamento do painel, que pode ser obtido através da teoria das linhas de rotura em conjunto com o princípio dos trabalhos virtuais, a partir dos quais é possível obter uma relação entre a força aplicada F_{teo} e o momento M originado (Equação (A.21)):

$$\sum F_{teo} \cdot \delta = \sum M \cdot \theta \cdot L_f \quad (\text{A.21})$$

Neste caso δ representa o deslocamento central do painel, L_f o comprimento da fenda e θ o ângulo de rotação da fenda (em radianos) (Figura A.3). O valor de θ pode ser obtido segundo a Equação (A.22):

$$\theta = \frac{w_{max}}{\alpha_t h} \quad (\text{A.22})$$

De acordo com Nour *et al.* [96], o deslocamento no centro do painel e a força aplicada podem, por simplificação, ser obtidos pelas Equações (A.23) e (A.24), respetivamente:

$$\delta = \frac{2 \cdot \sqrt{3} \cdot r_p \cdot \tan(\theta/2)}{3} \quad (\text{A.23})$$

$$F_{teo} = \frac{3 \cdot \sqrt{3}}{2} \cdot \frac{R_p}{r_p} \cdot \frac{\theta}{\tan(\theta/2)} \cdot M \quad (A.24)$$

em que r_p representa o raio do painel calculado apenas até aos apoios e R_p o raio total.

Processo de otimização

A relação σ - w é estabelecida recorrendo à minimização do erro entre as curvas força-deslocamento teórica e experimental, o qual é definido por meio da função apresentada na Equação (A.25):

$$erro = \int_0^{\delta_{max}} [F_{exp}(\delta) - F_{teo}(\delta)]^2 d\delta \quad (A.25)$$

Neste caso, δ_{max} representa o máximo deslocamento central adotado e F_{exp} e F_{teo} os valores das forças experimental e teórica, respetivamente, correspondentes ao mesmo deslocamento. O problema de minimização a resolver depende das sete variáveis (f_{ct} , w_1 , w_2 , w_3 , c_1 , c_2 , c_3), tendo sido considerados limites máximos e mínimos para a respetiva variação, bem como algumas relações entre a sua magnitude ($w_1 \leq w_2$ e $w_2 \leq w_3$).

Na impossibilidade de obter derivadas para a função erro, a correspondente minimização foi feita com recurso a um método de procura em padrão generalizada, em particular, utilizando o código computacional SID-PSM [31].

Qualquer iteração de um método de procura em padrão generalizada encontra-se organizada em dois tipos de passo: procura e sondagem. O passo de procura é muito flexível, podendo mesmo ser omitido. Tem como grande objetivo o aumento da eficiência computacional. Quando falha em identificar um novo ponto (no caso atual, definido pelas sete variáveis consideradas) que permita decrescer o valor da função a minimizar, executa-se o passo de sondagem. Este é responsável pelas propriedades de convergência do método, pelo que segue uma estrutura mais rígida. A função a otimizar é avaliada em pontos correspondentes a direções que satisfazem determinadas propriedades geométricas (conjuntos geradores positivos), escalonadas por um comprimento de passo. Este comprimento de passo vai sendo mantido constante ou aumentado em iterações bem sucedidas, para as quais é encontrado um novo ponto que permite decrescer o valor da função a minimizar. Iterações mal sucedidas correspondem, obrigatoriamente, a um decréscimo do valor do comprimento do passo.

No caso da implementação SID-PSM, o passo de procura é definido recorrendo à minimização de modelos quadráticos polinomiais. Estes são construídos com base nos pontos que o algoritmo vai avaliando no processo usual de otimização. Numa fase inicial, quando ainda não existe um histórico suficiente de pontos onde a função a minimizar tenha sido avaliada, consideram-se modelos com norma de Frobenius mínima. Logo que o número de pontos já avaliados o permita, são utilizados modelos quadráticos de interpolação polinomial [32].

Ainda com o objetivo de aumentar a eficiência computacional, neste caso do passo de sondagem, o código SID-PSM utiliza o gradiente de um tipo particular de modelos lineares de interpolação polinomial (gradientes simpléticos) para estabelecer uma ordenação das direções de sondagem antes de iniciar o processo de teste [31].

Apêndice B

Rotura dos Modelos

B.1 Rotura dos Modelos Sujeitos a Ações Verticais Monotónicas

B.1.1 Utilização de BRFA em Toda a Laje

Todos estes modelos apresentaram rotura por punçoamento. Nas Figuras B.1 a B.6, são apresentadas fotos onde é possível observar o tipo de rotura obtido em cada um dos modelos.

B.1.2 Utilização Racional de BRFA

Os modelos F0_R1.0, F0.5_R1.0 e F0.75_R1.5 apresentaram uma rotura por punçoamento, enquanto os modelos F0.75_R1.0 e F1.0_R1.0 apresentaram uma rotura por flexão. No modelo F0.5_R1.5 a rotura deu-se junto a um dos apoios. Nas Figuras B.7 a B.12, são apresentadas fotos onde é possível observar o tipo de rotura obtido em cada um dos modelos.

B.2 Rotura dos Modelos Sujeitos a Ações Verticais e Horizontais Cíclicas

Nas Figuras B.13 a B.17, são apresentadas fotos onde é possível observar o estado final de cada modelo de laje após ensaio. Os modelos F0.5_4D, F0.75_4D e F1.0_3D apresentaram uma rotura por punçoamento. Já o modelo F1.0_4D manteve a capacidade de carga vertical e horizontal até ao fim do protocolo.



(a)



(b)

Figura B.1: Vista geral do modelo F0_R0.75 (sem fibras) após o ensaio.

B.2. ROTURA DOS MODELOS SUJEITOS A AÇÕES VERTICAIS E HORIZONTAIS
CÍCLICAS



(a)



(b)

Figura B.2: Vista geral do modelo F0_R1.5 (sem fibras) após o ensaio.



(a)



(b)

Figura B.3: Vista geral do modelo F1.0_R0.75 após o ensaio.

B.2. ROTURA DOS MODELOS SUJEITOS A AÇÕES VERTICAIS E HORIZONTAIS
CÍCLICAS



(a)



(b)

Figura B.4: Vista geral do modelo F1.0_R1.5 após o ensaio.



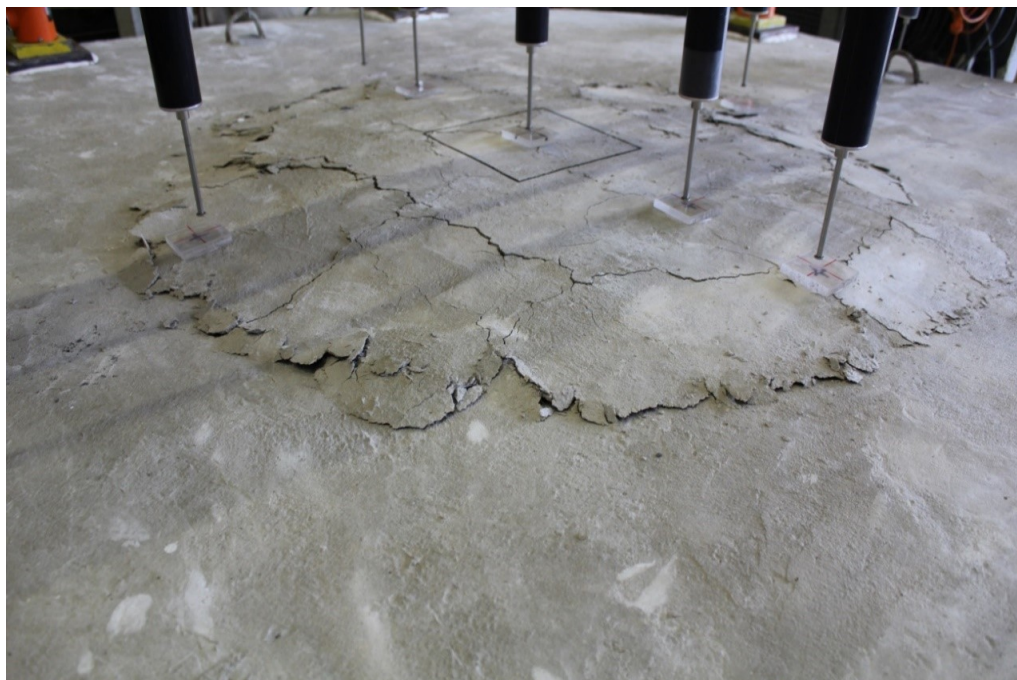
(a)



(b)

Figura B.5: Vista geral do modelo F1.5_R1.5 após o ensaio.

B.2. ROTURA DOS MODELOS SUJEITOS A AÇÕES VERTICAIS E HORIZONTAIS
CÍCLICAS



(a)

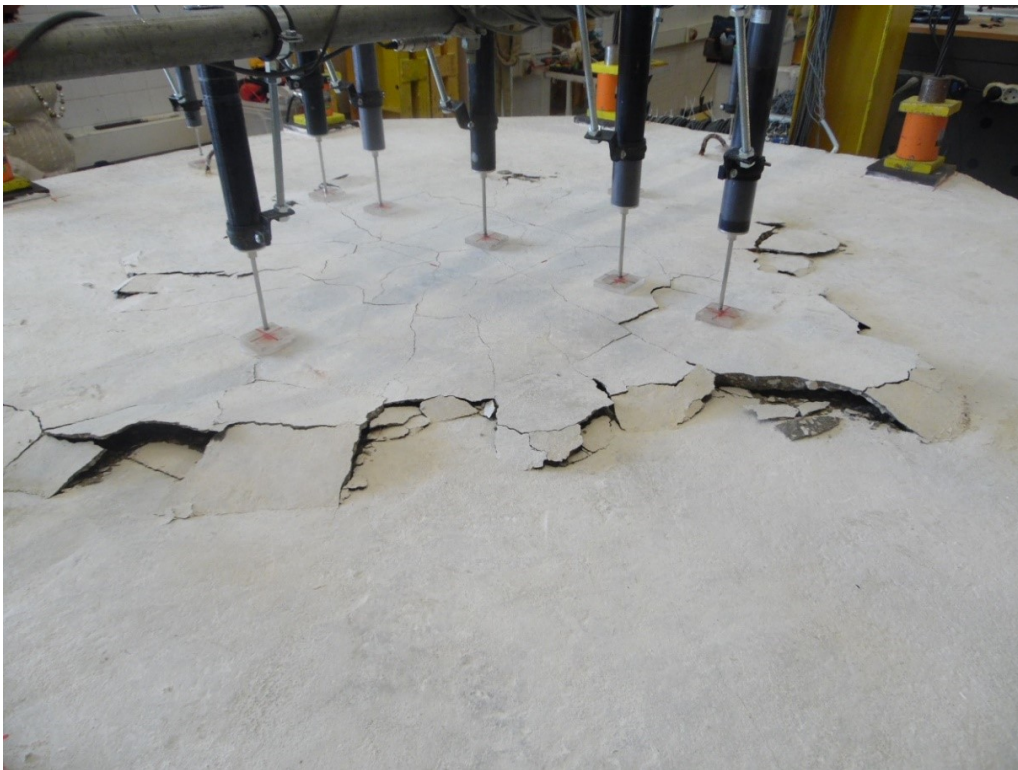


(b)

Figura B.6: Vista geral do modelo F2.0_R1.5 após o ensaio.



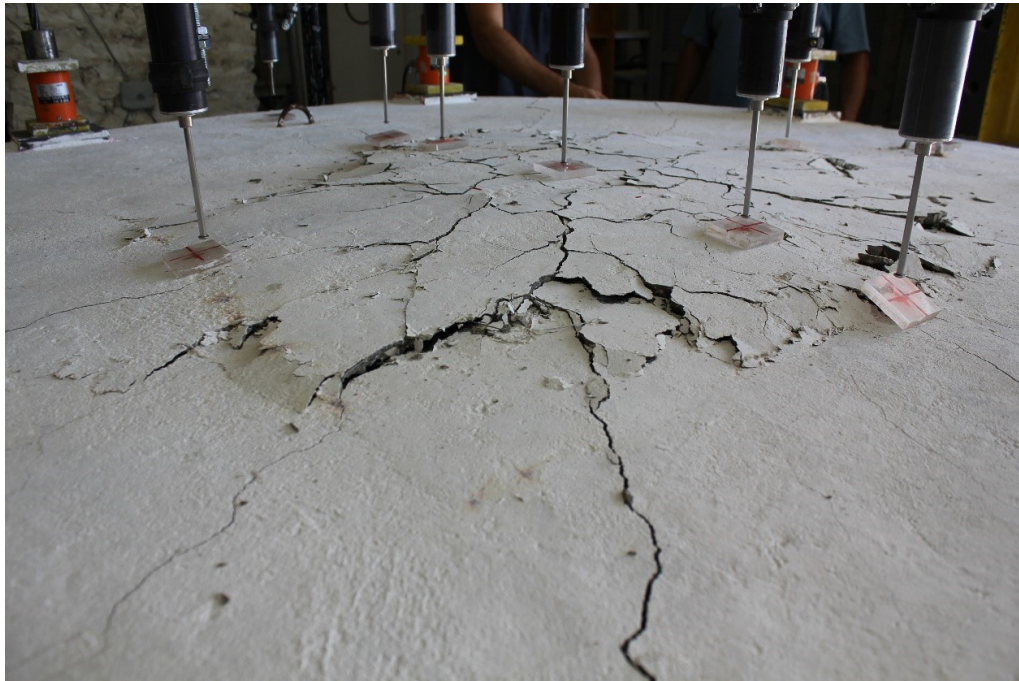
(a)



(b)

Figura B.7: Vista geral do modelo F0_R1.0 (sem fibras) após o ensaio.

B.2. ROTURA DOS MODELOS SUJEITOS A AÇÕES VERTICAIS E HORIZONTAIS
CÍCLICAS

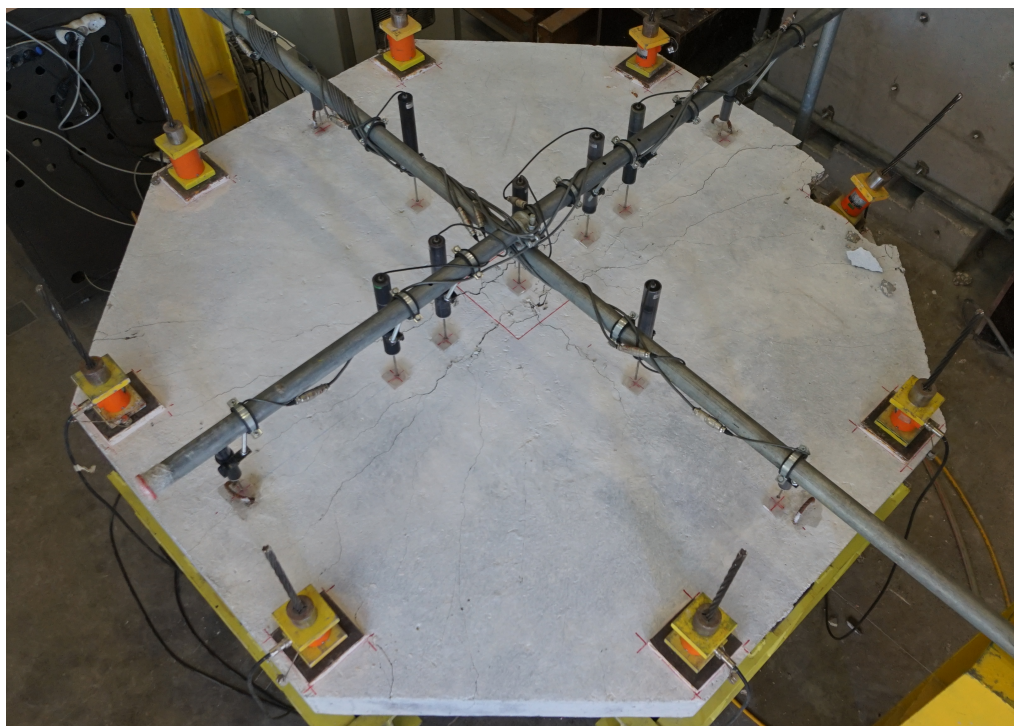


(a)

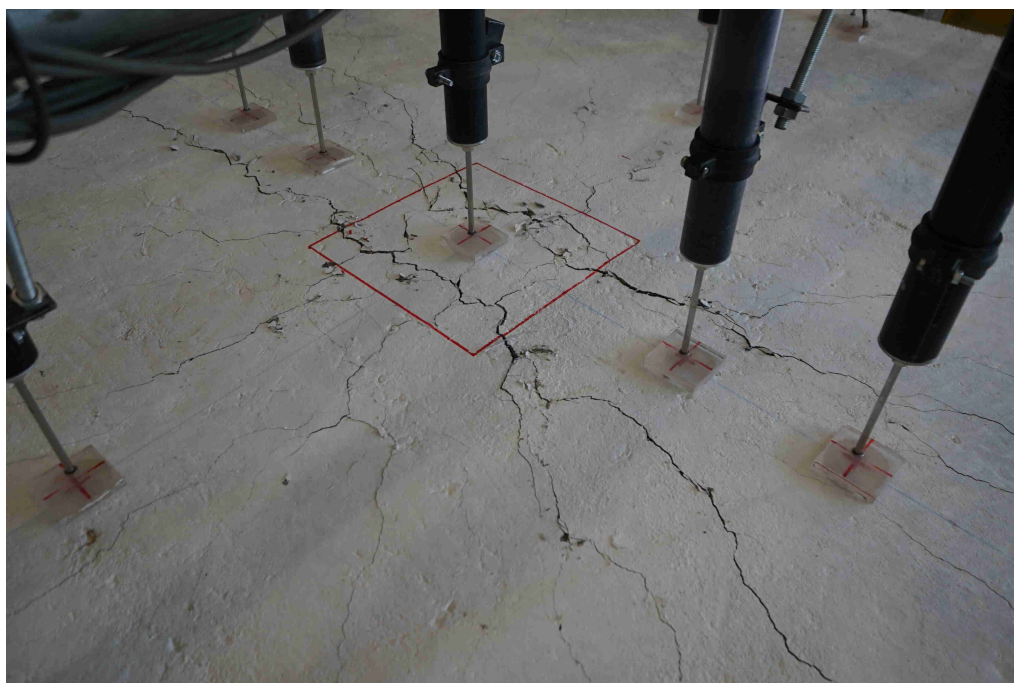


(b)

Figura B.8: Vista geral do modelo F0.5_R1.0 após o ensaio.



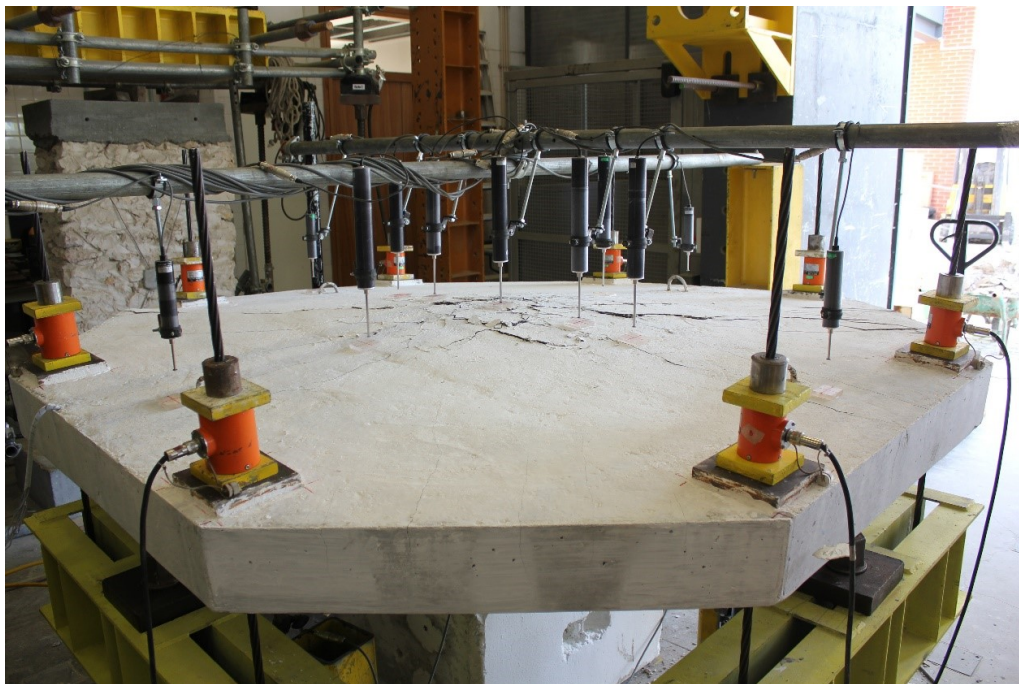
(a)



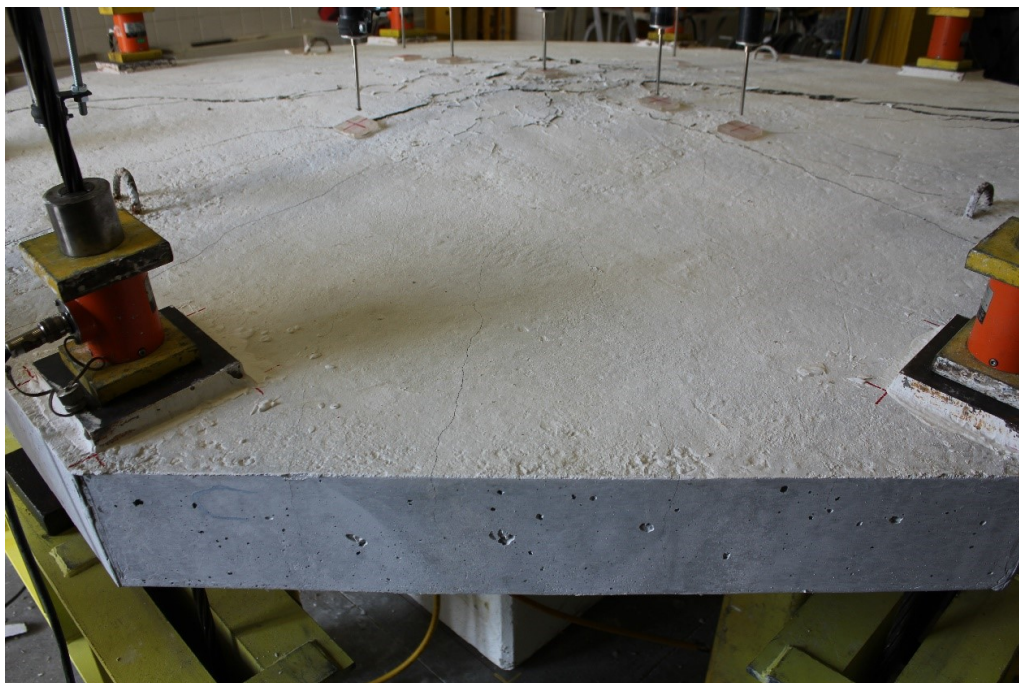
(b)

Figura B.9: Vista geral do modelo F0.5_R1.5 após o ensaio.

B.2. ROTURA DOS MODELOS SUJEITOS A AÇÕES VERTICAIS E HORIZONTAIS
CÍCLICAS

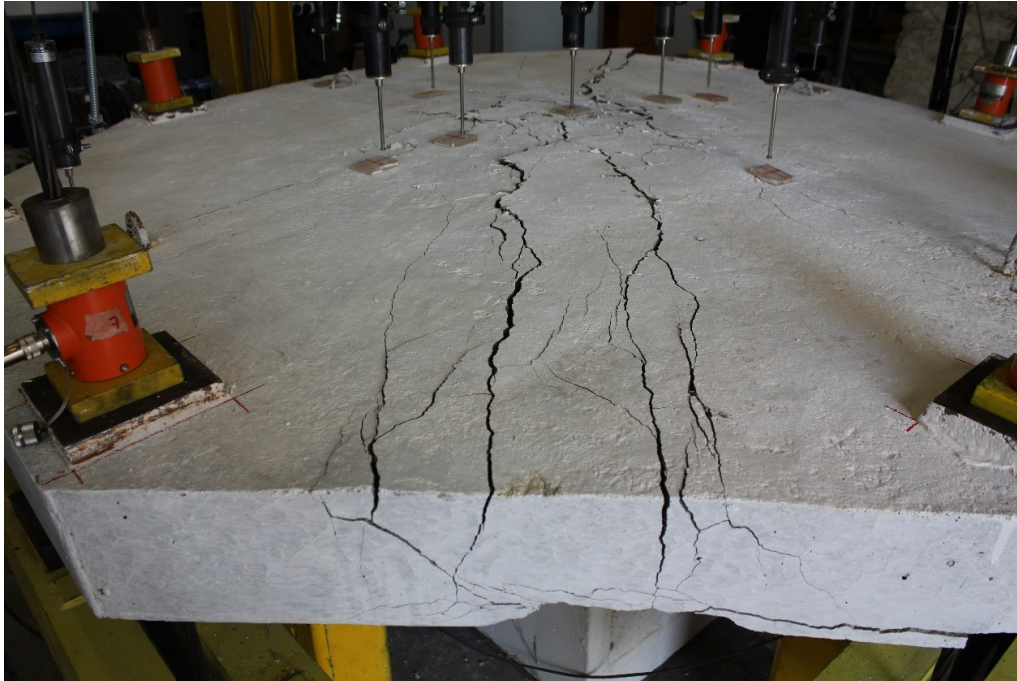


(a)



(b)

Figura B.10: Vista geral do modelo F0.75_R1.0 após o ensaio.



(c)



(d)

Figura B.10: Vista geral do modelo F0.75_R1.0 após o ensaio (continuação).

B.2. ROTURA DOS MODELOS SUJEITOS A AÇÕES VERTICAIS E HORIZONTAIS
CÍCLICAS



(a)

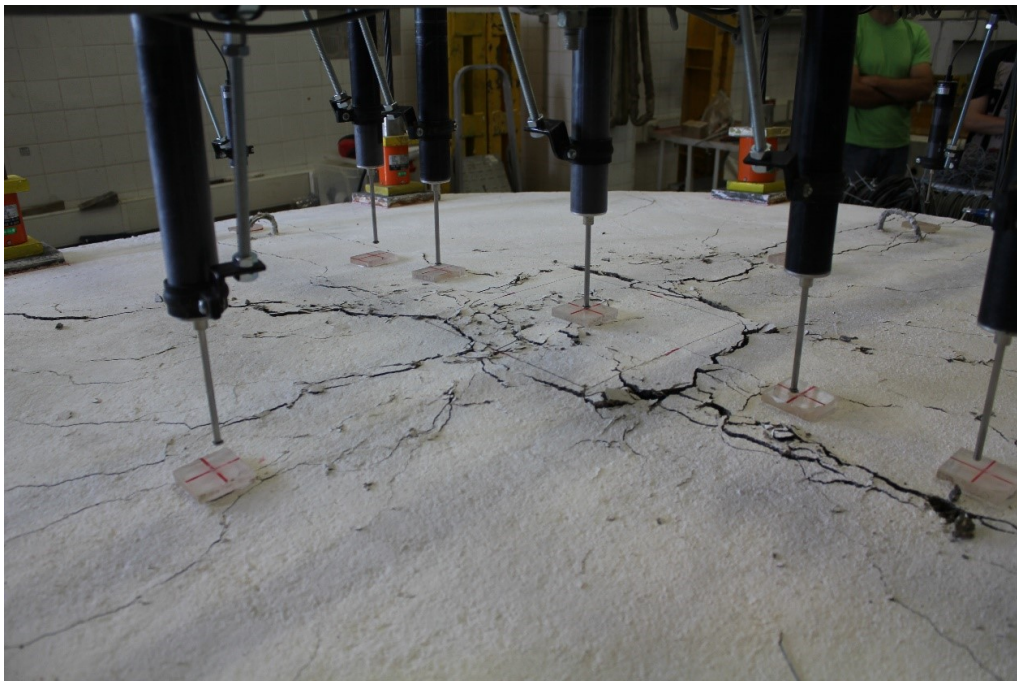


(b)

Figura B.11: Vista geral do modelo F0.75_R1.5 após o ensaio.



(a)



(b)

Figura B.12: Vista geral do modelo F1.0_R1.0 após o ensaio.

B.2. ROTURA DOS MODELOS SUJEITOS A AÇÕES VERTICAIS E HORIZONTAIS
CÍCLICAS

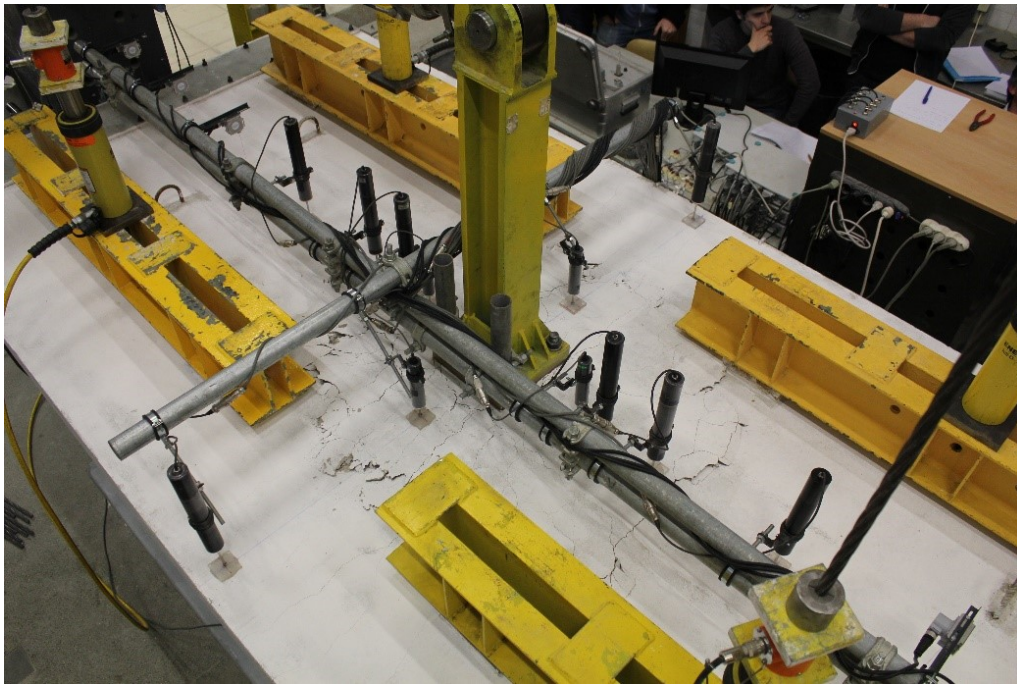


(c)



(d)

Figura B.12: Vista geral do modelo F1.0_R1.0 após o ensaio (continuação).

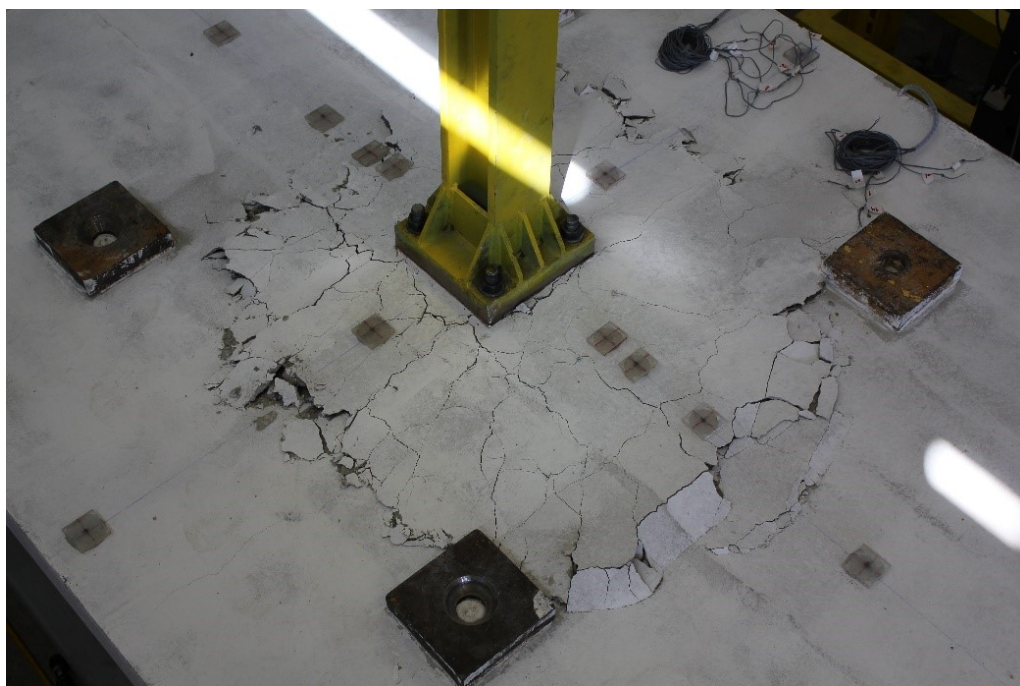


(a)



(b)

Figura B.13: Vista geral do modelo F0.5_4D após o ensaio.

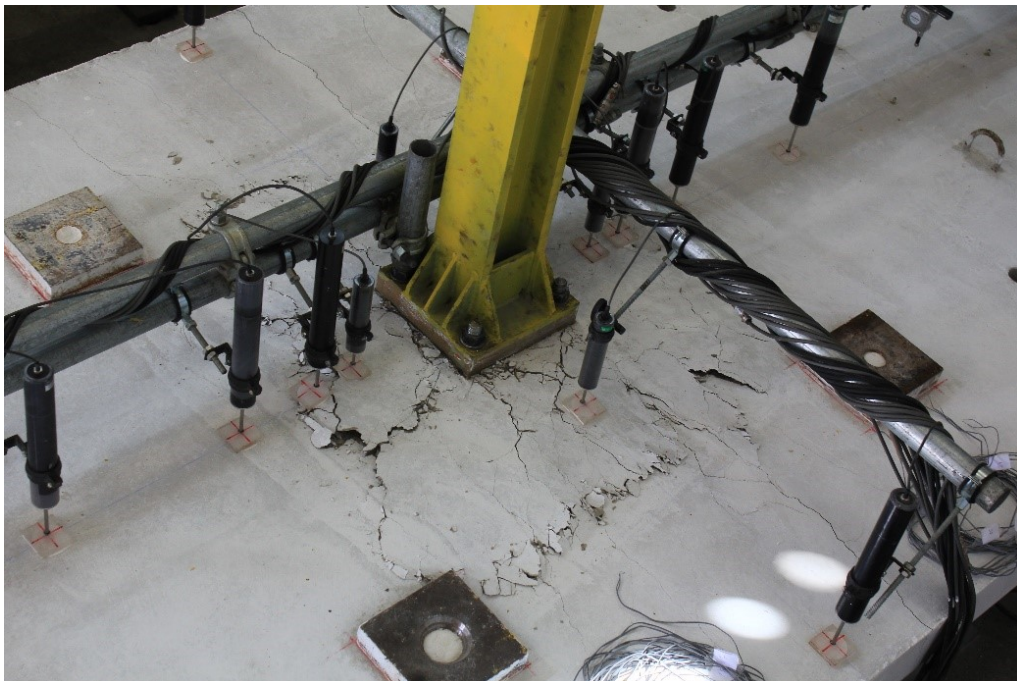


(c)

Figura B.13: Vista geral do modelo F0.5_4D após o ensaio (continuação).

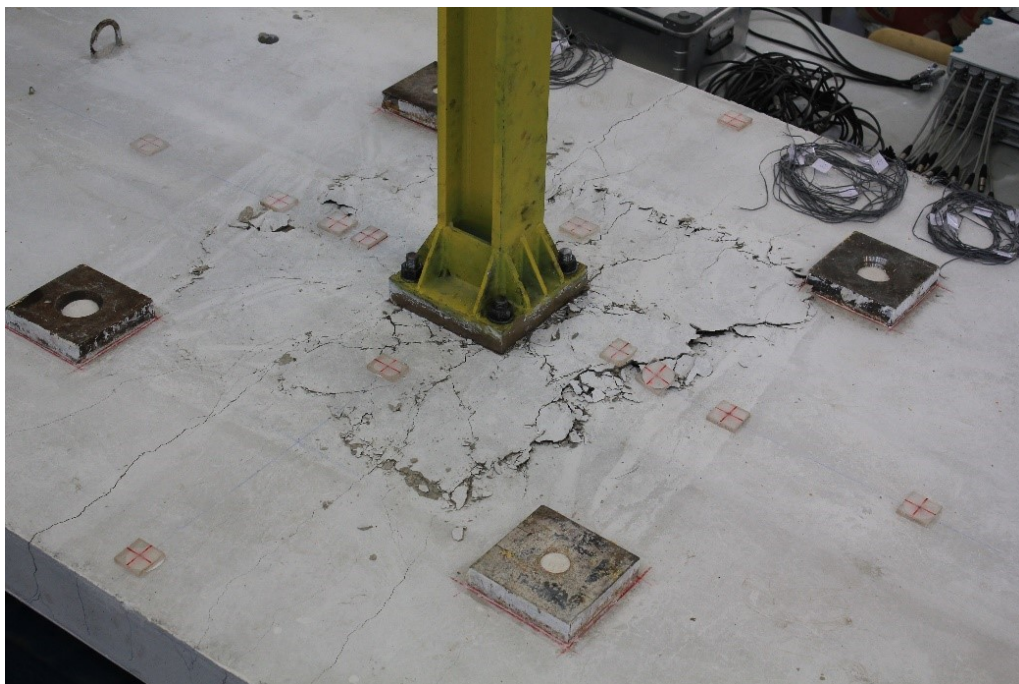


(a)



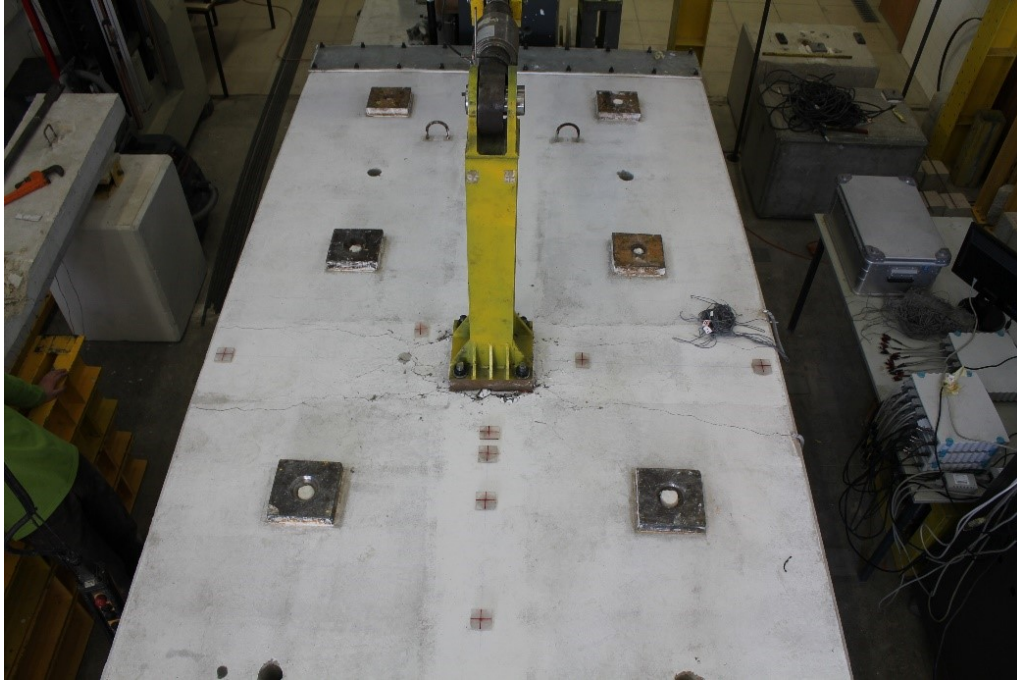
(b)

Figura B.14: Vista geral do modelo F0.75_4D após o ensaio.

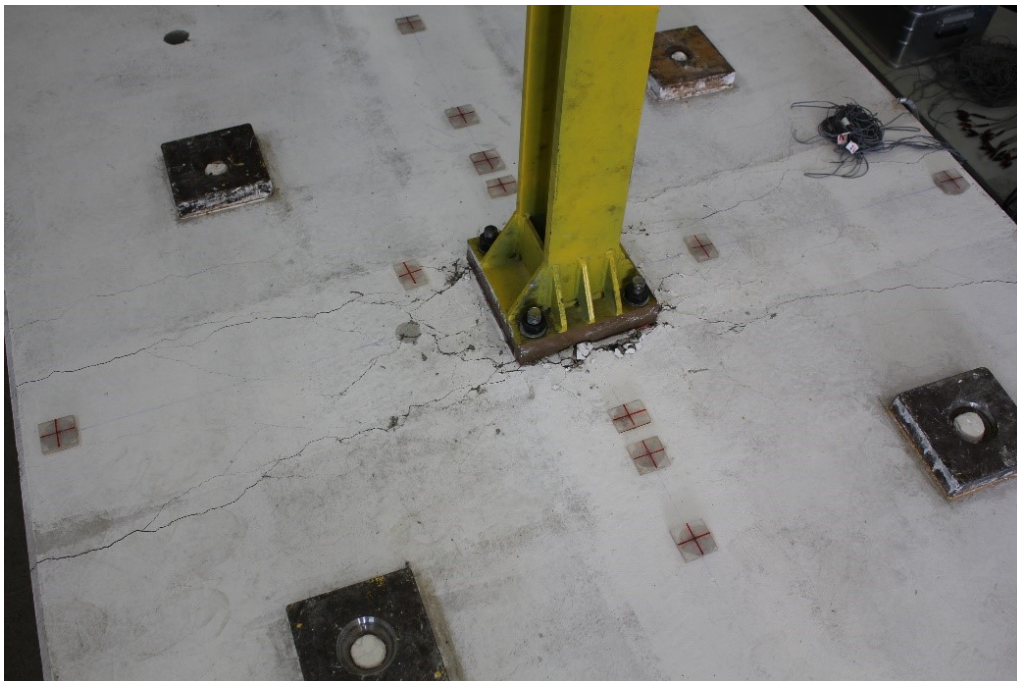


(c)

Figura B.14: Vista geral do modelo F0.75_4D após o ensaio (continuação).



(a)



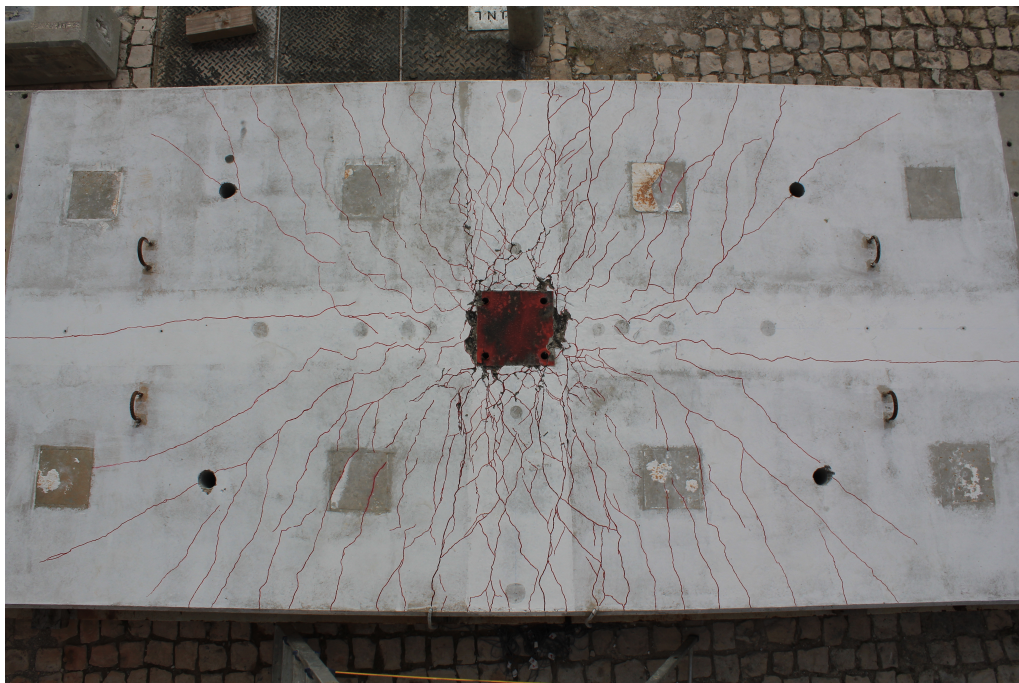
(b)

Figura B.15: Vista geral do modelo F1.0_4D após o ensaio.

B.2. ROTURA DOS MODELOS SUJEITOS A AÇÕES VERTICAIS E HORIZONTAIS
CÍCLICAS

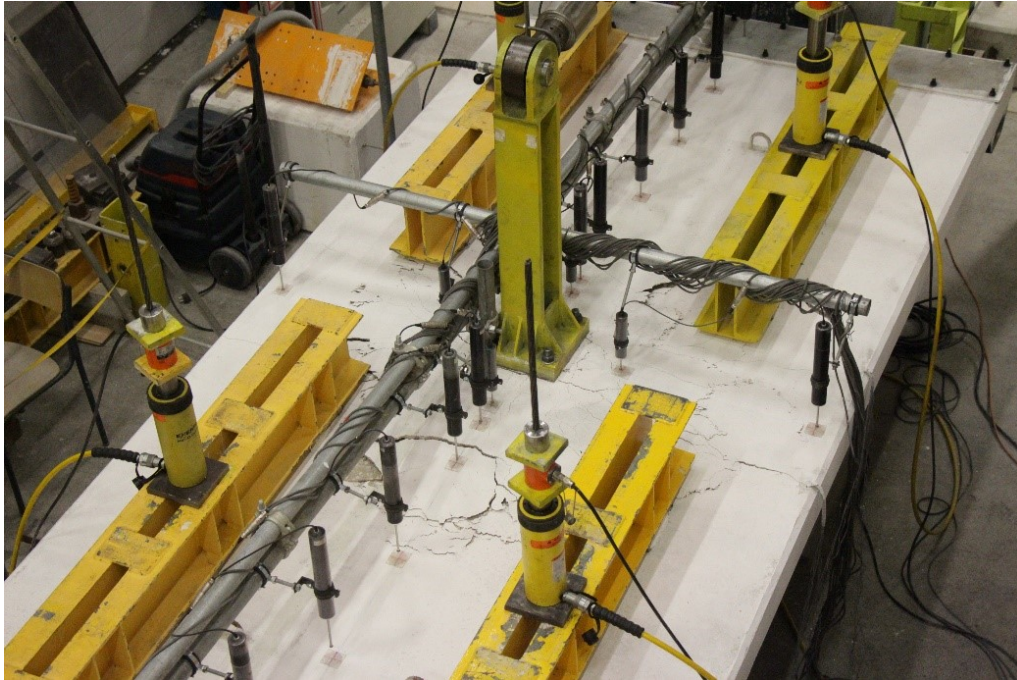


(c)

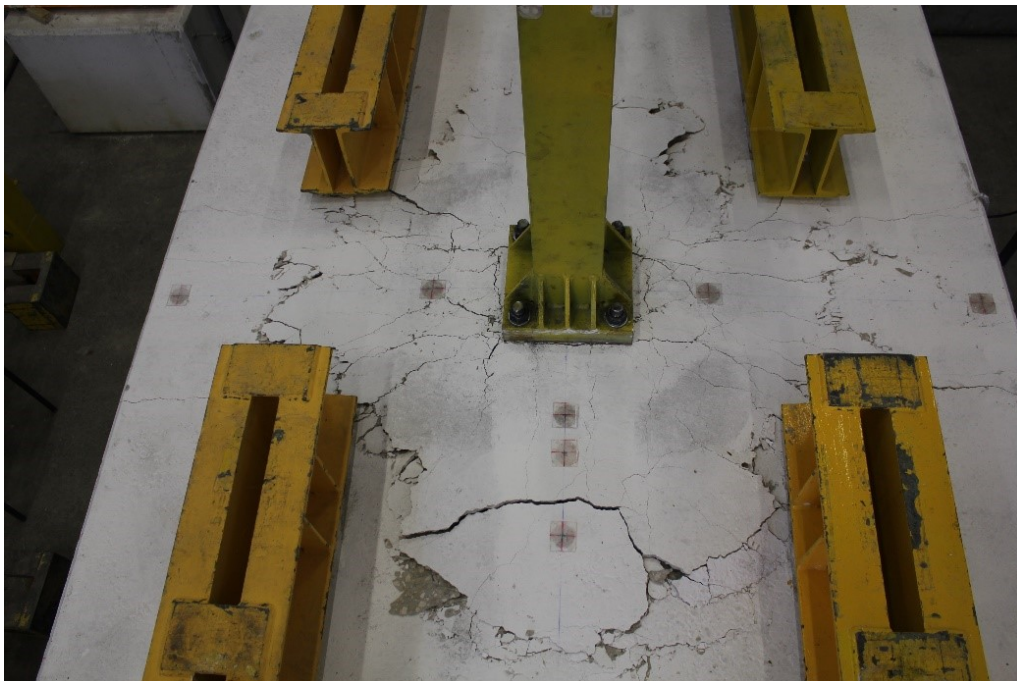


(d)

Figura B.16: Vista geral do modelo F1.0_4D após o ensaio (continuação).



(a)



(b)

Figura B.17: Vista geral do modelo F1.0_3D após o ensaio.



(c)

Figura B.17: Vista geral do modelo F1.0_3D após o ensaio (continuação).