



Pedro Henrique Bernardino Claro

Licenciatura em Ciências de Engenharia Civil

Novo Sistema de Armaduras de Punçoamento

Dissertação para obtenção do Grau de
Mestre em Engenharia Civil

Orientador: Válder José da Guia Lúcio, Prof. Associado,
Universidade Nova de Lisboa

Júri:

Presidente: Miguel Pires Amado

Arguente: António Manuel Pinho Ramos

Vogal: Válder José da Guia Lúcio



FACULDADE DE
CIÊNCIAS E TECNOLOGIA
UNIVERSIDADE NOVA DE LISBOA

JUNHO, 2015

Novo Sistema de Armaduras de Punçoamento

Copyright © Pedro Henrique Bernardino Claro, 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 objectivos educacionais ou de investigação, não comerciais, desde que seja dado crédito ao autor e editor.

Αο meu avô

AGRADECIMENTOS

Ao meu orientador o professor Valter Lúcio pela excelente supervisão e paciência demonstrada ao longo deste tempo. Sem os seus valiosos conselhos não teria sido possível concluir esta dissertação.

Aos meus colegas Micael Inácio e Hugo Fernandes pela disponibilidade permanente para esclarecer qualquer assunto, mas especialmente ao Hugo pela inextinguível ajuda no laboratório, sem a qual não teria sido possível ensaiar cinco lajes em quinze dias.

Aos técnicos de laboratório o Sr. José Gaspar e o Jorge Silvério pela assistência nos ensaios experimentais.

À Associação para a Inovação e Desenvolvimento da FCT (NOVA.ID.FCT) que financiou esta investigação.

Ao Departamento de Engenharia Civil, na pessoa da Sra. Maria da Luz, por ter posto à minha disposição todos os recursos necessários.

À Concremat S. A. que produziu os modelos ensaiados nesta dissertação.

Ao David, ao Miguel, ao Hugo, ao Rafael e ao Tomé que tentaram atrapalhar o menos possível.

À Vera por ser uma santa.

À minha família.

Ao meu avô.

RESUMO

Esta dissertação apresenta os resultados de um conjunto de ensaios sobre lajes fungiformes, armadas com um novo sistema de armaduras de punçoamento. Adicionalmente, também foram testadas lajes fungiformes com um novo sistema de armaduras horizontais. O sistema de armaduras de punçoamento consiste em estribos de ramos verticais produzidos a partir de malhas de varões eletrossoldados, ancorados na armadura longitudinal superior por um varão transversal eletrossoldado. As vantagens deste sistema são a simplicidade, a rapidez de instalação e o baixo custo. O sistema de armaduras horizontais é formado por um conjunto de malhas de varões eletrossoldados sobrepostas em camadas.

Foram ensaiadas cinco lajes quadradas, com dimensões em planta de 1650 x 1650 mm e 150 mm de espessura. Os resultados experimentais mostraram que a capacidade resistente das lajes armadas com armaduras específicas pode aumentar até 72%, quando comparadas com lajes sem armaduras de punçoamento. Quanto à capacidade de rotação da laje, o aumento foi ainda mais significativo. A capacidade de deformação da laje com maior quantidade de armaduras de punçoamento aumentou três vezes, quando comparada com a laje de referência. No respeitante às armaduras horizontais, os resultados obtidos demonstram que este sistema pode contribuir para o aumento da capacidade resistente pós-colapso da laje.

Os resultados experimentais foram comparados com as estimativas segundo algumas normas de dimensionamento atuais e a Critical Shear Crack Theory. Em lajes com grande quantidade de armaduras de punçoamento o EC2 pode sobrestimar a resistência ao punçoamento quando a rotura ocorre por esmagamento do betão junto do pilar, ou quando a rotura ocorre pelo exterior da zona com armaduras de punçoamento. Os resultados mostraram que o MC2010 subestima significativamente a resistência ao punçoamento com rotura no interior da zona com armaduras de punçoamento.

Palavras-chave: Punçoamento, Laje fungiforme, Armadura de punçoamento, Armadura horizontal, Análise experimental

ABSTRACT

This thesis presents the results of a set of tests on reinforced concrete flat slabs with a new type of shear reinforcement system. Additionally, flat slabs with a new type of horizontal reinforcement were also tested. The punching shear reinforcement system consists of vertical stirrups made from electro-welded steel meshes, anchored on the top flexural reinforcement by a transverse electro-welded rod. The advantages of this system are the simplicity, speed of installation and low cost. The horizontal reinforcement is formed by a set of superimposed layers of electro-welded steel meshes.

Five square slabs were tested, with dimension of 1650 x 1650 in plane and slab thickness of 150 mm. The experimental results showed that the bearing capacity of slabs with shear reinforcement can increase up to 72 % when compared to slabs without shear reinforcement. As regards to rotation capacity, the increase was even more significant. The deflection capacity of the slab with the higher amount of shear reinforcement increased three times, when compared to the slab without shear reinforcement. With respect to the horizontal reinforcement, the results showed that it may be effective in increasing the post-punching strength.

The experimental results were compared to current code provisions and to the Critical Shear Crack Theory. With respect to slabs with higher amounts of shear reinforcement, EC2 may overestimate the punching strength when failure outside the shear reinforcement or failure of the concrete studs is governing. The MC2010 provisions showed that punching strength within the region of the shear reinforcement is significantly underestimated.

Keywords: Punching, Flat slab, Shear reinforcement, Horizontal reinforcement, Experimental analysis

CONTEÚDO

Lista de Figuras	xv
Lista de Tabelas	xxi
Lista de abreviaturas, siglas e símbolos	xxiii
1 Introdução	1
1.1 Objetivos	3
1.2 Organização da Dissertação	3
2 Estado da arte	5
2.1 Resumo Histórico	5
2.2 Resistência ao punçoamento com armaduras específicas	10
2.2.1 Modos de rotura por punçoamento	10
2.2.2 Sistemas de armaduras de punçoamento	12
2.2.3 Aspetos que influenciam a resistência ao punçoamento com armaduras específicas	23
2.2.4 Trabalhos de investigação	28
2.2.5 Normas de dimensionamento	60
3 Estudo experimental	69
3.1 Considerações gerais	69
3.2 Geometria e armaduras dos modelos ensaiados	70
3.3 Produção dos modelos	77
3.4 Materiais	78
3.5 Sistema de ensaio	81
3.6 Instrumentação e execução dos ensaios	83
3.7 Resultados	90
3.7.1 Modo de rotura	90
3.7.2 Carga de rotura	94
3.7.3 Deslocamentos verticais	95
3.7.4 Extensões nas armaduras	101
4 Análise dos resultados	107

4.1	Eficiência da armadura de punçoamento	107
4.2	Influência da armadura do tipo malha	110
4.3	Comparação com as previsões das normas e da CSCT	113
4.3.1	REBAP	114
4.3.2	EC2 (2004)	115
4.3.3	CEB-FIP Model Code 2010	117
4.3.4	CSCT	119
4.3.5	Considerações finais	120
5	Conclusões e desenvolvimentos futuros	123
5.1	Conclusões	123
5.2	Desenvolvimentos futuros	125
	Bibliografia	127

LISTA DE FIGURAS

1.1	Diferentes tipos de lajes: (a) Laje fungiforme maciça; (b) Laje fungiforme com espessamentos; (c) Laje fungiforme com capitéis; (d) Laje vigada [8].	2
1.2	Colapso do Sampoong Department Store [38].	2
2.1	"Sistema cogumelo" de Turner [27].	6
2.2	Sistema de lajes fungiformes de Maillart [26].	6
2.3	Ensaio em bases de sapatas [66].	7
2.4	Novo sistema de armaduras "UFO" [2].	9
2.5	Mecanismo de rotura em lajes sem armadura de punçoamento [60].	11
2.6	Ângulo de rotura [8].	11
2.7	Mecanismos de rotura em lajes fungiformes com armaduras de punçoamento: (a) Rotura por esmagamento do betão; (b) Rotura no interior da zona com armaduras de punçoamento; (c) Rotura na zona exterior às armaduras de punçoamento; (d) Rotura pelo recobrimento das armaduras de punçoamento; (e) Rotura por flexão [65].	12
2.8	Sistema de armaduras de punçoamento "shearhead" [70].	13
2.9	Sistemas de armaduras de punçoamento: (a) "Riss-Star-Ellement"; (b) "Lattice girder" [7].	14
2.10	Sistema de armaduras de punçoamento (Patente EP0781891A1, 1997).	15
2.11	Sistema de armaduras de punçoamento (Patente EP0928859A1, 1999).	15
2.12	Sistema de armaduras de punçoamento (Patente KR20110046708A, 2009).	16
2.13	Sistema de armaduras de punçoamento (Patente KR20110108583A, 2010).	17
2.14	Sistema de armaduras de punçoamento (Patente US8220219, 2012).	17
2.15	Sistema de armadura de punçoamento denominado "Stud": (a) Sistema "Stud-rail"; (b) Sistema "Double-headed studs" sustentados por uma régua metálica não estrutural [26].	18
2.16	Estribo convencional de um ramo vertical e "double-headed stud": (a) Gancho de acordo com as especificações mínimas do ACI [1]; (b) "Stud" com dupla cabeça de ancoragem [29].	19
2.17	Sistema de armaduras de punçoamento "Halfen HDB studs": (a) Elemento "Halfen HDB" típico; (b) Colocação em obra [35].	19

2.18	Sistema de armaduras de punçoamento "Ancon shearfix": (a) Posicionamento das armaduras; (b) Colocação em obra; (c) Pormenor da fixação na armadura de flexão [3].	20
2.19	Sistema de armaduras de punçoamento "Jordahl JDA": (a) Elemento "Jordahl JDA" típico pós-armadura de flexão; (b) Elemento "Jordahl JDA" típico pré-armadura de flexão; (c) Posicionamento em obra; (d) Pormenor interno à armadura de flexão [40].	20
2.20	Sistema de armaduras de punçoamento (Patente US4406103, 1983).	21
2.21	Sistema de armaduras de punçoamento (Patente EP2166172A1, 2009).	21
2.22	Sistema de armaduras de punçoamento "LENTON® STEEL FORTRESS": (a) Elemento "Lenton Steel Fortress" típico; (b) Colocação em obra; (c) Pormenor da ancoragem na armadura de flexão.	22
2.23	Sistema de reforço de punçoamento (Patente WO2012163856A1, 2012).	23
2.24	Sistema de reforço com parafusos com ancoragem mecânica em ambas as extremidades: (a) Ancoragem na face da laje; (b) Ancoragem embutida na laje [39].	24
2.25	Sistema de armaduras de punçoamento: (a) Estribos convencionais envolvendo a armadura de flexão inferior e superior; (b) Estribos em fibra com união vertical, envolvendo apenas a armadura de tração; (c) Estribos em fibra com união vertical, envolvendo a armadura de tração e de compressão [7].	25
2.26	Simulação em elementos finitos 3D de configurações de ancoragem de estribos [7].	25
2.27	Distribuição da armadura de punçoamento: (a) Distribuição radial; (b) Distribuição ortogonal [26].	26
2.28	Curvas de carga-rotação dos modelos ensaiados, variando a espessura: (a) Sem armaduras de punçoamento; (b) Estribos; (c) "Studs" [45].	27
2.29	Pormenor das lajes ensaiadas por [4].	29
2.30	Dimensões das armaduras de punçoamento [33].	31
2.31	Montagem das armaduras de punçoamento [33].	32
2.32	Distribuição das armaduras de punçoamento: (a) Radial; (b) Ortogonal [33].	32
2.33	Armaduras de punçoamento: (a) Estribos verticais; (b) Estribos inclinados [53].	34
2.34	Armaduras de punçoamento inclinadas: distribuição alternativa [53].	34
2.35	Sistema de ensaio: (a) Vista em planta; (b) Vista em alçado [53].	35
2.36	Disposição das armaduras de punçoamento: (a) Lajes 9 e 9a; (b) Laje 10; (c) Laje 11; (d) Laje 12; (e) Lajes 13 e 14; (f) "Stirrup cages" [10].	36
2.37	Configuração do sistema de ensaio [10].	37
2.38	Curvas de carga-deslocamento dos modelos ensaiados: (a) Lajes 9 a 11; (b) Lajes 12 a 14 [10].	38
2.39	Armadura de punçoamento: (a) Estribos do Tipo I; (b) Estribos convencionais do tipo II; (c) Estribos do tipo III [7].	39

2.40 (a) Armadura de longitudinal superior; (b) Pormenor transversal das lajes; (c) Sistema de ensaio [7].	40
2.41 Pormenor da armadura de flexão e do pilar [54].	41
2.42 Pormenor das armaduras de punçoamento: (a) Bandas inclinadas; (b) Fotografia da armadura de punçoamento da laje PSS-B; (c) Pormenor das armaduras de punçoamento das lajes PSS-B e PSS-C [54].	41
2.43 Pormenor das armaduras de punçoamento da laje PSS-D [54].	42
2.44 Esquema do sistema de ensaio [54].	43
2.45 Curvas de carga-deslocamento dos modelos PSS-A a PSS-D [54].	43
2.46 Geometria dos modelos ensaiados: (a) Vista superior; (b) Vista em alçado [8].	45
2.47 Distribuição da armadura longitudinal superior: (a) Vista superior; (b) Vista em alçado [8].	45
2.48 Distribuição da armadura longitudinal inferior: (a) Lajes 1 a 6; (b) Lajes 7 a 9; (c) Lajes 10 a 12 [8].	46
2.49 Armadura de flexão e disposição dos "studs": (a) Armadura de flexão das lajes 1 a 6; (b) Disposição dos "studs" na laje 2; (c) Disposição dos "studs" na laje 3; (d) Disposição dos "studs" na laje 4; (e) Disposição dos "studs" na laje 5; (f) Disposição dos "studs" na laje 6 [8].	47
2.50 Armadura de flexão e disposição dos "studs": (a) Armadura de flexão das lajes 7 a 9; (b) Disposição dos "studs" na laje 8; (c) Disposição dos "studs" na laje 9 [8].	47
2.51 Armadura de flexão e disposição dos "studs": (a) Armadura de flexão das lajes 10 a 12; (b) Disposição dos "studs" na laje 11; (c) Disposição dos "studs" na laje 12 [8].	48
2.52 Configuração do sistema de ensaio [69].	49
2.53 Esquema da posição da armadura de punçoamento relativamente à armadura de flexão [69].	50
2.54 Esquema da distribuição das armaduras de punçoamento das lajes do Grupo I [69].	51
2.55 Esquema da distribuição das armaduras de punçoamento das lajes do Grupo II [69].	52
2.56 Lajes ensaiadas: (a) geometria; (b) armadura de flexão ($\rho=1,50\%$); (c) sistemas de armaduras de punçoamento [65].	54
2.57 Curvas de carga-deslocamento das lajes ensaiadas: (a) PV1 e PV15; (b) PV1 e PF2; (c) PV1 e PR1; (d) PV1 e PB1 [65].	55
2.58 Pormenor das armaduras de punçoamento: (a) "studs" nervurados; (b) "gaiolas" de estribos contínuos [45].	56
2.59 Distribuição das armaduras de punçoamento: (a) "studs" nervurados; (b) "gaiolas" de estribos contínuos [45].	57
2.60 Esquema do sistema de ensaio [45].	58

2.61	Curvas de carga-deslocamento normalizadas das lajes ensaiadas: (a) variação do sistema de reforço de punçoamento; (b) variação da largura do pilar; (c) variação da espessura da laje; (d) variação da taxa de armadura de punçoamento [45].	59
2.62	Curvas de carga-deslocamento das lajes ensaiadas: (a) a (c) variação da largura do pilar; (d) a (f) variação da espessura da laje; (g) variação da taxa de armadura de reforço [45].	60
2.63	Perímetros de controlo em pilares interiores.	61
2.64	Primeiros perímetros de controlo típicos em torno de áreas carregadas [19].	62
2.65	Perímetros de controlo para pilares interiores [19].	63
2.66	Perímetros de controlo em pilares interiores [48].	63
2.67	Determinação do perímetro de controlo condicionante [48].	64
2.68	Rotação (ψ) da laje [48].	64
2.69	Armaduras de punçoamento ativadas na rotura [48].	65
2.70	Fissura crítica e cone de punçoamento [65].	66
2.71	Perímetro de controlo usado na CSCT.	67
2.72	Altura útil efetiva, d_v , e perímetro de controlo no exterior da zona com armaduras de punçoamento, u_{out} [65].	68
3.1	Perspetivas 3D: (a) Elemento típico de armadura de punçoamento; (b) Elemento típico de armadura do tipo malha.	69
3.2	Geometria dos modelos [mm]: (a) Vista em planta; (b) Vista em alçado.	70
3.3	Esquema de uma laje contínua.	71
3.4	Esquema da armadura de flexão.	71
3.5	Fotografia do aspeto da armadura longitudinal da laje PBC5: (a) Inferior; (b) Superior.	72
3.6	Padrão das linhas de rotura considerado para o cálculo da resistência à flexão [45].	72
3.7	Fotografia dos estribos de ramos verticais.	73
3.8	Distribuição das armaduras de punçoamento.	74
3.9	Distribuição da malha $\varnothing 6 / 0.15$ m.	75
3.10	Pormenor transversal da distribuição das armaduras.	75
3.11	Fotografias do aspeto das armaduras antes da betonagem.	76
3.12	(a) Colocação dos negativos para os furos; (b) Pormenor dos espaçadores; (c) Pormenor das armaduras de punçoamento atadas na armadura longitudinal superior; (d) Pormenor das armaduras de punçoamento atadas na armadura longitudinal inferior.	77
3.13	(a) Pormenor dos espaçadores em PVC; (b) Betonagem; (c) Recolha de amostras; (d) Aspeto de um modelo betonado.	78

3.14	Fotografias dos ensaios de caracterização do betão: (a) Ensaio de compressão em provete cúbico; (b) Ensaio de compressão em provete cilíndrico; (c) Ensaio de compressão diametral em provete cilíndrico.	80
3.15	Esquema de ensaio.	81
3.16	Esquema de ensaio [mm]: Vista Lateral.	82
3.17	Esquema de ensaio [mm]: Vista Superior.	82
3.18	Unidade de controlo de pressão [39].	83
3.19	Montagem do sistema de ensaio.	83
3.20	Mapa da colocação das células de carga.	84
3.21	(a) Disposição dos defletómetros na superfície da laje [mm]: (a) Face superior; (b) Face inferior.	85
3.22	Fotografia da colocação dos defletómetros na laje: (a) Face superior; (b) Face inferior.	85
3.23	Fotografia da colocação dos extensómetros: (a) Colagem dos extensómetros; (b) Proteção em silicone.	86
3.24	Localização e numeração dos extensómetros na armadura de flexão das lajes PBC2 a PBC5.	87
3.25	Fotografia da localização dos extensómetros na armadura de flexão da laje PBC2.	87
3.26	Localização e numeração dos extensómetros nas armaduras de punçoamento das lajes PBC2 a PBC4.	88
3.27	Localização e numeração dos extensómetros nas armaduras do tipo malha da Laje PBC4.	89
3.28	Localização e numeração dos extensómetros nas armaduras do tipo malha da Laje PBC5.	89
3.29	Fotografias dos cortes transversais das lajes.	91
3.30	Ângulos da superfície de rotura com a horizontal (vermelho) e posições da armadura de punçoamento (verde).	92
3.31	Fotografias da rotura na face inferior das lajes.	93
3.32	Curvas de carga-deslocamento dos modelos PBC1 a PBC5.	96
3.33	Distribuição dos deslocamentos verticais ao longo do eixo da menor altura útil nas lajes PBC1 a PBC3.	98
3.34	Distribuição dos deslocamentos verticais ao longo do eixo da menor altura útil nas lajes PBC4 e PBC5.	99
3.35	Distribuição dos deslocamentos verticais ao longo do eixo da maior altura útil nas lajes PBC1 a PBC3.	100
3.36	Distribuição dos deslocamentos verticais ao longo do eixo da maior altura útil nas lajes PBC4 e PBC5.	101
3.37	Extensões na armadura longitudinal das lajes PBC2 a PBC5.	102
3.38	Extensões nas armaduras de punçoamento das lajes PBC2 a PBC4.	104
3.39	Extensões nas armaduras do tipo malha das lajes PBC4 e PBC5.	105

4.1	Curvas de carga-deslocamento dos modelos PBC1 a PBC3.	108
4.2	Pormenor dos varões mobilizados na rotura pós-colapso (azul) e respetivos ângulos com a horizontal (laje PBC1).	109
4.3	Varões mobilizados na resistência pós-colapso das lajes PBC2 e PBC3 (azul).	110
4.4	Curvas de carga-deslocamento dos modelos PBC1 e PBC3 a PBC5.	111
4.5	Pormenor dos varões mobilizados na rotura pós-colapso das lajes PBC4 e PBC5 (azul).	113
4.6	Pormenor das armaduras do tipo malha da laje PBC5.	113
4.7	Gráfico de V_{exp}/V_{REB}	115
4.8	Gráfico de V_{exp}/V_{EC2}	117
4.9	Gráfico de V_{exp}/V_{MC2010}	119
4.10	Gráfico de V_{exp}/V_{CSCT}	120
4.11	Relação entre valores experimentais e previstos das lajes PBC1 a PBC5.	121

LISTA DE TABELAS

2.1	Resultados dos ensaios realizados por [4].	30
2.2	Resultados dos ensaios realizados por [33].	33
2.3	Resultados dos ensaios realizados [53].	35
2.4	Características das armaduras dos modelos ensaiados [10].	36
2.5	Resultados dos ensaios [10].	37
2.6	Resultados dos ensaios [7].	39
2.7	Resultados dos ensaios [54].	42
2.8	Características geométricas e mecânicas das lajes ensaiadas [8].	44
2.9	Parâmetros das lajes e da armadura longitudinal superior [8].	45
2.10	Resumo dos resultados obtidos [8].	48
2.11	Deslocamentos verticais ao centro das lajes ensaiadas [8].	48
2.12	Resumo dos resultados experimentais [69].	52
2.13	Resumo dos resultados experimentais [65].	54
2.14	Resumo das principais características das lajes ensaiadas [45].	57
2.15	Resumo dos resultados obtidos [45].	58
3.1	Composição do betão.	79
3.2	Características do betão das lajes ensaiadas.	79
3.3	Cargas de rotura experimentais e respetivos valores normalizados.	94
3.4	Cargas de rotura pós-colapso experimentais.	95
3.5	Deslocamento ao centro medido no eixo da menor altura útil.	96
4.1	Cargas de rotura das lajes PBC1 a PBC3.	108
4.2	Cargas de rotura pós-colapso das lajes PBC1 a PBC3.	109
4.3	Cargas de rotura das lajes PBC1 e PBC3 a PBC5.	111
4.4	Cargas de rotura pós-colapso das lajes PBC1 a PBC3.	113
4.5	Resumo das principais características das lajes ensaiadas.	114
4.6	Comparação com os valores previstos pelo REBAP.	115
4.7	Comparação com os valores previstos pelo EC2 (com limites).	116
4.8	Comparação com os valores previstos pelo EC2 (sem limites).	116
4.9	Comparação com os valores previstos pelo MC2010 (Nível II).	118
4.10	Comparação com os valores previstos pelo MC2010 (Nível III).	118

4.11 Comparação com os valores previstos pelo MC2010 considerando as armaduras do tipo malha (Nível III).	118
4.12 Comparação com os valores previstos pela CSCT.	120
4.13 Análise estatística das normas utilizadas e da CSCT.	121

LISTA DE ABREVIATURAS, SIGLAS E SÍMBOLOS

Abreviaturas

ACI American Concrete Institute

BS8110 British Standard 8110

CEB Comité Euro-International du Béton

C SCT Critical shear crack theory

EC2 Eurocódigo 2

FIP Fédération Internationale de la Précontrainte

MC2010 fib Model Code 2010

NP EN Versão Portuguesa da Norma Europeia

PVC Policloreto de vinilo

REBAP Regulamento de Estruturas de Betão Armado e Pré-Esforçado

Exp. experimental

Desl. deslocamento

Armd. armadura

Long. longitudinal

Punç. punçoamento

Flex. flexão

Siglas

APEB Associação Portuguesa das Empresas de Betão Pronto

FCT Faculdade de Ciências e Tecnologia

IST Instituto Superior Técnico

LERM Laboratório de Estruturas e Resistência dos Materiais

UL Universidade de Lisboa

UNL Universidade Nova de Lisboa

Letras Latinas Maiúsculas

- A_s área da secção transversal das armaduras longitudinais inferiores que atravessam o topo do pilar
- A_{sw} área transversal de armadura específica de punçoamento
- B comprimento da aresta da laje
- E_{cm} módulo de elasticidade do betão
- E_s módulo de elasticidade do aço da armadura de flexão
- E_{sw} módulo de elasticidade do aço das armaduras de punçoamento
- L comprimento do vão da laje
- V força aplicada
- V_{CSCT} valor da estimativa da resistência ao punçoamento segundo a CSCT
- V_{EC2} valor da estimativa da resistência ao punçoamento segundo o EC2
- V_{Ed} valor do esforço atuante
- $V_{exp,norm}$ valor normalizado da carga de rotura experimental
- $V_{exp,ref}$ valor de referência da carga de rotura experimental
- V_{exp} valor da carga de rotura experimental
- V_{flex} valor da carga de rotura por flexão
- V_{MC2010} valor da estimativa da resistência ao punçoamento segundo o MC2010
- $V_{PP,exp}$ valor da carga de rotura experimental pós-colapso
- $V_{PP,rb}$ valor da carga máxima pós-colapso
- $V_{PP,ref}$ valor de referência da carga máxima pós-colapso
- $V_{R,cs}$ valor de cálculo da resistência ao punçoamento com armaduras específicas e rotura no interior das armaduras específicas
- $V_{R,max}$ valor de cálculo da resistência ao punçoamento com armaduras específicas e rotura da biela comprimida junto à face do pilar

- $V_{R,out}$ valor de cálculo da resistência ao punçoamento com armaduras específicas e rotura no exterior das armaduras específicas
- $V_{R,s}$ valor da contribuição das armaduras específicas para a resistência ao punçoamento
- $V_{R,c}$ valor de cálculo da resistência ao punçoamento sem armaduras específicas
- V_{REB} valor da estimativa da resistência ao punçoamento segundo o REBAP

Letras Latinas Minúsculas

- b distância entre os pontos de aplicação da carga
- b_1 distância entre os pontos de aplicação da carga e o bordo da laje
- b_s largura da banda para o cálculo da resistência média à flexão de dimensionamento
- b_y dimensão do perímetro de controlo na direção y
- b_z dimensão do perímetro de controlo na direção z
- c dimensão do lado do pilar
- d altura útil média da laje
- d_g máxima dimensão do agregado do betão
- d_{g0} dimensão de referência do agregado do betão
- $d_{v,out}$ altura útil efetiva da laje no perímetro exterior
- d_v altura útil efetiva da laje
- f_c valor da tensão de rotura à compressão do betão medido em cilindros
- f_{cc} valor da tensão de rotura à compressão do betão medido em cubos
- f_{ccm} valor médio da tensão de rotura do betão à compressão em provetes cúbicos
- f_{cm} valor médio da tensão de rotura do betão à compressão em provetes cilíndricos
- $\overline{f_{cm}}$ valor médio da tensão de rotura do betão à compressão de todos os modelos, medida em cilindros
- f_{ct} valor da tensão de rotura à tração do betão
- f_{ctm} valor médio da tensão de rotura à tração do betão
- f_{syd} valor de cálculo da tensão de cedência das armaduras de punçoamento

- f_y valor da tensão de cedência das armaduras de flexão
- $f_{yw,ef}$ valor da tensão efetiva de cedência das armaduras de punçoamento
- f_{yw} valor da tensão de cedência das armaduras de punçoamento
- h espessura da laje
- k fator que tem em conta a espessura da laje
- k_ψ fator que tem em conta a rotação da laje
- k_{dg} fator que tem em conta a dimensão do agregado do betão
- k_{sys} coeficiente que tem em conta a eficiência do sistema de armaduras de punçoamento
- m_R momento médio resistente de flexão por unidade de comprimento na largura de banda b_s
- m_S momento médio atuante por unidade de comprimento na largura de banda b_s
- r_s distância do eixo do pilar à linha de momentos fletores nulos
- s_{r0} espaçamento radial entre a face do pilar e o primeiro perímetro de armadura de punçoamento
- s_r espaçamento radial entre os perímetros de armadura de punçoamento
- u perímetro de controlo interior
- u_0 perímetro definido pela fronteira da região de suporte
- u_{out} perímetro de controlo exterior

Letras Gregas

- α ângulo formado pelas armaduras com o plano da laje
- γ_c coeficiente de segurança do betão
- λ coeficiente que tem em conta o desempenho do sistema de armadura de punçoamento
- ψ rotação da laje
- ψ_{exp} rotação experimental da laje
- ρ percentagem geométrica de armaduras de flexão
- ρ_w percentagem geométrica de armaduras de punçoamento
- σ_{sw} tensão mobilizada pela armadura de punçoamento

INTRODUÇÃO

A laje fungiforme maciça é atualmente um sistema estrutural em crescimento de utilização na Engenharia Civil. Este sistema caracteriza-se por uma laje monolítica de espessura constante diretamente apoiada em pilares, sem presença de capitéis, espessamentos ou vigas (Figura 1.1a). A espessura constante facilita a disposição de armadura, permitindo o uso de malhas eletrossoldadas como armadura de flexão e melhora as condições de betonagem e vibração do betão [68]. A execução da cofragem é simplificada resultando num menor desperdício de material e em menores custos de mão-de-obra. A ausência de vigas, para além de permitir uma melhor adaptabilidade da obra ao longo da sua vida útil e facilitar a instalação de condutas, também reduz a altura total do edifício que, por sua vez, diminui o custo com revestimentos, o custo de elementos verticais das redes das várias especialidades (hidráulica, elétrica, ar-condicionado) e os esforços laterais devidos à exposição ao vento [8].

No entanto, quando comparado com outros sistemas de lajes, a laje fungiforme apresenta algumas condicionantes que não podem ser desprezadas. Devido à ausência de uma ligação viga-pilar, a rigidez global da estrutura é menor, quando comparada com a laje vigada, resultando numa maior flexibilidade às ações horizontais, limitando, por isso, o desempenho face a sismos eventuais. Para contrariar estas ações é comum acoplar a estrutura a elementos de contraventamento como paredes resistentes, núcleos de escadas e núcleos de elevadores. Por outro lado, a espessura reduzida torna a laje particularmente sensível a deslocamentos verticais e à concentração de esforços junto dos apoios. São, de resto, estes dois critérios a base para o dimensionamento da laje fungiforme [43]. Ferreira [26] refere que, quando num elemento estrutural plano atua uma carga concentrada, como é o caso da ligação laje-pilar, verifica-se uma grande concentração de tensões de flexão e de tensões de esforço transversal, podendo provocar a rotura frágil da laje por punção sem que ocorra uma deformação significativa. Normalmente, trata-se de um acontecimento localizado, mas pode mesmo originar a rotura total ou parcial da estrutura, por

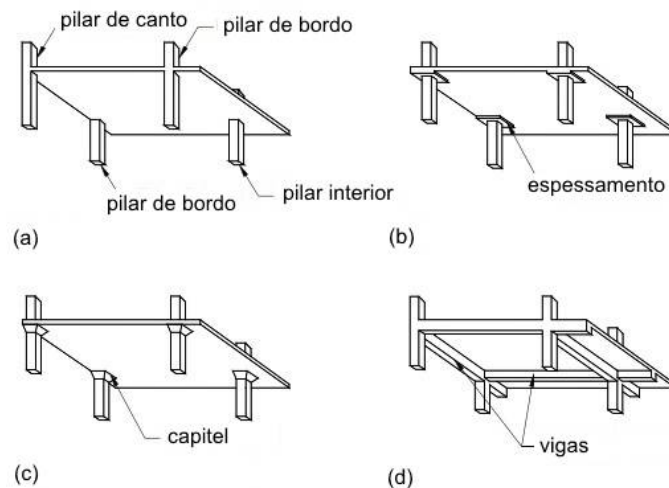


Figura 1.1: Diferentes tipos de lajes: (a) Laje fungiforme maciça; (b) Laje fungiforme com espessamentos; (c) Laje fungiforme com capitéis; (d) Laje vigada [8].

colapso progressivo.

A Figura 1.2 ilustra o colapso do Sampoong Department Store em Seul (1995) e que vitimou 500 pessoas. As investigações que se seguiram ao acidente demonstraram a



Figura 1.2: Colapso do Sampoong Department Store [38].

existência de várias razões responsáveis pelo colapso do edifício. A alteração da utilização do espaço, de um edifício de escritórios para um centro comercial, levou à necessidade de abrir vãos nas lajes para instalação de escadas rolantes em todos os pisos, reduzindo a capacidade resistente das lajes. A secção dos pilares tinha sido diminuída e os vãos entre eles aumentados para maximizar a área de piso disponível. A causa principal do colapso foi o aumento da carga aplicada, devido à construção de um piso adicional. Os pilares que suportavam esta nova laje não estavam alinhados com os pilares existentes, transferindo as cargas para a laje do piso 4. Unidades de ar-condicionado foram instaladas na cobertura e posteriormente deslocadas, sem utilização de equipamento adequado, o que provocou fendas na laje e pilares do 5º piso. As vibrações constantes provocadas pelo

funcionamento das unidades de ar-condicionado provocaram a abertura das fendas que acabaram por levar a rotura final da laje por punçoamento.

Na fase de dimensionamento podem adotar-se diversas medidas para evitar fenómenos de punçoamento. Uma das soluções mais eficientes é a introdução de armaduras de punçoamento na vizinhança da zona de ligação laje-pilar. No passado, foram desenvolvidos vários sistemas de armaduras de punçoamento, que demonstraram ser eficientes no aumento da resistência ao punçoamento ("double headed studs", "studrails", estribos, ...). Para além das considerações relacionadas com o aumento da resistência, existem outros fatores que condicionam a escolha de um sistema de armaduras, tais como, a interação com as armaduras de flexão ou com as armaduras do pilar, o modo de ancoragem, a facilidade de instalação, a aplicabilidade em lajes com espessura reduzida e fatores económicos.

1.1 Objetivos

O trabalho aqui apresentado focou-se na investigação de um novo sistema de armaduras de punçoamento, na forma de estribos verticais. As principais características dos estribos são o facto de serem produzidos a partir de materiais correntes (malhas de varões eletrossoldados), a configuração aberta, que permite que sejam instalados após a armadura de flexão e a ancoragem na armadura de flexão superior, através de um varão transversal eletrossoldado, sem necessidade de envolver a armadura de flexão inferior. Adicionalmente, também foi testado um sistema de armaduras horizontais, formado por malhas de varões eletrossoldados sobrepostas em camadas. Este sistema, pioneiro, não vem considerado nas normas de dimensionamento, pelo que a sua influência no comportamento da laje não é conhecida. O trabalho experimental consistiu nos ensaios de um conjunto de lajes fungiformes ao punçoamento, onde se variaram o tipo de armaduras e a quantidade e extensão das mesmas. A eficiência dos dois sistemas de armaduras foi analisada com respeito à melhoria da capacidade resistente e de deformação das lajes.

1.2 Organização da Dissertação

Esta dissertação é constituída por cinco capítulos, que se dividem em duas partes principais. Uma introdução teórica, que inclui o "Estado da Arte", e o estudo experimental, que inclui a apresentação de resultados e as conclusões finais.

Após a introdução, o Capítulo 2 apresenta o "Estado da Arte", ou seja, o estado do conhecimento atual sobre a resistência ao punçoamento de lajes fungiformes com armaduras específicas. Para além de um breve resumo histórico sobre o tema, é explicado o mecanismo de punçoamento, os fatores que influenciam a resistência ao punçoamento e são descritos alguns dos sistemas de armaduras de punçoamento mais utilizados. Neste capítulo são ainda apresentados os resultados de alguns trabalhos de investigação mais importantes e as recomendações de cálculo de algumas normas de dimensionamento atuais e da Critical Shear Crack Theory (CSCT) [51]. O estudo experimental é apresentado

no Capítulo 3. Nele, descrevem-se as características geométricas dos modelos ensaiados, as características mecânicas dos materiais e a configuração do sistema de ensaio. São ainda apresentadas as características das armaduras de todos os modelos, as medições efetuadas ao longo dos ensaios e, por fim, os resultados experimentais. O Capítulo 4 inclui a análise dos resultados experimentais e a comparação com as previsões de algumas normas e da CSCT. Finalmente, o Capítulo 5 apresenta as conclusões finais e as sugestões para desenvolvimentos futuros.

ESTADO DA ARTE

Ao longo deste capítulo é apresentado um resumo cronológico das investigações realizadas sobre a resistência ao punçoamento em lajes fungiformes, são enumeradas as vantagens da utilização de armaduras de punçoamento, são descritos os modos de rotura considerados no dimensionamento, são descritos os sistemas de armaduras de punçoamento mais utilizados e são abordados alguns aspetos que influenciam a resistência ao punçoamento. No fim, apresentam-se, com mais detalhe, os resultados de algumas investigações sobre resistência ao punçoamento com diferentes sistemas de armaduras de punçoamento e apresentam-se as recomendações de cálculo do REBAP [61], do EC2 [19], do MC2010 [48] e da CSCT [51]. Note-se que apenas são apresentadas as formulações para lajes com geometria e carregamento simétricos.

2.1 Resumo Histórico

Segundo Gasparini [27] é a George M. Hill que deve ser atribuída a invenção da laje fungiforme. Em 1899, Hill construiu um edifício para a International Ultramarine Works, em Nova Iorque, cujo sistema estrutural consistia em pisos de lajes contínuas de betão armado reforçado com metal expandido, de espessura constante, sem utilização de vigas e apoiado em pilares ou postes isolados. No entanto, o principal responsável pelo desenvolvimento deste sistema estrutural terá sido o engenheiro Claude A. P. Turner, nos Estados Unidos da América. A inovação de Turner foi a introdução de uma armadura em forma de cogumelo, posicionada no topo dos pilares (Figura 2.1). Turner conseguiu demonstrar que o "sistema de cogumelo", como viria a ser designado, podia ser fiável e ter menores custos de produção, podendo ser aplicado na construção de edifícios e na construção de pontes. O primeiro edifício onde Turner aplicou o seu sistema estrutural foi o Johnson-Bovey Building em Minneapolis (1906).

Lúcio [46] refere que outros autores atribuem a invenção das lajes fungiformes ao

engenheiro suíço Robert Maillart. Segundo estes, Maillart teria desenvolvido um sistema idêntico em 1900, mas só teria conseguido a patente em 1909 (Figura 2.2).

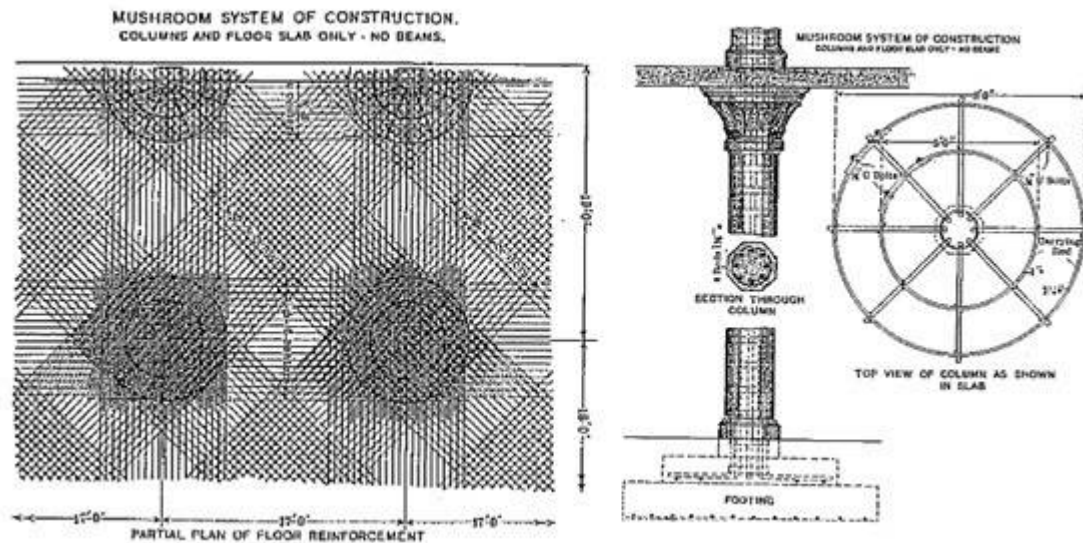
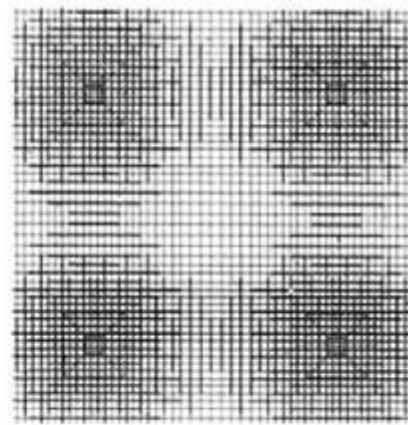


Figura 2.1: "Sistema cogumelo" de Turner [27].



(a) Ensaio realizado por Maillart.



(b) Sistema de lajes fungiformes de Maillart.

Figura 2.2: Sistema de lajes fungiformes de Maillart [26].

Os primeiros ensaios destinados a estudar o punçamento em lajes fungiformes aconteceram no início do século XX e eram fundamentalmente ensaios experimentais à escala real. Foi também com base nestes ensaios que surgiram as primeiras normas de dimensionamento. Um dos primeiros investigadores a reconhecer a importância de um programa de testes foi A. N. Talbot [66] que, em 1913 realizou ensaios em fundações de muros e em sapatas de pilares, sujeitos a esforços de punçamento centrado (Figura 2.3).

Graf [34], em 1933, iniciou o estudo do comportamento de lajes fungiformes com armaduras específicas. Graf utilizou varões dobrados, mas os resultados obtidos demonstraram

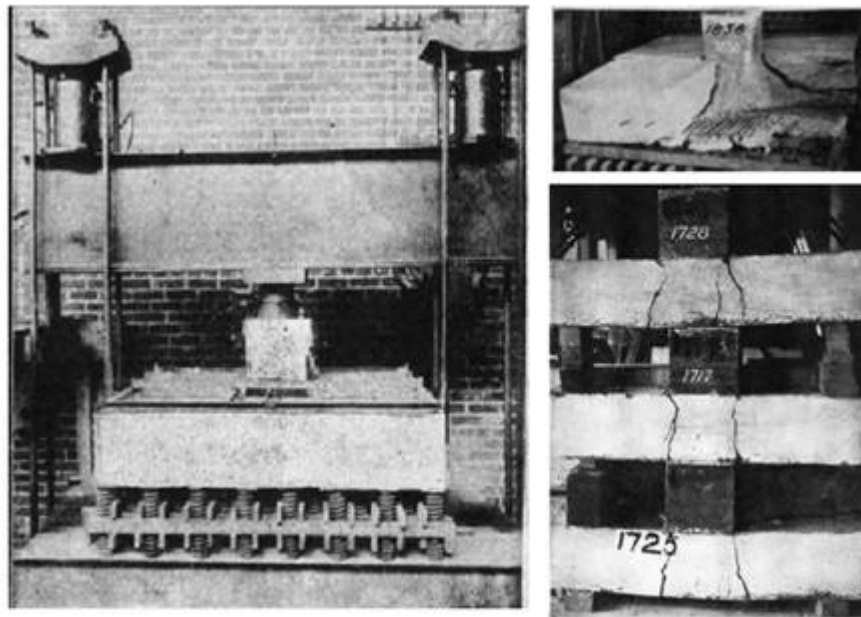


Figura 2.3: Ensaio em bases de sapatas [66].

que este sistema não era totalmente eficiente, uma vez que a rotura das lajes ocorria sem que os varões atingissem a tensão de cedência respetiva.

A necessidade de estudar quais os parâmetros que influenciavam a resistência ao punçoamento e a subsequente necessidade de ensaiar as lajes até à rotura, levou a que, a partir de meados do século XX, diversos investigadores tenham passado a realizar ensaios em laboratório utilizando modelos de escala reduzida, ou reproduzindo elementos simples de estruturas à escala real. Destacam-se Elstener e Honestade [22] que, em 1956, desenvolveram um programa de ensaios de grande escala, onde ensaiaram 39 modelos de lajes em laboratório. Entre os parâmetros estudados estavam a variação da taxa de armadura de flexão, a resistência mecânica do betão, a quantidade de armadura de compressão, as condições de apoio, o tamanho dos pilares e a quantidade e distribuição das armaduras de punçoamento. As armaduras de punçoamento utilizadas foram essencialmente estribos e varões dobrados. De acordo com os investigadores, excetuando a quantidade de armadura de compressão, todos os outros aspetos tinham uma influência importante sobre a capacidade resistente da laje [26]. Apesar de nesta altura o crescimento da investigação sobre a resistência ao punçoamento, já permitir uma boa previsão da carga de rotura, a principal problemática associada à rotura por punçoamento, a rotura frágil com fraca capacidade de deformação, continuava sem resposta. Desde então, foram desenvolvidos vários trabalhos que demonstram a eficiência de diferentes tipos de armaduras específicas, com respeito à melhoria da capacidade resistente e de deformação da laje.

Uma das investigações mais importantes para a compreensão do fenómeno do punçoamento foi realizada pelos investigadores Kinunnem e Nylander (1960) [41], da qual

resultou um dos primeiros modelos mecânicos. Apesar deste modelo ter sido desenvolvido para lajes fungiformes sem armaduras de punçoamento, serviu de base para estudos posteriores com armaduras de punçoamento [4].

A utilização de estribos em lajes fungiformes, semelhantes aos utilizados em vigas, conduzia ao aumento da resistência da ligação laje-pilar, contudo, para que a tensão de cedência no tramo vertical fosse atingida, os estribos necessitavam de ser ancorados nas duas camadas da armadura de flexão. Esta limitação apresentava-se como uma desvantagem quando aplicado em lajes fungiformes, por definição, de espessura mais reduzida, obrigando à utilização de maior quantidade de armadura de flexão [20].

Ao longo dos anos 70 e 80 foram desenvolvidos testes intensivos envolvendo armaduras do tipo "stud" [5, 6, 21]. Consistiam em pernos de aço unidos por uma régua metálica numa extremidade, e com a outra extremidade livre, onde exibiam uma cabeça metálica que ancorava o sistema na armadura longitudinal inferior. Os ensaios realizados demonstraram que os "studs" aumentavam consideravelmente a resistência ao punçoamento, bem como a capacidade de rotação da laje.

Em 1990, Broms [9] realizou uma campanha de ensaios onde pretendia demonstrar que a capacidade de rotação da laje está diretamente relacionada com a eficiência da ancoragem das armaduras de punçoamento. Quando foram utilizados estribos ancorados apenas na armadura tracionada, a melhoria da capacidade de deformação da laje não foi suficientemente satisfatória. Por outro lado, com estribos em forma de U envolvendo a armadura de compressão, a capacidade de rotação aumentou consideravelmente. Os estribos utilizados nestes ensaios eram produzidos a partir de malhas de varões eletrossoldados.

Na década de 90, Gomes e Regan [31, 33] utilizaram secções de perfis de aço laminado como armaduras de punçoamento. A capacidade resistente das lajes armadas com este sistema podia aumentar até cerca do dobro, quando comparadas com a laje sem armaduras de punçoamento.

Em 2000, Oliveira, Melo e Regan [53] compararam o desempenho de estribos convencionais com estribos inclinados e de configuração aberta. Ensaios de punçoamento realizados sobre 11 modelos mostraram que o comportamento das lajes armadas com estribos inclinados era distintivamente melhor. A configuração dos estribos inclinados, aberta, também permitia que fossem colocados após a armadura de flexão, acelerando o processo de instalação. Porém, a utilização de estribos inclinados pode ser problemática face à ocorrência de sismos devido a inversão dos momentos fletores.

No seguimento da sua investigação, Broms [10] introduziu uma nova combinação de armaduras de punçoamento, formada por estribos e varões dobrados. O objetivo era eliminar a rotura frágil por punçoamento. Os resultados mostraram que é possível alcançar uma ductilidade semelhante à obtida em lajes suportadas por vigas. Este sistema, denominado pelo autor de "reforço de ductilidade", tem sido o principal foco de investigação de Broms, tendo levado à publicação de vários trabalhos [11, 12, 13].

Nos anos de 2001 e 2006, Trautwein [68, 69] apresentou os resultados uma série de ensaios onde investigou o desempenho de armaduras do tipo "stud", colocadas internamente

à armadura de flexão e o desempenho de estribos com inclinação de 60°.

Beutel e Hegger [7], 2002, demonstraram que, estribos que não envolvam a armadura de flexão inferior, mas que utilizem varões transversais soldadas como elementos de ancoragem, podem melhorar significativamente a resistência ao punçamento. Os autores referem que estes estribos são os que mais se aproximam do desempenho dos "headed studs".

Pilakoutas e Li [54], 2003, apresentaram um novo sistema de armaduras de punçamento denominado "shearband". Este sistema consiste em bandas de aço alongadas e perfuradas, que ondulam para dentro da laje a partir da face superior.

Ålander [2], 2004, apresentou um novo sistema de armaduras de punçamento, o "UFO". Este sistema é constituído por uma única peça metálica colocada no topo do pilar. O "UFO" tem o mesmo princípio de funcionamento do capitel do tipo cogumelo (Figura 2.4).



Figura 2.4: Novo sistema de armaduras "UFO" [2].

Na última década destacam-se os trabalhos desenvolvidos por Aurélio Muttoni. Muttoni [51] apresentou um novo modelo mecânico que explica o fenómeno do punçamento em lajes sem armadura de punçamento. Este novo critério, a "Critical Shear Crack Theory" (CSCT), relaciona a resistência ao punçamento com a abertura de uma fissura crítica de punçamento, ou seja, com a capacidade de rotação da laje. A CSCT serviu de base para a formulação do novo CEB-FIP Model Code 2010 [48]. Em Ruiz e Muttoni [63] a CSCT foi estendida a lajes fungiformes com armaduras de punçamento. Nos últimos anos surgiram várias publicações onde se aplica a CSCT na investigação de diversos parâmetros que influenciam a resistência e a ductilidade de lajes fungiformes [43, 45, 52, 63, 64].

Em Portugal destacam-se os estudos desenvolvidos sobre o reforço de lajes fungiformes com parafusos pós-instalados realizados por Ramos [58], Duarte [18], Inácio [39] e Gomes [30].

2.2 Resistência ao punçoamento com armaduras específicas

Como já foi mencionado, existem várias soluções que permitem prevenir a ocorrência de fenómenos de punçoamento, e que podem ser adotadas na fase de dimensionamento, tais como:

- Redução das cargas aplicadas;
- Redução do vão da laje;
- Aplicação de pré-esforço na laje;
- Aumento da espessura da laje;
- Espessamento da zona de ligação laje pilar;
- Aumento da secção do pilar ou colocação de um capitel no pilar;
- Aumento da taxa de armadura longitudinal;
- Utilização de betão com maior resistência;
- Introdução de armaduras específicas de punçoamento.

A redução das cargas aplicadas, a redução do vão da laje e a aplicação de pré-esforço reduzem a ação, isto é, reduzem o valor da força de punçoamento. O aumento da taxa de armadura longitudinal ou a utilização de betão com maior resistência, para além de serem, por vezes, impraticáveis, também constituem soluções pouco eficazes. Por outro lado, a diminuição do vão entre pilares, o aumento da secção dos pilares ou o aumento da espessura da laje, têm implicações na arquitetura e potenciam o aumento dos custos. Desta forma, a melhor solução quando é necessário verificar a segurança ao punçoamento é a utilização de armaduras específicas de punçoamento [54].

Muttoni [65] refere que uso de armaduras específicas é uma solução em crescimento de utilização, uma vez que permite aumentar a capacidade de resistente, bem como a capacidade de rotação da laje. O aumento da resistência pode possibilitar o aumento das cargas na estrutura ou a diminuição da espessura da laje para uma mesma carga, enquanto o aumento da ductilidade permite a transferência interna de esforços, reduzindo a vulnerabilidade das estruturas face a ações acidentais (sismos, explosões, incêndios, impacto, etc). Adicionalmente, a melhoria da capacidade de deformação favorece a segurança, pois permite identificar eventuais problemas antes do colapso da estrutura.

2.2.1 Modos de rotura por punçoamento

Em lajes fungiformes sem armaduras específicas de punçoamento a rotura é caracterizada pelo destacamento de um tronco de pirâmide na inserção laje-pilar, como mostra a Figura 2.5. Ensaio realizado por Graf [34] mostraram que, quanto mais acentuada é a inclinação

da superfície de ruptura, maior é a carga de ruptura. Por seu lado, Birkle [8] afirma que, nas lajes sem armadura de punçamento, o ângulo da superfície de ruptura varia entre 25° e 30° (Figura 2.6).

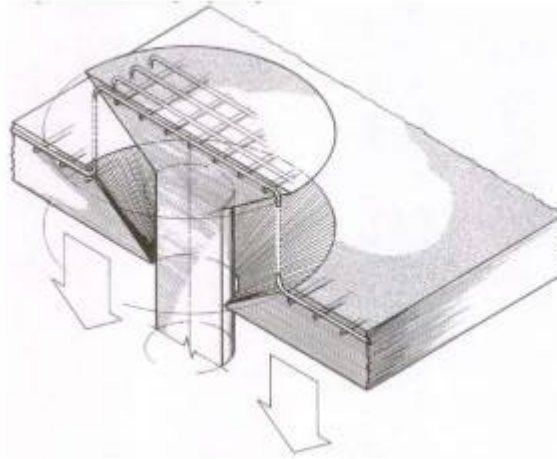


Figura 2.5: Mecanismo de ruptura em lajes sem armadura de punçamento [60].

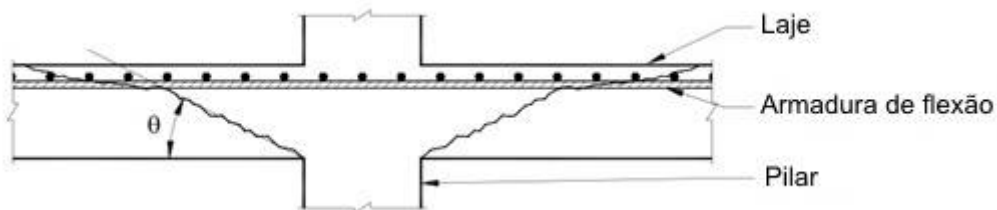


Figura 2.6: Ângulo de ruptura [8].

Quando se pretende dimensionar uma laje fungiforme com armaduras específicas é necessário considerar múltiplos mecanismos de ruptura. Ruiz e Muttoni [65] apresentam um resumo dos vários mecanismos de ruptura que podem ocorrer em lajes com armaduras de punçamento e que estão ilustrados na Figura 2.7:

a) *Rotura por esmagamento do betão* (Figura 2.7a). Este mecanismo de ruptura ocorre em lajes com grandes quantidades de armadura de flexão e de armaduras de punçamento, originando grandes tensões de compressão na zona do pilar. Este mecanismo limita a resistência máxima que um determinado sistema de armaduras de punçamento pode permitir. Constituiu, assim, uma ferramenta de dimensionamento para verificação da aplicabilidade de um sistema de armaduras, com respeito à altura útil de uma laje e às dimensões do pilar.

b) *Rotura no interior da zona com armaduras de punçamento* (Figura 2.7b). Em lajes com quantidades moderadas ou mesmo reduzidas de armaduras de punçamento, a concentração das tensões provoca a rotura por punçamento no interior da zona com armaduras

de punçoamento. Neste caso, a resistência ao punçoamento depende da resistência do betão e das armaduras de punçoamento. Este modo de rotura é usado para determinar a quantidade de armadura de punçoamento necessária.

c) *Rotura na zona exterior às armaduras de punçoamento* (Figura 2.7c). Este modo de rotura pode ocorrer em lajes em que a extensão da zona com armaduras de punçoamento não é suficiente. Desta forma, a verificação deste modo de rotura é normalmente usada para determinar a extensão de laje que necessita de armaduras de punçoamento.

d) *Rotura pelo recobrimento das armaduras de punçoamento* (Figura 2.7d). Em situações onde a ancoragem da armadura de punçoamento não envolve a armadura de flexão, pode ocorrer rotura pelo recobrimento de betão. Trata-se de um modo de rotura dúctil, mas com capacidade resistente reduzida. Normalmente, as normas de dimensionamento explicitam as condições de ancoragem necessárias para prevenir este tipo de rotura.

e) *Rotura por flexão* (Figura 2.7e). Lajes com baixa percentagem de armadura de flexão e quantidade suficiente de armadura de punçoamento, podem atingir a rotura através de um mecanismo de rotura plástica por flexão. Neste caso, a resistência à flexão é condicionante e não a resistência ao punçoamento.

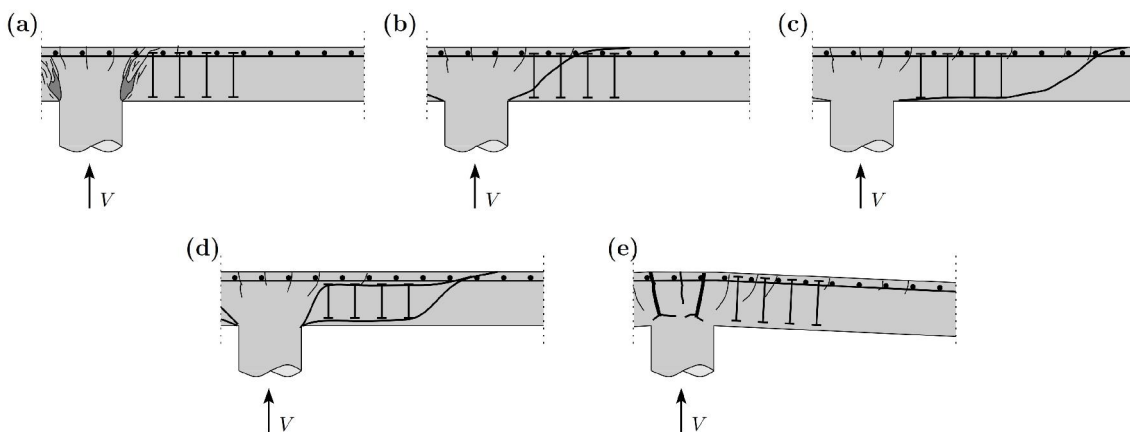


Figura 2.7: Mecanismos de rotura em lajes fungiformes com armaduras de punçoamento: (a) Rotura por esmagamento do betão; (b) Rotura no interior da zona com armaduras de punçoamento; (c) Rotura na zona exterior às armaduras de punçoamento; (d) Rotura pelo recobrimento das armaduras de punçoamento; (e) Rotura por flexão [65].

2.2.2 Sistemas de armaduras de punçoamento

A necessidade de aumentar não só a resistência ao punçoamento, mas também a segurança das estruturas, levou a que, a partir da década de 30, vários investigadores se tenham debruçado sobre o estudo de lajes fungiformes com armaduras de punçoamento. Nesta secção são apresentados os principais sistemas de armaduras de punçoamento e as respetivas vantagens e desvantagens da sua aplicação, no comportamento de lajes fungiformes.

2.2.2.1 Varões dobrados

Um dos primeiros sistemas de armaduras específicas testado terá sido composto por varões dobrados. Elstner e Hognestad [22], desenvolveram um programa de testes onde ensaiaram 39 lajes fungiformes representativas da ligação laje-pilar, algumas delas armadas com varões dobrados. Os modelos armados com varões dobrados a 45° terão atingido a rotura por esmagamento do betão sob a zona da dobra. O mesmo não ocorreu nos modelos armados com varões dobrados a 20°, que alcançaram uma carga de rotura 30% superior à verificada para lajes sem armaduras de punçoamento. Contudo, em nenhum ensaio utilizando varões dobrados a 20°, 45° ou 90°, estas atingiram a tensão de cedência. A aplicação de varões dobrados provocava o congestionamento de armaduras na zona da ligação laje-pilar junto à armadura longitudinal superior, resultando em problemas práticos, especialmente em lajes finas [42]. Broms [10] refere que a utilização de varões dobrados a 35° tem efeitos muito limitados no que respeita à melhoria da resistência da capacidade de rotação da laje. Broms constatou, todavia, que a influência destas armaduras no comportamento pós-colapso era mais significativa. Após a rotura, os varões atuavam como "cabides", garantindo um aumento da resistência pós-colapso.

2.2.2.2 Shearheads

A Figura 2.8 ilustra o sistema de armaduras de punçoamento denominado "shearhead". Trata-se de uma grelha formada por perfis de aço soldados, que é posicionada no topo do pilar. Corley e Hawkins [16] ensaiaram 21 lajes, algumas delas com armaduras do tipo "shearhead". A rotura destas lajes deu-se pelo exterior das armaduras de punçoamento e, portanto, com maior capacidade resistente, quando comparadas com lajes sem armaduras de punçoamento. A rotura, porém, ocorre de forma brusca. A dificuldade de instalação e os elevados custos de fabrico e colocação em obra, tornam-no num sistema pouco utilizado [8].



Figura 2.8: Sistema de armaduras de punçoamento "shearhead" [70].

2.2.2.3 Estribos

Estribos fechados são armaduras produzidas a partir de varões de aço corrente, normalmente usados em vigas como armaduras resistentes a esforços de corte, mas que também

podem ser utilizados como armaduras de punçoamento. Ensaio realizados [56] mostraram que a resistência ao punçoamento de lajes fungiformes com estribos fechados pode aumentar até 60%, quando comparadas com lajes sem armaduras de punçoamento. No entanto, quando as condições de ancoragem dos estribos não são as ideais, como é o caso das lajes de espessura reduzida, a capacidade resistente pode ser substancialmente mais reduzida. A proximidade da linha neutra diminui a força transmitida para o betão, podendo levar ao esmagamento do betão na zona das dobras. Hughes e Xiao [37] ensaiaram lajes com 80 mm de espessura, armadas com estribos fechados, e verificaram que o valor da carga de rotura aumentava apenas 10%. Tolf [67] verificou, em ensaios semelhantes, que apenas 20% da capacidade resistente dos estribos era mobilizada.

Apesar dos estribos fechados serem eficientes em lajes de maior espessura, o seu processo de instalação é moroso, pois os estribos necessitam de envolver ambas as camadas da armadura de flexão. Com o objetivo de ultrapassar esta limitação, várias propostas de diferentes configurações de estribos têm surgido, como, por exemplo, os sistemas "Riss-Star-Ellement" e "Lattice girder" (Figura 2.9), que são colocados entre as duas camadas da armadura de flexão. Utilizando estribos de um ramo vertical, Chana e Desai [15]

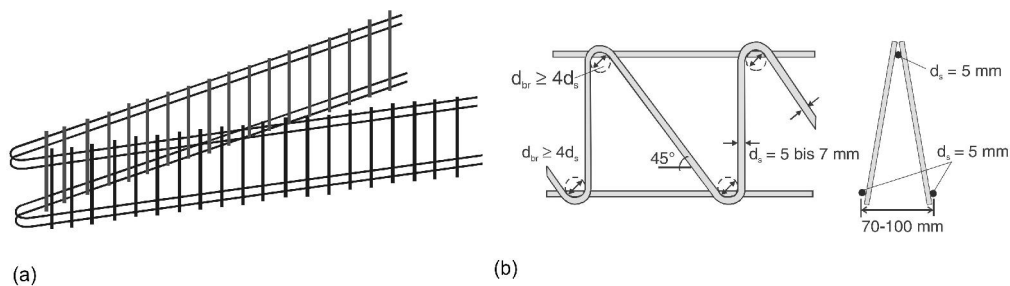


Figura 2.9: Sistemas de armaduras de punçoamento: (a) "Riss-Star-Ellement"; (b) "Lattice girder" [7].

demonstraram que, dependendo do número de estribos utilizados, o incremento na carga de rotura podia variar entre 20% e 50%. Note-se, porém, que as lajes ensaiadas tinham 240 mm de espessura, pelo que os resultados não são representativos de lajes finas [8]. Oliveira, Melo e Regan [53] compararam o desempenho de estribos convencionais fechados, com estribos inclinados abertos. Os autores concluíram que, não só o desempenho dos estribos inclinados era distintivamente melhor, como também permitiam acelerar o processo de instalação, uma vez que podem ser colocados após a armadura de flexão.

Os custos económicos mais reduzidos face a outros tipos de armaduras de punçoamento, conduziu, nas últimas décadas, ao desenvolvimento de vários sistemas de armaduras do tipo estribo, alguns deles ilustrados nas Figuras 2.10 a 2.14.

2.2. RESISTÊNCIA AO PUNÇAMENTO COM ARMADURAS ESPECÍFICAS

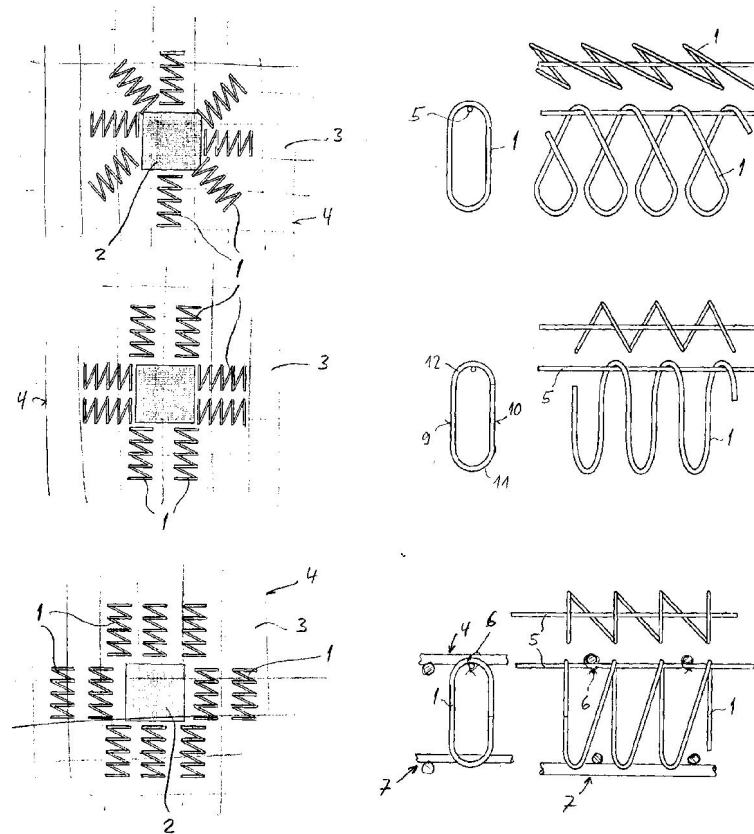


Figura 2.10: Sistema de armaduras de punçoamento (Patente EP0781891A1, 1997).

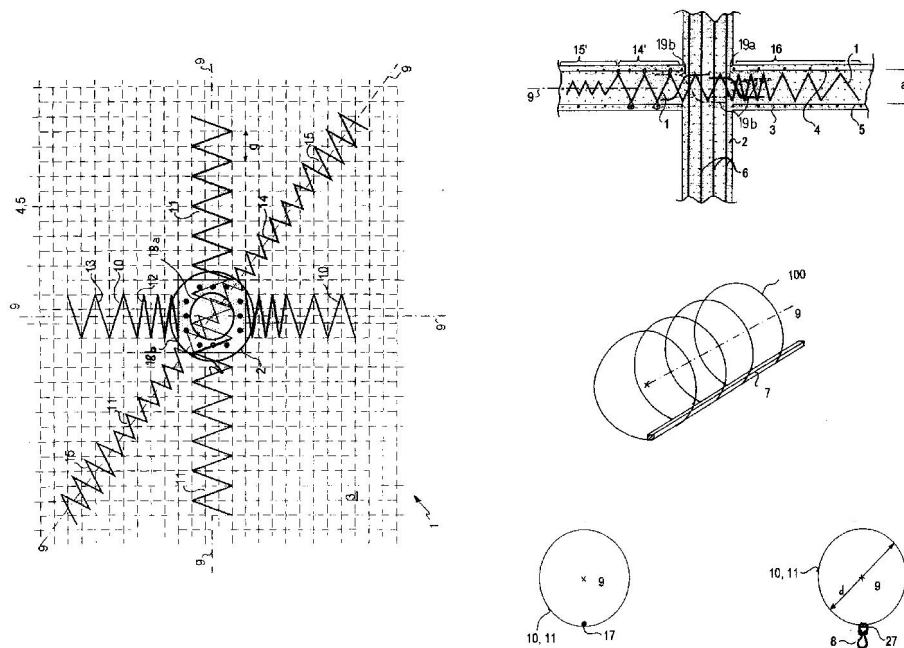


Figura 2.11: Sistema de armaduras de punçoamento (Patente EP0928859A1, 1999).

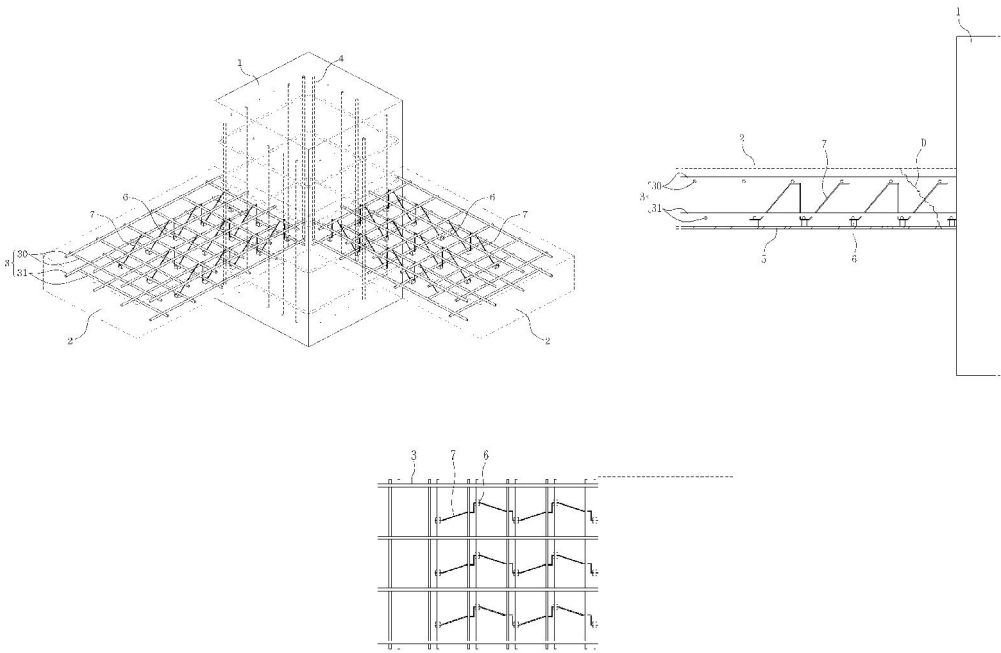


Figura 2.12: Sistema de armaduras de punçoamento (Patente KR20110046708A, 2009).

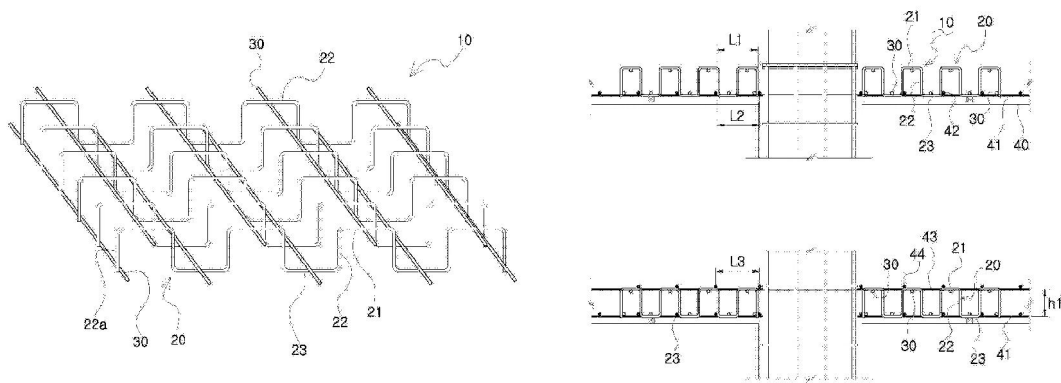


Figura 2.13: Sistema de armaduras de punçoamento (Patente KR20110108583A, 2010).

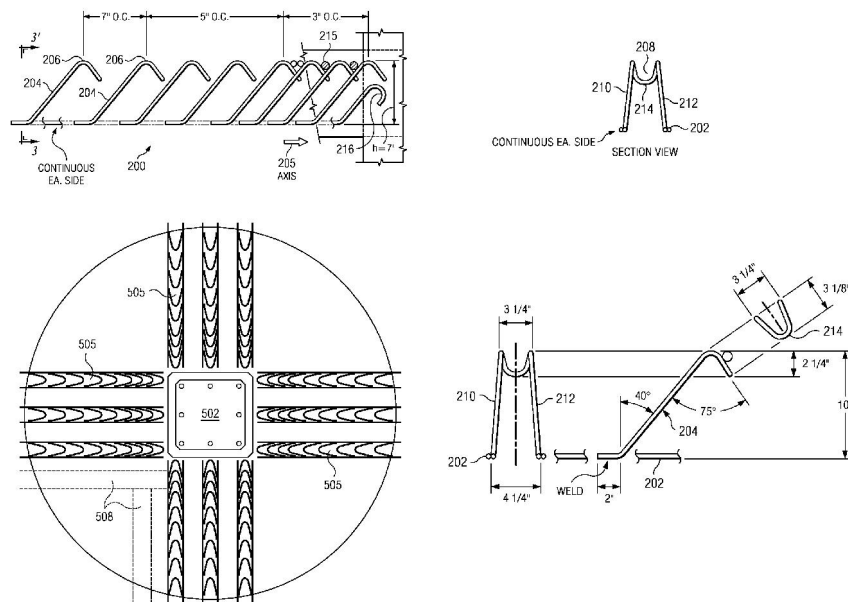


Figura 2.14: Sistema de armaduras de punçoamento (Patente US8220219, 2012).

2.2.2.4 Shear studs

Testes intensivos realizados no início dos anos 80, demonstraram que o sistema de armaduras de punçoamento "shear-stud" pode aumentar a resistência ao punçoamento, bem como a ductilidade da ligação laje-pilar [5, 17, 21, 50]. Este sistema consiste num perno de aço, liso ou nervurado, com duas cabeças de ancoragem nas extremidades ("double-headed stud"), ou vários pernos de aço soldados numa régua metálica numa extremidade e com uma cabeça de ancoragem na outra extremidade ("studrail"; Figura 2.15). Para que os "studs" atinjam a tensão de cedência, as cabeças de ancoragem devem ter cerca de três

vezes o diâmetro do perno [8]. Este sistema é simples de aplicar, pois não interfere com a colocação das armaduras de flexão.

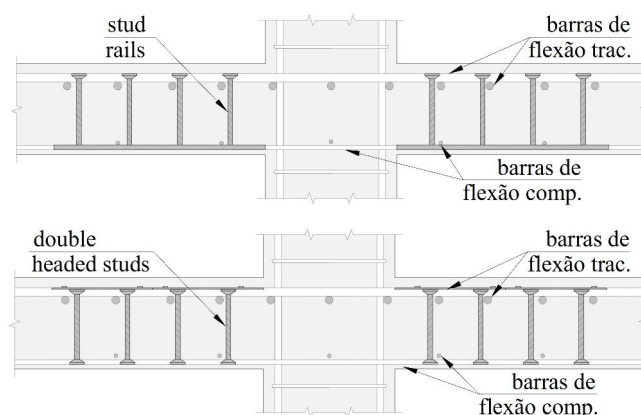


Figura 2.15: Sistema de armadura de punçoamento denominado "Stud": (a) Sistema "Stud-rail"; (b) Sistema "Double-headed studs" sustentados por uma régua metálica não estrutural [26].

Elgabry e Ghali [20] referem que, quando são usados "studs", o congestionamento e o tempo de instalação podem ser reduzidos, utilizando um menor número de elementos com um diâmetro maior. Para acelerar o tempo de colocação e aumentar a precisão, os "double-headed studs" podem também ser acoplados em régua metálica não estrutural que garantem o correto espaçamento dos elementos. Ghali e Youakim [29] apresentaram uma comparação entre estribos de um ramo vertical e "double-headed studs" (Figura 2.16). Para contribuírem eficientemente para a resistência, os estribos têm que envolver a armadura de flexão e ambos têm de estar em contacto. Com o sistema "double-headed studs" a ancoragem proporcionada pelas extremidades é suficiente para mobilizar a sua capacidade resistente. Por outro lado, pode ver-se que o comprimento do "stud" é maior do que o comprimento efetivo do estribo, o que lhe permite atravessar um número maior de fendas de punçoamento. Birkle [8] afirma que os "studs" são o único sistema de armaduras de punçoamento fácil de instalar e que permite o aumento da resistência e da ductilidade, inclusive em lajes de espessura reduzida. Lips, Ruiz e Muttoni [45] estudaram a eficiência dos "studs", comparando-a com estribos contínuos. Se o ganho na capacidade resistente da laje, usando "studs", é maior quando comparado com os estribos contínuos (182% e 161%, respetivamente), o ganho na capacidade de deformação é ainda mais significativo (421% e 220%, respetivamente).

Apesar dos custos económicos mais elevados, a eficiência dos "studs", associada à simplicidade de instalação, levou à sua industrialização e ao registo de inúmeras patentes. As Figuras 2.17 a 2.20 ilustram alguns sistemas comerciais e patentes existentes.

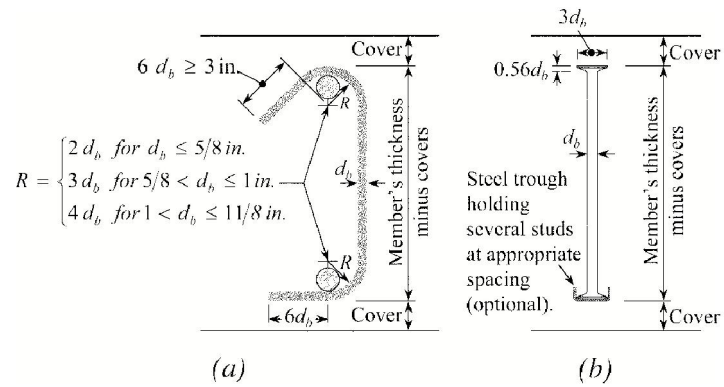


Figura 2.16: Estribo convencional de um ramo vertical e "double-headed stud": (a) Gancho de acordo com as especificações mínimas do ACI [1]; (b) "Stud" com dupla cabeça de ancoragem [29].



Figura 2.17: Sistema de armaduras de punção "Halfen HDB studs": (a) Elemento "Halfen HDB" típico; (b) Colocação em obra [35].

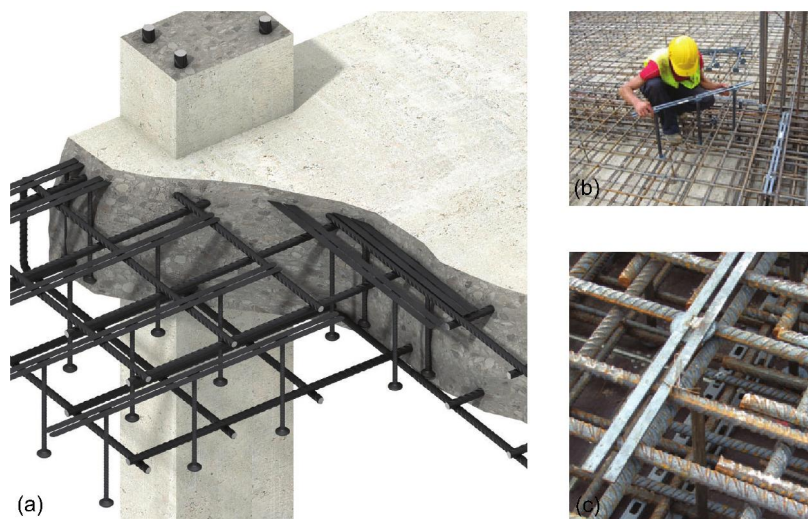


Figura 2.18: Sistema de armaduras de punçoamento "Ancon shearfix": (a) Posicionamento das armaduras; (b) Colocação em obra; (c) Pormenor da fixação na armadura de flexão [3].



Figura 2.19: Sistema de armaduras de punçoamento "Jordahl JDA": (a) Elemento "Jordahl JDA" típico pós-armadura de flexão; (b) Elemento "Jordahl JDA" típico pré-armadura de flexão; (c) Posicionamento em obra; (d) Pormenor interno à armadura de flexão [40].

2.2. RESISTÊNCIA AO PUNÇAMENTO COM ARMADURAS ESPECÍFICAS

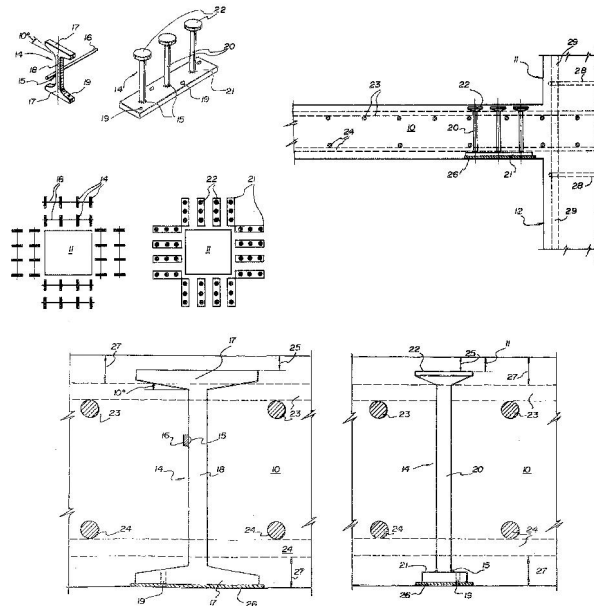


Figura 2.20: Sistema de armaduras de punçamento (Patente US4406103, 1983).

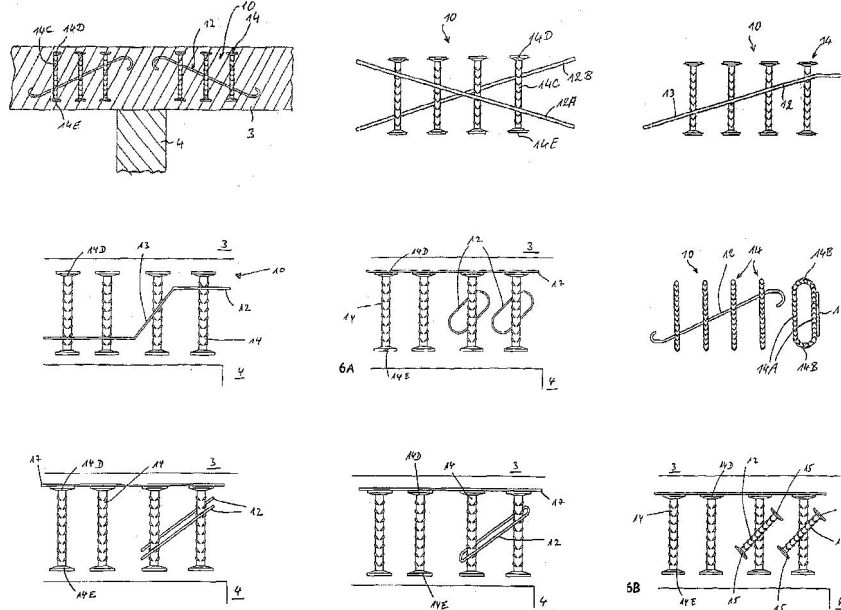


Figura 2.21: Sistema de armaduras de punçamento (Patente EP2166172A1, 2009).

2.2.2.5 Shearband

As armaduras de punçoamento do tipo "shearband" consistem em bandas de aço alongadas e perfuradas, que ondulam para o interior da laje, a partir da face superior. Normalmente, estas armaduras apenas envolvem a camada de armadura de flexão tracionada, pelo que podem ser instaladas após as armaduras de flexão.

Ensaaios realizados por Pilakoutas e Li [54, 55], para validar a patente de um sistema de armaduras do tipo "shearband", mostraram que a capacidade de deformação da laje pode aumentar até cerca do dobro, quando comparada com uma laje sem armaduras de punçoamento. A melhoria da capacidade resistente da laje foi de apenas 23%, no entanto, a rotura deu-se por flexão, sem que as armaduras de punçoamento tivessem alcançado a sua capacidade resistente total. As principais vantagens destas armaduras são, para além da melhoria da resistência e da ductilidade da laje, o custo benefício, a facilidade e rapidez de instalação, a possibilidade de ser usadas em lajes de espessura reduzida e facto de poderem ser dimensionadas de acordo com as normas de dimensionamento atuais. Na Figura 2.22 está representado o sistema comercial "LENTON® STEEL FORTRESS".

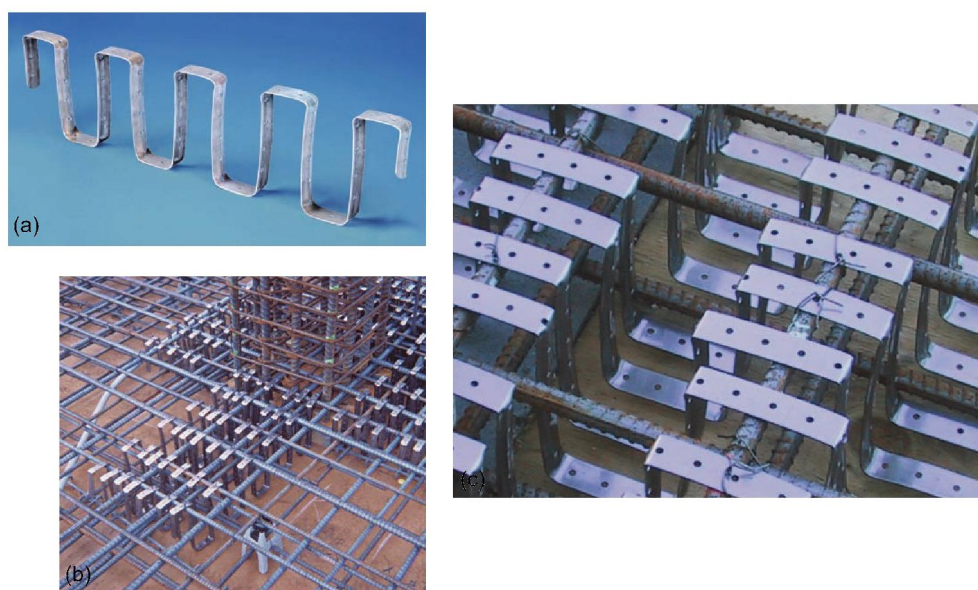


Figura 2.22: Sistema de armaduras de punçoamento "LENTON® STEEL FORTRESS": (a) Elemento "Lenton Steel Fortress" típico; (b) Colocação em obra; (c) Pormenor da ancoragem na armadura de flexão.

2.2.2.6 Armaduras pós-instaladas

Apesar das lajes fungiformes se terem tornado comuns, a ocorrência de erros de projeto, erros de execução ou mesmo a simples alteração de utilização da estrutura podem originar problemas relacionados com a resistência ao punçoamento que, conseqüentemente, podem levar à necessidade de reforçar a zona de ligação laje-pilar. Uma das soluções

mais eficientes quando se pretende aumentar a resistência ao punçamento é a adição de armaduras de punçamento pós-instaladas.

Ruiz, Muttoni e Kunz [64] ensaiaram um conjunto de 12 lajes com as mesmas dimensões e as mesmas características mecânicas, reforçadas com armaduras inclinadas pós-instaladas. Através da face inferior da laje são efetuados furos inclinados nos quais são introduzidos varões de aço. A ancoragem dos varões faz-se por aderência através da utilização de uma resina epoxy. Os resultados indicam que a resistência e a capacidade de deformação podem ser significativamente aumentadas, em relação a uma laje sem armaduras de reforço. Os autores concluíram que esta pode ser uma solução económica quando apenas é possível aceder à face inferior da laje. A Figura 2.23 ilustra uma patente referente a um sistema de reforço ao punçamento através de parafusos pós-instalados. Ramos [61, 62] ensaiou lajes fungiformes maciças quadradas com dimensões em planta de 2000 mm e espessura de 100 mm, reforçadas com parafusos pré-esforçados ancorados mecanicamente nas duas extremidades. Foram colocados 8 parafusos dispostos num perímetro em torno do pilar, que posteriormente foram pré-esforçados com uma força de 5 kN na laje PR1 e 15 kN na laje PR2. Quando comparada com a resistência prevista sem reforço, o aumento médio de resistência ao punçamento foi de 21% no modelo PR1 e de 25% no modelo PR2. Em Portugal importa ainda destacar os trabalhos desenvolvidos por Duarte [18], Luís [47] ou Inácio [39]. Também nestes casos o estudo incidiu sobre o reforço de lajes fungiformes maciças com parafusos pós-instalados, ancorados mecanicamente em ambas as extremidades, como ilustra a Figura 2.24.

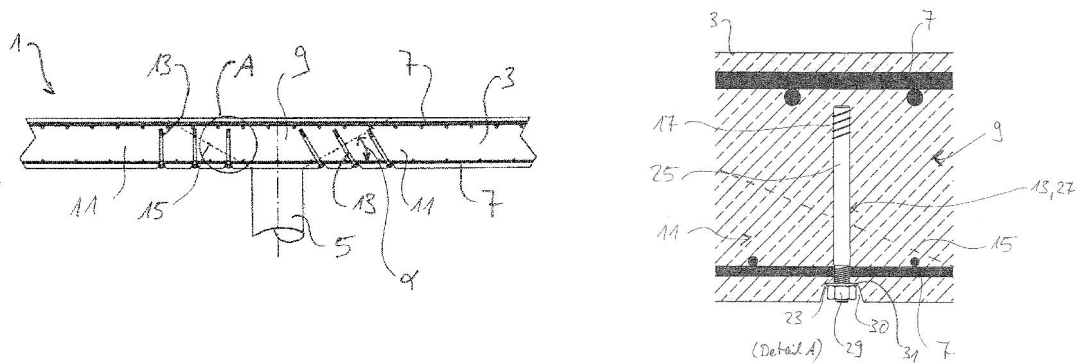


Figura 2.23: Sistema de reforço de punçamento (Patente WO2012163856A1, 2012).

2.2.3 Aspetos que influenciam a resistência ao punçamento com armaduras específicas

Uma das soluções mais eficientes para resolver problemas relacionados com a resistência ao punçamento é, tal como já foi referido, a adição de armaduras de punçamento. A eficiência de um sistema de armaduras de punçamento depende de diversos fatores, tais como as condições de ancoragem, a quantidade de armadura transversal e a disposição

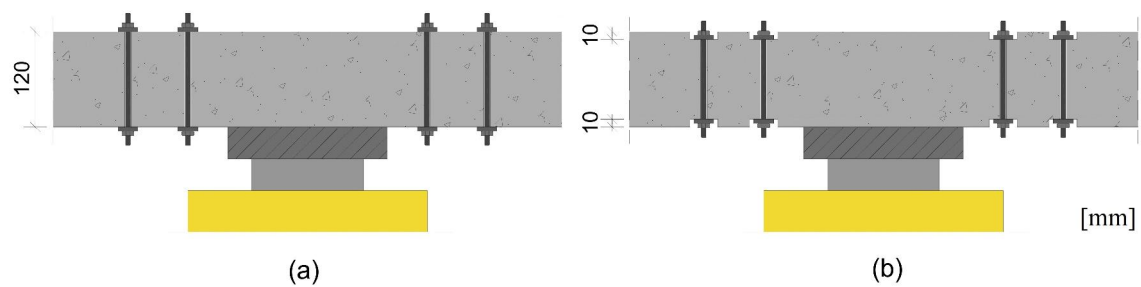


Figura 2.24: Sistema de reforço com parafusos com ancoragem mecânica em ambas as extremidades: (a) Ancoragem na face da laje; (b) Ancoragem embutida na laje [39].

dos elementos que a compõem. Estudos realizados [8] demonstram que a eficiência de um sistema de armaduras de punçoamento também pode estar relacionada com a espessura da laje. Ao longo dos tópicos seguintes estes pontos são abordados com respeito à sua influência na capacidade resistente e de deformação de lajes fungiformes.

2.2.3.1 Condições de ancoragem

Como é sabido, a eficiência de um sistema de armaduras de punçoamento traduz-se na sua capacidade de melhorar a resistência e a ductilidade da laje. Por sua vez, a resistência máxima ao punçoamento com armaduras específicas é influenciada pela capacidade das armaduras de punçoamento atingirem a tensão de cedência, pelas condições de ancoragem do sistema na armadura de flexão superior e inferior, pelo aumento da resistência à compressão do betão na zona junto à face do pilar e pelo desenvolvimento de fendas de flexão na zona do pilar, controladas pela armadura longitudinal. A fissura de punçoamento é controlada pelas características de resistência, aderência e ancoragem das armaduras de punçoamento.

O efeito da ancoragem na eficiência das armaduras de punçoamento foi estudado por Beutel e Hegger [7]. A investigação consistiu num conjunto de ensaios sobre lajes fungiformes armadas com estribos, onde se variava o modo de ancoragem dos mesmos (Figura 2.25). Os resultados destes ensaios foram comparados com outras investigações utilizando diferentes sistemas de armaduras de punçoamento. Adicionalmente, foi realizada uma simulação computacional em elementos finitos 3D de diferentes tipos de ancoragem, onde foram monitorizados o deslize da ligação e a tensão na rotura (Figura 2.26). Os investigadores concluíram que a rotura pelo exterior das armaduras de punçoamento não dependia do sistema de armaduras usado e que apenas os "double-headed studs", "studrails" e estribos ancorados através de ganchos atingiam a tensão de cedência na rotura. Os estribos com dobras a 90° atingiam 70% da tensão de cedência. Devido ao aumento da resistência do betão na zona comprimida, os "studrails" eram os que conduziam à maior carga de rotura.

Os resultados da simulação computacional mostraram que o desempenho dos estribos

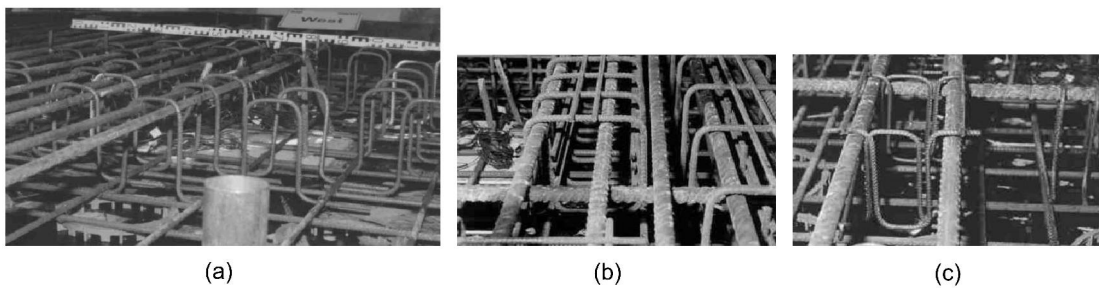


Figura 2.25: Sistema de armaduras de punção: (a) Estribos convencionais envolvendo a armadura de flexão inferior e superior; (b) Estribos em fibra com união vertical, envolvendo apenas a armadura de tração; (c) Estribos em fibra com união vertical, envolvendo a armadura de tração e de compressão [7].

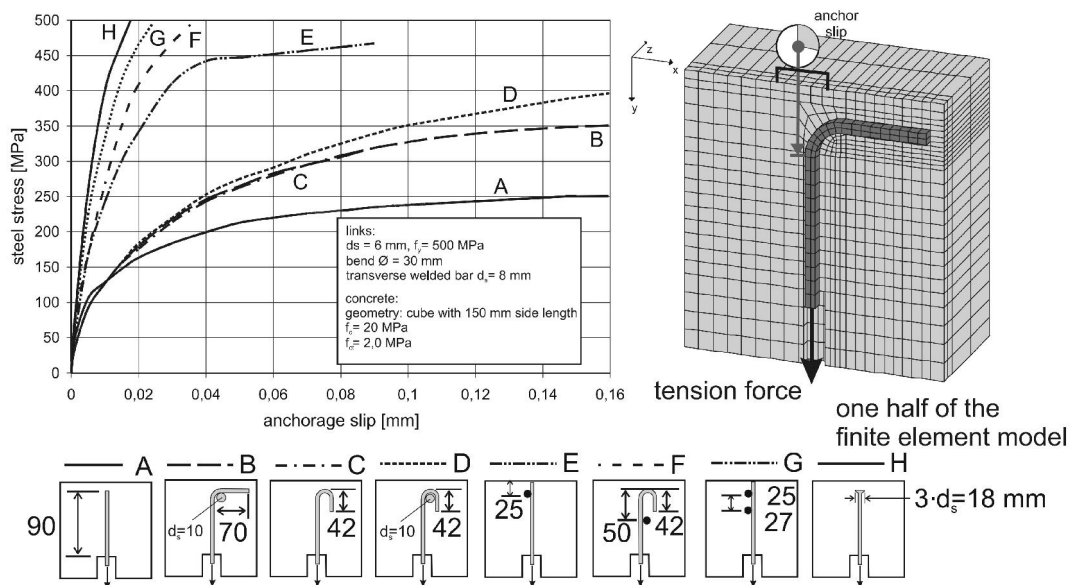


Figura 2.26: Simulação em elementos finitos 3D de configurações de ancoragem de estribos [7].

ancorados por meio de uma barra transversal soldada era o que mais se aproximava do proporcionado pelos "double-headed studs". Por sua vez, a eficiência da ancoragem com dobras a 180° (ganchos) e dobras a 90° só é aceitável quando estribo e varão da armadura longitudinal tracionada estão em contacto.

2.2.3.2 Quantidade e distribuição da armadura de punção

Para além do tipo de armaduras que é utilizado, existem outros fatores que influenciam a eficiência de um sistema de armaduras de punção, tais como a quantidade ou a distribuição da armadura de punção. Os dois parâmetros mais importantes na distribuição da armadura de punção são a distância do primeiro perímetro de armaduras à face do pilar, s_{r0} , e o espaçamento entre perímetros adjacentes, s_r (Figura

2.27).

A limitação do espaço entre perímetros adjacentes força as fissuras de punçoamento a atravessarem os elementos da armadura de punçoamento, mobilizando a respetiva resistência mecânica. Note-se que, considerando a altura dos elementos da armadura de punçoamento igual à altura útil da laje (d), um espaçamento entre varões de d permitiria o desenvolvimento de uma fissura com um ângulo de 45° entre os elementos da armadura de punçoamento [8]. O Eurocódigo [19] recomenda que a distância radial entre elementos da armadura de punçoamento seja igual ou inferior a $0.75d$, enquanto a distância do primeiro perímetro à face do pilar deve ser maior ou igual a $0.3d$.

Do ponto de vista teórico, as armaduras de punçoamento devem ser distribuídas igualmente ao longo da superfície de rotura (Figura 2.27a). Contudo, consoante o sistema de armaduras de punçoamento utilizado, podem existir condicionantes que dificultem a sua disposição ou a interação com a armadura de flexão. Ghali and Megally [28], distribuindo a armadura de punçoamento segundo as duas direções ortogonais e omitindo as armaduras nas diagonais, obtiveram resultados igualmente satisfatórios (Figura 2.27b). De facto, "studrails" dispostos radialmente não ofereciam nenhuma vantagem estrutural quando comparados com "studrails" dispostos segundo as duas direções ortogonais. De referir que, quando é usada a distribuição radial, o espaçamento circunferencial entre elementos da armadura de punçoamento deve ser limitado para garantir que todos atuam em conjunto [33]. O EC2 recomenda que o espaçamento circunferencial entre os elementos do perímetro mais afastado da zona carregada não deve ser superior a $2d$.

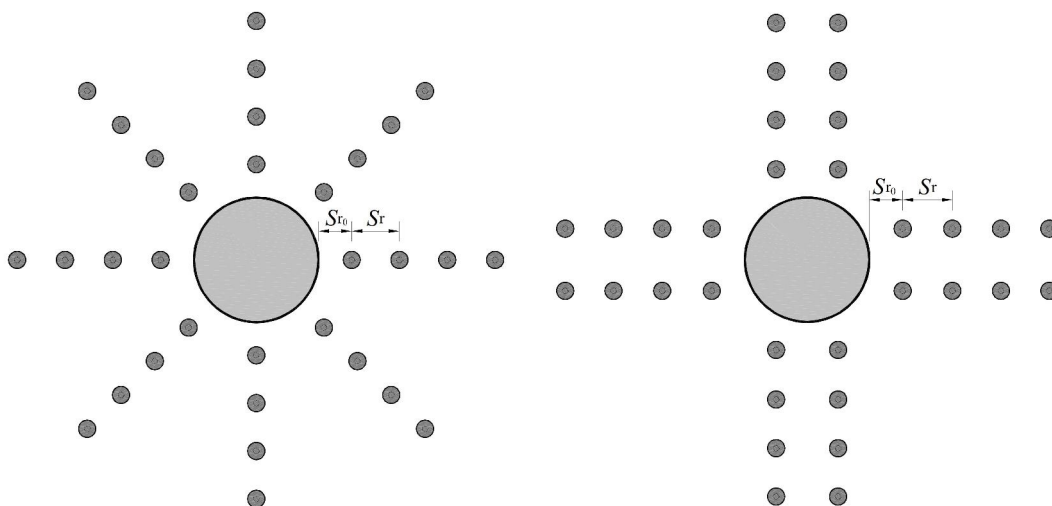


Figura 2.27: Distribuição da armadura de punçoamento: (a) Distribuição radial; (b) Distribuição ortogonal [26].

2.2.3.3 Extensão da armadura de punçamento

Outra variável que tem particular importância no comportamento da ligação laje-pilar é a extensão da zona com armaduras de punçamento. Quando o prolongamento da zona de com armaduras de punçamento não é suficiente, a rotura pode ocorrer pelo exterior das armaduras de punçamento. A carga de rotura correspondente é maior, quando comparada com a laje sem armaduras específicas, contudo, a capacidade de deformação da laje não sofre alterações significativas e a rotura dá-se de forma brusca. Hawkins [36] recomendou que a armadura de punçamento devia ser prolongada pelo menos até uma distância de $2d$ além do ponto onde, teoricamente, já não seria necessária por considerações de resistência.

2.2.3.4 Espessura da laje

A espessura da laje é um aspeto importante a considerar no estudo da resistência ao punçamento com armaduras específicas. Lips, Ruiz e Muttoni [45] efetuaram um conjunto de ensaios em lajes fungiformes com diferentes espessuras e diferentes tipos de armaduras de punçamento, e concluíram que o aumento da resistência ao punçamento é aproximadamente proporcional ao parâmetro normalizado ud e a capacidade de rotação é inversamente proporcional ao parâmetro normalizado d , onde d é a altura útil e u é o perímetro de controlo situado a uma distância de $d/2$ da face do pilar (Figura 2.28). Gomes [33] refere que em lajes de espessura reduzida, para que a sua resistência possa ser totalmente mobilizada, as armaduras de punçamento têm de ter boas condições de ancoragem nas duas extremidades. Inclusive, algumas normas de dimensionamento recomendam o uso de armaduras de punçamento apenas em lajes com espessuras iguais ou superiores a 200 mm [14].

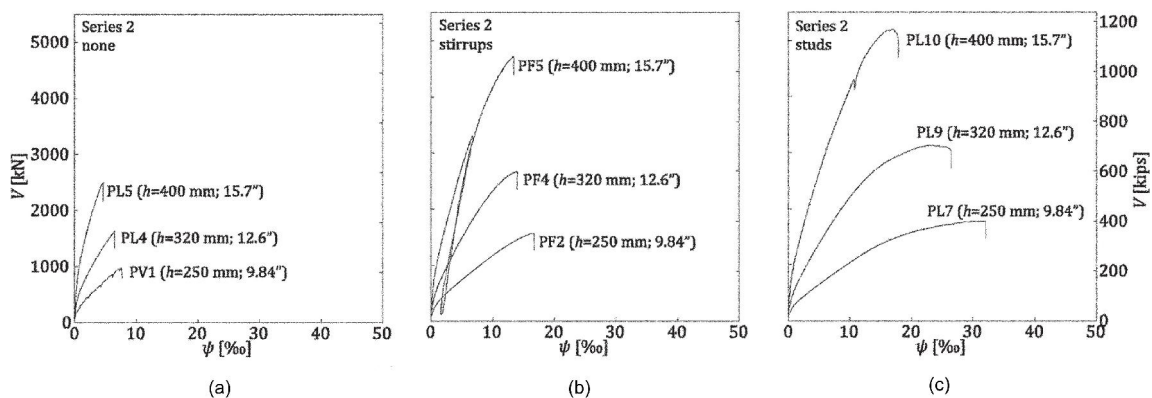


Figura 2.28: Curvas de carga-rotação dos modelos ensaiados, variando a espessura: (a) Sem armaduras de punçamento; (b) Estribos; (c) "Studs" [45].

2.2.4 Trabalhos de investigação

2.2.4.1 Andersson (1963)

Andersson [4] ensaiou um conjunto de lajes fungiformes circulares com diâmetro de 1710 mm, apoiadas em colunas circulares com diâmetros de 150 mm e 300 mm. As armaduras de punçoamento consistiam em varões dobrados e estribos verticais, e as variáveis eram a sua quantidade e distribuição. Foram também testadas duas configurações de armadura longitudinal, uma distribuída nas duas direções ortogonais, e outra distribuída em forma de anel (Figura 2.29). Todas as lajes foram submetidas a carregamento centrado e monotónico, e ensaiadas até à rotura. A Tabela 2.1 resume as características geométricas e mecânicas dos modelos ensaiados e os resultados experimentais.

A capacidade resistente das lajes com armaduras de punçoamento aumentou até 50%, em relação à laje sem armaduras de punçoamento. Apesar do aumento da resistência ao punçoamento, o autor realça que a principal vantagem do uso de armaduras de punçoamento é o aumento da capacidade de rotação da laje. Andersson conclui, ainda, que a utilização de uma maior densidade de armaduras de flexão pode aumentar a carga de rotura da laje.

2.2. RESISTÊNCIA AO PUNÇAMENTO COM ARMADURAS ESPECÍFICAS

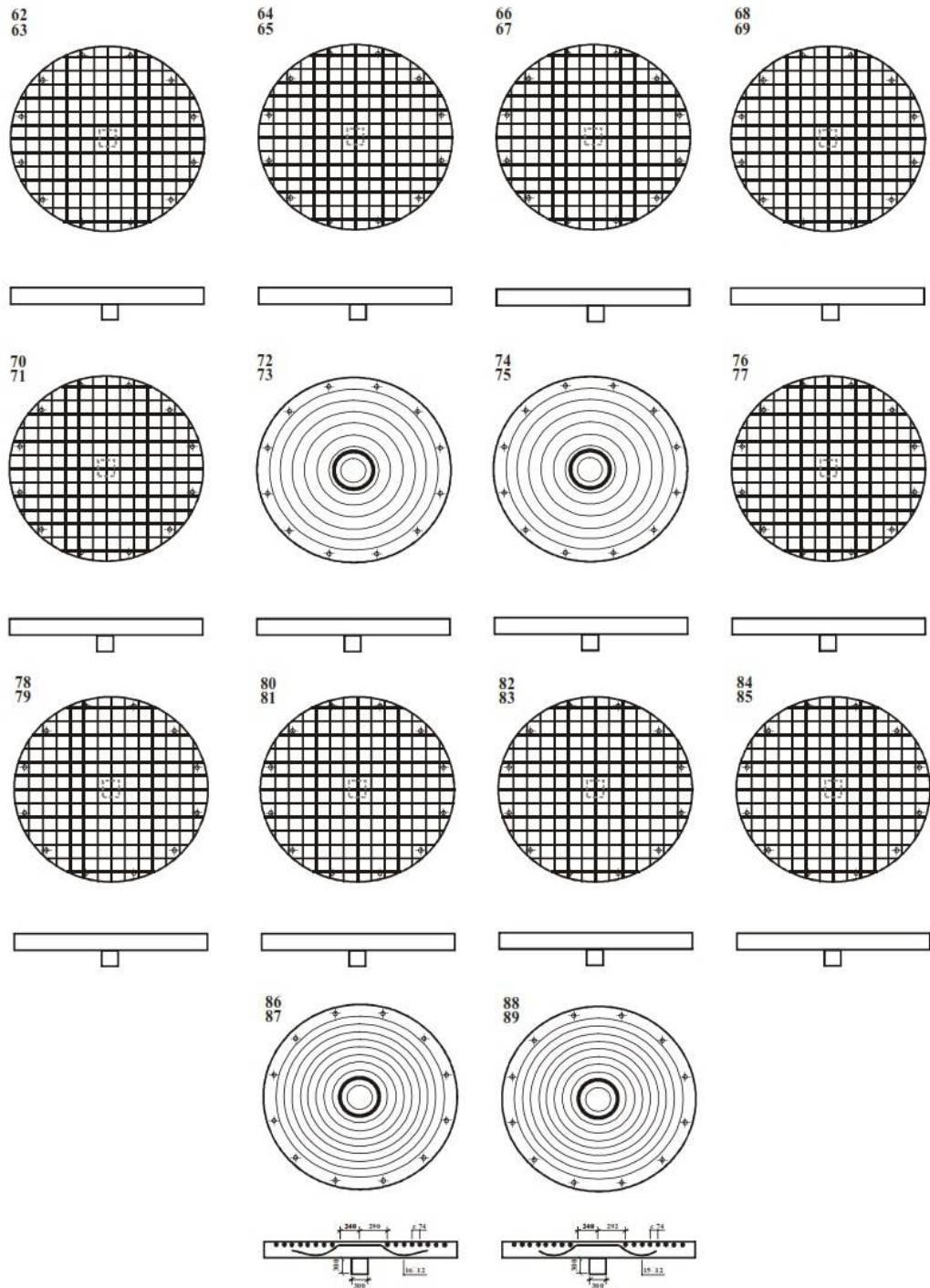


Figura 2.29: Pormenor das lajes ensaiadas por [4].

Tabela 2.1: Resultados dos ensaios realizados por [4].

Nº	Modelo		Materiais		Armadura de punçoamento			Resultados	
	h [mm]	d [mm]	f_c [MPa]	ρ [%]	Tipo	A_{sw} /camada [mm ²]	Nº camadas	V_{exp} [kN]	Modo de rotura
62	150	120	26,8	0,8	B	1356	1	353	flexão
63	150	120	26,9	0,8	B	1356	1	360	flexão
64	150	120	26,9	0,8	B	2260	1	378	flexão
65	150	121	26,8	0,8	B	2260	1	380	flexão
66	150	119	27,3	0,8	E	340	2	298	flexão
67	150	121	27,9	0,8	E	340	2	300	flexão
68	150	120	26,2	0,8	E	680	1	280	interior
69	150	121	25,3	0,8	E	680	1	254	interior
70	150	121	24,2	0,8	E	200	5	278	interior
71	150	123	25,7	0,8	E	200	5	298	interior
72	150	124	27,4	0,8	B	1356	1	232	exterior
73	150	123	27,6	0,8	B	1356	1	240	exterior
74	150	125	26	0,8	B	1356	1	238	exterior
75	150	125	25,9	0,8	B	1356	1	230	exterior
76	150	122	27,5	1,1	B	1356	1	545	flexão
77	150	125	28,6	1	B	1356	1	560	flexão
78	150	120	28,8	1,1	B	2712	1	618	flexão
79	150	119	29	1,1	B	2712	1	624	flexão
80	150	121	28,6	0,8	B	1808	1	462	flexão
81	150	120	26,4	0,8	B	1808	1	480	flexão
82	150	120	27,7	1,1	E	452	2	468	flexão
83	150	119	23,9	1,1	E	452	2	468	flexão
84	150	123	25,2	1,1	E	905	1	420	interior
85	150	122	25,4	1,1	E	905	1	400	interior
86	150	129	27,5	1,2	B	1356	1	350	exterior
87	150	129	27,2	1,2	B	1356	1	342	exterior
88	150	128	28,1	1,2	B	1356	1	343	exterior
89	150	126	26,7	1,2	B	1356	1	320	exterior

B - varões dobrados

E - estribos

2.2.4.2 Gomes (1991)

Gomes [33] investigou a resistência ao punçamento de 12 lajes fungiformes com dimensões em planta de 3000 mm x 3000 mm e espessura de 200 mm, armadas com armaduras de punçamento. Todas as lajes foram sujeitas a carregamento simétrico e monotônico através de uma placa quadrada de 200 mm de lado. A armadura de punçamento era formada por secções de perfis metálicos universais em I, como mostra a Figura 2.30. Depois de cortadas, as secções em I foram soldadas a varões de 4 mm de diâmetro para manterem o espaçamento entre elas e para manterem a posição durante a betonagem (Figura 2.31).

A armadura de flexão era igual em todos os modelos e consistia, em cada direção, em 31 varões de 16 mm de diâmetro na armadura superior e 21 varões de 8 mm de diâmetro na armadura inferior. Como modelos de referência, utilizaram-se duas lajes sem armaduras de punçamento (modelos 1 e 1A). As variáveis estudadas foram a distribuição das armaduras de punçamento (Figura 2.32), a área de armadura transversal e o número de perímetros de armadura de punçamento. Na Tabela 2.2 são apresentadas a características dos modelos ensaiados e os resultados obtidos.

Todas as lajes atingiram a rotura por punçamento com cargas de rotura entre 560 kN e 1227 kN. Os resultados indicam que as lajes armadas com secções de perfis metálicos em I podem atingir o dobro da resistência ao punçamento, quando comparadas com as lajes de referência. A distribuição das armaduras de punçamento pode influenciar a performance das lajes. O desempenho das armaduras de punçamento distribuídas de forma radial foi melhor, em relação às armaduras distribuídas de forma ortogonal. Com base nos resultados obtidos, Gomes recomenda que, do lado da segurança, a distância radial entre os elementos que compõem a armadura de punçamento não deve exceder $0.5d$.

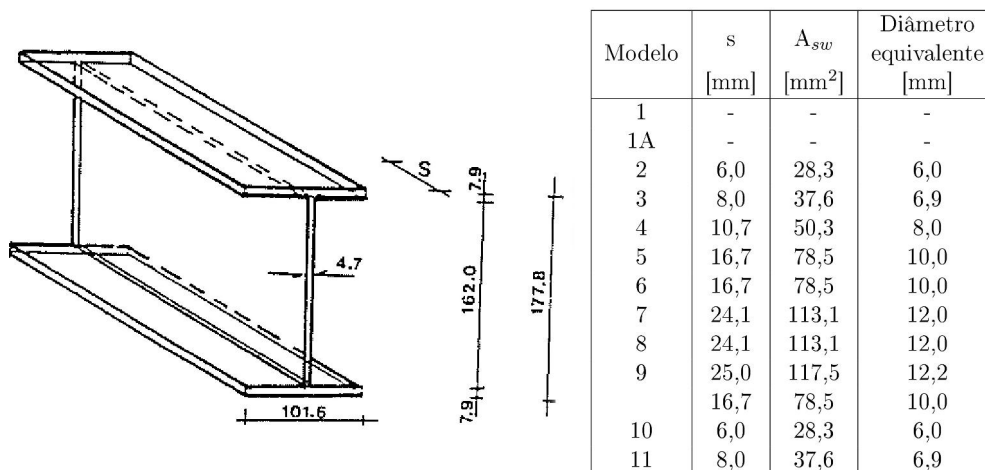


Figura 2.30: Dimensões das armaduras de punçamento [33].

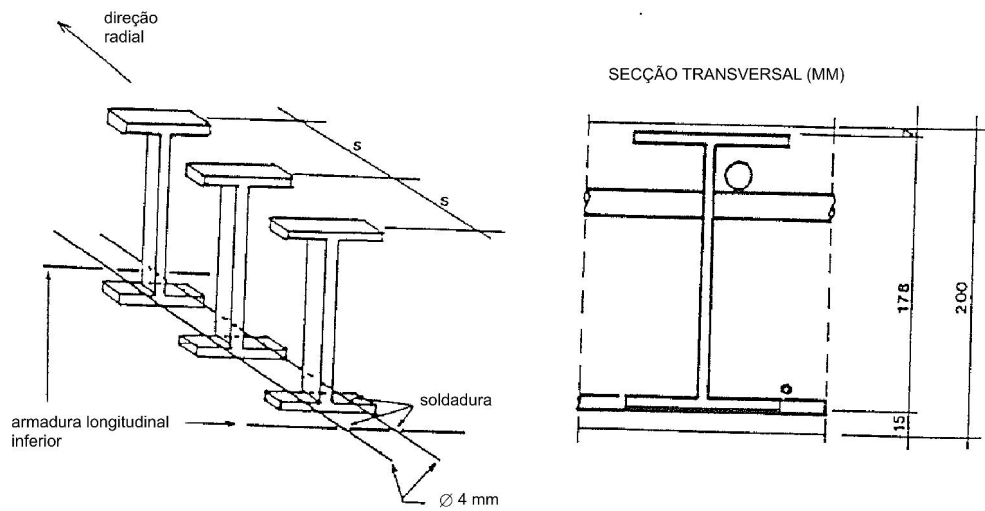


Figura 2.31: Montagem das armaduras de punçoamento [33].

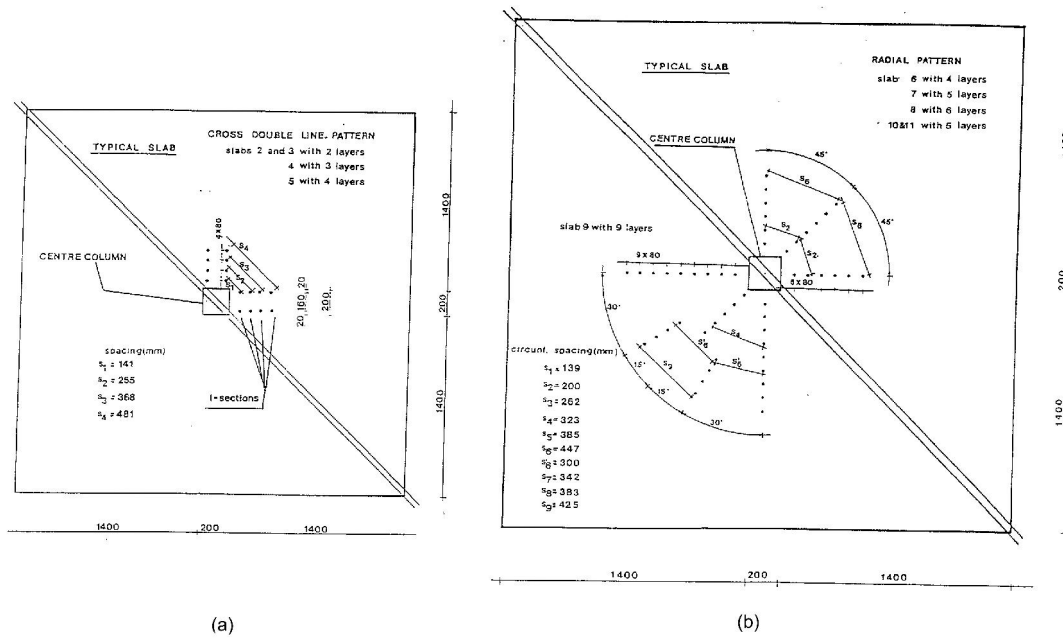


Figura 2.32: Distribuição das armaduras de punçoamento: (a) Radial; (b) Ortogonal [33].

Tabela 2.2: Resultados dos ensaios realizados por [33].

Modelo	d [mm]	Distrb.	f_c [MPa]	A_{sw} /camada	V_{exp} [kN]	Modo de rotura
1	159	-	50,3	-	560	-
1A	159	-	51,4	-	587	-
2	153	orto.	43,1	226,4	693	interior
3	158	orto.	49,0	300,8	773	int/ext
4	159	orto.	40,1	402,4	853	exterior
5	159	orto.	43,4	628	853	exterior
6	159	radial	46,7	628	1040	exterior
7	159	radial	42,3	904,8	1120	exterior
8	159	radial	42,6	904,8	1200	exterior
9	159	radial	50,0	940	1227	exterior
10	154	radial	44,2	226,4	800	interior
11	154	radial	43,2	300,8	907	interior

2.2.4.3 Oliveira, Melo e Regan (2000)

Oliveira, Melo e Regan [53] apresentaram um novo sistema de armaduras de punçamento composto por estribos inclinados. Para testar a eficiência deste novo sistema, o desempenho de lajes armadas com estes estribos foi comparado com o desempenho de lajes armadas com estribos fechados convencionais.

O estudo incidiu sobre 11 lajes quadradas com 1800 mm de lado e espessura de 130 mm. A armadura longitudinal superior consistia em varões de aço com diâmetro de 12.5 mm, espaçados uniformemente nas duas direções. A ancoragem da armadura longitudinal nas extremidades foi assegurada por grampos com 400 mm de comprimento e 6.3 mm de diâmetro. A armadura longitudinal inferior era formada por varões de aço com diâmetro de 6.3 mm, distribuídos uniformemente nas duas direções.

As duas primeiras lajes, sem armaduras de punçamento, foram usadas como modelos de referência. As três lajes seguintes foram armadas com estribos verticais convencionais, distribuídos em cruz, como mostra a Figura 2.33b. As lajes 6 a 9 foram armadas com estribos inclinados (inclinação de 57°), distribuídos igualmente em forma de cruz (Figura 2.33a). As lajes 10 e 11 usaram-se estribos inclinados, mas com distribuição em planta de acordo com a Figura 2.34.

Antes de serem ensaiadas, as lajes foram apoiadas em quatro pedestais de betão. A carga foi aplicada por meio de um macaco hidráulico centrado na face inferior da laje, através de uma placa metálica quadrada de 120 mm de lado. A reação na laje foi proporcionada por vigas de aço colocadas no topo da laje. As vigas, por sua vez, estavam ancoradas à laje do laboratório através de varões de aço de alta resistência (Figura 2.35).

A carga foi aplicada em incrementos de 30 kN, e foi medida por uma célula de carga colocada entre o macaco e a laje. Para além da carga foram medidos o desenvolvimento de fendas, os deslocamentos verticais e as deformações nas armaduras de flexão e de

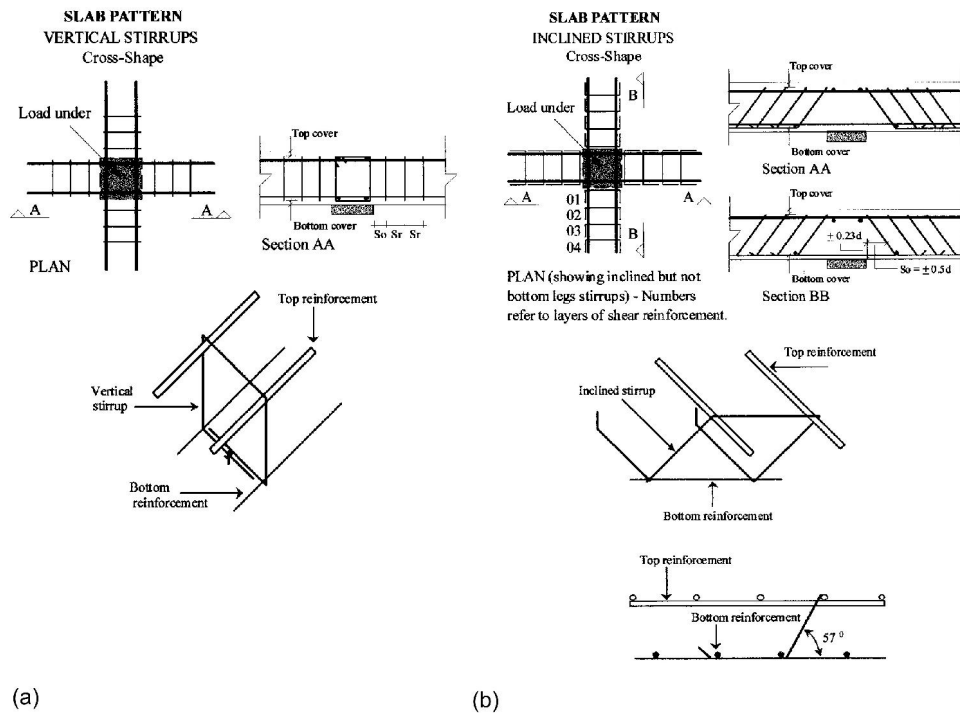


Figura 2.33: Armaduras de punçoamento: (a) Estribos verticais; (b) Estribos inclinados [53].

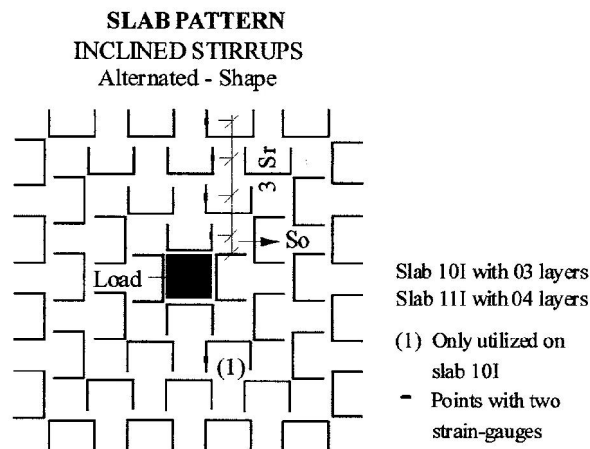


Figura 2.34: Armaduras de punçoamento inclinadas: distribuição alternativa [53].

punçoamento. As características das lajes e as respetivas cargas de rotura estão resumidas na Tabela 2.3.

As duas lajes sem armaduras de punçoamento atingiram a rotura por punçoamento de forma brusca. Quando foram adicionados estribos verticais a carga de rotura aumentou. Na laje 3V, com menor quantidade e extensão de armaduras de punçoamento, a superfície de rotura foi semelhante à das lajes sem armaduras de punçoamento. Quando foi aumentada a área de armadura transversal (laje 4V), a superfície de rotura deslocou-se para a zona

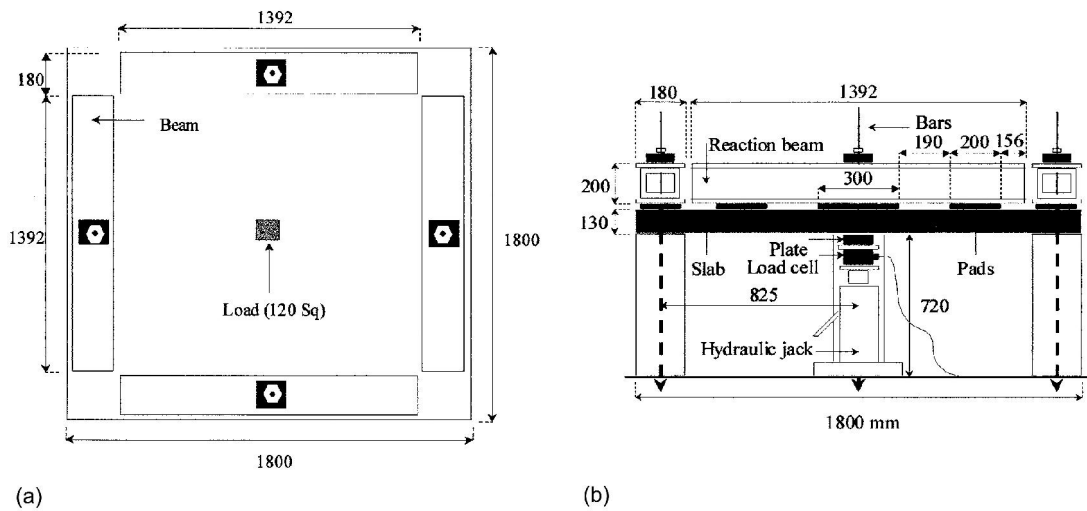


Figura 2.35: Sistema de ensaio: (a) Vista em planta; (b) Vista em alçado [53].

Tabela 2.3: Resultados dos ensaios realizados [53].

Modelo	d [mm]	ρ	f_{cc} [MPa]	A_{sw}/camada [mm ²]	N ^o camadas	V_{exp} [kN]
1	93	0,015	60,88	-	-	270
2	97	0,014	62,85	-	-	335
3V	105	0,012	63,02	157,1	2	386
4V	103	0,013	66,35	249,4	2	377
5V	103	0,013	61,45	249,4	3	423
6I	100	0,014	62,38	157,1	2	410
7I	100	0,014	60,00	249,4	2	490
8I	100	0,014	62,60	249,4	3	540
9I	100	0,014	60,00	249,4	4	560
10I	105	0,013	61,00	249,4*	3	520
11I	102	0,013	62,06	249,4*	4	551

exterior às armaduras de punçamento. Na laje 5V, em que se aumentou a área e a extensão da armadura de punçamento, o cone de rotura foi menos perceptível.

A rotura das lajes com estribos inclinados distribuídos em cruz deu-se pelo exterior das armaduras de punçamento, exceto no caso da laje 6V, cujo modo de rotura foi semelhante ao da laje 5V. As lajes com distribuição alternativa atingiram a rotura na zona carregada, com as respetivas superfícies de rotura a apresentar uma inclinação acentuada. O modo de rotura das lajes 8I, 9I e 11I terá sido parcialmente por flexão.

Com base nos resultados obtidos os autores concluem que a utilização de armaduras de punçamento melhora a capacidade resistente e a ductilidade da laje. Contudo, os autores realçam que o desempenho dos estribos inclinados é significativamente melhor, quando comparado com o desempenho dos estribos convencionais.

2.2.4.4 Broms (2000)

No seguimento de investigações anteriores, Broms [10] ensaiou um conjunto de lajes fungiformes com o objetivo de apresentar um sistema de armaduras de punçoamento fácil de instalar e que, ao mesmo tempo, proporcionasse uma capacidade de deformação semelhante à de lajes apoiadas em vigas. No total foram ensaiadas 7 lajes fungiformes, com as mesmas dimensões em planta, e com diferentes combinações de armaduras de punçoamento, formadas por varões dobrados e por um sistema de estribos verticais denominado pelo investigador de "stirrup cages" (Figura 2.36). Na Tabela 2.4 estão resumidas as características das armaduras dos modelos ensaiados.

Tabela 2.4: Características das armaduras dos modelos ensaiados [10].

Modelo	Armd. Long. superior em cada direção	Armd. Long. inferior em cada direção	Varões dobrados em cada direção	Varões transversais em cada direção
9, 9a	22 \varnothing 10	16 \varnothing 8	-	-
10	17 \varnothing 11	16 \varnothing 8	3 \varnothing 12	-
11	17 \varnothing 12	12 \varnothing 8	3 \varnothing 12	-
12	17 \varnothing 13	12 \varnothing 8	3 \varnothing 12	\varnothing 5 // 100 mm
13, 14	16 \varnothing 14	12 \varnothing 8	3 \varnothing 12	\varnothing 5 // 100 mm

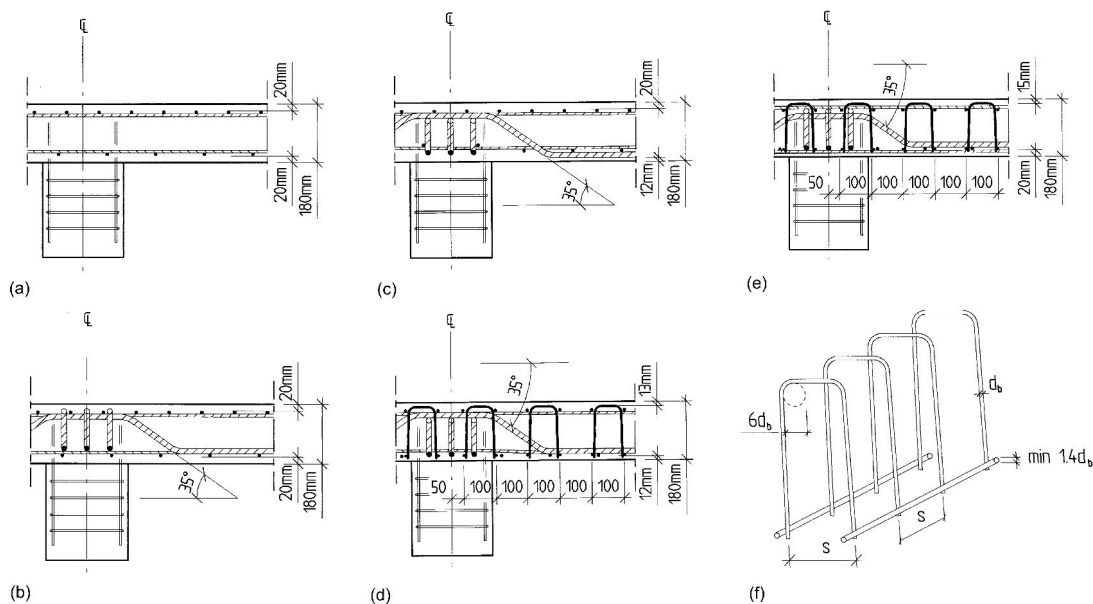


Figura 2.36: Disposição das armaduras de punçoamento: (a) Lajes 9 e 9a; (b) Laje 10; (c) Laje 11; (d) Laje 12; (e) Lajes 13 e 14; (f) "Stirrup cages" [10].

As lajes tinham dimensões em planta de 2600 mm x 2600 mm e 180 mm de espessura. A altura efetiva para a tensão de flexão, 150 mm, e a taxa de armadura longitudinal, 0.5%, era igual em todos os modelos. A carga foi aplicada em incrementos de 25 kN, em oito pontos distribuídos simetricamente nos lados de um quadrado com 2000 mm de lado

(Figura 2.37). Após o início do comportamento dúctil os incrementos de carga passaram a ser deslocamentos de 5 mm.

As lajes de referência, 9 e 9a, não tinham armaduras de punçamento. As lajes 10 e 11 foram armadas com varões dobrados distribuídos sobre a zona do pilar. O comprimento dos tramos inferiores dos varões era de 450 mm e 900 mm, respetivamente. No primeiro caso os varões não ancoravam na armadura longitudinal inferior, enquanto no segundo caso os varões envolviam a armadura longitudinal inferior. As lajes 12 a 14 foram armadas com uma combinação de varões dobrados e "stirrup cages". Na laje 12 os varões longitudinais das "stirrup cages" foram posicionados paralelamente aos varões da primeira camada de armadura longitudinal inferior. Nas lajes 13 e 14 os varões longitudinais das "stirrup cages" foram colocados após a armadura longitudinal inferior, paralelamente aos varões da segunda camada. Os resultados dos ensaios estão resumidos na Tabela 2.5 e na Figura 2.37.

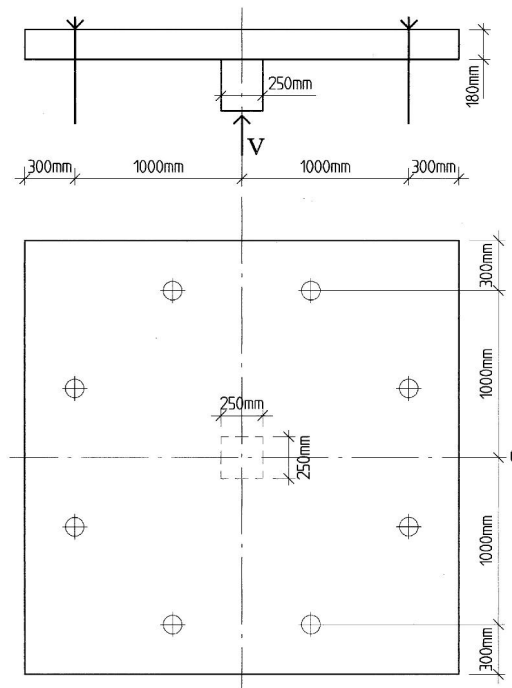


Figura 2.37: Configuração do sistema de ensaio [10].

Tabela 2.5: Resultados dos ensaios [10].

Modelo	9	9a	10	11	12	13	14
V_{exp} [kN]	408	360	345	377	420	443	440
Modo de rotura	Punç.	Punç.	Shear	Shear	Flex.	Flex.	Flex.

As lajes de referência atingiram a rotura por punçamento. Nas lajes 10 e 11 o efeito da utilização de varões dobrados na resistência ao punçamento e na ductilidade foi

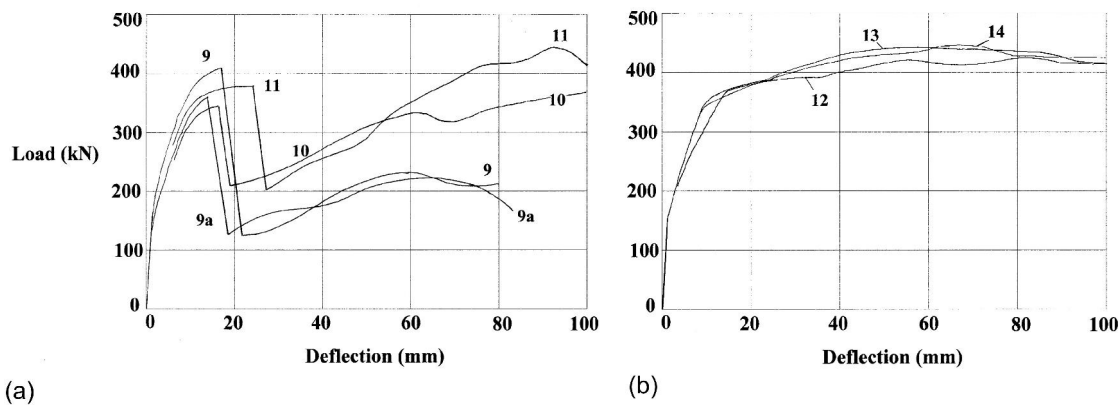


Figura 2.38: Curvas de carga-deslocamento dos modelos ensaiados: (a) Lajes 9 a 11; (b) Lajes 12 a 14 [10].

limitado. A melhoria do comportamento pós-rotura é mais evidente, embora a Figura 2.38a mostre que a laje sofre um deslocamento acentuado antes das armaduras serem ativadas e funcionarem como "cabides". O comportamento das lajes 12 a 14 foi de acordo com o esperado, verificando um aumento contínuo da carga aplicada até ao deslocamento de 100 mm, altura em que o ensaio foi interrompido (Figura 2.38). Não se observaram diferenças de performance entre a laje 12 e as lajes 13 e 14, cuja altura de recobrimento dos varões longitudinais dos "stirrup cages" era maior.

Com base nos resultados o autor concluiu que a combinação de barras dobradas e "stirrup cages", para além de facilitar a instalação, permite o aumento da resistência ao punçoamento e da capacidade de deformação da laje. Inclusive, o investigador afirma que, lajes fungiformes armadas com este sistema, têm a mesma capacidade de deformação de lajes apoiadas em vigas e o risco de ocorrência de rotura frágil é eliminado.

2.2.4.5 Beutel e Hegger (2002)

Para testar a influência das condições de ancoragem na eficiência de um sistema de armaduras de punçoamento, Beutel e Hegger [7] realizaram ensaios de punçoamento simétrico sobre 10 lajes, armadas com estribos de convencionais (Figura 2.39b) e estribos produzidos a partir de malhas de varões eletrossoldados (Figura 2.39a e c). Os estribos do Tipo I e do Tipo III eram formados por um estribo inferior e um estribo superior. Enquanto os estribos do tipo III envolviam a armadura longitudinal inferior, a ancoragem dos estribos do Tipo I na zona comprimida era proporcionada por dois varões eletrossoldados, sem envolver a armadura longitudinal inferior.

Os modelos foram produzidos à escala real e representavam uma ligação interior laje-pilar. A espessura variou entre 230 mm e 275 mm e a dimensão do lado do pilar, quadrado, variou entre 320 mm e 400 mm, respetivamente. Todas as lajes tinham diâmetro de 2750 mm, e o diâmetro de carregamento era de 2400 mm. Na Figura 2.40 estão representados o sistema de ensaio e as características da armadura de flexão utilizada. A Tabela 2.6 resume

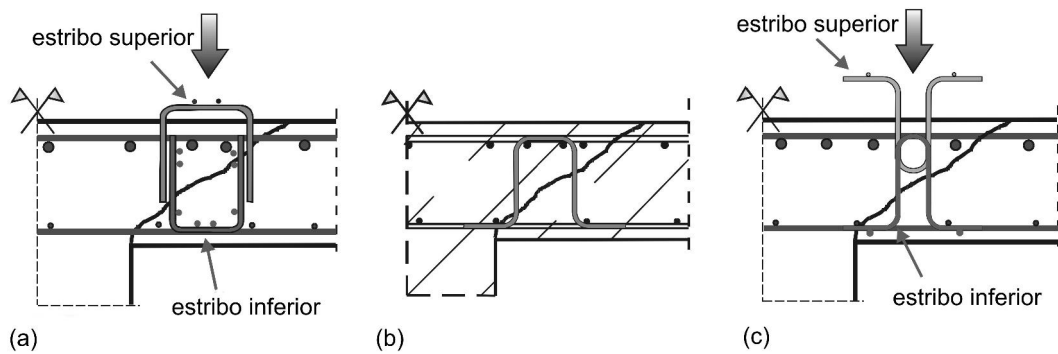


Figura 2.39: Armadura de punção: (a) Estribos do Tipo I; (b) Estribos convencionais do tipo II; (c) Estribos do tipo III [7].

as principais características das lajes ensaiadas e as cargas de rotura obtidas.

Tabela 2.6: Resultados dos ensaios [7].

Modelo	d [mm]	Pilar [mm]	f_c [MPa]	$A_{sw}/camada$ [mm^2]	V_{exp} [kN]	Modo de rotura
P1	190	400	21,9	-	615	Punc.
P1-Ia	190	400	27,3	220	1151	out
P1-II	190	400	26,2	220	1055	out
P2-I	190	400	37,9	312	1326	out
P2-II	190	400	29,8	322	1109	in
P2-III	190	400	37,5	312	1276	Flex.
P3-I	220	320	23,2	433	1624	in
P4-III	220	320	27,8	442	1522	in
P5-I	220	320	45,3	442	1936	in
P6-I	220	320	46,3	1312	2349	in
P7-I	230	320	40,0	974	2117	in

Punc. - rotura por punção

Flex. - rotura por flexão

in - rotura no interior da zona reforçada

out - rotura fora da zona reforçada

O desempenho dos estribos do Tipo I mostraram que a utilização de varões soldados transversalmente pode dispensar a ancoragem física dos estribos na armadura longitudinal inferior. Esta conclusão está limitada a ensaios de punção simétrico. Quando comparado com estribos convencionais, o ganho de resistência com estribos do Tipo I e do Tipo III foi de 7%. Para além de aumentarem a capacidade resistente, o processo de instalação "in situ" também é acelerado, no entanto, o peso destes sistemas de armaduras é cerca do dobro, em relação ao peso dos estribos convencionais.

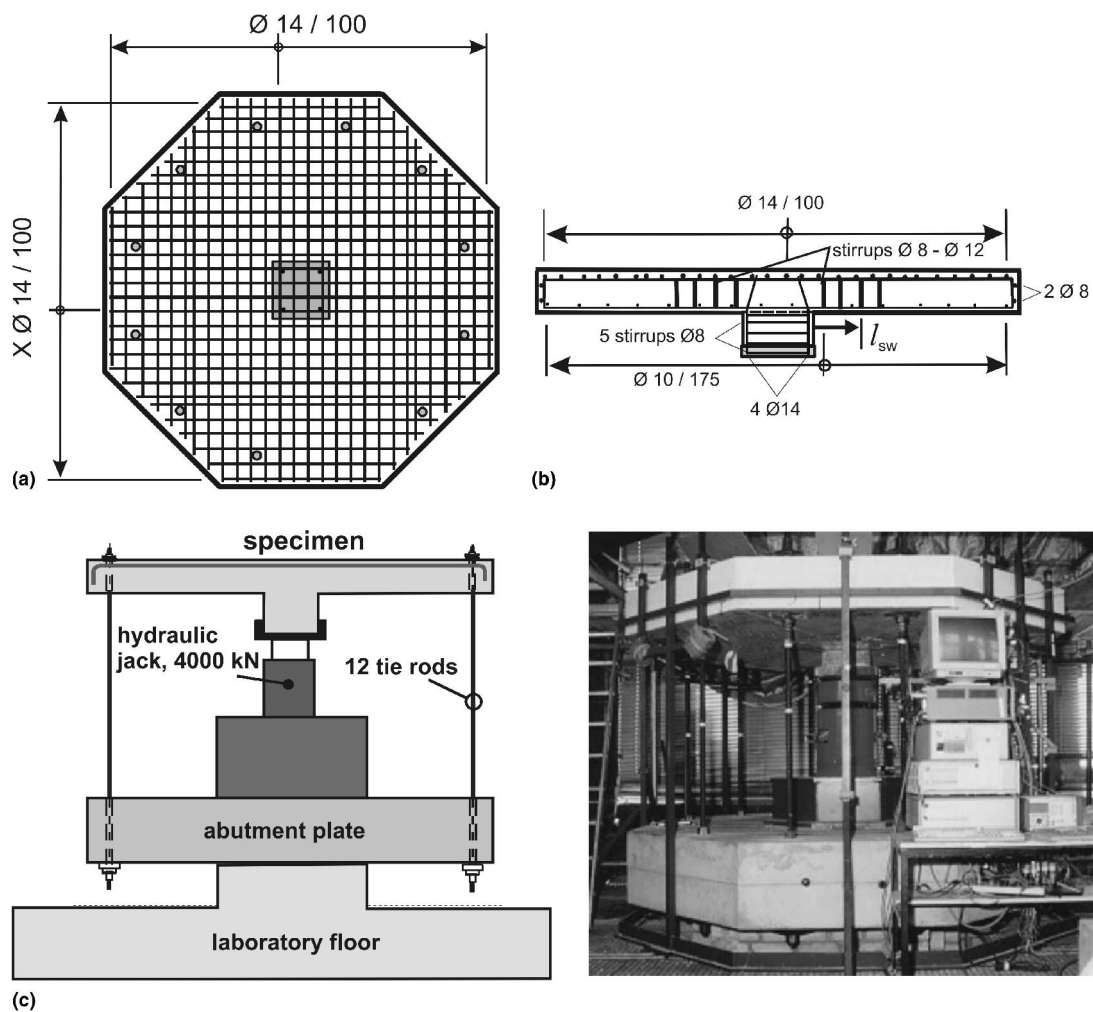


Figura 2.40: (a) Armadura de longitudinal superior; (b) Pormenor transversal das lajes; (c) Sistema de ensaio [7].

2.2.4.6 Pilakoutas e Li (2003)

Com o objetivo de validar a patente de um novo sistema de reforço de punçoamento denominado "Shearband", Pilakoutas e Li [54] realizaram ensaios sobre quatro lajes fungiformes quadradas, com 2000 mm de lado e espessura de 175 mm. Este novo sistema consiste em bandas alongadas de aço de alta resistência e de alta ductilidade, com largura de 25,4 mm e espessura de 0,8 mm, que ondulam sobre e para o interior da armadura de flexão. A Figura 2.41 ilustra as características da armadura de flexão dos modelos ensaiados.

As lajes foram nomeadas de PSS-A a PSS-D. A laje PSS-A, de referência, tinha apenas armadura longitudinal. As lajes PSS-B a PSS-D foram armadas com o sistema "Shearband", onde se variaram algumas das suas características. A laje PSS-B foi armada com bandas de aço inclinadas, com furos circulares de diâmetro de 8 mm ao longo do eixo central e furos

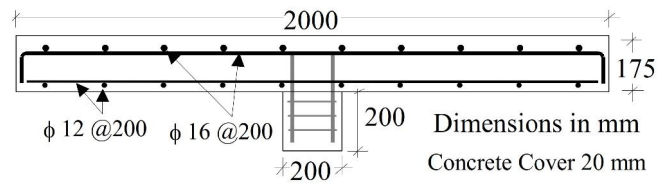


Figura 2.41: Pormenor da armadura de flexão e do pilar [54].

semi-circulares nas extremidades, necessários para manter boas condições de ancoragem [55] (Figura 2.42a). As bandas foram distribuídas na vizinhança do pilar, segundo as duas direções principais (Figura 2.42b). Na laje PSS-C foram usadas bandas sem furação e com uma perna adicional em cada extremidade (Figura 2.42c). Na laje PSS-D usaram-se bandas perfuradas com tramos transversais verticais. Neste caso, as bandas foram distribuídas uniformemente em torno da zona carregada, como mostra a Figura 2.43. Nenhuma das bandas ancorava na armadura longitudinal inferior, exceto na laje PSS-D, cujas bandas envolviam a armadura longitudinal inferior através de uma dobra em cada extremidade, efetuada manualmente (Figura 2.43).

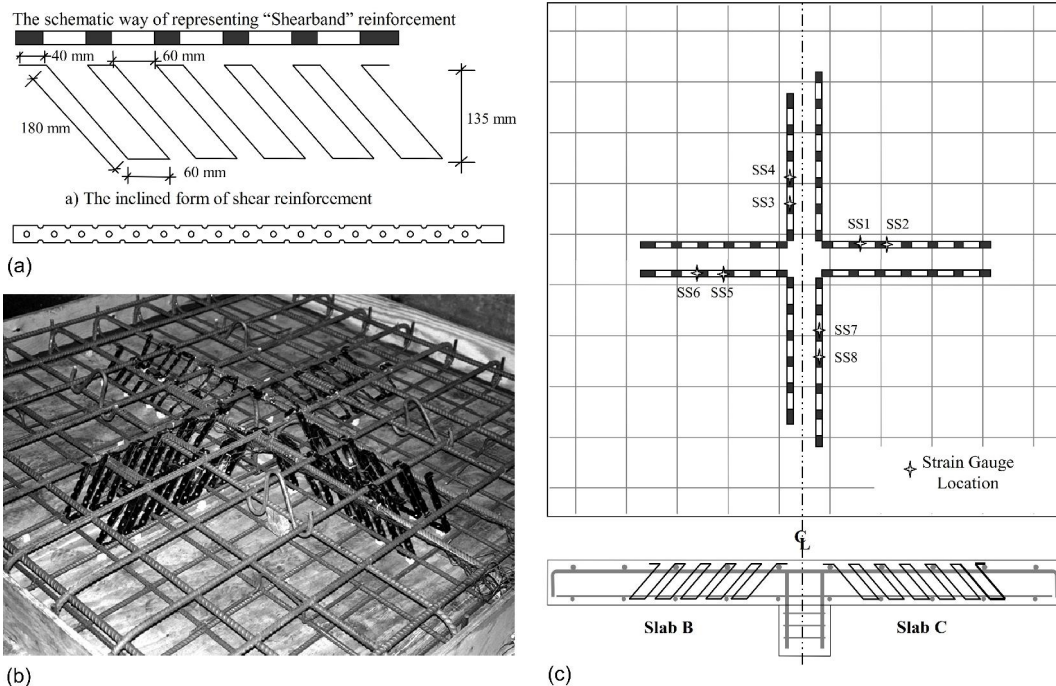


Figura 2.42: Pormenor das armaduras de punção: (a) Bandas inclinadas; (b) Fotografia da armadura de punção da laje PSS-B; (c) Pormenor das armaduras de punção das lajes PSS-B e PSS-C [54].

As lajes foram carregadas em oito pontos distribuídos simetricamente sobre um círculo de diâmetro 1.7 m, como ilustra a Figura 2.44. A carga foi aplicada por oito macacos hidráulicos de 100 kN de capacidade de carga. A carga foi controlada manualmente e

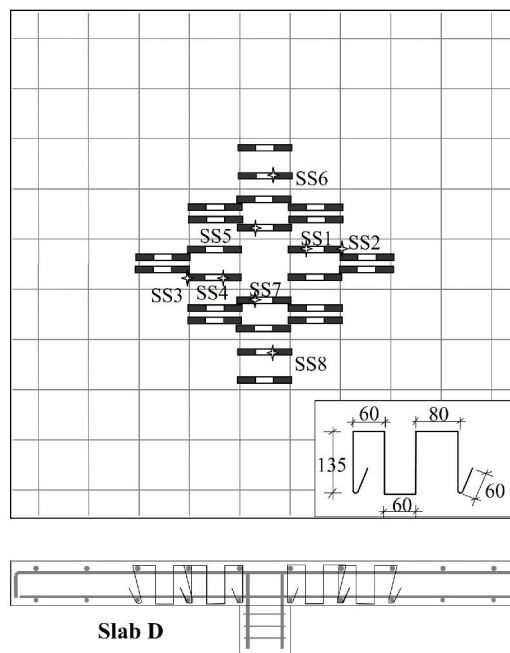


Figura 2.43: Pormenor das armaduras de punção da laje PSS-D [54].

aplicada em incrementos ao longo de quatro fases, como se descreve de seguida:

- Fase A: Foram aplicados dois ciclos até à carga de serviço de 150 kN (calculada de acordo com a Norma BS 8110 [14]);
- Fase B: Foram aplicados dois ciclos até à carga de dimensionamento de 250 kN (calculada de acordo com a Norma BS 8110);
- Fase C: Foi aplicado um ciclo até à carga de 450 kN (valor próximo da carga de rotura, calculada de acordo com a Norma BS 8110);
- Fase D: A laje foi carregada até à rotura.

A Tabela 2.7 resume as cargas de rotura e os deslocamentos verticais máximos. Na Figura 2.45 estão representadas as curvas de carga-deslocamentos de todos os modelos.

Tabela 2.7: Resultados dos ensaios [54].

Modelo	V_{exp} [kN]	Deslocamento vertical máximo [mm]
PSS-A	454	11,4
PSS-B	560	25,4
PSS-C	560	24,1
PSS-D	560	21,4

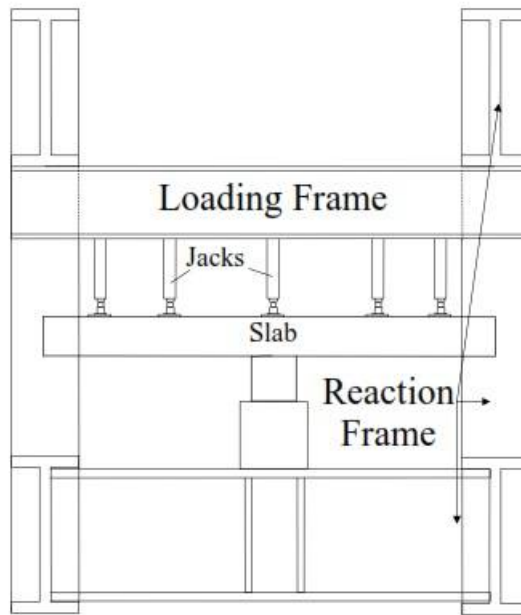


Figura 2.44: Esquema do sistema de ensaio [54].

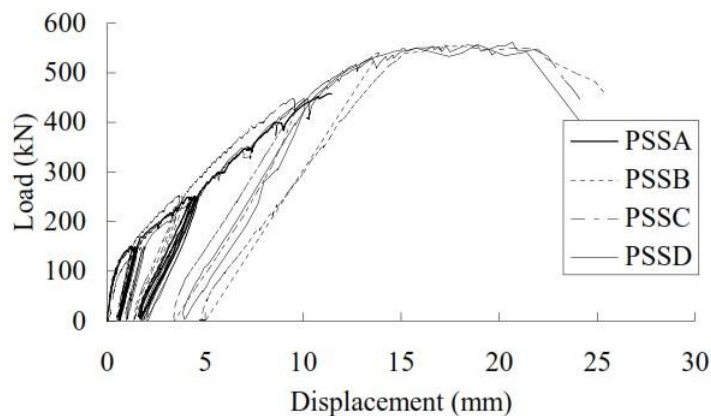


Figura 2.45: Curvas de carga-deslocamento dos modelos PSS-A a PSS-D [54].

A ductilidade aumentou significativamente nas lajes com armaduras do tipo "shearband", quando comparadas com a laje de referência. Os deslocamentos verticais máximos medidos nestas lajes, foram cerca do dobro dos deslocamentos máximos medidos na laje referência. O ganho de resistência com armaduras do tipo "shearband" foi de 23%, contudo a rotura destas lajes foi condicionada pela resistência à flexão.

Os autores concluem que o sistema "shearband", para além de aumentar a resistência ao punçamento, também melhora a capacidade de deformação e pode, inclusive, conduzir à rotura por flexão, permitindo a redistribuição de esforços. Os autores referem, ainda, que o sistema "shearband" pode ser aplicado em lajes de espessura reduzida e pode ser dimensionado de acordo com as normas em vigor.

2.2.4.7 Birkle (2004)

Birkle [8] ensaiou 14 lajes fungiformes sujeitas a carregamento simétrico. As principais variáveis estudadas foram a espessura da laje, a distribuição da armadura de punçoamento (radial ou ortogonal), a extensão da armadura de punçoamento e o espaçamento da armadura de punçoamento. O sistema de armaduras de punçoamento utilizado foram "studrails". A Tabela 2.8 e Figura 2.46 resumem as características geométricas e mecânicas dos modelos ensaiados.

Tabela 2.8: Características geométricas e mecânicas das lajes ensaiadas [8].

Modelo	Pilar [mm]	Espessura da laje [mm]	Diâmetro da laje [mm]	f_c [MPa]	Taxa armd. de punç. [%]	Studs
1				36,2		não
2				27,7		sim
3	250	160	1000	33,9	1,51	sim
4				36,1		sim
5				37,4		sim
6				36,6		sim
7				33,5		não
8	300	230	1500	35,0	1,24	sim
9				36,1		sim
10				31,0		não
11a				31,7		sim
11b	350	300	1900	30,0	1,10	sim
12a				30,0		sim
12b				33,8		sim

A espessura das lajes variou entre 160 mm, 230 mm e 300 mm e as dimensões dos pilares variou entre 250 mm, 300 mm e 350 mm, respetivamente. A distância entre o centro das lajes e os pontos de fixação do sistema de ensaio (B) foi de 1000 mm, 1500 mm e 1900 mm, nas as lajes com espessura de 160 mm, 230 mm e 300 mm, respetivamente. A taxa de armadura longitudinal, 0.6%, era constante em todos os modelos e foi definida de modo a assegurar a rotura por punçoamento. A Figura 2.47 e a Tabela 2.9 resumem as características da armadura longitudinal superior, enquanto a Figura 2.48 ilustra a disposição da armadura longitudinal inferior dos modelos ensaiados.

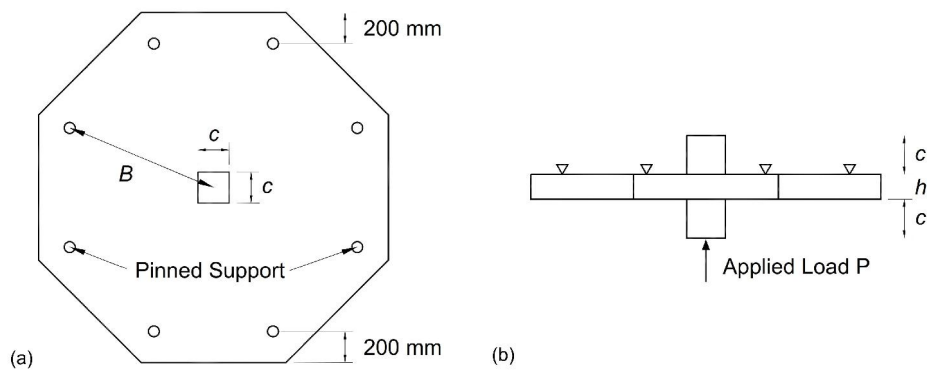


Figura 2.46: Geometria dos modelos ensaiados: (a) Vista superior; (b) Vista em alçado [8].

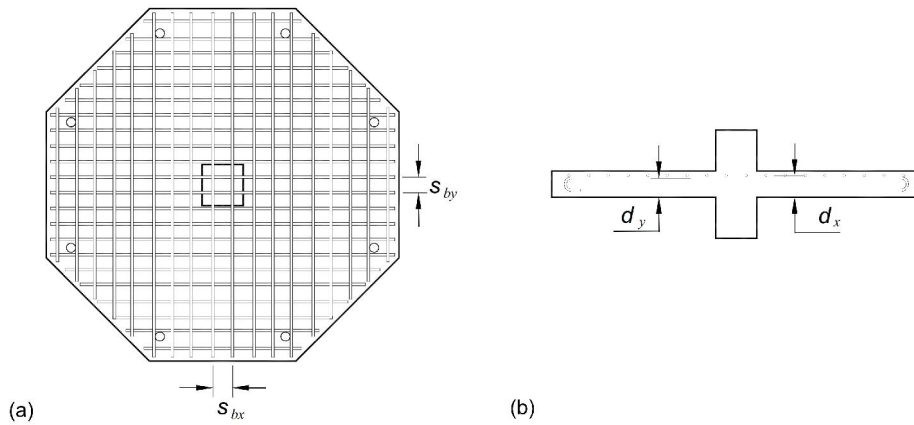


Figura 2.47: Distribuição da armadura longitudinal superior: (a) Vista superior; (b) Vista em alçado [8].

Tabela 2.9: Parâmetros das lajes e da armadura longitudinal superior [8].

Modelo	Dimensões			Armadura de Longitudinal Superior					
	c [mm]	h [mm]	B [mm]	d_b [mm]	d_x [mm]	s_{bx} [mm]	d_y [mm]	s_{by} [mm]	ρ_w [%]
1 a 6	250	160	1000	16	132	120	116	95	1,51
7 a 9	300	230	1500	20	200	130	180	115	1,24
10 a 12	350	300	1900	20	270	110	250	100	1,10

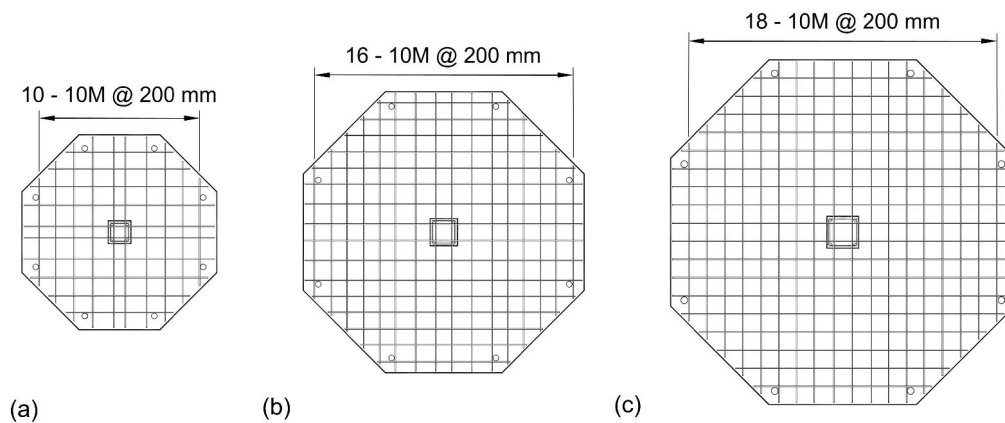


Figura 2.48: Distribuição da armadura longitudinal inferior: (a) Lajes 1 a 6; (b) Lajes 7 a 9; (c) Lajes 10 a 12 [8].

A laje 1, sem armaduras de punçoamento, foi utilizada como modelo de referência. Com as lajes 1 a 6 ($h=160$ mm) pretendia-se estudar a influência da disposição dos "studrails" no comportamento da ligação laje-pilar. A disposição dos "studrails" está ilustrada na Figura 2.49. Os "studs" utilizados nesta série tinham diâmetro de 9,5 mm e comprimento total de 120 mm. As lajes 7, 8 e 9 ($h=230$ mm) foram dimensionadas para poderem ser comparadas com as lajes 1, 2 e 4, respetivamente (Figura 2.50). Neste caso, o diâmetro dos "studs" era de 9,5 mm e comprimento total era de 190 mm. As lajes 10 a 12 ($h=300$ mm) foram dimensionadas para completar a investigação da influência da espessura da laje, com e sem armaduras de punçoamento, e com rotura pelo interior ou pelo exterior das armaduras de punçoamento. O diâmetro dos "studs" utilizados era de 12,7 mm e o comprimento total era de 260 mm (Figura 2.51). De modo a assegurar a ancoragem dos "studrails", todas as cabeças de ancoragem tinham dez vezes o valor do diâmetro respetivo.

As Tabelas 2.10 e 2.11 apresentam os resultados das cargas de rotura e dos deslocamentos verticais obtidos, respetivamente.

Com base nos resultados o autor tira as seguintes conclusões:

- A utilização de "double-headed studs" aumenta significativamente a resistência ao punçoamento, bem como a ductilidade da ligação interior laje-pilar;
- A influência da espessura das lajes é menos pronunciada em lajes com armaduras de punçoamento;
- A distribuição dos "studrails" num padrão radial ou ortogonal não influencia a resistência ao punçoamento;
- Para aumentar a ductilidade e a resistência pós-rotura deve ser assegurada a rotura no interior da zona reforçada;

2.2. RESISTÊNCIA AO PUNÇAMENTO COM ARMADURAS ESPECÍFICAS

- Para assegurar a rotura dúctil nas lajes com espessura 160 mm é recomendado estender os "studs" até pelo menos $4d$ da face pilar.

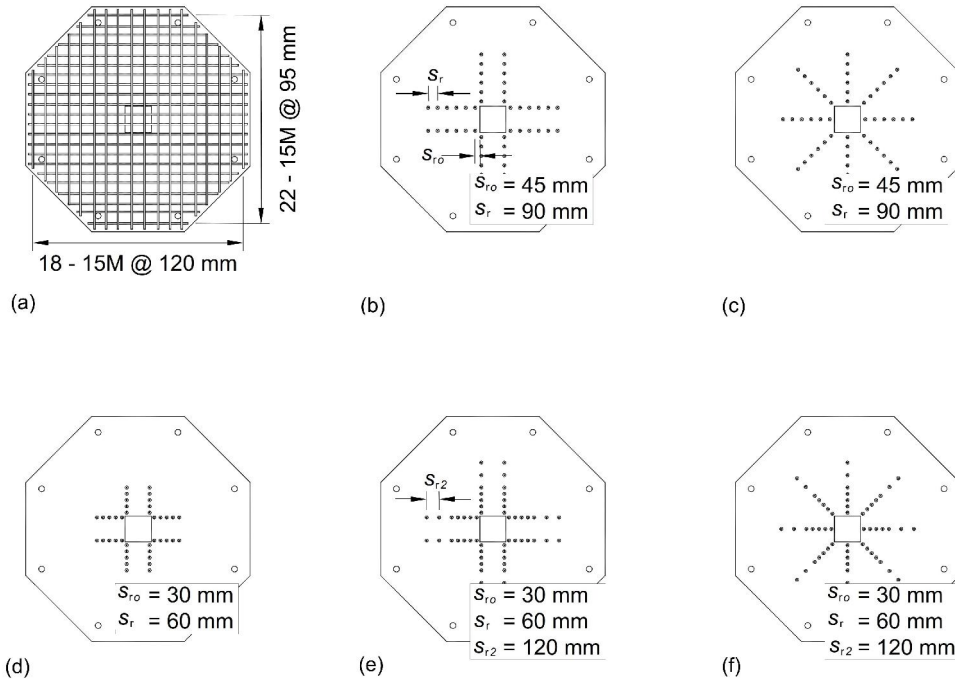


Figura 2.49: Armadura de flexão e disposição dos "studs": (a) Armadura de flexão das lajes 1 a 6; (b) Disposição dos "studs" na laje 2; (c) Disposição dos "studs" na laje 3; (d) Disposição dos "studs" na laje 4; (e) Disposição dos "studs" na laje 5; (f) Disposição dos "studs" na laje 6 [8].

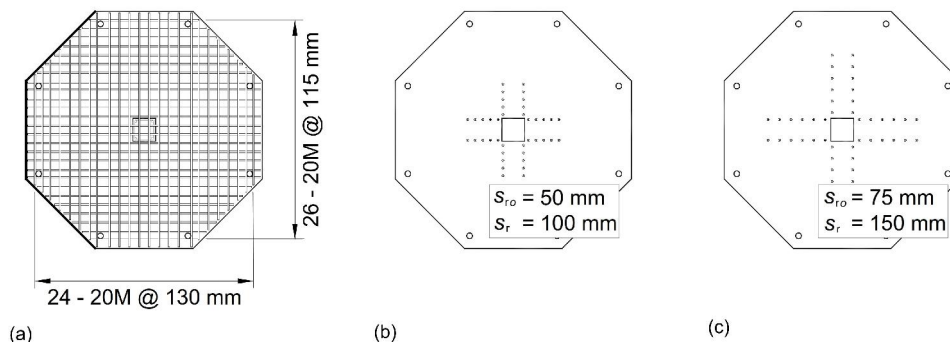


Figura 2.50: Armadura de flexão e disposição dos "studs": (a) Armadura de flexão das lajes 7 a 9; (b) Disposição dos "studs" na laje 8; (c) Disposição dos "studs" na laje 9 [8].

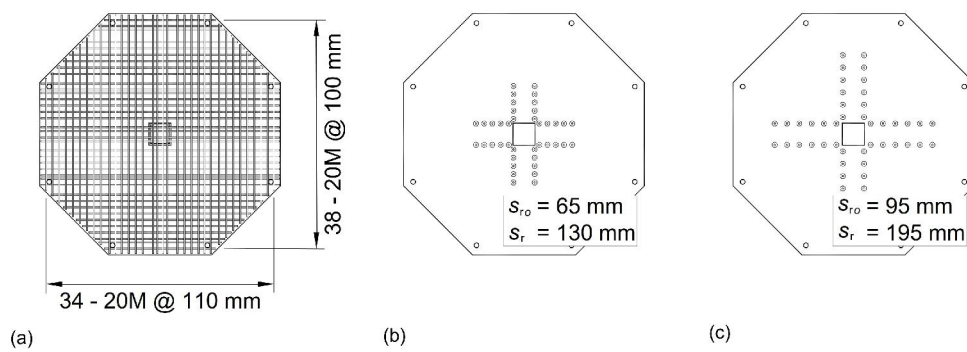


Figura 2.51: Armadura de flexão e disposição dos "studs": (a) Armadura de flexão das lajes 10 a 12; (b) Disposição dos "studs" na laje 11; (c) Disposição dos "studs" na laje 12 [8].

Tabela 2.10: Resumo dos resultados obtidos [8].

Modelo	Pilar [mm]	Espessura da laje [mm]	f_c [MPa]	V_{exp} [kN]	Modo de rotura
1	250	160	36,2	483	-
2			29,0	574	in
3			31,6	572	in
4			38,0	634	out
5			36,3	624	a 2d
6			33,4	615	a 2d
7	300	230	35,0	825	-
8			35,0	1050	in
9			35,2	1091	in
10	350	300	31,4	1046	-
11			30,0	1620	in
12			33,5	1520	in

Tabela 2.11: Deslocamentos verticais ao centro das lajes ensaiadas [8].

Modelo	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12
Studs	não	sim	sim	sim	sim	sim	não	sim	sim	não	sim	sim
Deslocamentos ao centro [mm]	10,9	-	21,1	26,6	30,4	26,5	16,5	30,5	25	12,1	30,4	25,7

2.2.4.8 Trautwein (2006)

Trautwien [69] estudou a resistência ao punçoamento de lajes fungiformes armadas com "studs", colocados internamente à armadura de flexão. O estudo incidiu sobre 11 lajes quadradas com dimensões em planta de 3000 mm x 3000 mm e com 200 mm de espessura. O carregamento foi aplicado, simetricamente, através de uma chapa metálica quadrada com 200 mm de lado, colocada na parte inferior da laje. A Figura 2.52 representa o sistema

de ensaio utilizado.

As lajes foram divididas em dois grupos (I e II). As lajes do Grupo I (cinco lajes) foram dimensionadas por forma a que a rotura ocorresse pelo exterior das armaduras de punçamento, enquanto as lajes do Grupo II (seis lajes) foram dimensionadas de modo a que a rotura ocorresse no interior da zona com armaduras de punçamento. As lajes do Grupo I são identificadas pela letra "E" e as lajes do Grupo II pela letra "I". As principais variáveis estudadas nas lajes do Grupo I foram a distribuição da armadura de punçamento e os ganchos em forma de "U", utilizados na parte inferior das armaduras de punçamento. Relativamente às lajes do Grupo II, as principais variáveis estudadas foram o diâmetro e o número de perímetros de armadura de punçamento.

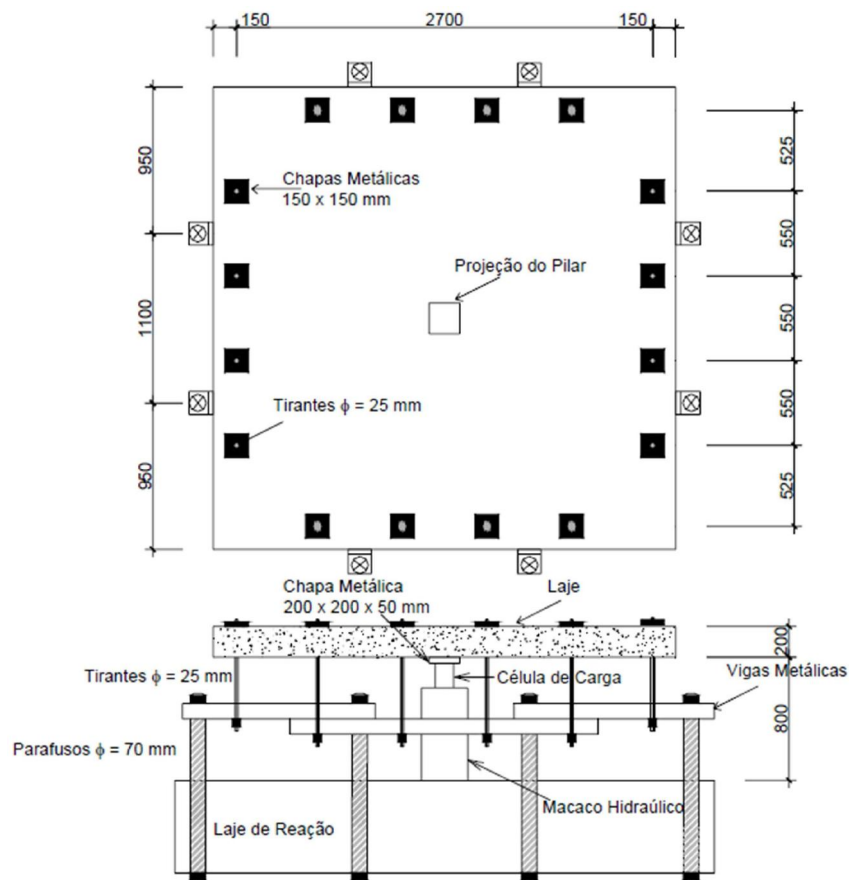


Figura 2.52: Configuração do sistema de ensaio [69].

As armaduras longitudinais superior e inferior eram compostas, em cada direção, por 31 varões de 16 mm de diâmetro espaçados de 10 cm e por 21 varões de 8 mm de diâmetro espaçados de 15 cm, respetivamente. A taxa de armadura de flexão foi mantida constante em todas as lajes (1,26%).

A armadura de punçamento era composta por "studs" soldados a barras de aço com 30 mm de largura e 10 mm de espessura. A altura total dos "studs" era de 115 mm. Os "studs" foram colocados entre a armadura de flexão, como mostra a Figura 2.53.

As Figuras 2.54 e 2.55 ilustram a distribuição das armaduras de punçamento nas lajes

2.2. RESISTÊNCIA AO PUNÇAMENTO COM ARMADURAS ESPECÍFICAS

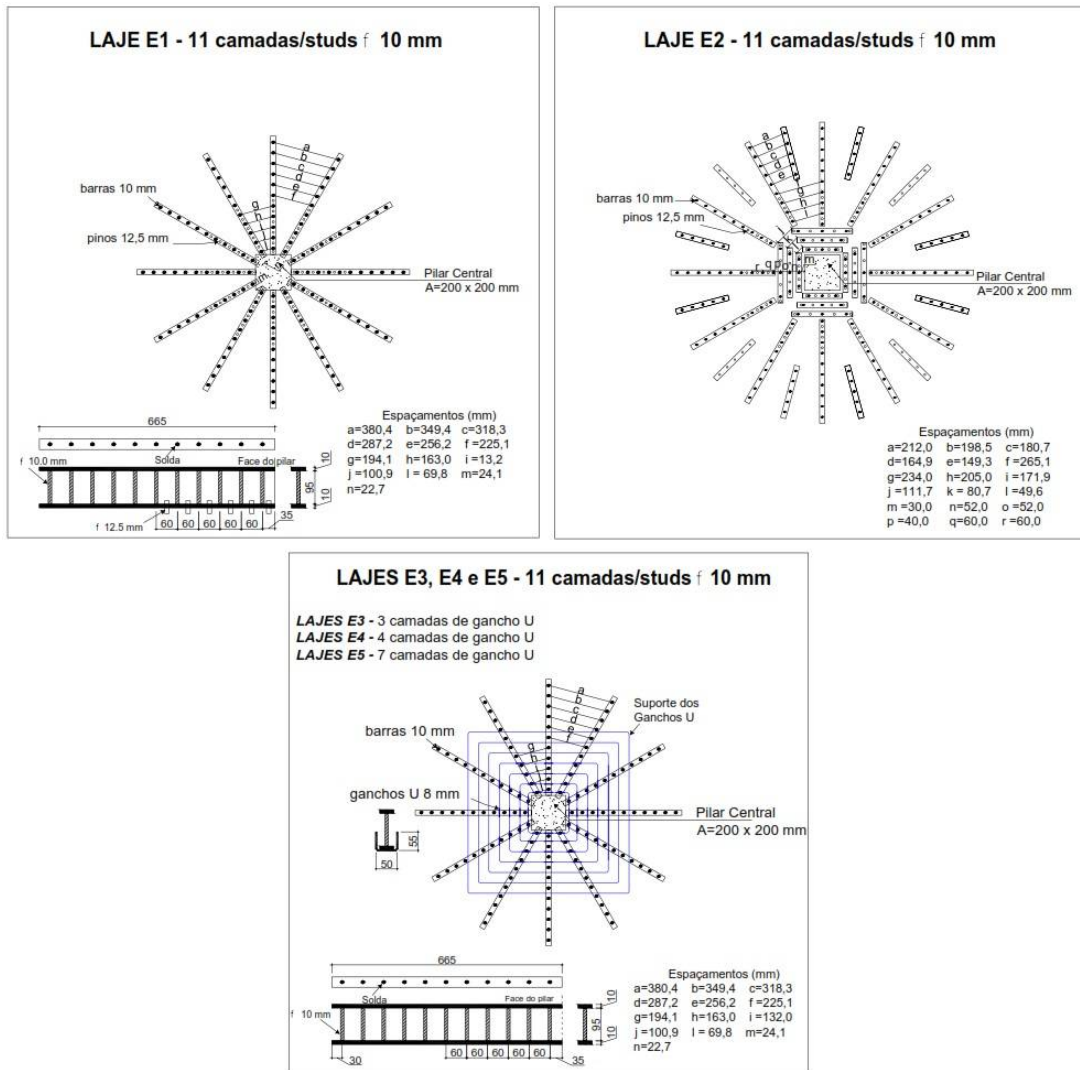


Figura 2.54: Esquema da distribuição das armaduras de punçamento das lajes do Grupo I [69].

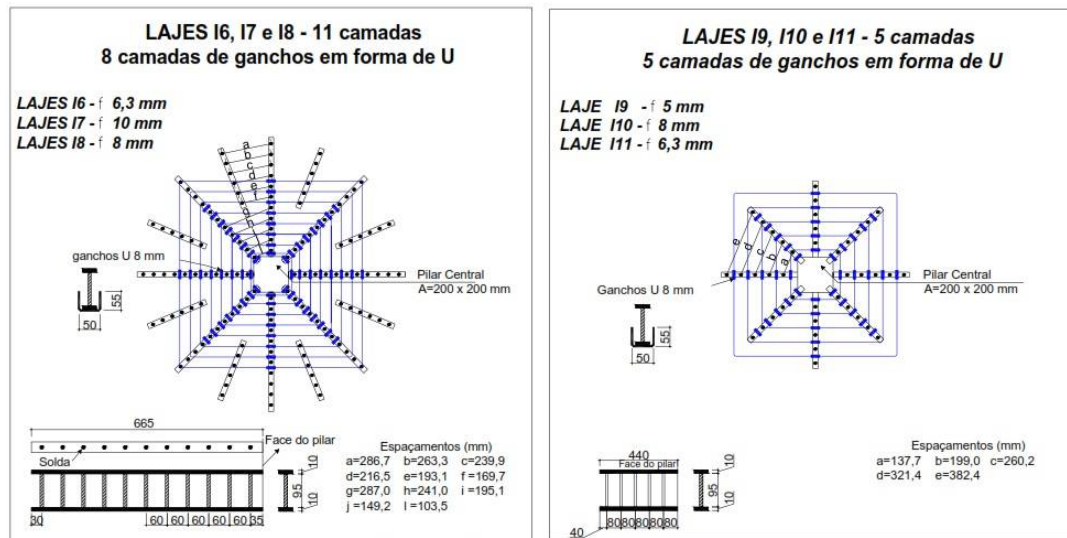


Figura 2.55: Esquema da distribuição das armaduras de punçoamento das lajes do Grupo II [69].

Tabela 2.12: Resumo dos resultados experimentais [69].

Modelo	d [mm]	f_c [MPa]	Distrib.	V_{exp} [kN]	Modo de rotura
E1	159	35,2	radial	1100	exterior
E2	159	36,6	Par./radial	990	exterior
E3	159	41,1	radial	1090	exterior
E4	154	40,6	radial	1205	exterior
E5	154	42,1	radial	1222	exterior
I6	159	39,1	radial	830	interior
I7	159	39,6	radial	978	interior
I8	159	35,4	radial	856	interior
I9	161	43,6	radial	853	interior
I10	161	44,4	radial	975	interior
I11	161	41,4	radial	945	interior

2.2.4.9 Ruiz e Muttoni (2010)

Neste trabalho [65] são explicados os fundamentos da Teoria da Fenda Crítica de Punçoamento (Critical Shear Crack Theory - CSCT), com respeito a lajes fungiformes com armaduras de punçoamento. Foram ensaiados 6 modelos de lajes fungiformes quadradas, com dimensões em planta de 3000 mm x 3000 mm e espessura de 250 mm. Todas as lajes tinham a mesma taxa de armadura de flexão e de armaduras de punçoamento, variando o sistema de armaduras de punçoamento. Enunciam-se de seguida as características mecânicas e geométricas dos modelos ensaiados:

- Taxa de armadura de flexão (ρ) de 1,50%
- Altura útil da laje de 210 mm
- Lajes apoiadas numa placa metálica quadrada (260 x 260 mm)
- Resistência à compressão do betão aproximadamente constante variando entre 28.4 MPa e 36.8 MPa

A laje PV1, sem armaduras de punçoamento, foi usada como modelo de referência. As restantes lajes tinham todas a mesma taxa de armaduras de punçoamento ($\rho_w \simeq 1.0\%$), exceto a laje PF2 ($\rho_w \simeq 0,8\%$). Os sistemas de armaduras de punçoamento testados foram estribos em "U", ancorados apenas na armadura longitudinal superior (PA6), estribos convencionais (PF2), parafusos de aço de alta resistência pós-instalados inclinados (PV15), "double-headed studs" (PR1) e "double-headed studs" inclinados (PB1; Figura 2.56). Todas as lajes foram submetidas a carregamento simétrico e monotónico até ser atingida a rotura. A Tabela 2.13 e a Figura 2.57 resumem os resultados experimentais.

A laje PV1 exibiu uma rotura clássica por punçoamento na zona carregada. As lajes PV15 e PR1, após sofrerem deslocamentos acentuados, atingiram a rotura por esmagamento do betão junto à face pilar. A resistência ao punçoamento mais elevada verificou-se na laje com "studs" inclinados (PB1), contudo a rotura terá ocorrido fora da zona com armaduras de punçoamento. Os modos de rotura das lajes PA6 e PF2 não são conhecidos.

Dependendo do tipo de armaduras de punçoamento utilizadas, observaram-se diferenças significativas na capacidade resistente e de deformação da laje. Estribos em "U" (PA6) levaram ao menor aumento da carga de rotura (38%), quando comparado com a laje de referência. Quando foram usados parafusos metálicos pós-instalados o ganho de resistência foi maior (57%). Os autores atribuem a eficiência dos parafusos pós-instalados às boas condições de ancoragem proporcionadas pela argamassa epoxy, usada na fixação dos parafusos. O aumento da capacidade de deformação, por sua vez, foi mais acentuado, tendo sido, inclusive, a laje que atingiu maiores rotações na rotura. A resistência ao punçoamento da laje com estribos convencionais (PF2) aumentou 65%, em relação à laje de referência, todavia, a capacidade de deformação foi inferior à alcançada com parafusos metálicos pós-instalados. O maior aumento da carga de rotura foi obtido com "Studs"

verticais (77%) e com "studs" inclinados (119%). A melhoria da capacidade de deformação, nestes casos, foi proporcional ao aumento de capacidade resistente.

Com base nos resultados obtidos os autores apresentaram as seguintes conclusões:

- A resistência ao punçoamento é significativamente influenciada pelas regras de pormenorização e pela ancoragem do sistema de armaduras de punçoamento;
- Sistemas com melhores condições de ancoragem (normalmente varões com "cabeça" de ancoragem) têm melhor desempenho no que respeita ao aumento da carga de rotura e da capacidade de rotação da laje;
- A utilização de armaduras inclinadas pode aumentar a resistência ao punçoamento;
- As armaduras pós-instaladas com ancoragem por aderência aumentam significativamente a capacidade resistente, bem como a capacidade de deformação da laje.

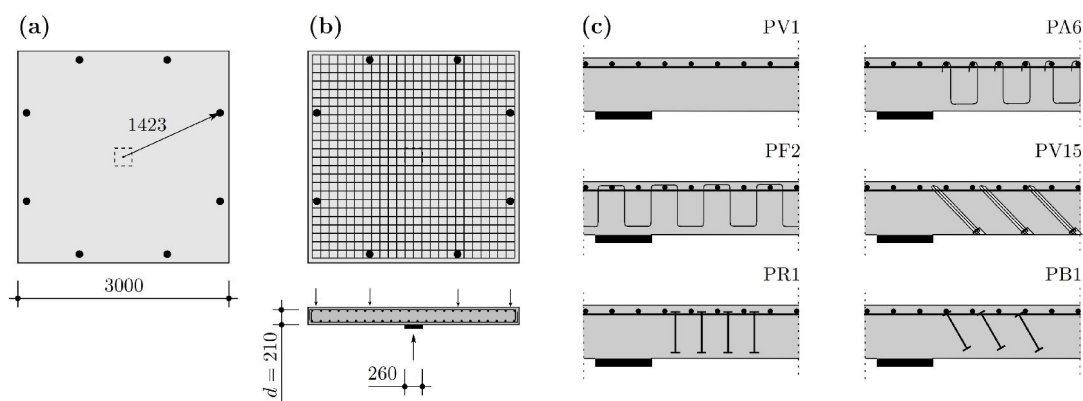


Figura 2.56: Lajes ensaiadas: (a) geometria; (b) armadura de flexão ($\rho=1,50\%$); (c) sistemas de armaduras de punçoamento [65].

Tabela 2.13: Resumo dos resultados experimentais [65].

Modelo	ρ_w [%]	f_c [MPa]	V_{exp} [kN]	ψ_{exp} [%]	$\frac{V_{exp}}{b_0 \cdot d_v \cdot \sqrt{f_c}}$
PV1	-	34,0	974	0,76	0,470
PA6	1,01	33,8	1345	-	0,648
PV15	0,95	36,8	1609	3,11	0,741
PF2	0,80	32,0	1567	1,83	0,776
PR1	1,04	31,0	1654	1,98	0,832
PB1	1,04	28,4	1960	2,35	1,03

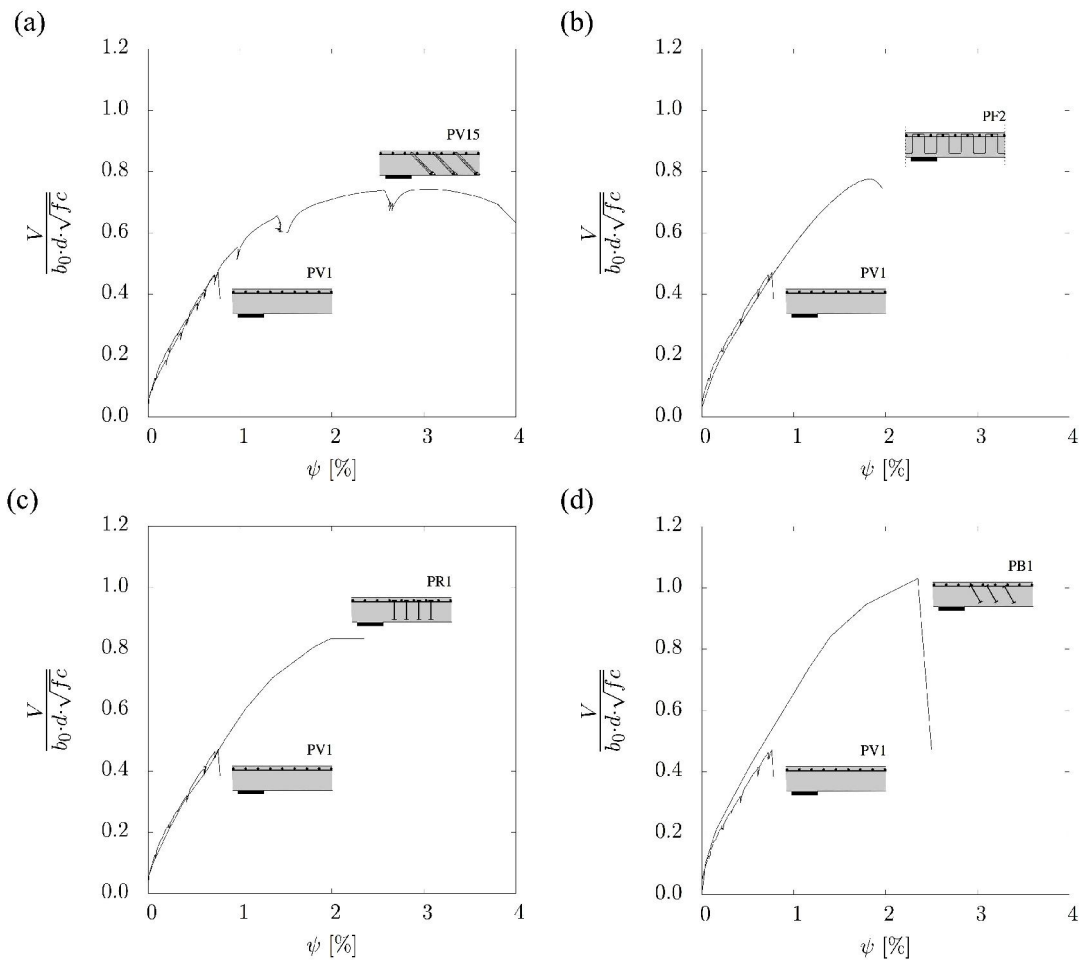


Figura 2.57: Curvas de carga-deslocamento das lajes ensaiadas: (a) PV1 e PV15; (b) PV1 e PF2; (c) PV1 e PR1; (d) PV1 e PB1 [65].

2.2.4.10 Lips, Ruiz e Muttoni (2012)

Este estudo [45] apresenta os resultados de uma extensa campanha de ensaios sobre 16 lajes fungiformes com e sem armaduras específicas de punçamento. Os ensaios pretenderam investigar a influência de uma série de características mecânicas e geométricas, na resistência ao punçamento e na capacidade de deformação de lajes fungiformes suportadas por pilares interiores.

Todas as lajes tinham a mesma dimensão em planta (3000 mm x 3000 mm) e a mesma taxa de armadura de flexão ($\rho \simeq 1.50\%$). A taxa de armadura de flexão elevada pretendia evitar a rotura por flexão. Os parâmetros investigados foram a dimensão do pilar (valores compreendidos entre 130 e 520 mm), a espessura da laje (valores compreendidos entre 250 e 400 mm), o sistema de armaduras de punçamento ("studs" e estribos) e a quantidade de armaduras de punçamento.

A armadura longitudinal foi distribuída paralelamente ao bordo das lajes, e o espaçamento dos varões era constante e igual a 100 mm. A armadura longitudinal superior

consistia em varões de aço nervurado com diâmetro de 20 mm nas lajes com espessura de 250 mm, com diâmetro alternado de 20 mm e 26 mm nas lajes com espessura de 320 mm e com diâmetro com 26 mm nas lajes com espessura de 400 mm. A armadura longitudinal inferior de todos os modelos era formada por varões de aço nervurado com diâmetro de 10 mm em todas as lajes.

As armaduras de punçoamento investigadas foram "studs" nervurados e "gaiolas" de estribos contínuos (Figura 2.58). Os "studs" foram distribuídos radialmente em torno da zona carregada e espaçados de $0,75d$ (Figura 2.59a). O número de perímetros de "studs" foi definido de modo a que não ocorresse rotura fora da zona com armaduras de punçoamento. O diâmetro e o número de perímetros foram escolhidos por forma a que todas lajes tivessem uma taxa de armaduras de punçoamento (ρ_t) entre 0,79% e 1,01%, exceto nas lajes PL 11 e PL 12, que tinham taxas de 0,23% e 0,46%, respetivamente.

As "gaiolas" de estribos contínuos consistiam em varões dobrados (com diâmetro de 10 mm), soldados a varões retos (com diâmetro de 6 mm) para garantir o espaçamento e, assim, formar uma "gaiola". O espaçamento entre ramos verticais contínuos era constante e igual a 100 mm. No centro da laje foi colocada uma "gaiola" com 1200 x 1200 mm e, em torno desta, posicionaram-se "gaiolas" com 600 x 600 mm, como mostra a Figura 2.59b. A Tabela 2.14 resume as principais características das lajes ensaiadas.

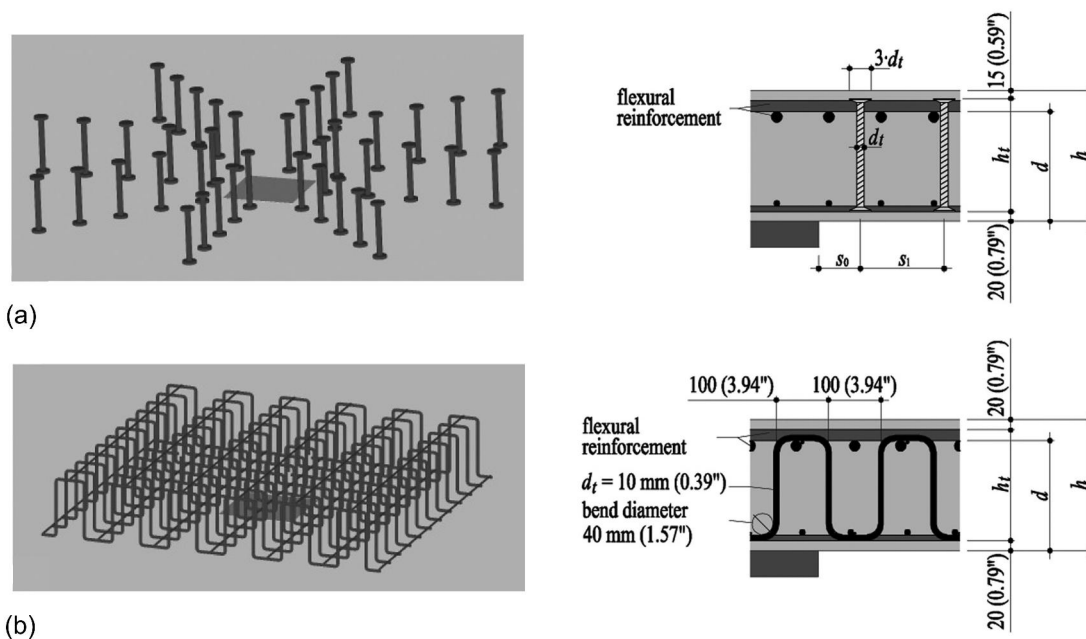


Figura 2.58: Pormenor das armaduras de punçoamento: (a) "studs" nervurados; (b) "gaiolas" de estribos contínuos [45].

A carga foi aplicada por quatro macacos hidráulicos colocados debaixo da laje de reação. Através da laje de reação ligaram-se quatro varões de aço de alta resistência a quatro vigas metálicas que, por sua vez, por meio de oito varões de aço de alta resistência distribuíam a carga sobre a superfície dos modelos. Os modelos eram apoiados sobre uma

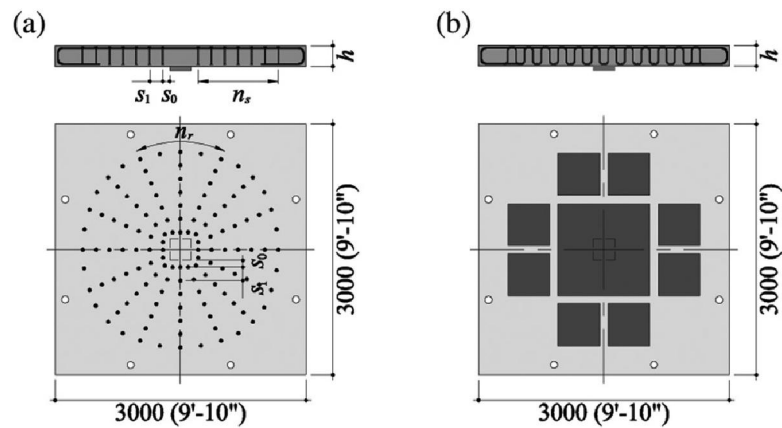


Figura 2.59: Distribuição das armaduras de punção: (a) "studs" nervurados; (b) "gaiolas" de estribos contínuos [45].

Tabela 2.14: Resumo das principais características das lajes ensaiadas [45].

Modelo	h [mm]	c [mm]	d [mm]	f_c [MPa]	ρ [%]	ρ_w [%]	Sistema
PL1	250	130	193	36,2	1,63	-	-
PL6	250	130	198	36,6	1,59	1,01	studs
PF1	250	130	209	31,1	1,50	0,79	estribos
PV1	250	260	210	34,0	1,50	-	-
PL7	250	260	197	35,9	1,59	0,93	studs
PF2	250	260	208	30,4	1,51	0,79	estribos
PL3	250	520	197	36,5	1,59	-	-
PL8	250	520	200	36,0	0,16	0,85	studs
PF3	250	520	209	37,1	1,50	0,79	estribos
PL4	320	340	267	30,5	1,58	-	-
PL9	320	340	266	32,1	1,59	0,93	studs
PF4	320	340	274	32,5	1,54	0,79	estribos
PL5	400	440	353	31,9	1,50	-	-
PL10	400	440	343	33,0	1,55	0,82	studs
PF5	400	440	354	33,4	1,50	0,79	estribos
PL11	250	260	201	34,2	1,56	0,23	studs
PL12	250	260	201	34,6	1,56	0,47	studs

placa metálica com dimensões correspondentes ao pilar (Figura 2.60). A Tabela 2.15 e as Figuras 2.61 e 2.62 resumem os resultados obtidos nos ensaios.

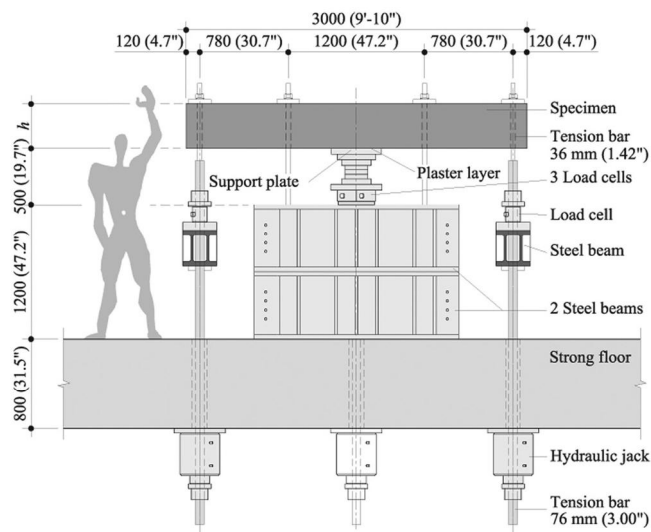


Figura 2.60: Esquema do sistema de ensaio [45].

Tabela 2.15: Resumo dos resultados obtidos [45].

Modelo	V_{exp} [kN]	ψ_{exp} [%]
PL1	682	6,0
PL6	1363	18,6
PF1	1043	9,5
PV1	974	7,6
PL7	1773	32,0
PF2	1567	16,7
PL3	1324	13,2
PL8	2256	-
PF3	2242	46,8
PL4	1625	6,5
PL9	3132	26,2
PF4	2667	14,0
PL5	2491	4,7
PL10	5193	18,0
PF5	4717	13,4
PL11	1176	11,9
PL12	1633	22,0

A utilização de armaduras específicas de punçoamento contribui claramente para o aumento da resistência e da capacidade de rotação da laje (Figura 2.61a). Em comparação com a laje sem armaduras de punçoamento (PV1), nas lajes PF2 (com estribos) e PL7 (com "studs"), a capacidade resistente aumentou 161% e 182%, respectivamente. Quanto à capacidade de rotação, aumentou 220% e 421%, respectivamente. De acordo com os autores o melhor desempenho dos "studs" deve-se às melhores condições de ancoragem proporcionada pelas cabeças de ancoragem. A influência da dimensão do pilar está

ilustrada na Figura 2.62c. Como era expectável, ao aumento da área carregada, corresponde um aumento da capacidade resistente e de deformação da laje. Comparativamente com a laje de referência com "studs" (PL7), a laje PL6 (com menor área carregada e "studs") atingiu apenas 77% da resistência ao punçamento e 58% da capacidade de rotação. Por outro lado, na laje PL8 (com o dobro da área carregada e "studs"), a capacidade resistente e de deformação aumentaram significativamente, conduzindo à rotura por flexão.

A Figura 2.61c mostra a influência da espessura da laje. Pela proximidade das curvas de carga-deslocamento normalizadas, os autores concluem que o desenvolvimento da resistência é aproximadamente proporcional ao parâmetro b_0d , e a capacidade de rotação é inversamente proporcional à normalização do parâmetro d .

Com respeito à quantidade de armaduras de punçamento, verificou-se que um pequeno aumento é suficiente para melhorar a resistência e a capacidade de rotação da laje (Figura 2.61d). A laje PL11 alcançou 121% da resistência da laje PV1 e 157% da capacidade de rotação da laje PV1. Com o dobro da armadura de punçamento, a laje PL12 atingiu 168% da resistência da laje PV1 e 289% da capacidade de rotação da laje PV1. No entanto, os autores afirmam que não é expectável que um novo aumento da taxa de armaduras de punçamento resulte no aumento da carga de rotura, uma vez que a laje PL7 atingiu a rotura por esmagamento do betão junto à face do pilar.

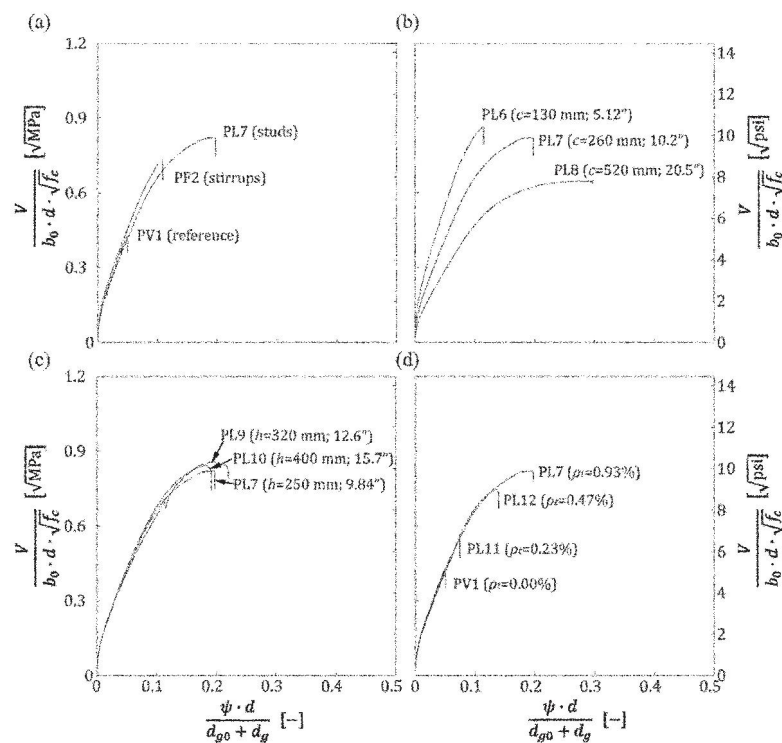


Figura 2.61: Curvas de carga-deslocamento normalizadas das lajes ensaiadas: (a) variação do sistema de reforço de punçamento; (b) variação da largura do pilar; (c) variação da espessura da laje; (d) variação da taxa de armadura de punçamento [45].

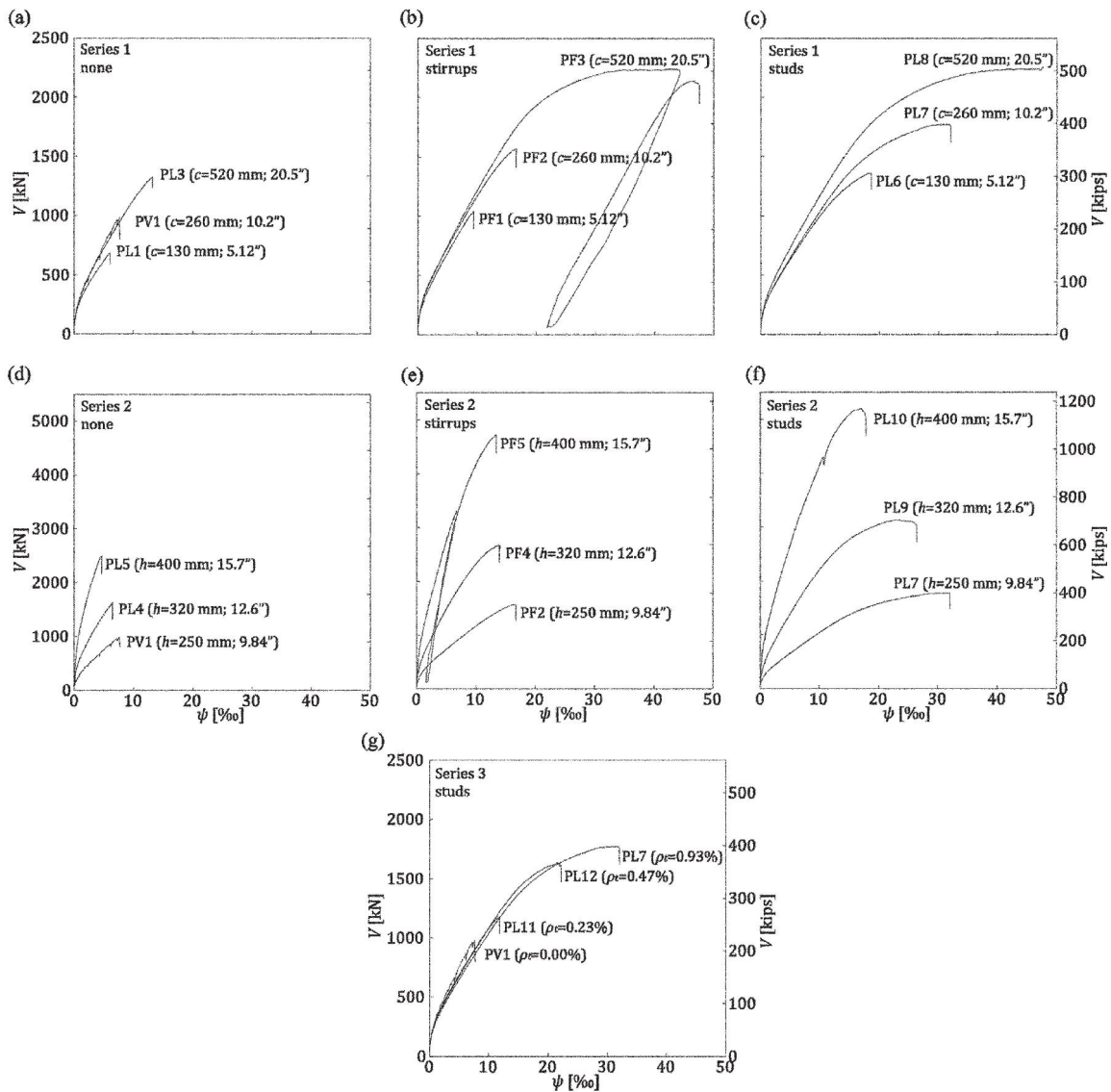


Figura 2.62: Curvas de carga-deslocamento das lajes ensaiadas: (a) a (c) variação da largura do pilar; (d) a (f) variação da espessura da laje; (g) variação da taxa de armadura de reforço [45].

2.2.5 Normas de dimensionamento

2.2.5.1 REBAP

O Regulamento de Estruturas em Betão Armado e Pré-esforçado [61] define que a resistência ao punção deve ser determinada num perímetro de controlo crítico, definido por uma linha fechada envolvendo a área carregada, a uma distância não inferior a $d/2$ e cujo perímetro é o mínimo (Figura 2.63).

O valor de cálculo do esforço resistente de punção, V_{Rc} , no caso de não existirem

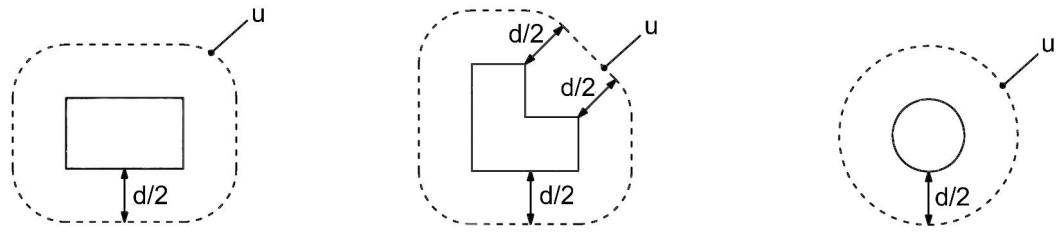


Figura 2.63: Perímetros de controlo em pilares interiores.

armaduras específicas para resistir a este esforço, é dado pela Expressão 2.1.

$$V_{R,c} = \eta \cdot \tau_1 \cdot u \cdot d \quad (2.1)$$

em que u é o perímetro de controlo crítico de punçoamento, η é o coeficiente cujo valor é dado por $1.6 - d \leq 1.0$, com d expresso em metros e τ_1 é a tensão cujo valor é dado por:

$$\tau_1 = 0.6 \left(\frac{f_{ctd}}{\gamma_c} \right) \quad (2.2)$$

onde f_c é a tensão de rotura à tração do betão e γ_c é o coeficiente de segurança do betão ($\gamma_c=1.5$).

No caso da existência de armaduras específicas de punçoamento, o valor de cálculo do esforço resistente poderá ser determinado pela Expressão 2.3.

$$V_{R,cs} = \frac{4}{3} \frac{A_{sw}}{s_r} f_{syd} \sin \alpha \quad (2.3)$$

onde f_{syd} é a tensão de cedência das armaduras de punçoamento, limitado a um máximo de 350 MPa, α é o ângulo formado pelas armaduras de punçoamento com o plano da laje, A_{sw} é a área total de armaduras de punçoamento contidas dentro de um perímetro situado à distância $1.5d$ da área carregada e s_r é o espaçamento radial entre os perímetros de armadura de punçoamento.

Em caso algum, porém, o valor do esforço resistente assim obtido poderá exceder 1.6 vezes o valor definido pela Expressão 2.1.

O REBAP define ainda que a armadura de punçoamento, constituída por estribos ou varões inclinados, deve ser distribuída em toda a zona da laje compreendida entre o contorno da área diretamente carregada e um contorno exterior a este, situado à distância de $1.5d$, e os varões que constituem tal armadura não devem ser afastados mais de $0.75d$ em qualquer direção.

2.2.5.2 Eurocódigo 2

Segundo o Eurocódigo 2 [19] a resistência ao punçoamento deverá ser verificada na face do pilar e no primeiro perímetro de controlo u , definido a uma distância $2d$ da área carregada.

A Figura 2.64 ilustra o traçado deste perímetro.

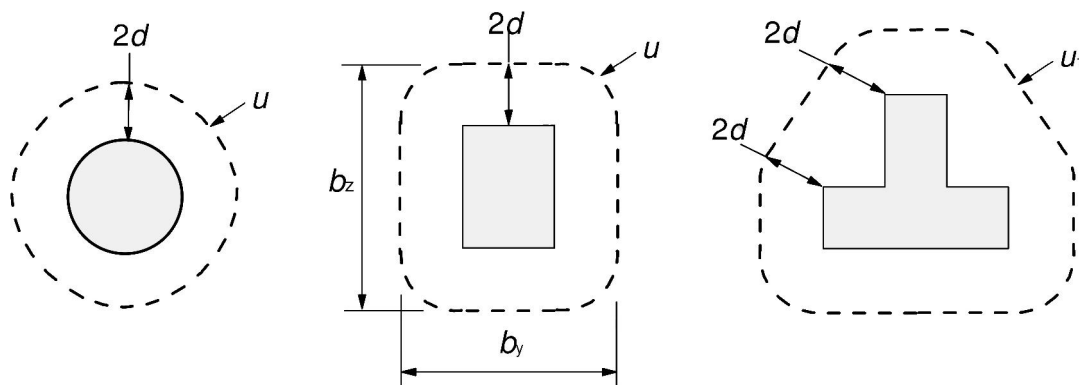


Figura 2.64: Primeiros perímetros de controlo típicos em torno de áreas carregadas [19].

A resistência ao punçoamento em lajes fungiformes sem armaduras de punçoamento é dada pela Expressão 2.4.

$$V_{R,c} = \frac{0.18}{\gamma_c} \cdot u \cdot d \cdot k \cdot (100 \cdot \rho \cdot f_c)^{1/3} \geq 0.035 \cdot k^{3/2} \cdot f_c^{1/2} \cdot u \cdot d \quad (2.4)$$

onde γ_c é o coeficiente de segurança do betão, d é a altura útil da laje, f_c é a tensão de rotura à compressão do betão em MPa, ρ é a taxa de armadura de flexão, limitada a um máximo de 2% e k é um fator definido por:

$$k = 1 + \sqrt{\frac{200}{d}} \leq 2.0 \quad (2.5)$$

A resistência ao punçoamento em lajes fungiformes com armaduras de punçoamento pode ser calculada pela seguinte expressão:

$$V_{R,cs} = 0.75 \cdot V_{R,c} + A_{sw} \cdot f_{yw,ef} \cdot 1.5 \cdot \left(\frac{d}{s_r}\right) \quad (2.6)$$

onde A_{sw} é a área de um perímetro de armadura de punçoamento em volta do pilar, s_r é o espaçamento radial entre os perímetros de armadura de punçoamento, d é a altura útil da laje e $f_{yw,ef}$ é a tensão efetiva de cedência das armaduras de punçoamento, tendo em conta a limitação relativa à ancoragem em lajes de espessura reduzida, e é definida por:

$$f_{yw,ef} = 250 + 0.25d \leq f_{yw} \quad (2.7)$$

em que d é altura útil da laje e f_{yw} é a tensão de cedência das armaduras de punçoamento em MPa.

A resistência ao punçoamento no exterior da zona com armaduras específicas ($V_{R,out}$), é calculada de modo semelhante à resistência ao punçoamento em lajes sem armaduras de punçoamento (Expressão 2.4). Neste caso, considera-se um perímetro exterior, u_{out} , definido a uma distância igual ou superior a $1.5d$ do último perímetro de armaduras de punçoamento, de acordo com a Figura 2.65

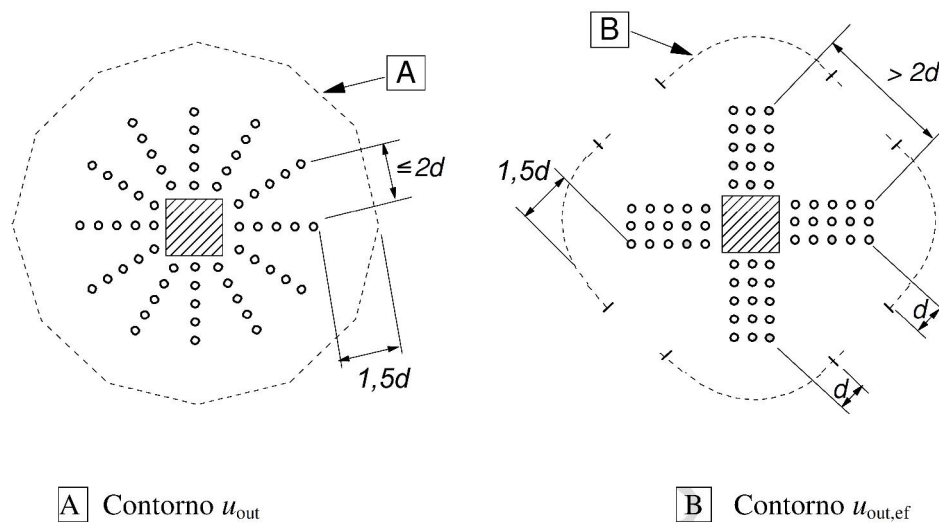


Figura 2.65: Perímetros de controle para pilares interiores [19].

Na vizinhança do pilar, a resistência ao punçamento é limitada a um máximo de:

$$V_{R,max} = 0.4 \left(1 - \frac{f_c}{250} \right) \cdot f_c \cdot u_0 \cdot d \quad (2.8)$$

onde u_0 é o perímetro definido pela fronteira da região de suporte, d á altura útil da laje e f_c é a tensão de rotura à compressão do betão.

2.2.5.3 CEB-FIP Model Code 2010

Ao contrário dos códigos anteriores, baseados em modelos empíricos, no Model Code 2010 [48] o cálculo da resistência ao punçamento é baseado num modelo físico proposto Muttoni [51], denominado Teoria de Fissura Crítica de Esforço Transverso (Critical Shear Crack Theory – CSCT). O MC2010 define que o perímetro de controle básico, u , deve ser considerado à distância $0.5d_v$ da face do pilar (Figura 2.66).

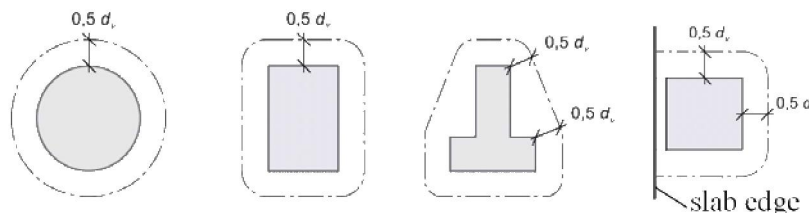


Figura 2.66: Perímetros de controle em pilares interiores [48].

A altura útil da laje, d_v , medida a partir da base de suporte da laje, pode ser determinada de acordo com a Figura 2.67.

A CSCT tem como base a abertura da fissura crítica de punçamento, definida pelo parâmetro ψ , correspondente à rotação da laje (Figura 2.68).

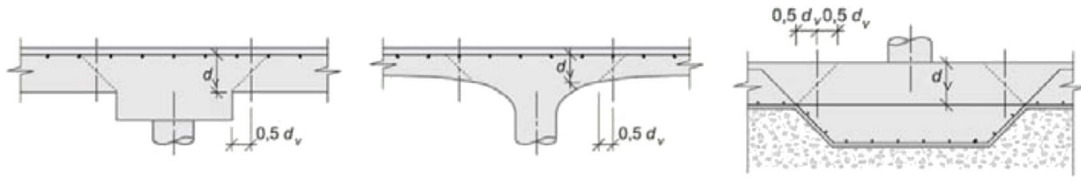


Figura 2.67: Determinação do perímetro de controle condicionante [48].

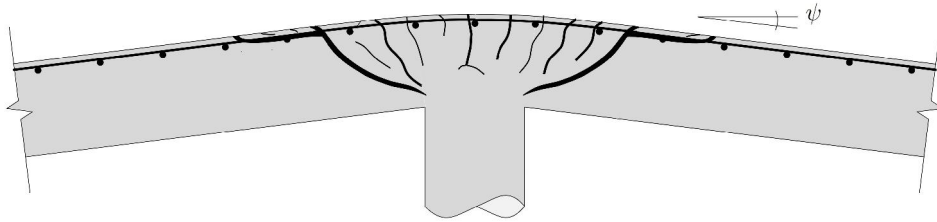


Figura 2.68: Rotação (ψ) da laje [48].

De acordo com o MC2010, a resistência ao punçoamento é calculada pela soma da contribuição do betão com a contribuição das armaduras de punçoamento (Expressão 2.9).

$$V_{R,cs} = V_{R,c} + V_{R,s} \geq V_{Ed} \quad (2.9)$$

A resistência ao punçoamento atribuída ao betão é dada por:

$$V_{R,c} = k_{\psi} \cdot \frac{\sqrt{f_c}}{\gamma_c} \cdot u \cdot d_v \quad (2.10)$$

onde u é o perímetro de controle definido a uma distância de $d/2$ do pilar, d_v é a altura útil efetiva da laje, f_c é a tensão de resistência à compressão do betão em MPa e k_{ψ} é definido por:

$$k_{\psi} = \frac{1}{1.5 + 0.9 \cdot \psi \cdot d \cdot k_{dg}} \leq 0.6 \quad (2.11)$$

onde d é a altura útil da laje em mm, ψ é a rotação da laje, e k_{dg} é um fator que contabiliza a influencia da dimensão do agregado e é definido por:

$$k_{dg} = \frac{32}{16 + d_g} \geq 0.75 \quad (2.12)$$

onde d_g é a máxima dimensão do agregado em mm.

Para o Nível II de aproximação, a rotação da laje pode ser estimada por:

$$\psi = 1.5 \cdot \frac{r_s}{d} \cdot \frac{f_y}{E_s} \cdot \left(\frac{m_S}{m_R} \right)^{1.5} \quad (2.13)$$

onde r_s é a distância à linha de momentos fletores nulos, d é a altura útil da laje, E_s é módulo de elasticidade da armadura de flexão, m_R é o momento médio resistente de

flexão por unidade de comprimento na largura de banda e m_s é o momento médio atuante por unidade de comprimento na largura de banda. Em pilares interiores, m_s pode ser determinado por:

$$m_s = \frac{V}{8} \quad (2.14)$$

onde V é a força aplicada.

No caso de aplicação do Nível III de aproximação, o fator 1.5 pode ser substituído por 1.2. Assim, a rotação da laje é definida por:

$$\psi = 1.2 \cdot \frac{r_s}{d} \cdot \frac{f_y}{E_s} \cdot \left(\frac{m_s}{m_R} \right)^{1.5} \quad (2.15)$$

onde r_s é a distância à linha de momentos fletores nulos, d é a altura útil da laje, E_s é módulo de elasticidade da armadura de flexão, m_R é o momento médio resistente de flexão por unidade de comprimento na largura de banda e m_s é o momento médio atuante por unidade de comprimento na largura de banda, determinado segundo modelos elásticos-lineares.

A contribuição das armaduras de punçoamento é definida pela seguinte expressão:

$$V_{R,s} = \sum A_{sw} \cdot \sigma_{sw} \quad (2.16)$$

onde $\sum A_{sw}$ é o somatório da área de seção transversal das armaduras de esforço transversal devidamente ancoradas e intersectadas pela potencial superfície de colapso (superfície cônica com ângulo de 45°), dentro da zona correspondente a $0,35d_v$ e d_v a partir da face da região de apoio (Figura 2.69).

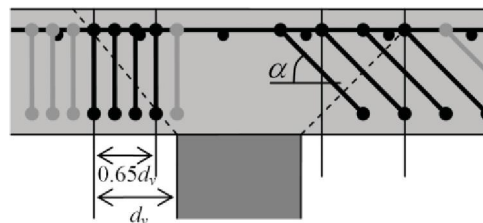


Figura 2.69: Armaduras de punçoamento ativadas na rotura [48].

O termo σ_{sw} é a tensão mobilizada pela armadura de punçoamento e pode ser calculado pela seguinte expressão:

$$\sigma_{sw} = \frac{E_{sw}\psi}{6} \cdot \left(1 + \frac{2f_{ct}}{f_{yw}} \cdot \frac{d}{\varnothing_w} \right) \leq f_{yw} \quad (2.17)$$

onde E_{sw} é o módulo de elasticidade do aço das armaduras de punçoamento em MPa, f_{ct} é a tensão de resistência à tração do betão, f_{yw} é a tensão de cedência da armadura de punçoamento e \varnothing_w é o diâmetro do tramo vertical da armadura de punçoamento.

Quando a rotura ocorre no exterior da zona com armaduras de punçoamento, o esforço resistente ao punçoamento pode ser calculado pela seguinte expressão:

$$V_{R,out} = k_{\psi} \cdot \sqrt{f_c} \cdot u_{out} \cdot d_{v,out} \quad (2.18)$$

onde u_{out} é o perímetro de controlo definido a uma distância de $d/2$ do pilar, $d_{v,out}$ é a altura útil efetiva da laje, f_c é a tensão de resistência à compressão do betão em MPa, e k_{ψ} é definido pela Expressão 2.11.

Segundo o MC 2010, o esforço máximo resistente ao punçoamento é limitado pelo esmagamento do betão na face do pilar e pode ser determinado pela seguinte expressão:

$$V_{R,max} = k_{sys} \cdot k_{\psi} \cdot \sqrt{f_c} \cdot u_0 \cdot d_v \leq \sqrt{f_c} \cdot u_0 \cdot d_v \quad (2.19)$$

onde, para lajes armadas com estribos e com "double-headed studs", o valor do fator k_{sys} proposto é de 2.4 e 2.8, respetivamente, e u_0 é o perímetro definido pela fronteira da região de suporte. Os restantes parâmetros correspondem aos definidos para lajes sem armaduras de punçoamento.

2.2.5.4 Critical shear crack theory

O principal pressuposto no qual se baseia a *Critical Shear Crack Theory* (CSCT) é o de que a resistência ao punçoamento depende da abertura e rugosidade da fissura de punçoamento [51, 65]. A abertura da fissura crítica de punçoamento reduz a resistência da escora inclinada, levando à rotura por punçoamento [23]. Desta forma, os principais parâmetros da CSCT são a rotação da laje (ψ), a altura útil da laje (d) e a dimensão do agregado (d_g) (Figura 2.70).

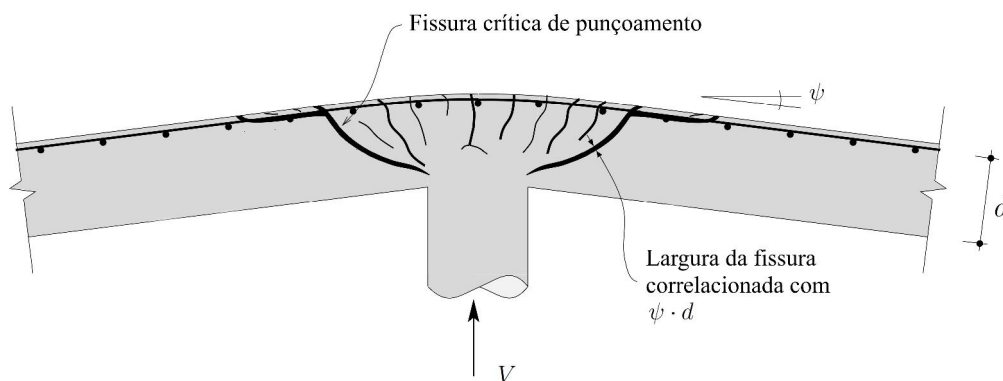


Figura 2.70: Fissura crítica e cone de punçoamento [65].

Com base nos parâmetros mencionados desenvolveu-se um critério de rotura (neste trabalho utilizou-se a formulação média) que permite calcular a resistência ao punçoamento

de lajes fungiformes sem armaduras de punçamento, definido por:

$$\frac{V_{R,c}}{u \cdot d \cdot \sqrt{f_c}} = \frac{3/4}{1 + \frac{15 \cdot \psi \cdot d}{d_{g0} + d_g}} \quad (2.20)$$

onde ψ é a rotação da laje, d é a altura útil da laje, d_{g0} é a dimensão de referência do agregado ($d_{g0}=16\text{mm}$), d_g é a máxima dimensão do agregado, f_c é a tensão de resistência à compressão do betão em MPa e u é o perímetro de controlo definido à distância de $0,5d$ da face do pilar, considerando cantos circulares (Figura 2.71).

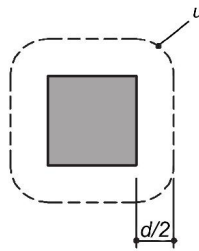


Figura 2.71: Perímetro de controlo usado na CSCT.

A relação carga-rotação pode ser determinada pelas expressões 2.13 e 2.15. Muttoni [51] propôs uma expressão simplificada que permite a determinação da rotação da laje, definida por:

$$\psi = 1.5 \cdot \frac{r_s}{d} \cdot \frac{f_y}{E_s} \cdot \left(\frac{V}{V_{flex}} \right)^{3/2} \quad (2.21)$$

onde r_s é a distância da face do pilar à linha de momentos fletores nulos, f_y é a tensão de cedência da armadura de flexão, E_s é o módulo de elasticidade do aço das armaduras de flexão e V_{flex} é a carga de rotura por flexão.

Em lajes fungiformes com armaduras específicas de punçamento consideram-se três modos de rotura: rotura por esmagamento da escora de betão junto à face do pilar; rotura que atravessa a zona com armaduras de punçamento e rotura no exterior da zona com armaduras de punçamento.

No cálculo da resistência ao punçamento com rotura no exterior da zona com armaduras de punçamento (Expressão 2.22), a CSCT utiliza a Expressão 2.20, considerando um perímetro de controlo efetivo, u_{out} , e uma altura útil efetiva da laje, d_v , definidos de acordo com a Figura 2.72.

$$\frac{V_{R,out}}{u_{out} \cdot d_v \cdot \sqrt{f_c}} = \frac{3/4}{1 + \frac{15 \cdot \psi \cdot d}{d_{g0} + d_g}} \quad (2.22)$$

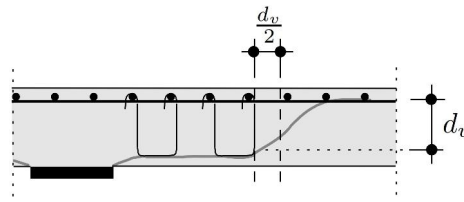


Figura 2.72: Altura útil efetiva, d_v , e perímetro de controlo no exterior da zona com armaduras de punção, u_{out} [65].

A resistência ao punção com rotura da escora de betão junto à face do pilar, pode ser determinada pela seguinte expressão:

$$\frac{V_{R,max}}{u_0 \cdot d \cdot \sqrt{f_c}} = \lambda \cdot \frac{3/4}{1 + \frac{15 \cdot \psi \cdot d}{d_{g0} + d_g}} \quad (2.23)$$

onde o parâmetro λ representa a capacidade do sistema de armaduras de punção de controlar a abertura da fissura de punção. Quando o sistema de armaduras de punção consiste em estribos λ toma o valor 2.4.

A CSCT define a resistência ao punção de lajes fungiformes com rotura no interior da zona com armaduras de punção, como a soma da contribuição do betão ($V_{R,c}$) com a contribuição das armaduras de punção ($V_{R,s}$):

$$V_{R,cs} = V_{R,c} + V_{R,s} \quad (2.24)$$

A contribuição do betão pode ser calculada pela expressão utilizada para lajes sem armaduras de punção (Expressão 2.20), enquanto a contribuição das armaduras de punção é determinada pela seguinte expressão (considerando armaduras verticais):

$$V_{R,s} = \sum A_{sw} \cdot \sigma_{sw} \quad (2.25)$$

onde $\sum A_w$ é o somatório da área transversal das armaduras de punção intersectadas por uma linha de rotura provável (superfície cônica com ângulo de 45°), numa distância entre $0,35d_v$ e d_v a partir da face do pilar. O valor aproximado de σ_{sw} pode ser determinado pela Expressão 2.17.

ESTUDO EXPERIMENTAL

3.1 Considerações gerais

O estudo experimental aqui apresentado é formado por um conjunto de modelos de lajes fungiformes maciças de betão armado. Todos os modelos têm a mesma geometria e a mesma armadura de flexão.

O objetivo foi verificar a eficiência de um novo sistema de armaduras específicas de punçoamento e de um novo sistema de armaduras horizontais. Ambos os sistemas foram concebidos a partir de malhas de varões de aço eletrossoldados. As armaduras de punçoamento consistem em estribos de ramos verticais, como mostra a Figura 3.1a, enquanto as armaduras horizontais são compostas pela sobreposição de malhas de varões eletrossoldados, semelhantes à ilustrada na Figura 3.1b. As características e o modo de instalação destes dois sistemas de armaduras são apresentados detalhadamente ao longo deste capítulo.

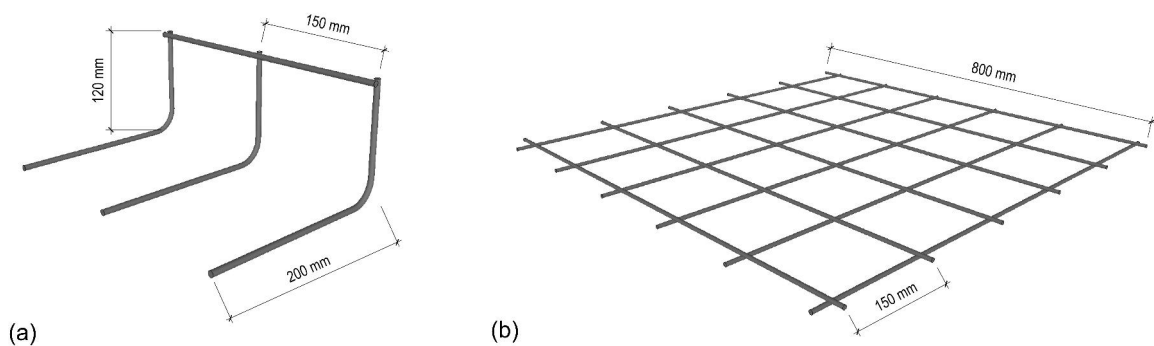


Figura 3.1: Perspetivas 3D: (a) Elemento típico de armadura de punçoamento; (b) Elemento típico de armadura do tipo malha.

Todas as lajes tinham dimensões em planta de 1650 mm x 1650 mm, espessura de 150 mm, recobrimento inferior e superior de 15 mm e uma taxa de armadura de flexão média de 2,3%. A taxa de armadura de flexão foi definida de modo forçar a rotura das lajes por punçoamento.

Os modelos foram produzidos na Concremat S. A. e ensaiados no Laboratório de Estruturas do Departamento de Engenharia Civil da Faculdade de Ciências e Tecnologia (FCT) da Universidade Nova de Lisboa (UNL). No total foram ensaiadas cinco lajes. A laje PBC1, armada apenas com armadura de flexão, serviu de referência para comparação com os outros modelos. Nas lajes PBC2 e PBC3 variou-se a quantidade e a extensão de armaduras de punçoamento. Com as lajes PBC4 e PBC5 pretendia-se estudar a influência das armaduras horizontais do tipo malha no comportamento da laje, com e sem armaduras de punçoamento, respetivamente.

A monitorização dos ensaios fez-se pela medição da carga aplicada, dos deslocamentos verticais, da rotação da laje e da deformação nas armaduras.

Ao longo deste capítulo são apresentadas detalhadamente as características geométricas dos modelos ensaiados e respetivas armaduras, as características dos materiais utilizados, o sistema de ensaio utilizado e, por fim, são apresentados os resultados experimentais.

3.2 Geometria e armaduras dos modelos ensaiados

As lajes foram projetadas para corresponderem a uma zona de ligação interior laje-pilar. De forma a obter um carregamento simétrico foram definidos oito pontos de suporte sobre uma circunferência em torno do pilar. Esta circunferência corresponde à linha de momentos nulos, que delimita a região de momentos fletores negativos e que dista do pilar cerca de um quinto do comprimento do vão (Figura 3.2). A Figura 3.3 ilustra a distribuição dos momentos fletores numa laje fungiforme contínua.

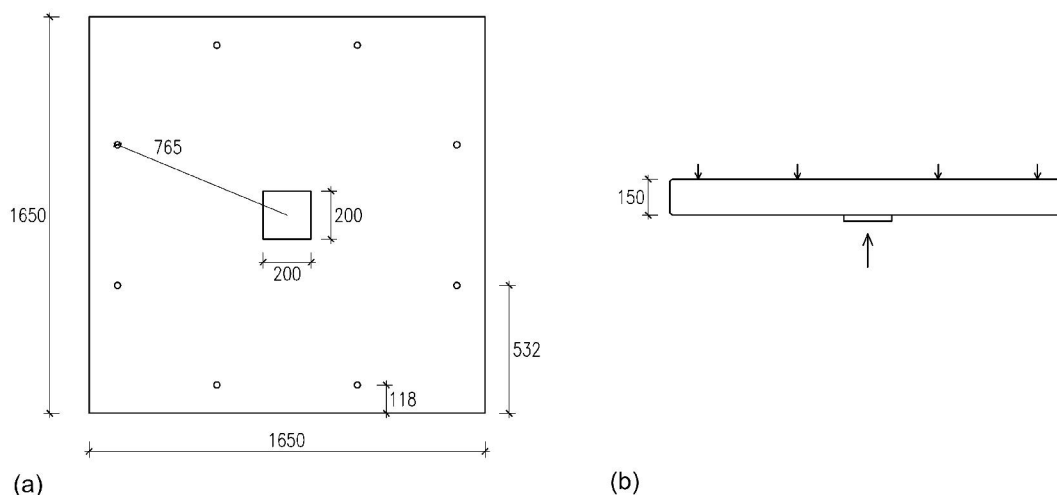


Figura 3.2: Geometria dos modelos [mm]: (a) Vista em planta; (b) Vista em alçado.

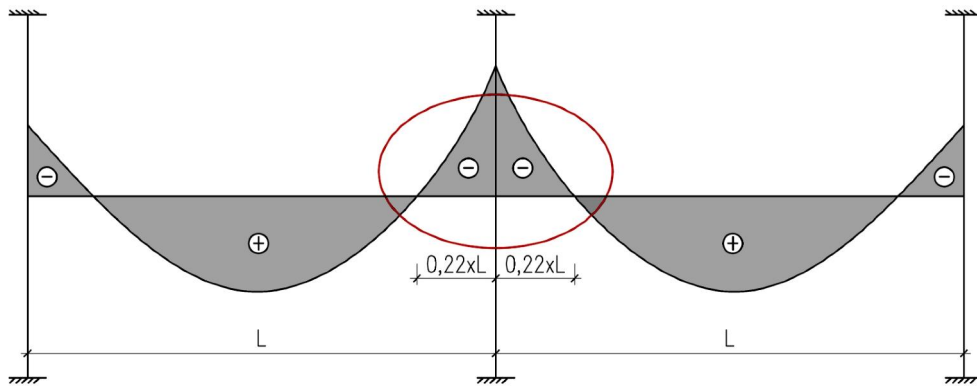


Figura 3.3: Esquema de uma laje contínua.

A armadura longitudinal superior consistiu em varões duplos (com diâmetro de 12 mm) afastados de 80 mm (80 varões), com 1600 mm de comprimento, e a armadura longitudinal inferior consistiu em varões (com diâmetro de 8 mm) afastados de 20 mm (18 varões), também com 1600 mm de comprimento (Figura 3.4). A altura útil das camadas de armadura superior de cada laje foi medida após o ensaio respectivo (Tabela 3.3). Não foi prevista a ancoragem das armaduras no bordo das lajes. A Figura 3.5 mostra o aspeto da armadura longitudinal superior e inferior da laje PBC5.

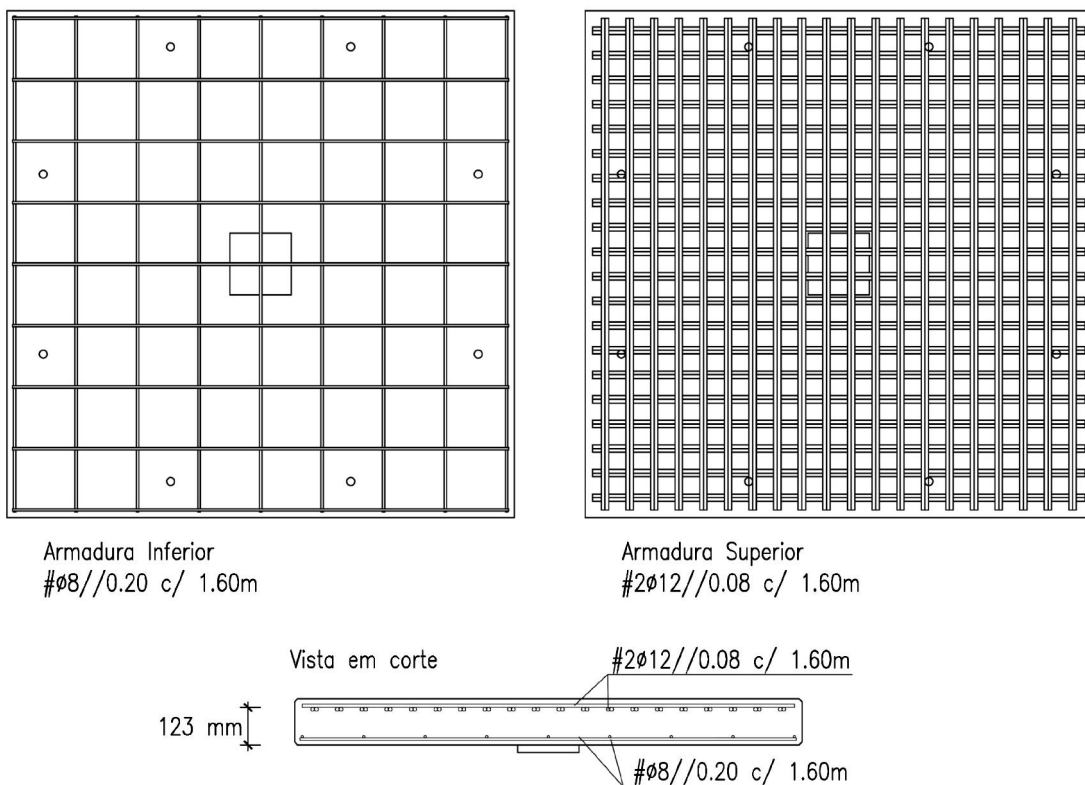


Figura 3.4: Esquema da armadura de flexão.

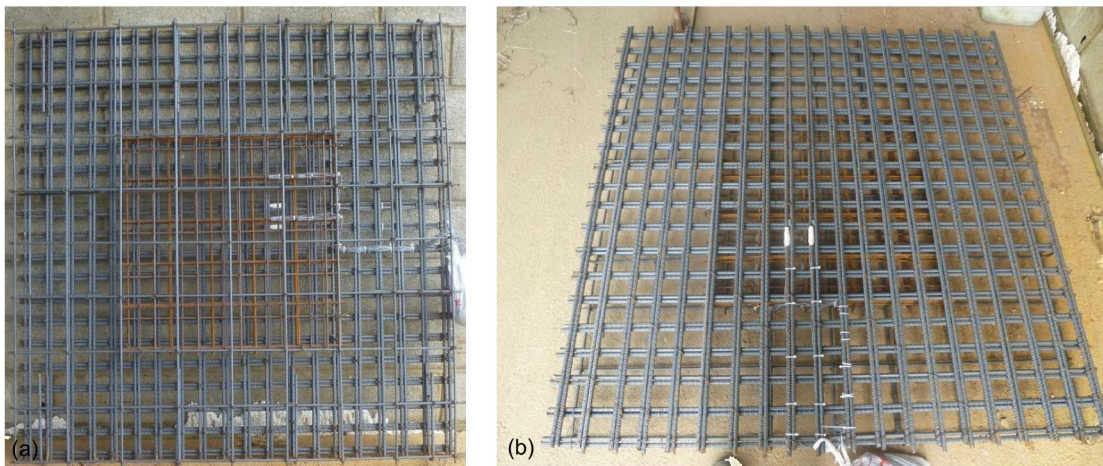


Figura 3.5: Fotografia do aspecto da armadura longitudinal da laje PBC5: (a) Inferior; (b) Superior.

A resistência à flexão foi calculada de acordo com a teoria das linhas de rotura para lajes armadas uniformemente pela seguinte Expressão [45]:

$$V_{flex} = \frac{8m_R}{B - c} \times \frac{B^2 - B.c - \frac{c^2}{4}}{B + b - 2 \times (c + b_1)} \quad (3.1)$$

onde m_R é o momento resistente nominal, B é o comprimento da aresta da laje, b é a distância entre os pontos de aplicação da carga, b_1 é a distância entre os pontos de aplicação da carga e a aresta da laje e c é a dimensão do lado do pilar (Figura 3.6).

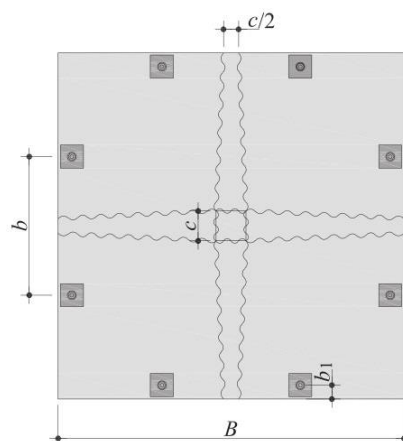


Figura 3.6: Padrão das linhas de rotura considerado para o cálculo da resistência à flexão [45].

As armaduras de punçoamento consistiram em estribos de 2, 3 e 4 ramos verticais, distribuídos em perímetros em torno do pilar. Tal como referido anteriormente, os estribos foram cortados a partir de malhas quadradas de varões eletrossoldados com diâmetro de 6 mm e espaçamento de 150 mm. Posteriormente, foram dobrados num ângulo de 90°, de

modo a que os tramos verticais ficassem perpendiculares à armadura longitudinal e os tramos horizontais ficassem paralelos à armadura longitudinal (Figura 3.7).



Figura 3.7: Fotografia dos estribos de ramos verticais.

Os estribos, de configuração aberta, foram concebidos para possibilitar a sua colocação após a armadura de flexão e, assim, acelerar o processo de instalação. A altura dos tramos verticais dos estribos é de 120 mm e o comprimento dos tramos horizontais é de 200 mm. O comprimento do tramo horizontal dos estribos foi definido de modo a assegurar a ancoragem na zona comprimida, sem necessidade de envolver a armadura longitudinal inferior. A ancoragem na armadura longitudinal superior é garantida por um varão transversal eletrossoldado. Os estribos foram distribuídos em perímetros em torno do pilar, com os varões transversais eletrossoldados orientados paralelamente à face do pilar (Figura 3.8). O primeiro perímetro distava 50 mm (s_{r0}) da face do pilar e os seguintes eram espaçados de 100 mm (s_r).

O sistema de armaduras horizontais do tipo malha é composto pela sobreposição de seis malhas de varões eletrossoldados, com dimensões em planta de 800 mm x 800 mm. As características destas malhas eram semelhantes às usadas na produção dos estribos. As armaduras do tipo malha foram posicionadas no centro da laje, sobre a camada inferior da armadura de flexão.

As Figuras 3.8 a 3.10 ilustram a disposição das armaduras de punçoamento e das armaduras do tipo malha nas lajes PBC2 a PBC5. A armadura de punçoamento na laje PBC2 foi formada por três perímetros de 16 varões cada, correspondendo a uma área de armadura transversal por perímetro de 448 mm². A distância do último perímetro à face do pilar é de 250 mm ($\simeq 2d$). A taxa de armaduras transversais na laje PBC2 pretendia obter

a rotura por punção no interior da zona com armaduras de punção. As lajes PBC3 e PBC4 tinham a mesma quantidade e distribuição de armaduras de punção, que consistiam em cinco perímetros de 32 varões cada, totalizando uma área de armadura transversal por perímetro de 896 mm^2 . Neste caso, o último perímetro distava 450 mm ($\simeq 3.5d$) da face do pilar. O objetivo era obter rotura pelo exterior à zona com armaduras de punção, ou rotura por esmagamento do betão junto à face pilar. Adicionalmente, a laje PBC4 foi armada com armaduras do tipo malha. Tal como descrito acima, estas armaduras foram posicionadas no centro da laje, sobre a camada inferior da armadura de flexão. Posteriormente, colocaram-se a camada superior da armadura de flexão e as armaduras de punção. Por sua vez, a laje PBC5 foi armada apenas com armaduras do tipo malha. Com as lajes PBC4 e PBC5 pretendia-se avaliar a influência das armaduras do tipo malha na resistência ao punção e na capacidade de deformação da laje, na rotura e após a rotura. A Figura 3.11 ilustra o aspeto das armaduras antes da betonagem.

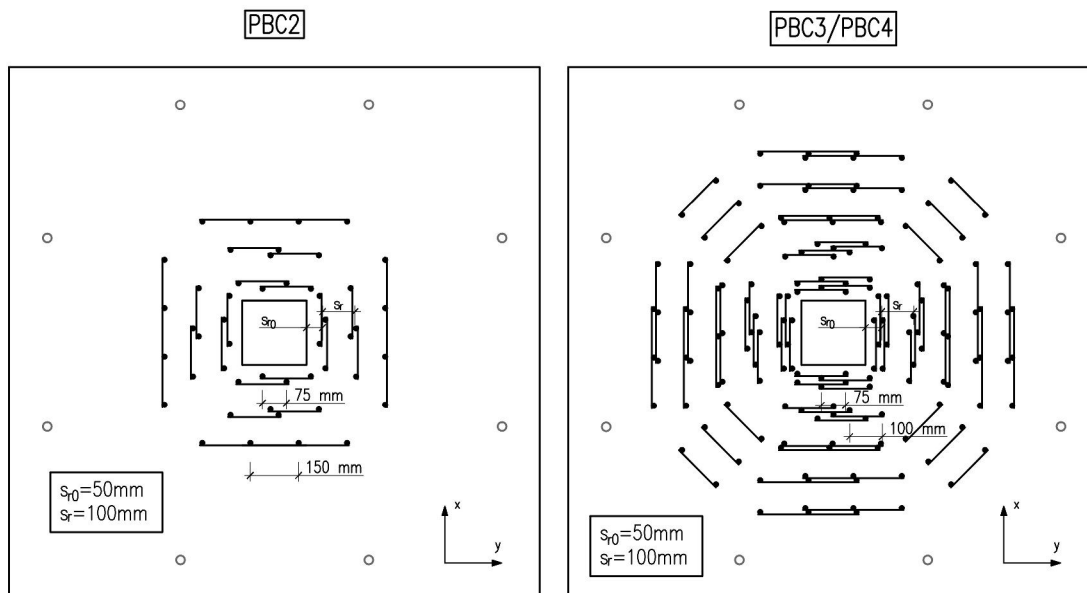


Figura 3.8: Distribuição das armaduras de punção.

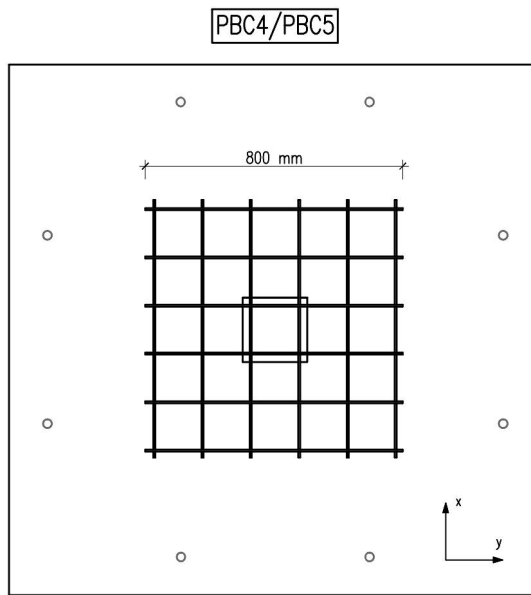


Figura 3.9: Distribuição da malha $\phi 6 / / 0.15$ m.

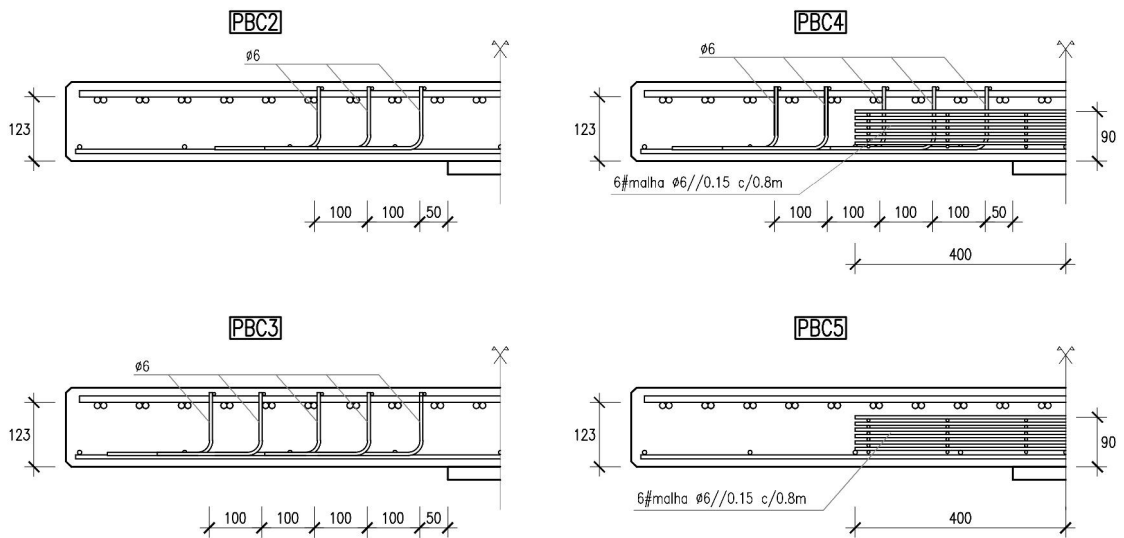


Figura 3.10: Pormenor transversal da distribuição das armaduras.

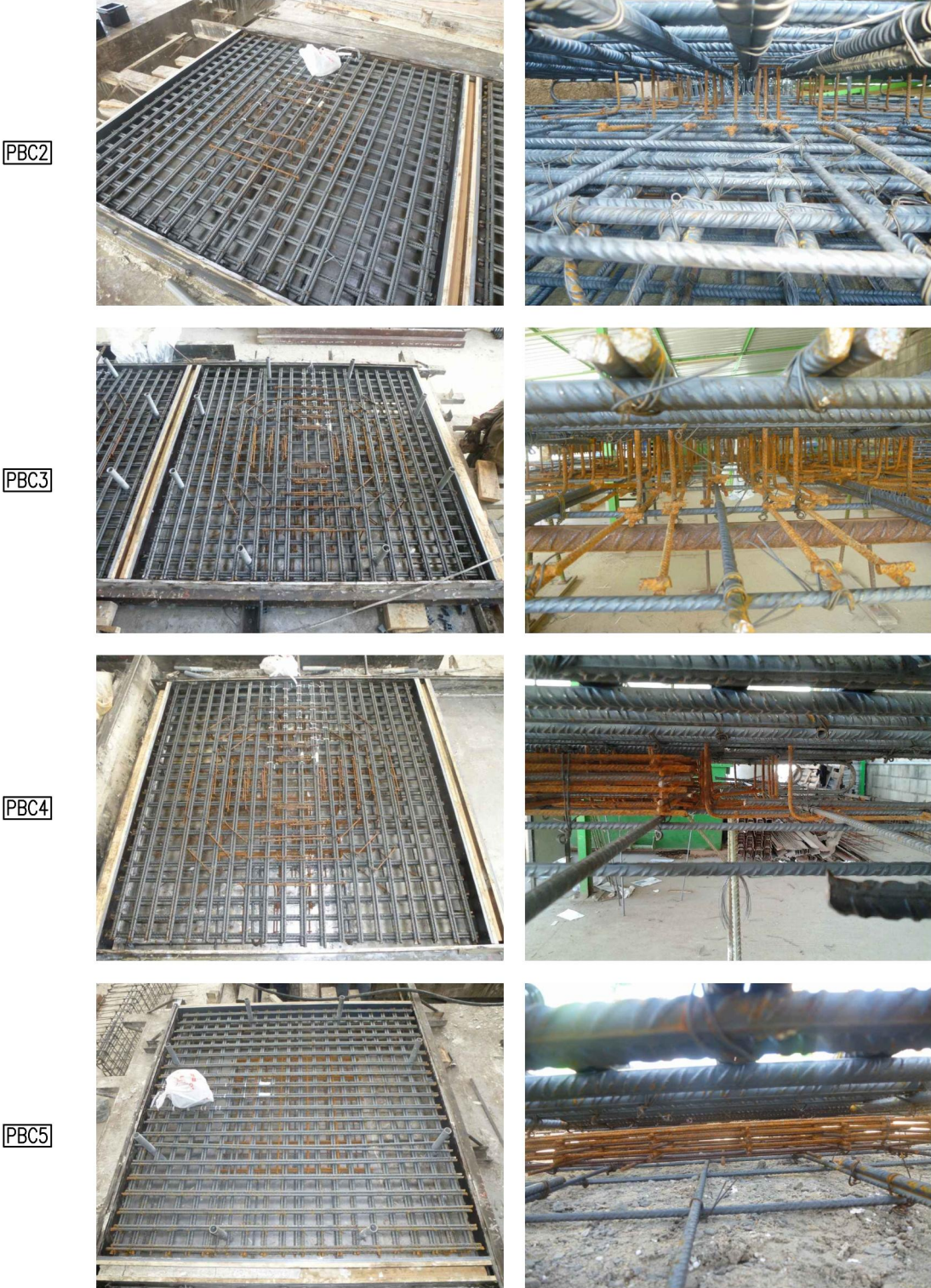


Figura 3.11: Fotografias do aspeto das armaduras antes da betonagem.

3.3 Produção dos modelos

Todas as lajes foram produzidas nas instalações da Concremat S. A., situada no concelho de Palmela. As lajes foram moldadas sobre uma mesa vibratória, sobre a qual se instalaram as cofragens laterais na forma de réguas de aglomerado de madeira. Para a execução dos furos, necessários para a fixação do sistema de ensaio, colocaram-se oito tubos em PVC (negativos), distribuídos nos vértices de um octógono, como mostra a Figura 3.12a. Para colocar os tubos, e dada a densidade elevada de armaduras longitudinais, foi necessário desviar alguns varões da camada superior da armadura de flexão, no entanto, o número de varões manteve-se o mesmo.

As armaduras longitudinais inferiores e superiores foram armadas separadamente e posteriormente unidas por meio de separadores para garantir o espaçamento dimensionado (Figura 3.12b). Os espaçadores foram colocados em zonas onde não era esperada a formação do cone de punçoamento, de modo a não influenciarem a capacidade resistente das lajes. As armaduras de punçoamento foram instaladas após a armadura longitudinal. Nas lajes PBC4 e PBC5 as armaduras de punçoamento e as armaduras longitudinais superiores só foram instaladas, depois de colocadas as armaduras do tipo malha. Para garantir o posicionamento das armaduras utilizou-se arame de atar (Figura 3.12c e d).

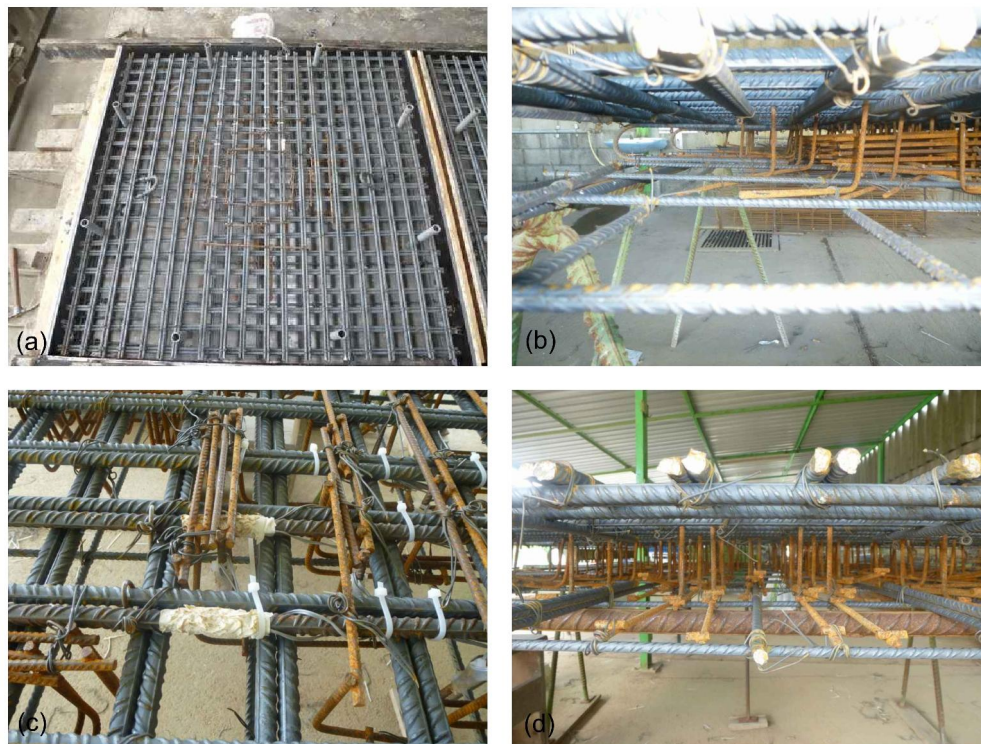


Figura 3.12: (a) Colocação dos negativos para os furos; (b) Pormenor dos espaçadores; (c) Pormenor das armaduras de punçoamento atadas na armadura longitudinal superior; (d) Pormenor das armaduras de punçoamento atadas na armadura longitudinal inferior.

Após a base e as faces laterais da cofragem terem sido oleadas com óleo descofrante, a

“gaiola” de armadura foi transportada para o local da betonagem através de uma grua. Para garantir o recobrimento vertical das armaduras longitudinais inferiores a “gaiola” foi colocada sobre espaçadores de plástico de 15 mm, como ilustra a Figura 3.13a.

O betão foi produzido na central de betão da fábrica e vertido para os moldes através de uma tremonha (Figura 3.13b). A vibração foi executada pela própria mesa. Imediatamente após a betonagem de cada modelo recolheram-se amostras de betão em cilindros com 150 mm de diâmetro e 300 mm de altura, e em cubos de 150 mm de aresta, para posterior ensaio de caracterização do betão. Neste caso, a vibração fez-se recorrendo a um vibrador de agulha manual (Figura 3.13c). A Figura 3.13d mostra o aspeto de um modelo betonado.



Figura 3.13: (a) Pormenor dos espaçadores em PVC; (b) Betonagem; (c) Recolha de amostras; (d) Aspeto de um modelo betonado.

3.4 Materiais

A Tabela 3.1 foi cedida pelo fabricante e descreve a composição do betão utilizado nas diferentes lajes.

Para a determinação da resistência à compressão do betão em provetes cúbicos (f_{ccm}) e em provetes cilíndricos (f_{cm}), foram ensaiados à rotura por compressão três provetes cúbicos e três provetes cilíndricos. As faces dos provetes cilíndricos foram retificadas no laboratório da APEB (Associação Portuguesa das Empresas de Betão Pronto). Para determinar a resistência do betão à tração (f_{ctm}), ensaiaram-se três provetes cilíndricos à rotura por compressão diametral. Os valores da resistência à compressão e da resistência à

Tabela 3.1: Composição do betão.

Modelo	Betão	Brita 1 [kg]	Areia [kg]	Bago de arroz [kg]	Cimento [kg]	Filler [kg]	Adjuvante [l]	Água [l]
PBC1		599	420	204	165	134	2,25	96
PBC2		597	413	209	161	134	2,25	97
PBC3	C30/37	606	403	207	159	135	2,25	94
PBC4	F5	601	411	207	162	134	2,25	92
PBC5		599	410	206	160	137	2,25	93

tração do betão foram calculados, para cada laje, a partir da média aritmética das forças de rotura dos três ensaios correspondentes, e foram determinados no próprio dia do ensaio da laje respetiva (Figura 3.14). Relativamente às lajes PBC1 e PBC2, apenas foram recolhidas três amostras em provetes cúbicos e seis amostras em provetes cilíndricos. Desta forma, optou-se por ensaiar as lajes em dias consecutivos, e considerou-se que o betão tinha as mesmas características. Todos os procedimentos dos ensaios de resistência do betão à compressão e à tração foram executados de acordo com a norma NP EN 12390-1, NP EN 12390-2 e NP EN 12390-3. A Tabela 3.2 resume as características do betão para cada laje.

O módulo de elasticidade do betão (E_{cm}) foi calculado de acordo com a norma NP EN 1992-1-1, pela seguinte expressão:

$$E_{cm} = 22 \times \left(\frac{f_{cm}}{10} \right)^{0.3} \quad (3.2)$$

onde f_{cm} é valor médio da tensão de rotura do betão à compressão (MPa).

Tabela 3.2: Características do betão das lajes ensaiadas.

Modelo	f_{ccm} [MPa]	f_{cm} [MPa]	f_{ctm} [MPa]	E_{cm} [GPa]	Idade no ensaio [dias]
PBC1	50,4	48,9	4,2	35,7	63
PBC2	50,4	48,9	4,2	35,7	64
PBC3	50,7	50,2	4,4	35,8	66
PBC4	50,3	46,6	4,2	35,7	71
PBC5	57,1	53,9	4,6	37,1	72

As propriedades mecânicas do aço utilizado na armadura de flexão, nas armaduras de punçoamento e nas armaduras do tipo malha, foram determinadas a partir de ensaios de tração sobre amostras de 300 mm de comprimento (três amostras por cada tipo de varão), realizados no Laboratório de Estruturas e Resistência dos Materiais (LERM) do Instituto Superior Técnico (IST-UL). Os ensaios foram executados de acordo com os procedimentos da norma NP EN 10002-1.

Na armadura de flexão utilizaram-se varões de aço laminado a quente da classe A500 NR, tendo-se obtido uma tensão de cedência média de 529 MPa. Quanto às armaduras de



Figura 3.14: Fotografias dos ensaios de caracterização do betão: (a) Ensaio de compressão em provete cúbico; (b) Ensaio de compressão em provete cilíndrico; (c) Ensaio de compressão diametral em provete cilíndrico.

punçoamento e do tipo malha, produzidas a partir de malhas de varões de aço eletrossoldados endurecido a frio da classe A500 ER, a tensão média de cedência obtida foi de 597 MPa.

3.5 Sistema de ensaio

O sistema de ensaio pretendeu representar o carregamento simétrico de uma laje fungi-forme na zona de ligação com um pilar interior. A partir da face superior, oito cordões de alta resistência com 15.2 mm de diâmetro ligavam a laje a quatro vigas de aço colocadas por baixo desta. Por sua vez, cada viga ligava ao piso do laboratório através de um varão de aço de alta resistência com 26 mm de diâmetro. O pilar foi simulado por uma chapa metálica quadrada de 200 mm de lado e espessura de 50 mm, impulsionada por um macaco hidráulico (Figura 3.15 a 3.19). Para controlar a velocidade e a pressão exercida pelo macaco hidráulico, utilizou-se uma unidade de controlo de pressão hidráulica WALTER+BAI AG tipo NSPA 700/DIG 200 (Figura 3.18). Nos ensaios das lajes PBC1, PBC2 e PBC3 foi utilizado um macaco hidráulico ENERPAC RRH 1006 com 931 kN de capacidade máxima e 153 mm de curso máximo, enquanto nos ensaios das lajes PBC4 e PBC5, por se esperarem cargas de rotura mais elevadas, foi utilizado um macaco hidráulico ENERPAC CLRG-30012 com 3193 kN de capacidade máxima e 300 mm de curso máximo.

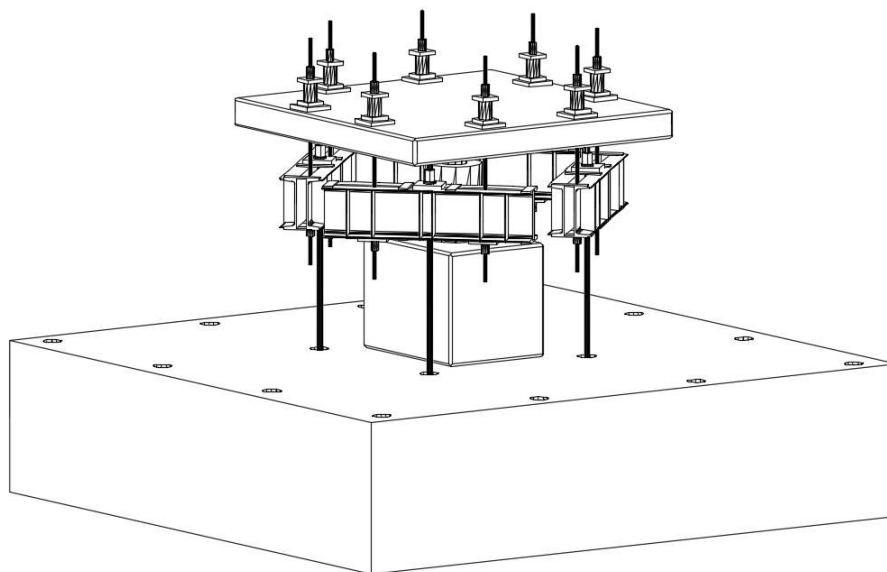


Figura 3.15: Esquema de ensaio.

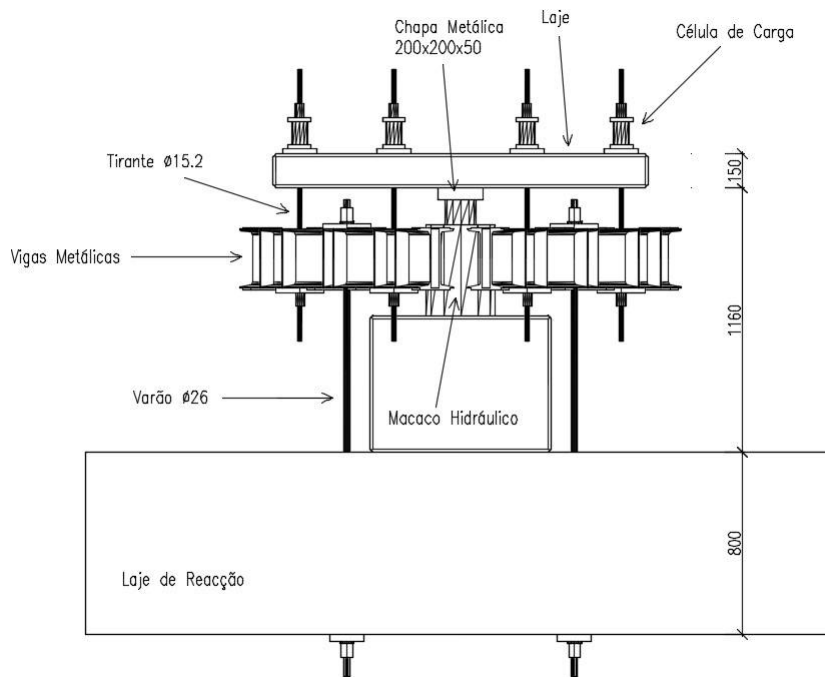


Figura 3.16: Esquema de ensaio [mm]: Vista Lateral.

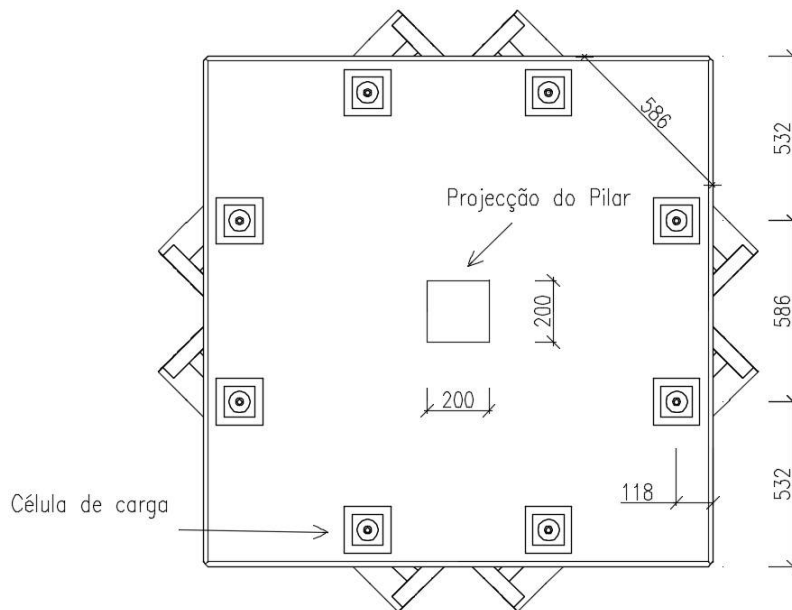


Figura 3.17: Esquema de ensaio [mm]: Vista Superior.



Figura 3.18: Unidade de controlo de pressão [39].



Figura 3.19: Montagem do sistema de ensaio.

3.6 Instrumentação e execução dos ensaios

A monitorização dos ensaios fez-se pela medição da carga aplicada, pela medição da deformação da laje e pela medição da deformação das armaduras de flexão, de punçamento e

do tipo malha. A leitura e registo das medições realizou-se em intervalos de um segundo.

Todas as lajes foram sujeitas a carregamento monotónico, com velocidade constante de 280 N/s até ser atingida a carga de rotura. Um dos objetivos desta dissertação era analisar a influência das armaduras de punçoamento e do tipo malha no comportamento pós-rotura da laje, pelo que, após a rotura, todas as lajes foram carregadas até ao seu colapso.

A medição da carga aplicada fez-se por meio de oito células de carga (CC1 a CC8) da marca TML tipo KC-20M, distribuídas sobre a laje, como mostra a Figura 3.20.

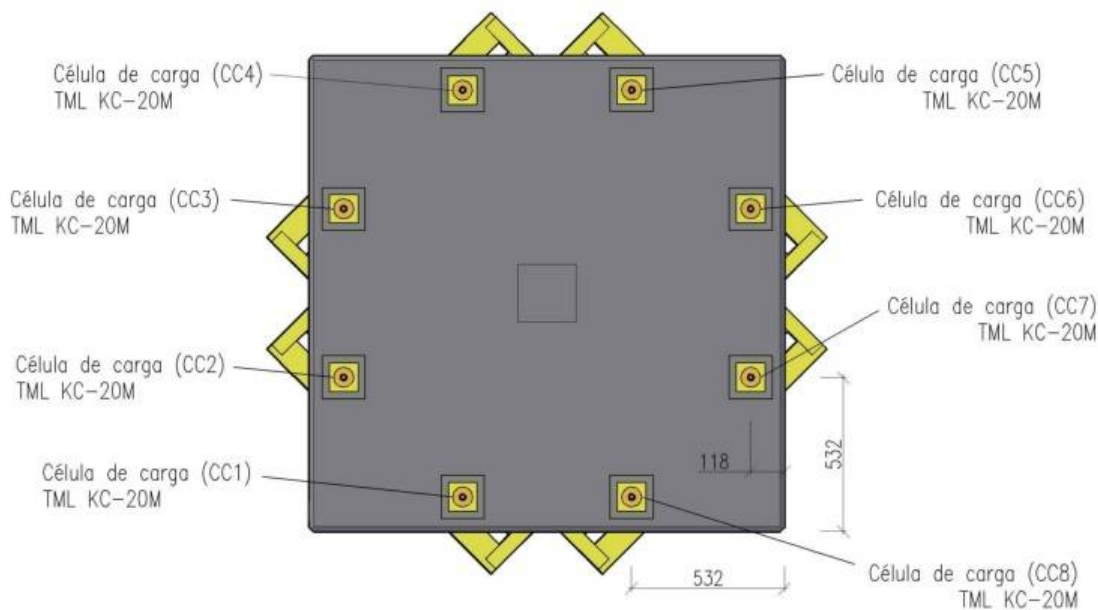


Figura 3.20: Mapa da colocação das células de carga.

Os deslocamentos verticais foram medidos usando defletómetros. Estes foram colocados em 18 pontos (D1 a D18), distribuídos pelas duas direções principais da laje, 13 na face superior da laje e 5 na face inferior. Na região de momentos nulos, onde eram esperados deslocamentos menores, utilizaram-se defletómetros da marca TML tipo CDP-50 (com 50 mm de curso), enquanto os restantes eram do tipo CDP-100 (com 100 mm de curso). A Figura 3.21 mostra a localização dos defletómetros nas faces superior e inferior da laje. Os defletómetros da face superior foram fixados em perfis metálicos, com recurso a bases magnéticas (Figura 3.22a), e os defletómetros da face inferior foram fixados em varões metálicos, soldados a perfis de aço, como mostra a Figura 3.22b. Para evitar erros de leitura e danos provocados por irregularidades na superfície da laje, os êmbolos dos defletómetros ficavam em contacto com chapas de vidro acrílico coladas na superfície da laje.

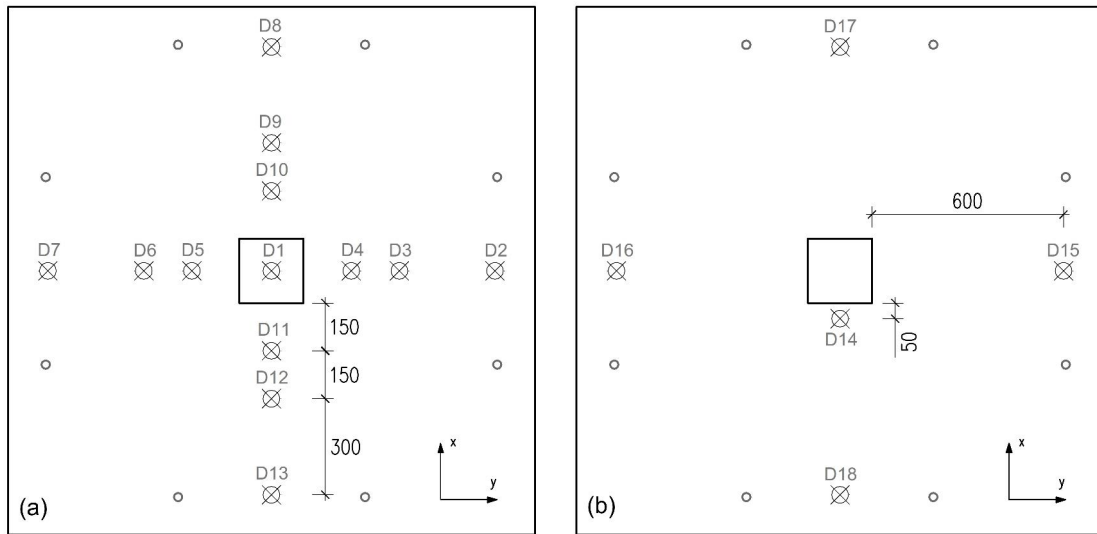


Figura 3.21: (a) Disposição dos defletômetros na superfície da laje [mm]: (a) Face superior; (b) Face inferior.

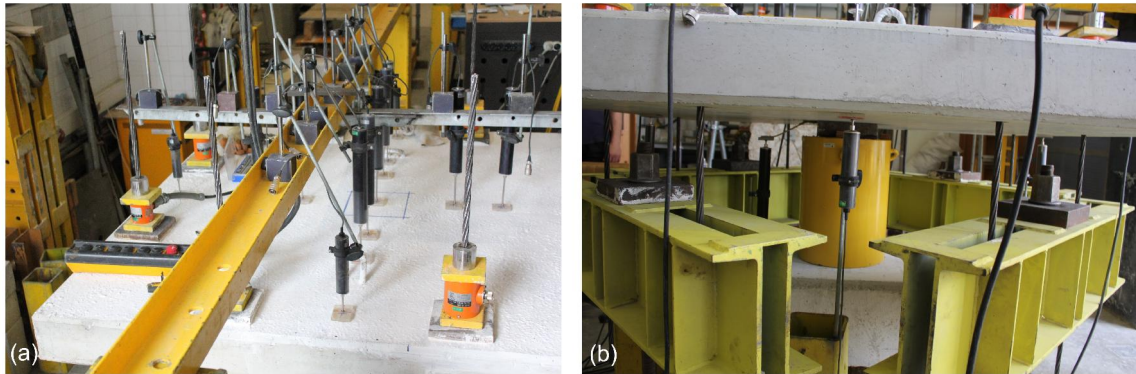


Figura 3.22: Fotografia da colocação dos defletômetros na laje: (a) Face superior; (b) Face inferior.

Para medir a deformação nas armaduras usaram-se extensômetros elétricos. Em cada varão instrumentado foram colados dois extensômetros em posição diametralmente oposta que, posteriormente, foram isolados com verniz para circuitos integrados e protegidos com uma camada de silicone (Figura 3.23). As Figuras 3.24 e 3.25 mostram a localização dos extensômetros na armadura longitudinal superior. Instrumentaram-se os dois pares de varões mais próximos do centro, no sentido da maior altura útil. Os extensômetros distavam 150 mm do centro dos varões e o afastamento entre varões era de 80 mm. Na Figura 3.26 está representada, para cada laje, a localização e a numeração dos extensômetros nas armaduras de punçoamento. Neste caso, os extensômetros foram colocados no centro dos tramos verticais dos estribos (Figura 3.23). Quanto às armaduras do tipo malha, instrumentaram-se as segunda e quarta camadas a partir da armadura de inferior. As Figuras 3.27 e 3.28 apresentam a localização e numeração dos extensômetros nas armaduras do tipo malha. De referir que a laje PBC1 não foi instrumentada.

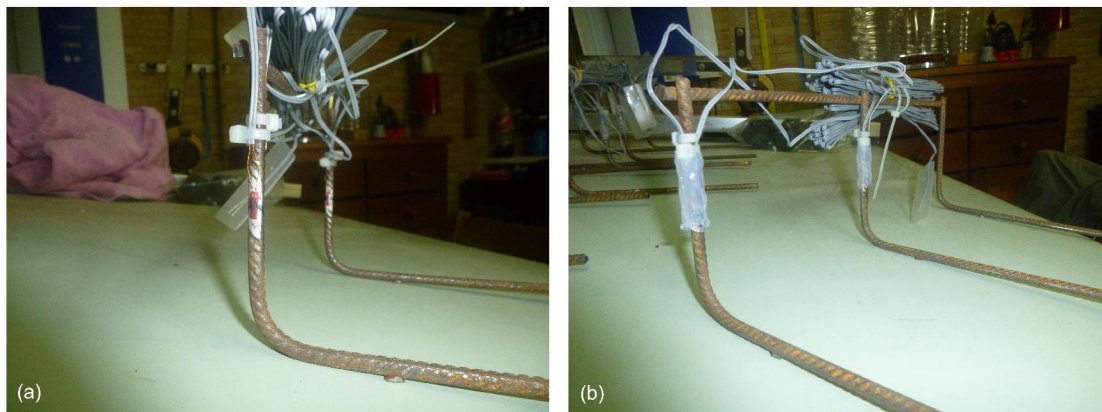


Figura 3.23: Fotografia da colocação dos extensômetros: (a) Colagem dos extensômetros; (b) Proteção em silicone.

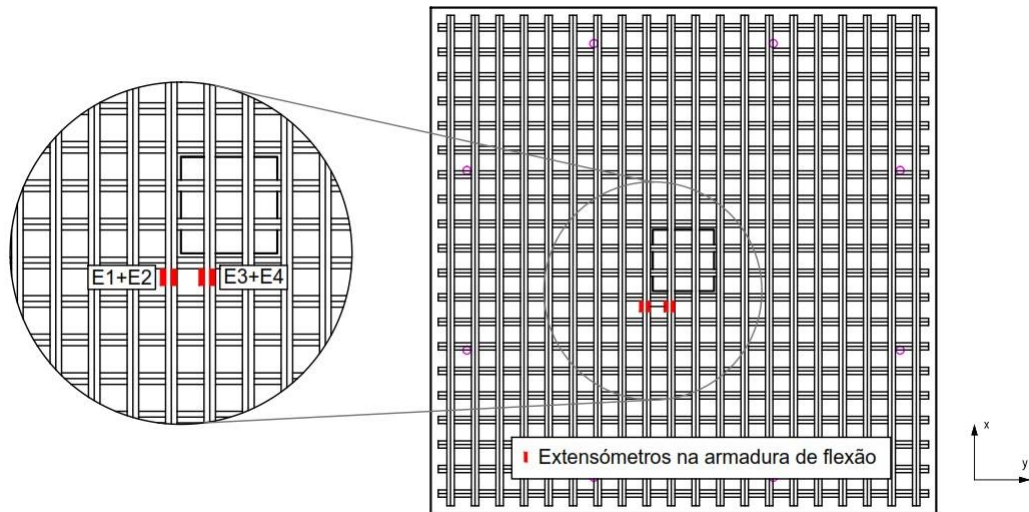


Figura 3.24: Localização e numeração dos extensômetros na armadura de flexão das lajes PBC2 a PBC5.



Figura 3.25: Fotografia da localização dos extensômetros na armadura de flexão da laje PBC2.

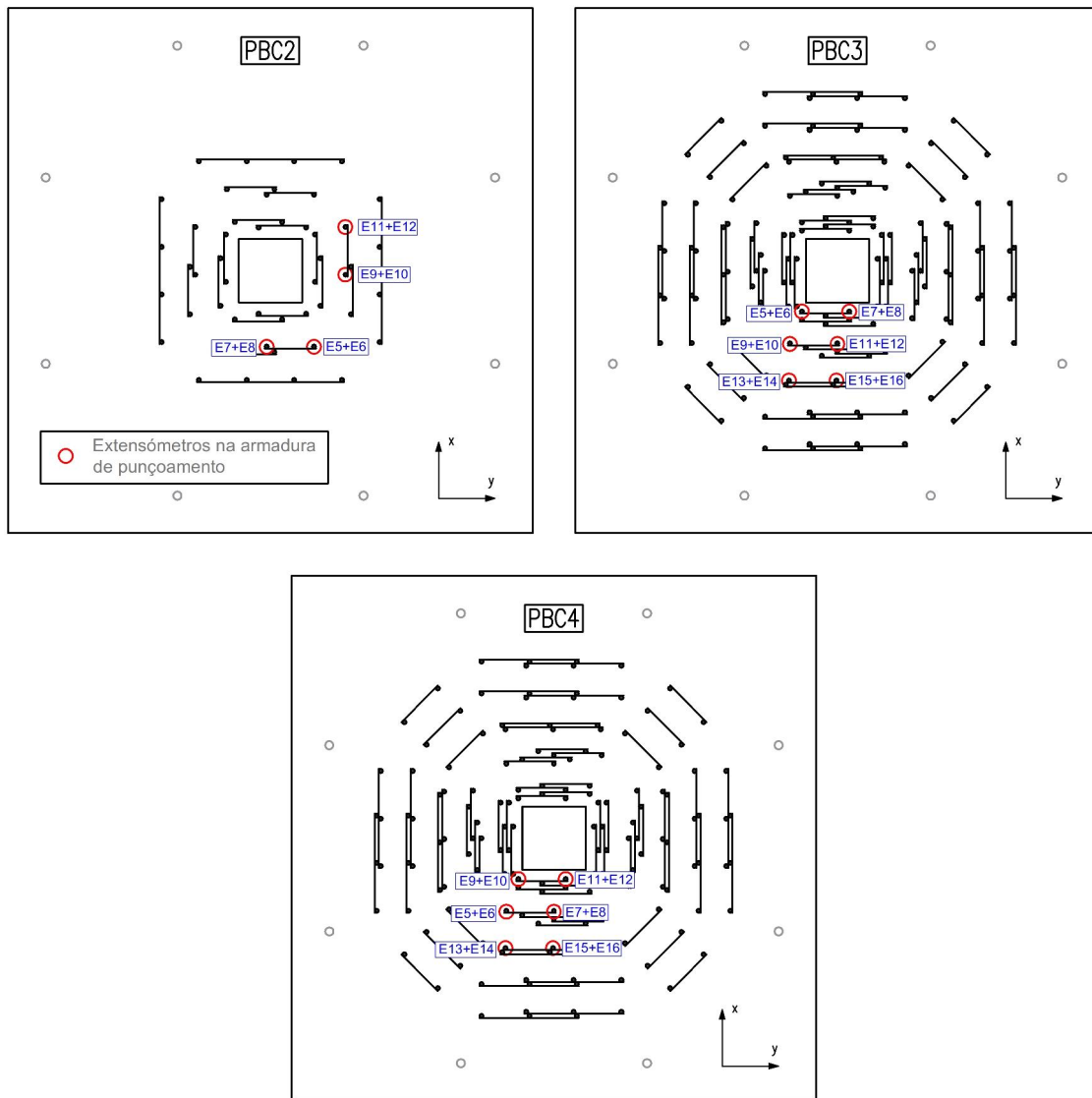


Figura 3.26: Localização e numeração dos extensômetros nas armaduras de punçoamento das lajes PBC2 a PBC4.

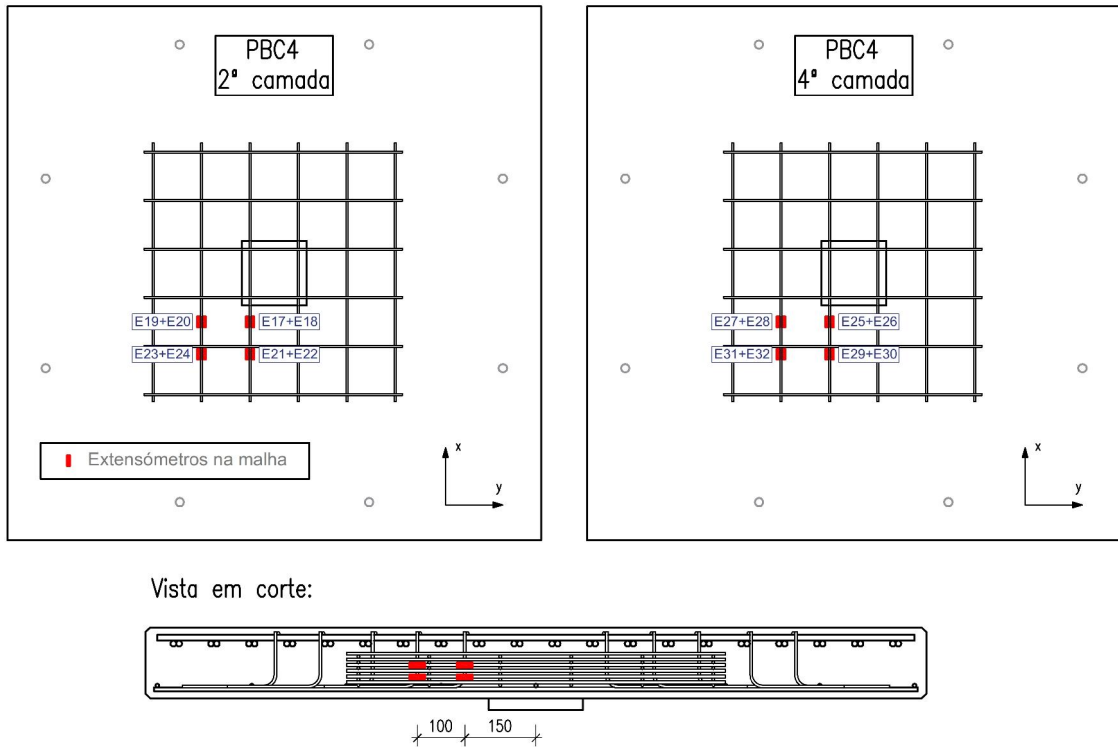


Figura 3.27: Localização e numeração dos extensômetros nas armaduras do tipo malha da Laje PBC4.

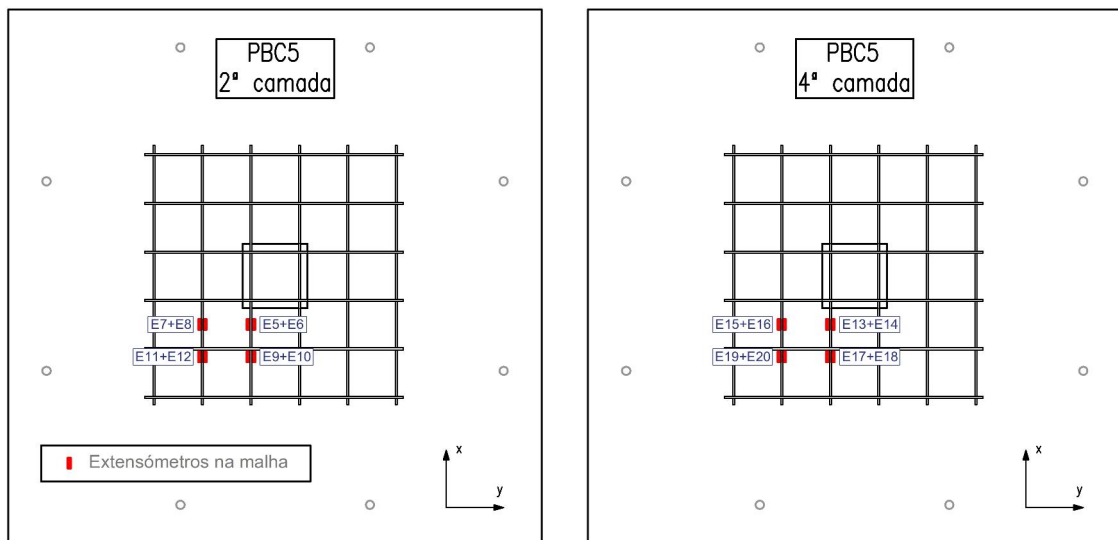


Figura 3.28: Localização e numeração dos extensômetros nas armaduras do tipo malha da Laje PBC5.

3.7 Resultados

Todas as lajes foram sujeitas a carregamento monotónico até ser atingida a carga de rotura. Após a rotura, as lajes foram novamente carregadas até ao colapso. Ao longo desta secção apresentam-se os resultados dos ensaios com respeito ao modo de rotura, à carga de rotura, aos deslocamentos verticais e à deformação das armaduras. Note-se que a grande quantidade de armadura de flexão utilizada dificultou a visualização de fissuras na superfície das lajes, pelo que optou-se por não abordar este tópico no trabalho. Os resultados servem de base para uma análise mais detalhada que é apresentada no capítulo seguinte.

3.7.1 Modo de rotura

Após os ensaios, as lajes foram cortadas em duas metades, segundo a direção da menor altura útil (Figura 3.29). A Figura 3.30 apresenta os cortes efetuados e a respetiva marcação dos ângulos da superfície de rotura com a horizontal (vermelho) e com a marcação da posição relativa das armaduras de punçoamento (verde). Note-se que, após a rotura, as lajes foram novamente carregadas até ao seu colapso, pelo que é expectável que alguns danos visíveis tenham ocorrido depois de atingida a carga de rotura respetiva.

A laje PBC1, sem armaduras de punçoamento, atingiu a rotura por punçoamento com o destacamento de um tronco de pirâmide. A fissura de punçoamento desenvolveu-se a partir da face do pilar com um ângulo médio de 27° , até atingir as armaduras longitudinais superiores, ponto a partir do qual se desenvolveu aproximadamente na horizontal até interseccionar a superfície da laje (à direita), ou o bordo da laje (à esquerda).

A rotura da laje PBC2, por punçoamento, terá sido mista entre o interior e o exterior da zona com armaduras de punçoamento. A fenda de punçoamento iniciou-se na face do pilar, prolongou-se por baixo dos dois perímetros de armaduras de punçoamento e mudou de direção com um ângulo médio aproximado de 22° , desenvolvendo-se através do último perímetro de armaduras de punçoamento até interseccionar as armaduras longitudinais superiores, prolongando-se, depois, na horizontal até ao bordo da laje.

A laje PBC3 terá atingido a rotura por punçoamento fora da zona com armaduras de punçoamento. Contudo, a fenda de punçoamento ter-se-á iniciado na face do pilar e desenvolvido-se por baixo das armaduras de punçoamento, vindo a atingir as armaduras longitudinais superiores pelo exterior da zona com armaduras de punçoamento, segundo um ângulo médio de 47° , prolongando-se, de seguida, na horizontal até ao bordo da laje.

Nas lajes PBC4 e PBC5, a fissuração significativa do betão junto do pilar não permitiu identificar claramente uma superfície de rotura. No entanto, o padrão de fissuração da laje PBC4 indica que a rotura terá sido condicionada pela flexão ou pelo esmagamento do betão junto do pilar. Embora a Figura 3.29 não permita identificar claramente o modo de rotura da laje PBC5, esta terá atingido a rotura por punçoamento com o desenvolvimento de uma fissura entre a face do pilar e as armaduras de flexão superiores, com um ângulo médio aproximado de 34° .

Na Figura 3.31 são apresentadas imagens que ilustram a rotura na face inferior das lajes. De um modo geral o pilar penetra na laje, o que indica que as respectivas fissuras de punçoamento têm início junto à face do pilar. Nas lajes PBC4 e PBC5 o pilar penetra completamente a laje, o que indicia que estas lajes terão suportado maiores deslocamentos após a rotura. Inclusive, pode ver-se que os deslocamentos significativos a que a laje PBC4 foi sujeita terá levado a que os tramos horizontais de alguns estribos rompessem o recobrimento de betão. Trata-se de um aspeto a ter em conta em trabalhos futuros. Os danos observados na face inferior da laje PBC4 indiciam, ainda, que a rotura poderá ter ocorrido por esmagamento do betão junto à face do pilar.

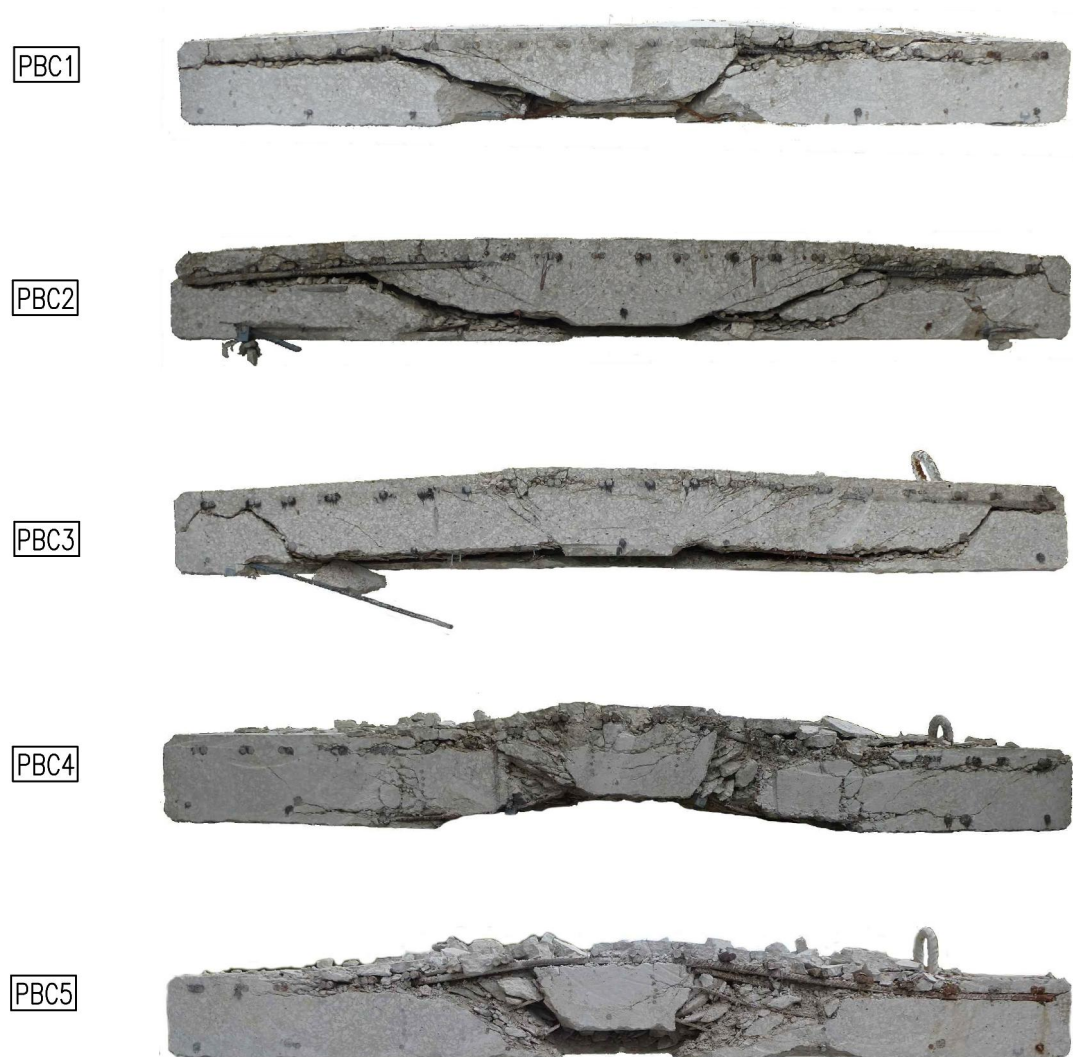


Figura 3.29: Fotografias dos cortes transversais das lajes.

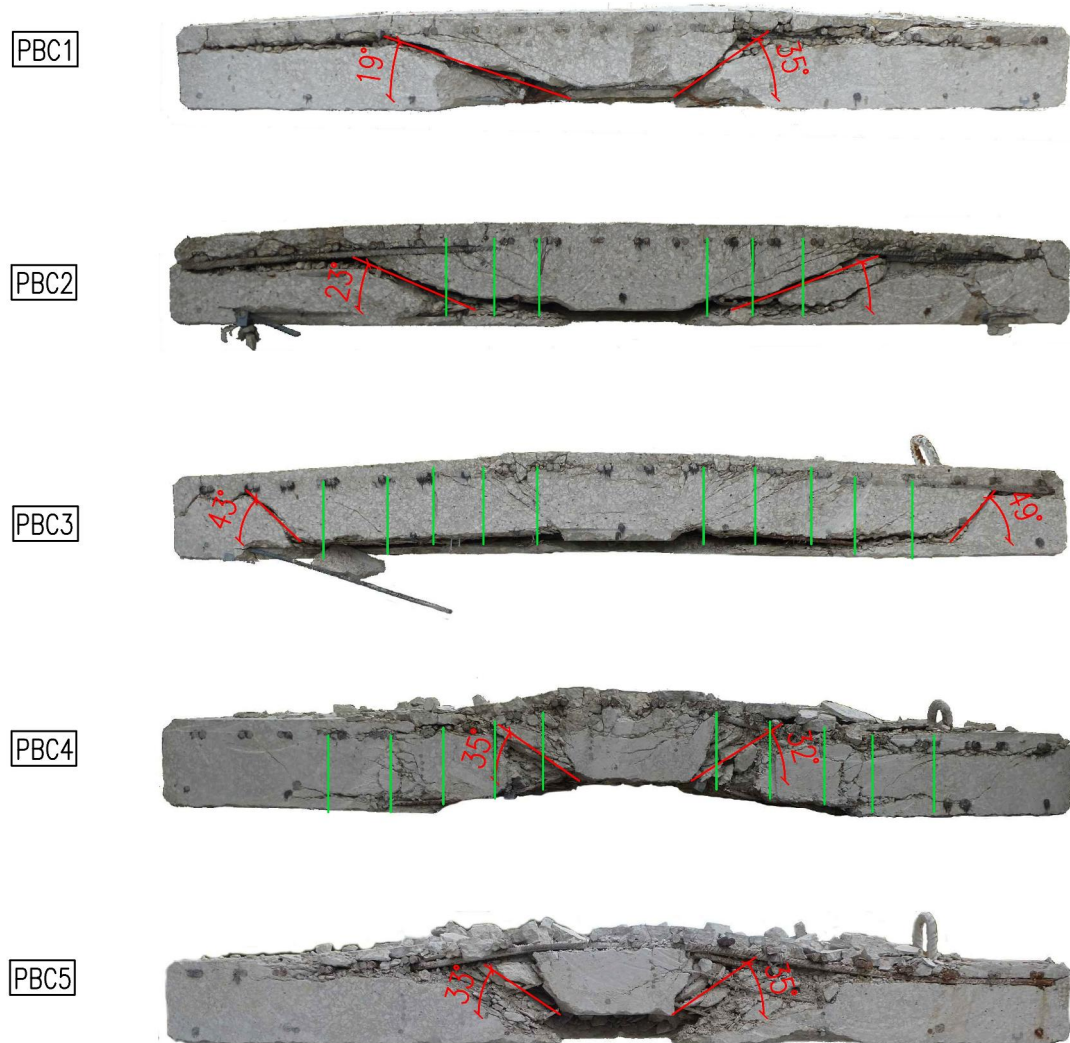


Figura 3.30: Ângulos da superfície de rotura com a horizontal (vermelho) e posições da armadura de punçoamento (verde).

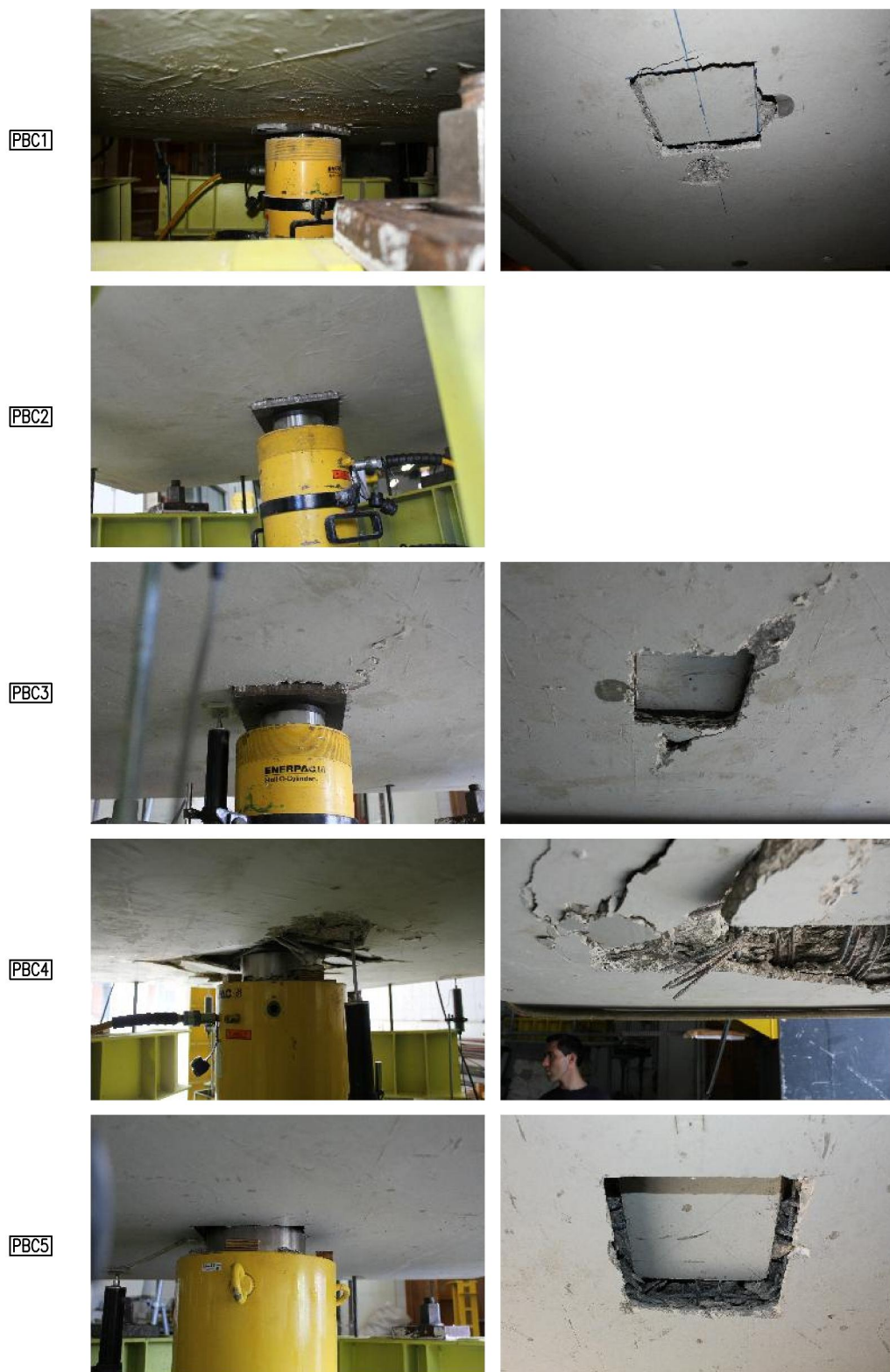


Figura 3.31: Fotografias da rotura na face inferior das lajes.

3.7.2 Carga de rotura

A laje PBC1, sem armaduras de punçoamento, atingiu a rotura para o patamar de carga de 520 kN. A laje PBC2, com três perímetros de armaduras de punçoamento (448 mm²/perímetro), e a laje PBC3, com cinco perímetros de armaduras de punçoamento (896 mm²/perímetro), alcançaram cargas de rotura de 717 kN e 903 kN, respetivamente. Na laje PBC4, com a mesma armadura de punçoamento da laje PBC3 e armaduras horizontais do tipo malha, a carga de rotura atingida foi de 991 kN, mais 88 kN do que a laje PBC3. A carga de rotura da laje PBC5, com armaduras horizontais do tipo malha, foi de 534 kN.

Para diminuir a influência da resistência à compressão do betão no valor da carga de rotura e, deste modo, permitir a comparação dos valores da carga de rotura dos diferentes modelos, os valores da carga de rotura foram normalizados através da seguinte fórmula:

$$V_{exp,norm} = V_{exp} \times \sqrt[3]{\frac{\overline{f_{cm}}}{f_{cm}}} \quad (3.3)$$

onde $\overline{f_{cm}}$ é a média da tensão de rotura à compressão (em cilindros) dos modelos ensaiados, e f_{cm} é a tensão média de rotura à compressão (em cilindros) de cada modelo.

Os valores das cargas de rotura normalizadas mostram que a laje PBC4 tem um ganho de carga de 112 kN, quando comparada com a laje PBC3. Quanto à laje PBC5, o valor da carga de rotura normalizada é inferior ao da laje PBC1 em 3 kN.

A Tabela 3.3 resume os valores das cargas de rotura experimentais e respetivos valores normalizados.

Tabela 3.3: Cargas de rotura experimentais e respetivos valores normalizados.

Modelo	d [mm]	f_{cm} [MPa]	Estribos	Malha	V_{exp} [kN]	$V_{exp,norm}$ [kN]
PBC1	121	48,9	não	não	520	523
PBC2	121	48,9	sim	não	717	720
PBC3	126	50,2	sim	não	903	900
PBC4	123	46,6	sim	sim	991	1012
PBC5	124	53,9	não	sim	534	520

Na Tabela 3.4 estão listadas as cargas de rotura pós-colapso ($V_{PP,exp}$) dos modelos ensaiados.

A carga de rotura pós-colapso da laje PBC1 foi de 165 kN. As lajes PBC2 e PBC3, onde foram variadas a quantidade e a extensão de armaduras de punçoamento, alcançaram cargas de rotura pós-colapso de 273 kN e 545 kN, respetivamente. Comparativamente com a laje PBC3, a laje PBC4 (627 kN) teve um ganho na carga de rotura pós-colapso de 82 kN. A carga de rotura pós-colapso alcançada pela laje PBC5 foi de 333 kN, cerca de o dobro da verificada na laje PBC1.

Tabela 3.4: Cargas de rotura pós-colapso experimentais.

Modelo	$V_{PP,exp}$ [kN]
PBC1	165
PBC2	273
PBC3	545
PBC4	627
PBC5	333

3.7.3 Deslocamentos verticais

A Figura 3.32 apresenta as curvas de carga-deslocamento, correspondentes à deformação ao centro medida pelos defletómetros D2 e D7. O deslocamento vertical em relação ao centro foi calculado subtraindo-se a média dos valores medidos pelos defletómetros D2 e D7 ao valor medido pelo defletómetro D1 (Figura 3.21).

Numa fase inicial, o aumento da carga ocorre sem que se verifiquem deslocamentos significativos. Nas lajes sem armaduras de punçoamento (PBC1 e PBC5), após o início da fendilhação, os deslocamentos aumentam e desenvolvem-se de forma aproximadamente constante até à rotura, que ocorre de forma brusca. Nas lajes com armaduras de punçoamento (PBC2 a PBC4), observa-se, imediatamente antes da rotura, uma fase em que os deslocamentos aumentam, sem incremento significativo da carga. Este comportamento é mais evidente nas lajes com maior quantidade de armaduras de punçoamento (PBC3 e PBC4).

No geral, as lajes que atingiram cargas de rotura mais elevadas também registaram maiores deslocamentos verticais na rotura. Porém, as lajes PBC4 e PBC5, com armaduras do tipo malha, quando comparadas com as lajes de referência respetivas (PBC3 e PBC1), viram sua capacidade de deformação diminuir.

A Tabela 3.5 resume os valores dos deslocamentos verticais na rotura, medidos sobre o eixo da menor altura útil. O deslocamento vertical da laje PBC1, sem armaduras de punçoamento, foi de 4.8 mm. Na laje PBC2, com três perímetros de armaduras de punçoamento, o deslocamento vertical na rotura foi de 8.0 mm, um ganho de 67 % quando comparada com a laje PBC1. Na laje PBC3, com mais dois perímetros de armaduras de punçoamento do que a laje PBC2 e o dobro da área de armadura transversal por perímetro, o deslocamento vertical na rotura foi de 14.4 mm, o triplo do deslocamento na laje PBC1 e cerca do dobro do deslocamento na laje PBC2. Na laje PBC4, com a mesma armadura de punçoamento da laje PBC3 e armaduras do tipo malha, o deslocamento vertical foi de 13.7 mm, 95% do deslocamento na laje PBC3. Quanto à laje PBC5, com armaduras do tipo malha, o deslocamento vertical na rotura foi de 4.6 mm, cerca de 96% do deslocamento na laje PBC1. Os deslocamentos medidos na face inferior da laje são inferiores aos medidos na face superior, principalmente nas lajes PBC3 a PBC4. Na face inferior da laje, verificou-se

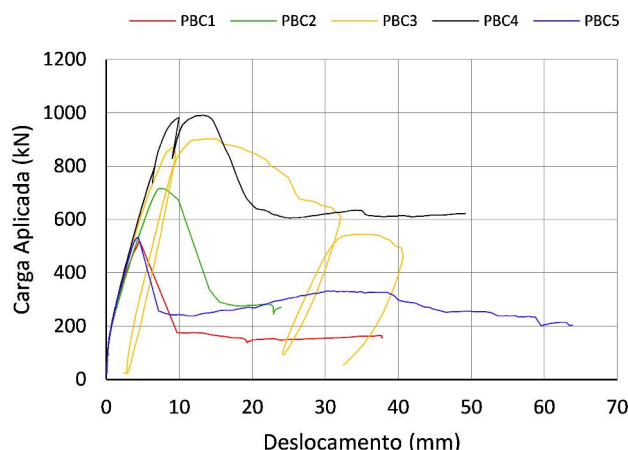


Figura 3.32: Curvas de carga-deslocamento dos modelos PBC1 a PBC5.

que, próximo da carga de rotura, os deslocamentos medidos pelo defletómetro mais próximo do centro da laje são menores, quando comparados com os deslocamentos medidos pelo defletómetro do centro, colocado na face superior da laje. Esta diferença poder-se-á dever ao mau funcionamento do defletómetro, à penetração do pilar na laje ou à rotação de corpo rígido da laje.

Tabela 3.5: Deslocamento ao centro medido no eixo da menor altura útil.

	Estribos	Malha	Deformação [mm]	
			superior	inferior
PBC1	Não	Não	4,8	4,9
PBC2	Sim	Não	8,0	7,4
PBC3	Sim	Não	14,4	8,7
PBC4	Sim	Sim	13,7	9,6
PBC5	Não	Sim	4,6	2,7

As Figuras 3.33 a 3.36 ilustram o perfil dos deslocamentos verticais ao longo do carregamento, desde o início, até ser atingida a carga de rotura. Os deslocamentos em ambas as faces da laje, foram medidos em pontos simétricos distribuídos sobre os dois eixos principais (Figura 3.21).

Nos gráficos pode ver-se que a deformação aumenta à medida que a carga também aumenta. Como era expectável, a deformação é maior ao longo do eixo da menor altura útil e os deslocamentos são maiores do centro para o bordo da laje. Os segmentos de laje rodam em torno de eixos localizados na face do pilar, segundo linhas aproximadamente retas.

Tal como as curvas de carga-deslocamento, os perfis de rotação mostram que, até à ocorrência de fendilhação entre os 100 kN e os 200 kN, os deslocamentos são pouco significativos, aumentando depois de forma aproximadamente constante até à rotura. Nas

lajes PBC3 e PBC4, quando é atingida cerca de 72% e 80% da carga máxima, respectivamente, os deslocamentos têm um aumento súbito, provavelmente devido à abertura de fendas.

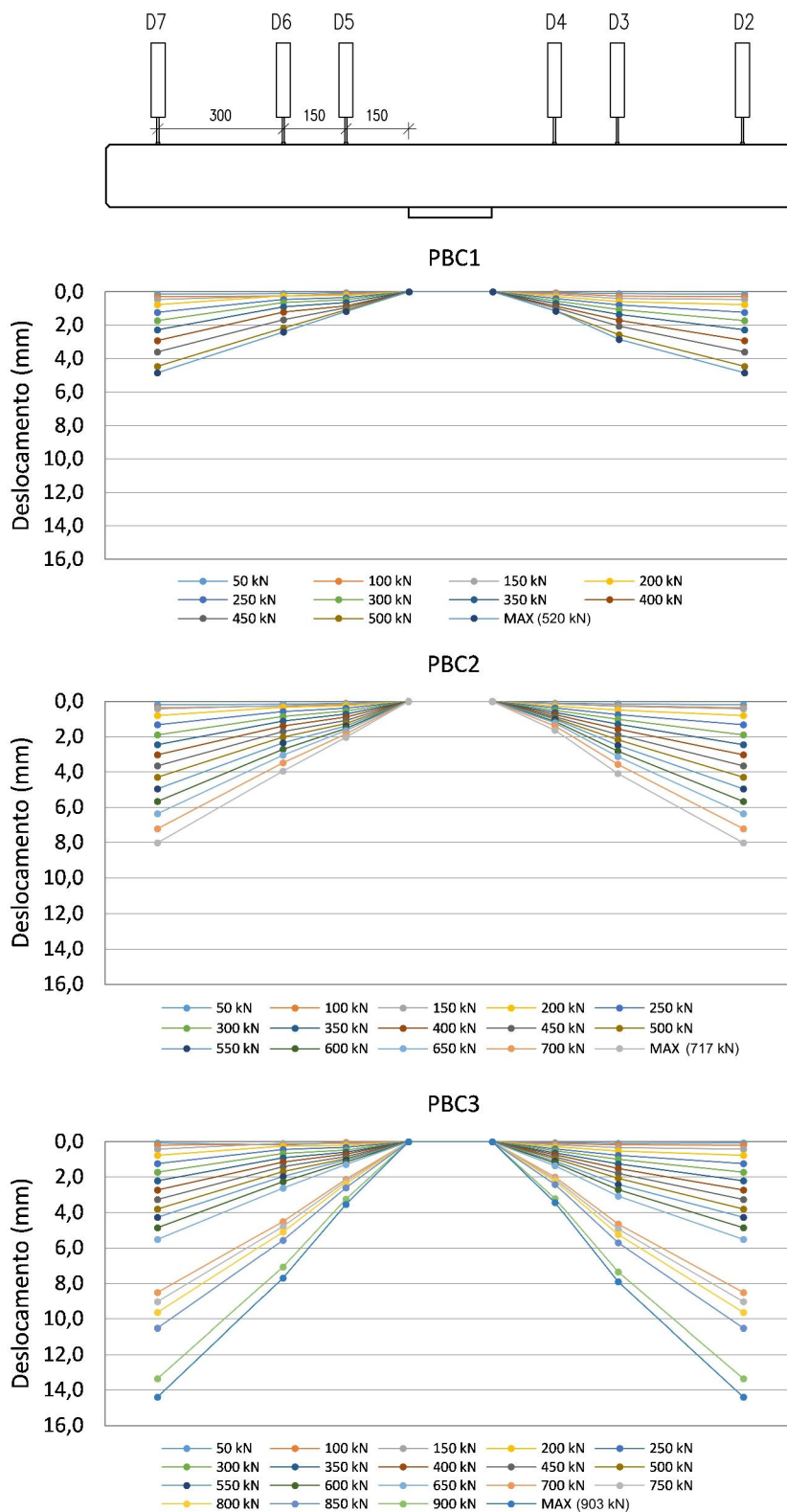


Figura 3.33: Distribuição dos deslocamentos verticais ao longo do eixo da menor altura útil nas lajes PBC1 a PBC3.

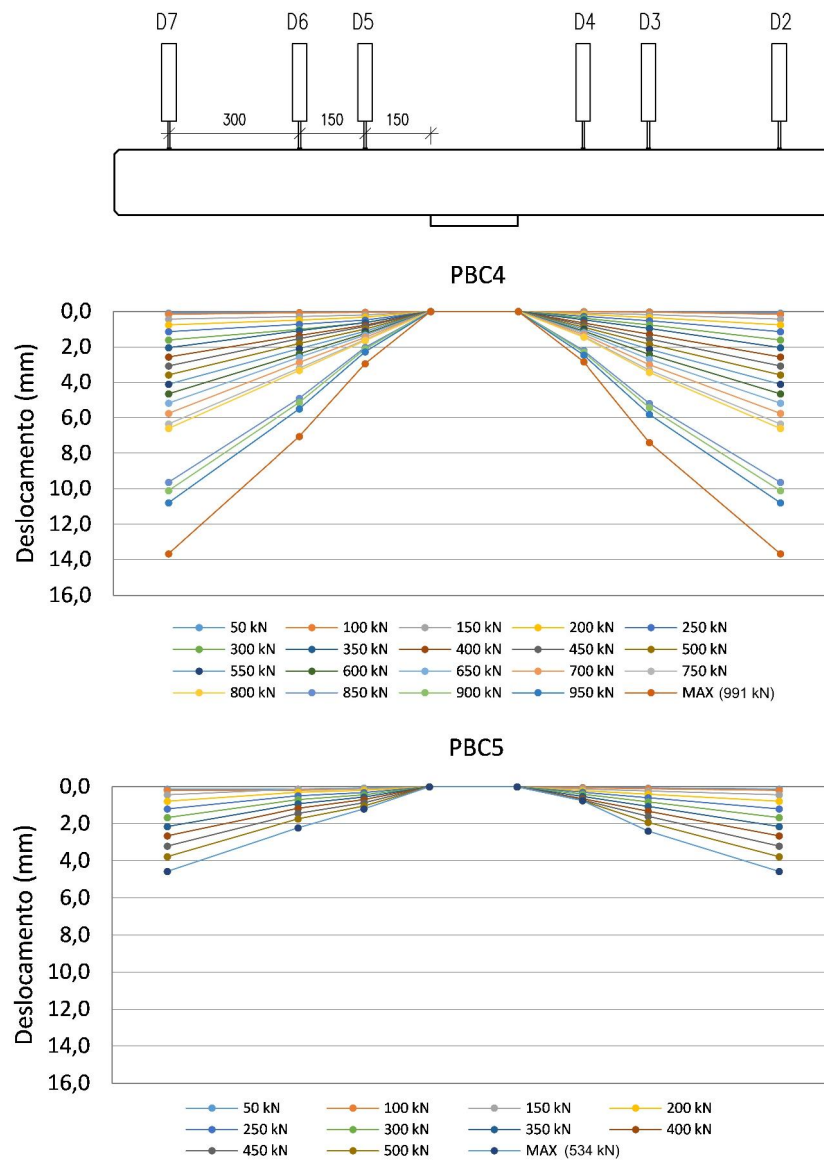


Figura 3.34: Distribuição dos deslocamentos verticais ao longo do eixo da menor altura útil nas lajes PBC4 e PBC5.

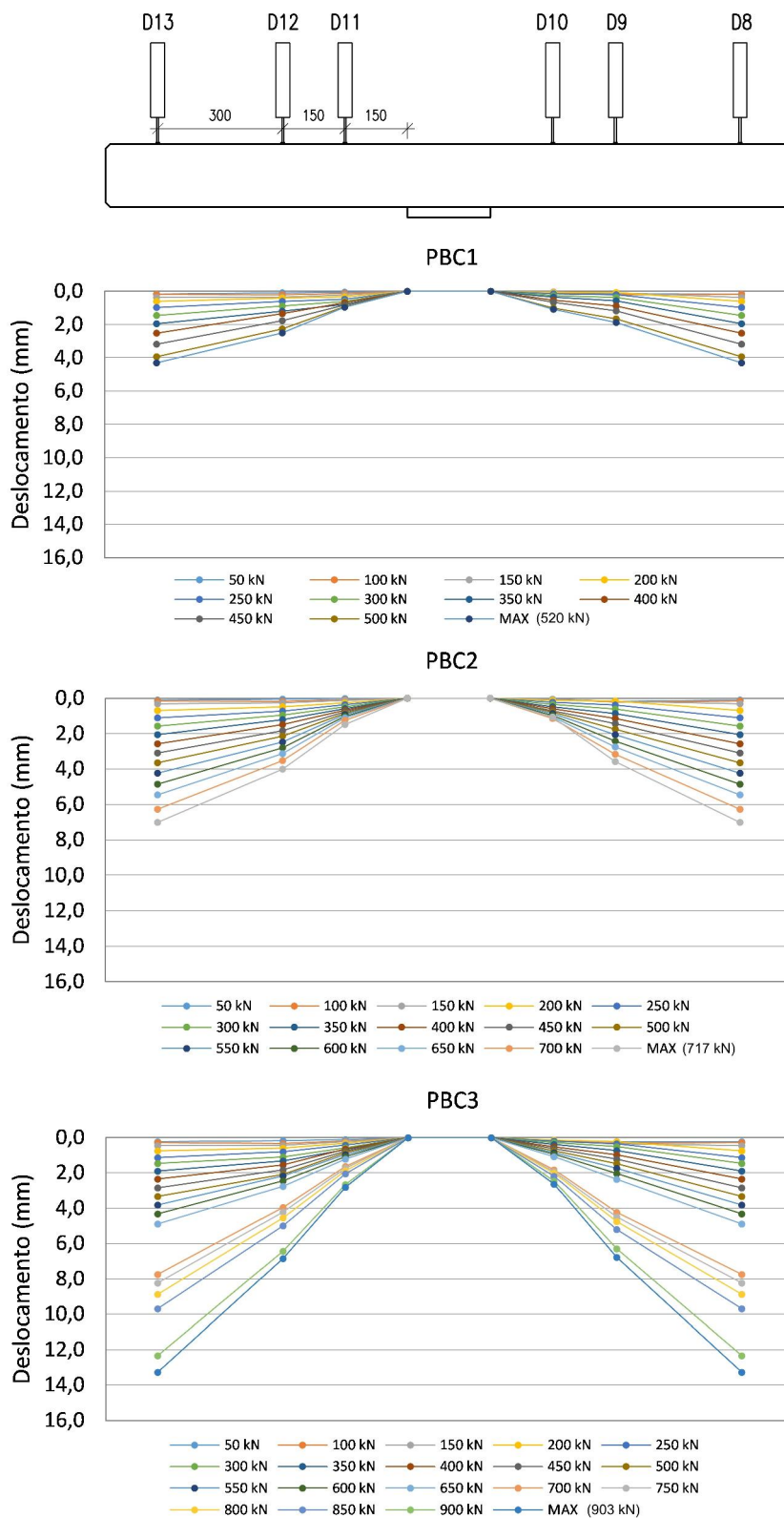


Figura 3.35: Distribuição dos deslocamentos verticais ao longo do eixo da maior altura útil nas lajes PBC1 a PBC3.

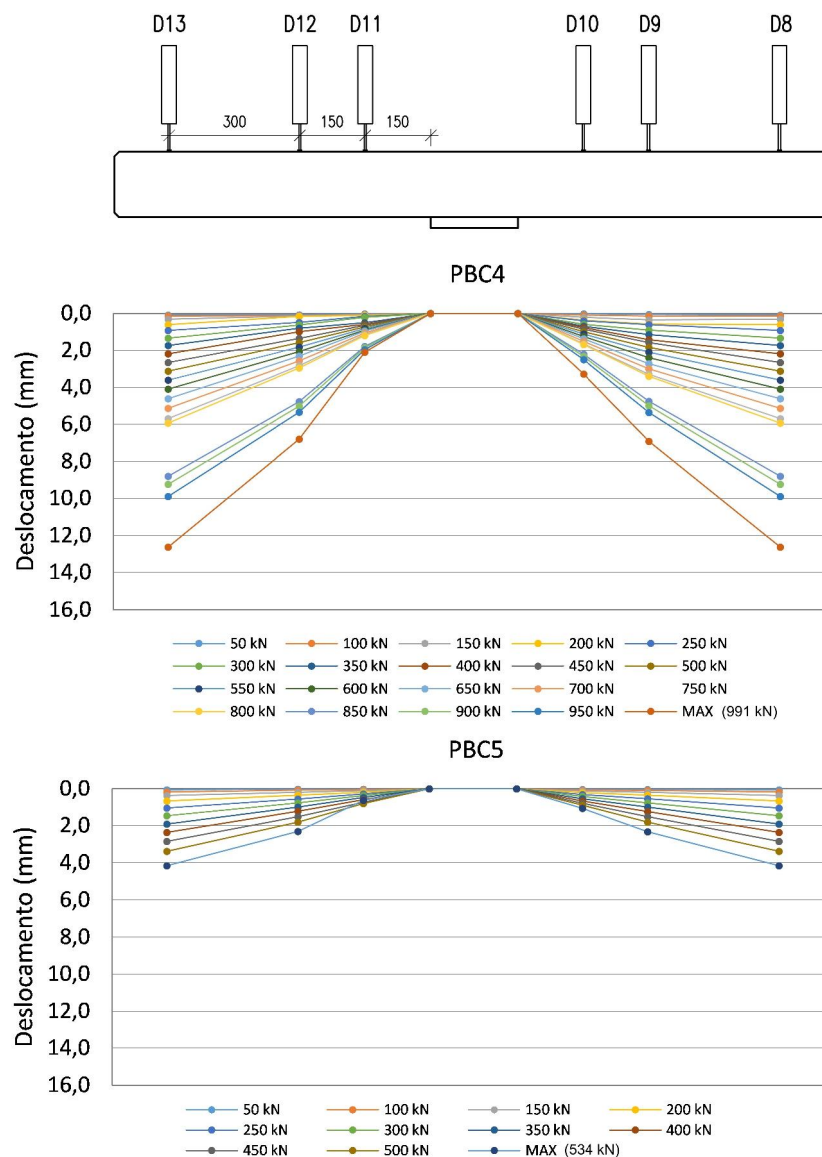


Figura 3.36: Distribuição dos deslocamentos verticais ao longo do eixo da maior altura útil nas lajes PBC4 e PBC5.

3.7.4 Extensões nas armaduras

As extensões nas armaduras foram medidas por meio de extensómetros elétricos. A extensão em cada varão resultou da média de dois extensómetros colocados em posição diametralmente oposta. As extensões nas armaduras de flexão foram medidas nos dois pares de varões mais próximos do centro da laje e são apresentadas na Figura 3.37. De referir, que optou-se por não instrumentar a laje PBC1. As curvas de carga-extensão mostram que, no geral, o valor das extensões acompanha o valor da carga de rotura e que as extensões são maiores no varão mais próximo do centro. As armaduras de flexão da laje PBC2 sofreram deformações significativas, contudo a laje atingiu a rotura antes das

armaduras terem alcançado a extensão de cedência. Nas lajes PBC3 e PBC4 as armaduras atingiram a extensão de cedência antes da rotura. Apesar de ter atingido uma carga de rotura maior, as extensões na laje PBC4, com a mesma armadura de punçoamento da laje PBC3 e armadura do tipo malha, foram menores, quando comparadas com a laje PBC3. Quando a laje PBC5 atingiu a rotura, a extensão medida nas armaduras longitudinais era cerca de metade do valor correspondente à extensão de cedência.

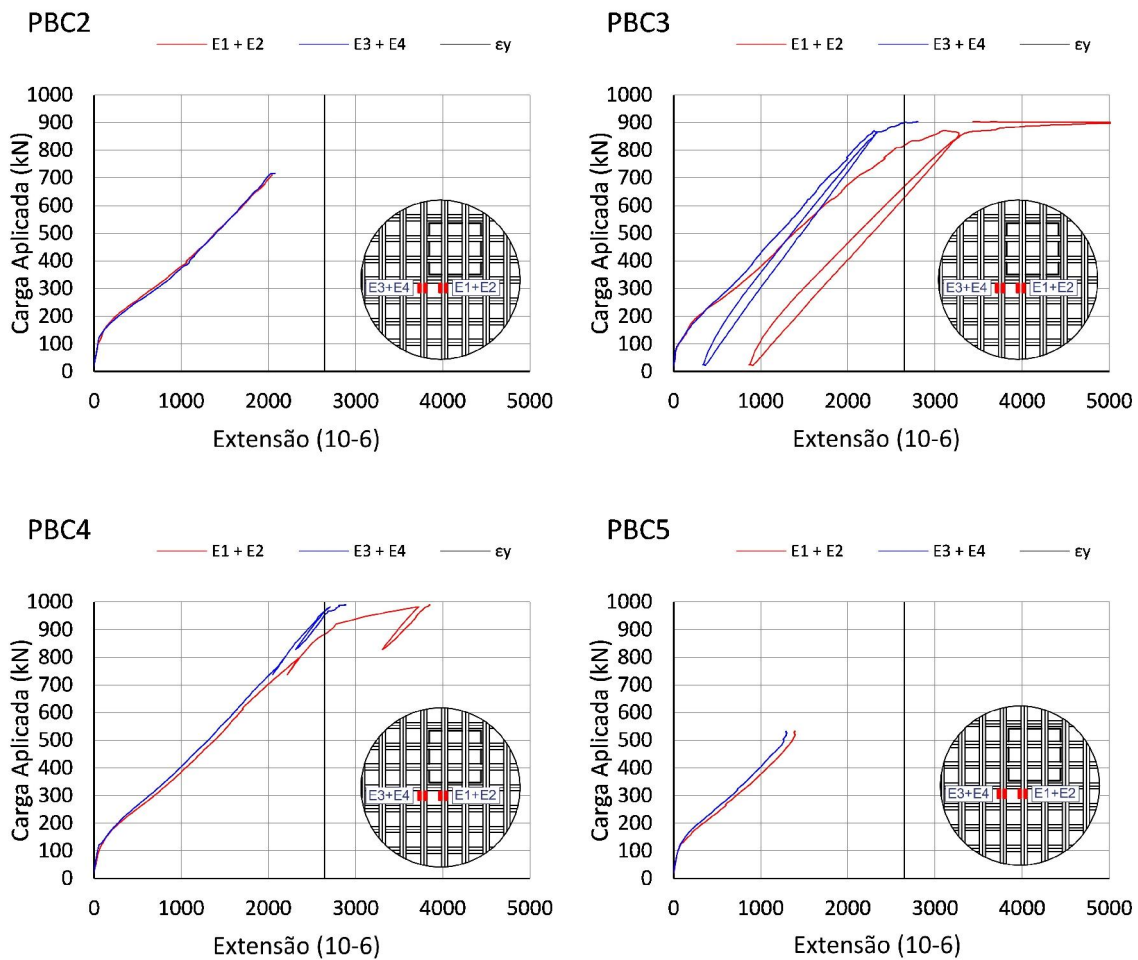


Figura 3.37: Extensões na armadura longitudinal das lajes PBC2 a PBC5.

A Figura 3.38 apresenta as extensões nas armaduras de punçoamento medidas até à rotura. Na laje PBC2 instrumentaram-se apenas os estribos do perímetro central, enquanto nas lajes PBC3 e PBC4 instrumentaram-se os três perímetros mais próximos da face do pilar.

Na curva de carga-extensão da laje PBC2 pode ver-se que, quando ocorre a rotura, as extensões medidas no perímetro central estavam próximas da extensão de rotura. Uma vez que a rotura da laje PBC2 foi mista entre o interior e o exterior das armaduras de punçoamento, é provável que as armaduras do perímetro exterior tenham entrado em cedência antes da rotura. As extensões na laje PBC3 mostram que as armaduras do perímetro mais próximo da face do pilar são as primeiras a sofrer deformações. À medida que a carga aumenta os perímetros vão sendo ativados do centro para o exterior. Quando a laje atinge a rotura, as extensões no segundo e terceiro perímetros estavam próximas da extensão de cedência. Tal como na laje PBC3, a curva de carga-extensão da laje PBC4 indica que o perímetro mais próximo da face do pilar é o primeiro a ser solicitado, e que a carga é transferida dos perímetros interiores para os perímetros exteriores. As extensões na rotura, medidas nos varões do segundo e terceiro perímetros, estavam próximas da cedência, no entanto, as extensões no primeiro perímetro são menores, em relação às extensões medidas na laje PBC3.

A Figura 3.39 apresenta as extensões nas armaduras horizontais do tipo malha das lajes PBC4 e PBC5. Foram instrumentadas as segunda e quarta camadas a partir da armadura longitudinal inferior.

As curvas de carga-extensão revelam que, até à rotura, as armaduras horizontais do tipo malha não sofrem deformações significativas. Em nenhuma das lajes as extensões medidas ultrapassaram metade do valor da extensão de cedência. No início do carregamento, as extensões na camada mais próxima da armadura longitudinal inferior são negativas, ou seja, estão em compressão. As primeiras deformações de tração foram medidas pelos extensómetros mais próximos da face do pilar. Com o aumento da carga os extensómetros mais afastados vão progressivamente sendo ativados. As primeiras deformações de tração na camada inferior foram medidas pelos extensómetros mais próximos da face do pilar, apenas quando todos os varões da camada superior já estavam em tração. Da mesma forma, na camada inferior, os extensómetros mais afastados só são ativados para cargas maiores.

Seria interessante observar as extensões medidas após a rotura das lajes, todavia a rotura terá provocado danos nos extensómetros, impossibilitando essa análise.

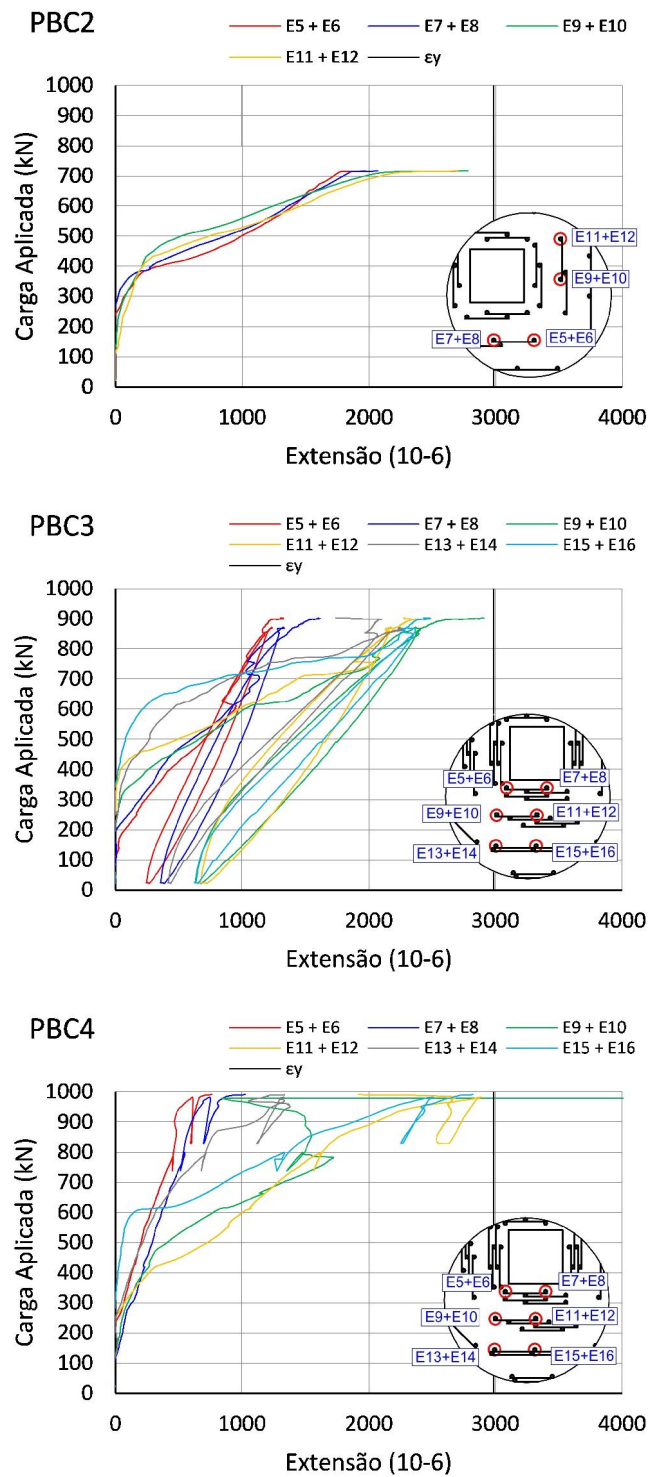


Figura 3.38: Extensões nas armaduras de punçamento das lajes PBC2 a PBC4.

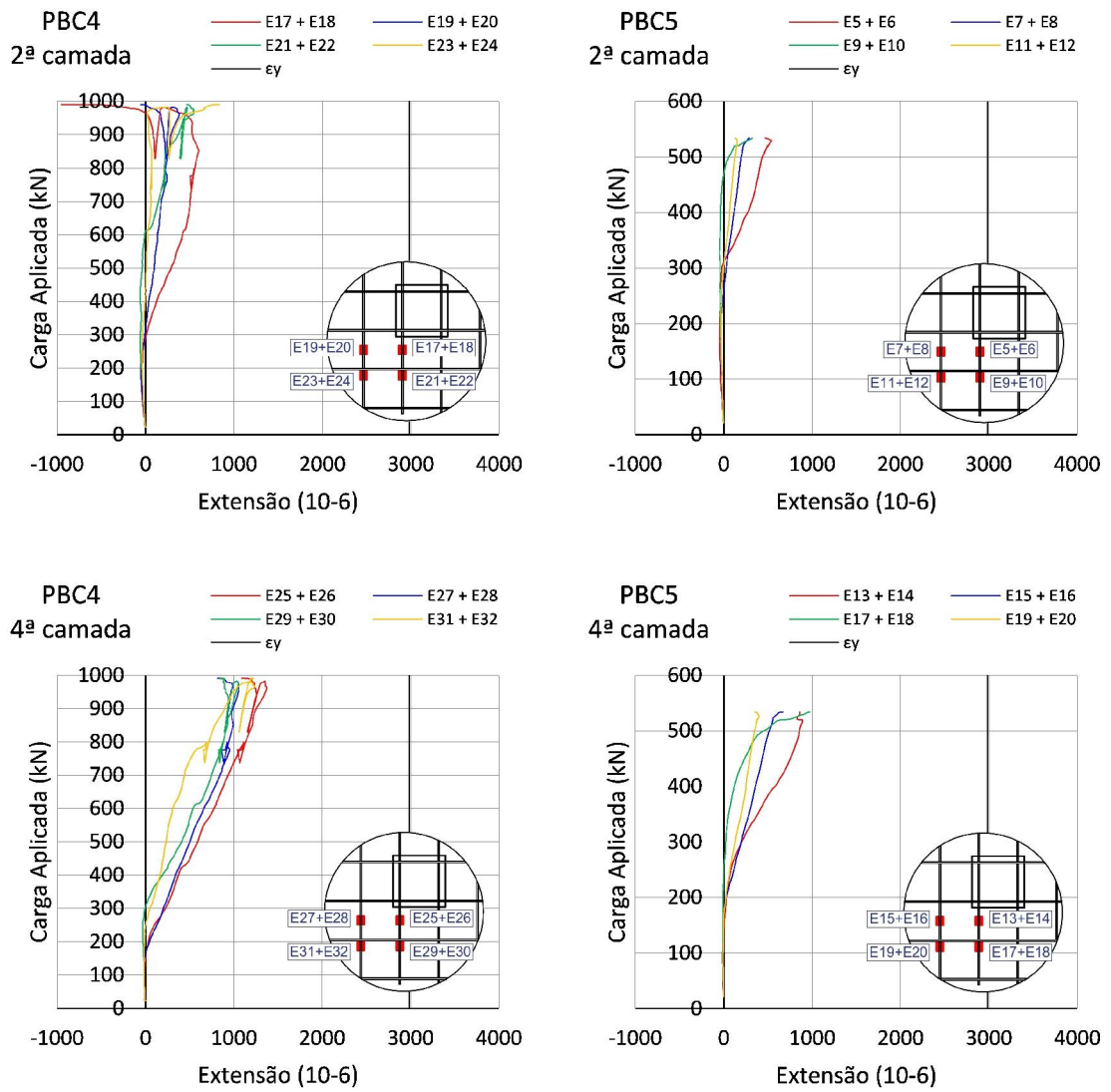


Figura 3.39: Extensões nas armaduras do tipo malha das lajes PBC4 e PBC5.

ANÁLISE DOS RESULTADOS

Neste capítulo é apresentada uma análise com base nos resultados da investigação experimental. A discussão dos resultados dividiu-se em três pontos. Primeiro, é analisada a eficiência das armaduras de punçoamento com base na melhoria da capacidade resistente e de deformação da laje. Em segundo, foca-se a influência das armaduras horizontais do tipo malha, em lajes com e sem armaduras de punçoamento. Por fim, apresenta-se a comparação das cargas e modos de rotura experimentais com as estimativas segundo o REBAP, o EC2, o MC 2010 e a CSCT.

4.1 Eficiência da armadura de punçoamento

O objetivo principal deste trabalho era testar o comportamento de lajes fungiformes com um novo sistema de armaduras de punçoamento do tipo estribo vertical. Para este efeito, foram projetadas duas lajes, uma com três perímetros de 16 varões verticais cada (PBC2), e outra com cinco perímetros de 32 varões verticais cada (PBC3). Na Tabela 4.1 estão resumidas as cargas de rotura experimentais e as cargas de rotura experimentais normalizadas das lajes PBC1 a PBC3.

Todas as lajes com armaduras de punçoamento viram a sua capacidade resistente aumentar significativamente. A resistência ao punçoamento da laje PBC2 aumentou 38%, quando comparada com a laje de referência. Por sua vez, a capacidade resistente da laje PBC3, com o dobro da área de armadura transversal por perímetro e mais dois perímetros de armaduras de punçoamento, aumentou 72%, em relação à laje de referência. Considerando que a rotura da laje PBC3 deu-se pelo exterior das armaduras de punçoamento, não é provável que o aumento da quantidade de armadura transversal conduzisse ao aumento da carga de rotura. Nesse caso, seria necessário acrescentar pelo menos mais um perímetro de armaduras de punçoamento.

Tabela 4.1: Cargas de rotura das lajes PBC1 a PBC3.

Modelo	f_{cm} [MPa]	V_{exp} [kN]	$V_{exp,norm}$ [kN]	$V_{exp,norm}/V_{exp,ref}$
PBC1	48,9	520	523	1,00
PBC2	48,9	717	720	1,38
PBC3	50,2	903	900	1,72

Na Figura 4.1 estão representadas as curvas de carga-deslocamento das lajes PBC1 a PBC3. As armaduras de punçoamento não só melhoram a capacidade resistente como também aumentam a capacidade de deformação da laje. Neste caso, a melhoria é ainda mais significativa. Quando comparado com a laje de referência, o deslocamento vertical ao centro medido nas lajes PBC2 e PBC3 aumentou 67% e 300%, respetivamente. Também a ductilidade na rotura foi influenciada pela introdução de armaduras de punçoamento. Ao contrário da laje PBC1, que atinge a rotura de forma brusca, na laje PBC2, e principalmente na laje PBC3, observa-se, antes da rotura, que ao aumento considerável dos deslocamentos antes da rotura, corresponde um incremento na carga pouco significativo. Ou seja, a utilização das armaduras de punçoamento pode permitir antever eventuais problemas na laje. Na curva de carga-deslocamento da laje PBC3 vê-se que, apesar da rotura ter ocorrido pelo exterior das armaduras de punçoamento, a diminuição da carga não foi tão súbita como seria de esperar. De facto, as extensões na armadura de flexão (Figura 3.37) indicam que as armaduras longitudinais superiores já estariam em cedência antes da rotura, pelo que a rotura terá sido condicionada pela flexão.

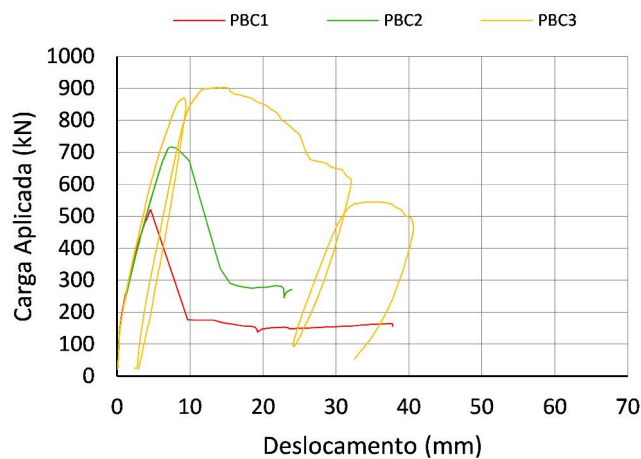


Figura 4.1: Curvas de carga-deslocamento dos modelos PBC1 a PBC3.

As armaduras de punçoamento também contribuíram para a melhoria da capacidade resistente pós-colapso da laje. Quando comparadas com a laje de referência, as lajes PBC2 e PBC3 tiveram um ganho na carga de rotura pós-colapso de 65% e 330%, respetivamente.

Ramos, Lúcio e Faria [25, 57] propuseram uma expressão para prever a resistência pós-colapso de uma laje sem armaduras de punçoamento, com base na resistência dos varões da armadura longitudinal inferior que atravessam o topo do pilar:

$$V_{PP,rb} = \sum \sin \alpha \cdot A_{sp} \cdot f_y \quad (4.1)$$

onde $V_{PP,rb}$ é a carga máxima pós-colapso, α é o ângulo dos varões com a horizontal quando é atingida a carga de rotura pós-colapso, A_{sp} é a área da secção transversal de cada varão que atravessa o topo do pilar e f_y é a tensão de cedência da armadura. Para este efeito, considerou-se α igual a 30° . Uma vez que não foram realizados ensaios de tração sobre os varões da armadura longitudinal inferior, considerou-se que estes tinham a mesma tensão de cedência dos varões da armadura longitudinal superior. A Tabela 4.2 resume as cargas de rotura pós-colapso, previstas e experimentais, das lajes PBC1 a PBC3.

Tabela 4.2: Cargas de rotura pós-colapso das lajes PBC1 a PBC3.

Modelo	Nº varões que atravessam o pilar		$V_{PP,rb}$ [kN]	$V_{PP,exp}$ [kN]	$V_{PP,exp} \setminus V_{PP,ref}$
	$\varnothing 6$ [mm]	$\varnothing 8$ [mm]			
PBC1	0	2	53	165	-
PBC2	0	2	53	273	1,66
PBC3	0	2	53	545	3,31

Apesar da Figura 4.2 mostrar que, após a rotura, apenas é mobilizado um varão da armadura longitudinal inferior em cada direção (azul), a carga de rotura pós-colapso experimental da laje PBC1 foi cerca de três vezes superior ao valor previsto. A densidade de armaduras de flexão usada e o facto dos cordões que ligam a laje ao piso do laboratório atravessarem a armadura de flexão, fixando-a, terá levado a que estas armaduras contribuíssem para a capacidade resistente pós-colapso da laje.



Figura 4.2: Pormenor dos varões mobilizados na rotura pós-colapso (azul) e respetivos ângulos com a horizontal (laje PBC1).

Por seu lado, a capacidade resistente pós-colapso das lajes PBC2 e PBC3, para além do facto atrás mencionado, terá sido influenciada, também, pelos respetivos modos de rotura. A Figura 4.3 apresenta os cortes transversais das lajes PBC2 e PBC3 e os varões

da armadura longitudinal inferior, mobilizados na resistência pós-colapso. A superfície de rotura da laje PBC2 desenvolveu-se por baixo da armadura longitudinal inferior, atravessando o último perímetro de armaduras de punçoamento e intersectando as armaduras longitudinais superiores pelo exterior da zona com armaduras de punçoamento, mobilizando, assim, três varões da armadura longitudinal inferior em cada direção. Por sua vez, a fissura de punçoamento da laje PBC3 prolongou-se por baixo das armaduras longitudinais inferiores, alcançando as armaduras longitudinais superiores pelo exterior das armaduras de punçoamento, mobilizando sete varões da armadura longitudinal inferior. É importante referir que a contribuição da própria armadura de punçoamento não pode ser desprezada, principalmente na laje PBC2, cuja superfície de rotura atravessou as armaduras de punçoamento dos perímetros exteriores.

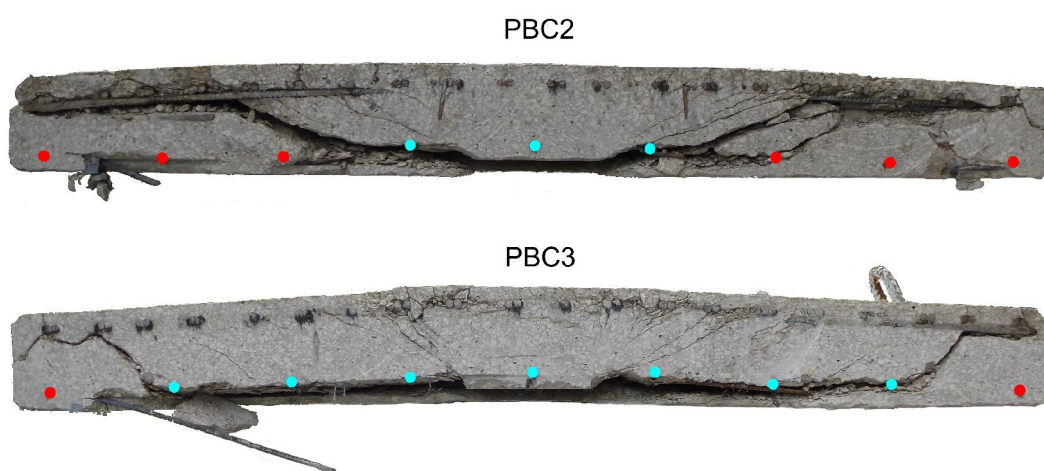


Figura 4.3: Varões mobilizados na resistência pós-colapso das lajes PBC2 e PBC3 (azul).

4.2 Influência da armadura do tipo malha

O objetivo secundário desta dissertação era estudar a influência de um novo sistema de armaduras horizontais do tipo malha no comportamento de uma laje fungiforme sujeita a carregamento simétrico. Para este efeito, produziram-se as lajes PBC4 e PBC5. A primeira, com cinco perímetros de 32 varões verticais cada e armaduras horizontais do tipo malha. A segunda, foi armada apenas com armaduras do tipo malha. Para efeitos de comparação de resultados, consideraram-se, como lajes de referência, as lajes PBC3 e PBC1, respetivamente.

Na Tabela 4.3 estão resumidas as cargas de rotura experimentais e as cargas de rotura experimentais normalizadas das lajes PBC1, PBC3, PBC4 e PBC5. A capacidade resistente da laje PBC4, com a mesma armadura de punçoamento da laje PBC3 e armaduras horizontais do tipo malha, teve um aumento pouco significativo (12%), quando comparada com a laje PBC3. No entanto, não era exetável que a capacidade resistente da laje PBC4 aumentasse sem que fossem introduzidos mais perímetros de armaduras de punçoamento.

Os perfis de rotação da laje (Figura 3.33 e Figura 3.34), bem como as deformações nas armaduras longitudinais (Figura 3.37), mostram a introdução de armaduras do tipo malha aumentou a rigidez da laje PBC4, reduzindo a sua capacidade de deformação. Desta forma, as tensões ter-se-ão concentrado na vizinhança do pilar, alterando o modo de rotura e forçando a rotura por esmagamento do betão. Quando comparada com a laje PBC1, a carga de rotura da laje PBC5 não sofreu alterações significativas, no entanto, a carga de rotura foi ligeiramente inferior na laje PBC5. Tal como na laje PBC4, o aumento da rigidez da laje levou a que a capacidade resistente da laje PBC5 fosse 95.5% da capacidade resistente da laje PBC1. O aumento da rigidez das lajes com armaduras do tipo malha pode ser confirmado pelas respetivas curvas de carga-deslocamento (Figura 4.4). As lajes com armaduras do tipo malha viram a capacidade de deformação diminuir. Quando comparadas com as respetivas lajes de referência, o deslocamentos verticais máximos medidos nas lajes PBC4 e PBC5 foram cerca de 5% e 4% inferiores. Para além da capacidade de deformação, também a ductilidade na rotura é influenciada pela introdução de armaduras do tipo malha. A rotura das lajes com armaduras do tipo malha dá-se de forma mais brusca, em relação às lajes sem estas armaduras.

Tabela 4.3: Cargas de rotura das lajes PBC1 e PBC3 a PBC5.

Modelo	f_{cm} [MPa]	V_{exp} [kN]	$V_{exp,norm}$ [kN]	$V_{exp,norm}/V_{exp,ref}$
PBC1	48,9	520	523	1,00
PBC3	50,2	903	900	1,72
PBC4	46,6	991	1012	1,94
PBC5	53,9	534	520	0,99

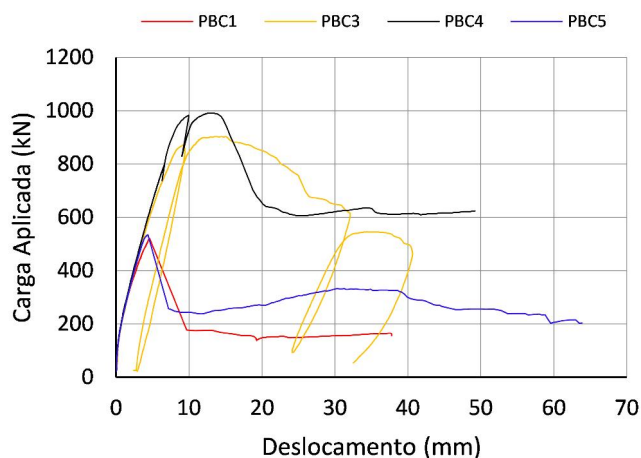


Figura 4.4: Curvas de carga-deslocamento dos modelos PBC1 e PBC3 a PBC5.

A Tabela 4.2 resume as cargas de rotura pós-colapso experimentais e previstas (calculadas de acordo com a Expressão 4.1) das lajes PBC1, PBC3, PBC4 e PBC5. As armaduras do tipo malha melhoraram o comportamento pós-colapso da laje. A carga máxima pós-colapso da laje PBC5 foi 102% da carga máxima pós-colapso verificada na laje PBC1. No entanto, em relação à laje PBC3, o aumento da capacidade resistente pós-colapso da laje PBC4 foi de apenas 15%. A Figura 4.5 ilustra o pormenor da rotura das lajes PBC4 e PBC5, e os respetivos varões mobilizados na resistência pós-colapso. Enquanto as lajes PBC1 e PBC5 tiveram modos de rotura semelhantes e uma diferença de área de armadura transversal mobilizada de 1132 mm^2 , nas lajes PBC3 e PBC4, com modos de rotura diferentes, a diferença de área de armaduras transversais mobilizada foi de apenas 94.6 mm^2 . Não foi possível analisar a influência das armaduras do tipo malha quando a rotura ocorre no interior da zona com armaduras de punçoamento, pelo que seria interessante, em trabalhos futuros, analisar o comportamento da laje PBC2 com armaduras do tipo malha. Importa referir que, apesar da capacidade resistente pós-colapso da laje PBC5 ter aumentado, a carga máxima pós-colapso medida (333 kN) foi inferior ao valor previsto (391 kN). Vê-se na Figura 4.5 que a fissuração do betão na vizinhança do pilar terá reduzido o comprimento de ancoragem da malhas das camadas superiores, reduzindo o seu contributo para a capacidade resistente pós-colapso. Considerando uma rotura típica de punçoamento (4.6; azul), verifica-se que o comprimento de ancoragem diminui das camadas inferiores para as superiores. Ou seja, o comprimento de ancoragem das malhas superiores deveria ser aumentado de pelo menos h_i para cada lado.

Tabela 4.4: Cargas de rotura pós-colapso das lajes PBC1 a PBC3.

Modelo	Nº varões que atravessam o pilar		$V_{PP,rb}$ [kN]	$V_{PP,exp}$ [kN]	$V_{PP,exp} \setminus V_{PP,ref}^*$
	$\varnothing 6$ [mm]	$\varnothing 8$ [mm]			
PBC1	0	2	53	165	-
PBC3	0	2	53	545	-
PBC4	23	2	442	627	1,15
PBC5	20	2	391	333	2,02

* Comparação entre PBC4 e PBC5 com PBC3 e PBC1, respetivamente.

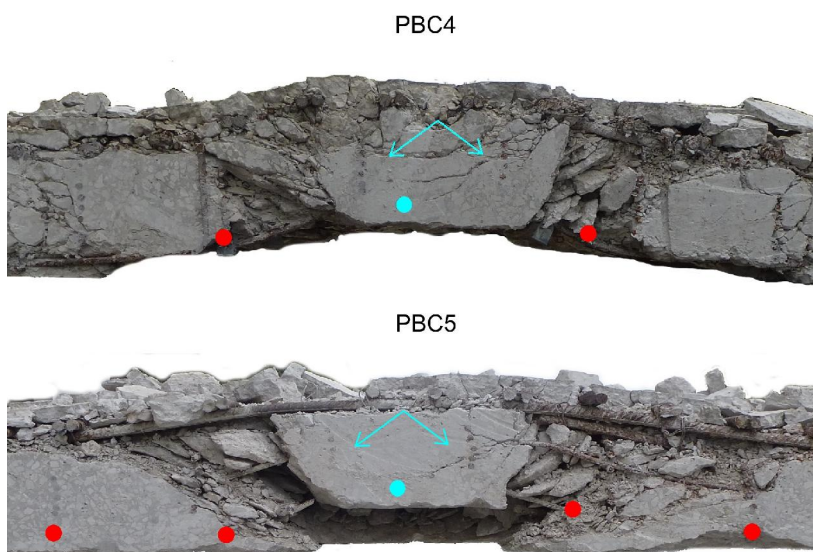


Figura 4.5: Pormenor dos varões mobilizados na rotura pós-colapso das lajes PBC4 e PBC5 (azul).

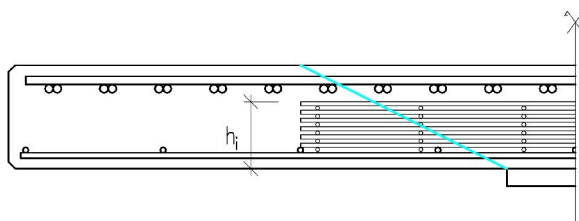


Figura 4.6: Pormenor das armaduras do tipo malha da laje PBC5.

4.3 Comparação com as previsões das normas e da CSCT

De seguida, apresenta-se a comparação das cargas e modos de rotura experimentais com as cargas e modos de rotura estimados de acordo com algumas normas de dimensionamento (REBAP, EC2 e MC2010) e com a CSCT. Assim, para cada método, são apresentadas as

estimativas da resistência ao punçoamento sem armaduras de punçoamento ($V_{R,c}$), da resistência ao punçoamento com armaduras de punçoamento e rotura no interior da zona com armadura de punçoamento ($V_{R,cs}$), da resistência ao punçoamento com armaduras de punçoamento e rotura pelo exterior da zona com armadura de punçoamento ($V_{R,out}$) e da resistência ao punçoamento com rotura da escora de betão junto à face do pilar ($V_{R,max}$). Note-se que, no cálculo das estimativas das cargas de rotura da laje, os coeficientes de segurança foram desprezados. Na Tabela 4.5 estão resumidas as principais características das lajes ensaiadas.

Tabela 4.5: Resumo das principais características das lajes ensaiadas.

Modelo	f_{cm} [MPa]	d [mm]	s_r [mm]	$A_{sw}/\text{perim.}$ [mm^2]	Nº perímetros	Malhas
PBC1	48,9	121	-	-	-	Não
PBC2	48,9	121	100	448	3	Não
PBC3	50,2	126	100	896	5	Não
PBC4	46,6	123	100	896	5	Sim
PBC5	53,9	124	-	-	-	Sim

4.3.1 REBAP

A comparação dos resultados experimentais com as previsões do REBAP [63], apresentada na Tabela 4.6 e na Figura 4.7, mostra que, apesar da média da relação entre valores experimentais e previstos ser de 1.0, de um modo geral, as estimativas do REBAP sobrestimam a resistência das lajes, ou seja, são contra a segurança. Com um coeficiente de variação de 9.7% e uma média de 1.0, o percentil de 5% é de 0.91. A estimativa da carga de rotura da laje PBC4 foi a única do lado da segurança (1.15), uma vez que as armaduras do tipo malha, tendo contribuído para o aumento da capacidade resistente, não são consideradas no cálculo.

Os modos de rotura experimentais das lajes sem armaduras de punçoamento foram de acordo com os previstos. Com relação às lajes com armaduras de punçoamento, as estimativas indicam que o REBAP pode sobrestimar a resistência ao punçoamento, quando a rotura ocorre fora da zona com armaduras de punçoamento.

Tabela 4.6: Comparação com os valores previstos pelo REBAP.

Modelo	$V_{R,c}$ [kN]	$V_{R,cs}$ [kN]	$V_{R,out}$ [kN]	$V_{R,max}$ [kN]	V_{REB} [kN]	V_{exp} [kN]	V_{exp}/V_{REB}	Modo de rotura Previsto	Exp.
PBC1	529	-	-	-	529	520	0,98	P	P
PBC2	529	721	1573	846	721	717	0,99	Int	Int/Ext
PBC3	583	1442	2348	933	933	903	0,97	Max	Max/Ext
PBC4	538	1442	2170	861	861	991	1,15	Max	Max
PBC5	600	-	-	-	600	534	0,89	P	P

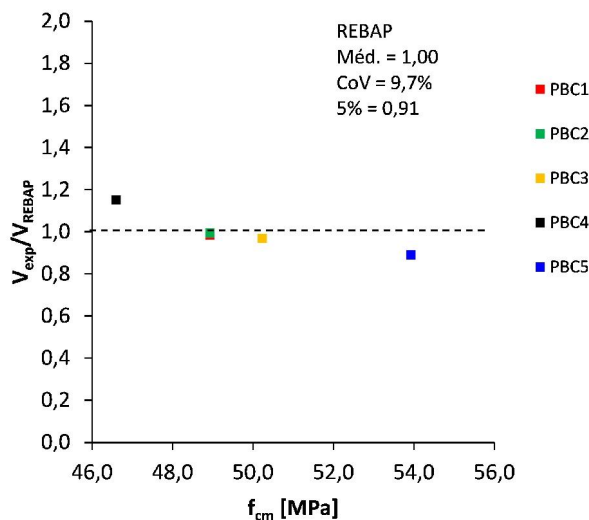
P - rotura por punçoamento

Int - rotura no interior da zona com armadura de punçoamento

Ext - rotura fora da zona com armadura de punçoamento

Max - rotura da escora de betão junto ao pilar

F - rotura por flexão

Figura 4.7: Gráfico de V_{exp}/V_{REB} .

4.3.2 EC2 (2004)

A Tabela 4.7 apresenta a comparação das cargas e modos de rotura experimentais com as cargas e modos de rotura previstos pelo EC2 [19]. Em comparação com os resultados experimentais, verifica-se que, de um modo geral, o EC2 conduz a estimativas do lado da segurança. Com uma média de 1.09 e um coeficiente de variação de 6.7%, o percentil de 5% é de 0.99. Contudo, a estimativa da carga de rotura da laje PBC3 (0.97), contra a segurança, sugere que o EC2 pode sobrestimar a resistência ao punçoamento com rotura por esmagamento do betão junto à face do pilar e a resistência ao punçoamento com rotura pelo exterior da zona com armaduras de punçoamento. Por outro lado, a carga de rotura experimental da laje PBC4 foi superior às estimativas para todos os modos de rotura

considerados. As armaduras do tipo malha não só terão forçado a rotura por esmagamento do betão, como também terão reforçado o betão junto à face do pilar, levando a que a rotura ocorresse para uma carga superior à estimada pelo EC2. Nos casos das lajes PBC1, PBC2 e PBC3 os modos de rotura experimentais corresponderam aos modos de rotura previstos.

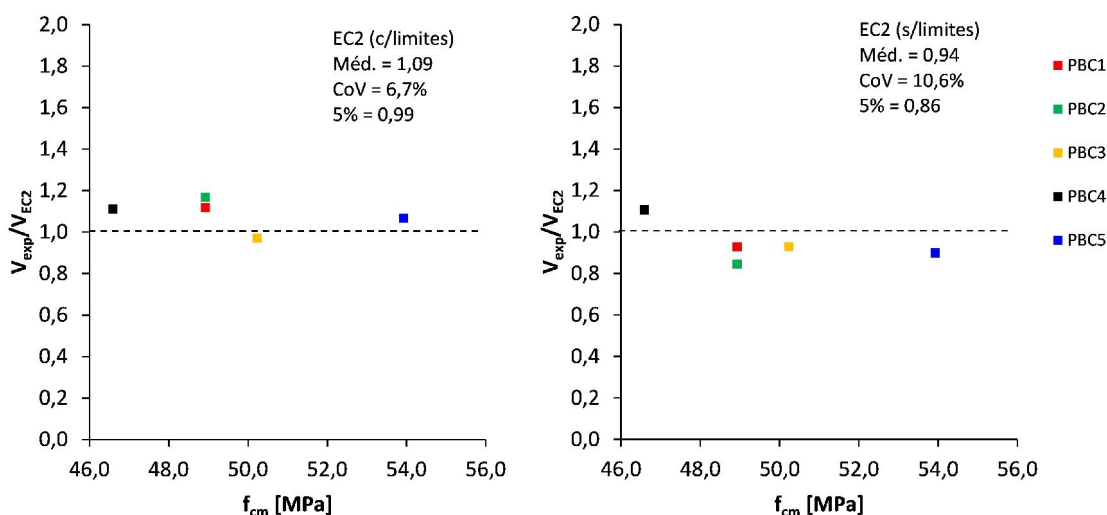
Na Tabela 4.8 apresenta-se a comparação dos resultados experimentais com as estimativas do EC2, sem considerar o limite para os parâmetros k , ρ e f_{yw} , referentes às Expressões 2.5, 2.4 e 2.7, respetivamente. Neste caso, as estimativas sobrestimam a capacidade resistente das lajes (0.94). Com um coeficiente de variação maior de 10.6%, o percentil de 5% é de 0.86. O aumento do coeficiente de variação deve-se à carga de rotura experimental da laje PBC4, superior ao valor estimado pelo EC2 (1.11). Desta forma é recomendado, do lado da segurança, utilizar os limites dos parâmetros atrás mencionados. Na Figura 4.8 está representada a relação entre resultados experimentais e previstos.

Tabela 4.7: Comparação com os valores previstos pelo EC2 (com limites).

Modelo	$V_{R,c}$ [kN]	$V_{R,cs}$ [kN]	$V_{R,out}$ [kN]	$V_{R,max}$ [kN]	V_{EC2} [kN]	V_{exp} [kN]	V_{exp}/V_{EC2}	Modo de rotura Previsto	Modo de rotura Exp.
PBC1	466	-	-	-	466	520	1,12	P	P
PBC2	466	614	705	914	614	717	1,17	Int	Int/Ext
PBC3	503	931	1015	971	931	903	0,97	Int	Max/Ext
PBC4	471	893	961	895	893	991	1,11	Int	Max
PBC5	501	-	-	-	501	534	1,07	P	P

Tabela 4.8: Comparação com os valores previstos pelo EC2 (sem limites).

Modelo	$V_{R,c}$ [kN]	$V_{R,cs}$ [kN]	$V_{R,out}$ [kN]	$V_{R,max}$ [kN]	V_{EC2} [kN]	V_{exp} [kN]	V_{exp}/V_{EC2}	Modo de rotura Previsto	Modo de rotura Exp.
PBC1	561	-	-	-	561	520	0,93	P	P
PBC2	561	985	848	914	848	717	0,84	Ext	Int/Ext
PBC3	590	1618	1192	971	971	903	0,93	Max	Max/Ext
PBC4	561	1568	1145	895	895	991	1,11	Max	Max
PBC5	594	-	-	-	594	534	0,90	P	P

Figura 4.8: Gráfico de V_{exp}/V_{EC2} .

4.3.3 CEB-FIP Model Code 2010

Tendo em conta os resultados obtidos experimentalmente, as estimativas da resistência ao punçoamento segundo o MC2010 [48] são conservadoras, ou seja, do lado da segurança (Tabela 4.9 e Tabela 4.10). A média da relação entre valores experimentais e previstos é de 1.19 para os dois níveis de aproximação utilizados (Nível II e o Nível III). A dispersão das estimativas é, contudo, um pouco elevada, muito devido à estimativa, por baixo, da resistência ao punçoamento com rotura no interior da zona com armaduras de punçoamento (Figura 4.9). A média dos valores das lajes com armaduras de punçoamento é de 1.24, mas se apenas forem consideradas as lajes sem armaduras de punçoamento, a média é de 1.13. Por outro lado, quando a rotura pelo exterior das armaduras de punçoamento, ou a rotura da escora de betão junto à face do pilar são condicionantes, o MC2010 pode levar ao dimensionamento contra a segurança. De facto, as lajes PBC2 e PBC3 terão atingido a rotura pelo exterior da zona com armaduras de punçoamento, sem que o valor da carga de rotura tenha alcançado a estimativa correspondente, calculada de acordo com o MC2010. Na Tabela 4.11 estão representadas as cargas de rotura estimadas pelo MC2010 (Nível III), considerando a contribuição das armaduras do tipo malha no cálculo do momento resistente da laje (m_R ; Expressão 2.13). Na laje PBC5 a carga de rotura prevista foi mais próxima do valor experimental (1.03), mas, pelo contrário, no caso da laje PBC4 a carga de rotura estimada é mais conservadora (1.39). A contabilização das armaduras do tipo malha aumenta o momento resistente da laje, diminuindo a rotação respetiva, que, desta forma, aumenta a contribuição do betão para a resistência ao punçoamento (ver Expressões 2.10 e 2.11). Por outro lado, a resistência ao punçoamento com armaduras de punçoamento diminui, uma vez que a diminuição da rotação da laje provoca a diminuição da tensão nas

armaduras de punçoamento (Expressão 2.17).

Tabela 4.9: Comparação com os valores previstos pelo MC2010 (Nível II).

Modelo	$V_{R,c}$ [kN]	$V_{R,cs}$ [kN]	$V_{R,out}$ [kN]	$V_{R,max}$ [kN]	V_{MC2010} [kN]	V_{exp} [kN]	$V_{exp}/$ V_{MC2010}	Modo de rotura Previsto	Modo de rotura Exp.
PBC1	471	-	-	-	471	520	1,10	P	P
PBC2	471	598	945	990	598	717	1,20	Int	Int/Ext
PBC3	501	754	1467	1059	754	903	1,20	Int	Max/Ext
PBC4	472	719	1385	994	719	991	1,38	Int	Max
PBC5	504	-	-	-	504	534	1,06	P	P

Tabela 4.10: Comparação com os valores previstos pelo MC2010 (Nível III).

Modelo	$V_{R,c}$ [kN]	$V_{R,cs}$ [kN]	$V_{R,out}$ [kN]	$V_{R,max}$ [kN]	V_{MC2010} [kN]	V_{exp} [kN]	$V_{exp}/$ V_{MC2010}	Modo de rotura Previsto	Modo de rotura Exp.
PBC1	453	-	-	-	453	520	1,15	P	P
PBC2	453	597	909	906	597	717	1,20	Int	Int/Ext
PBC3	481	769	1410	963	769	903	1,17	Int	Max/Ext
PBC4	454	735	1332	907	735	991	1,35	Int	Max
PBC5	485	-	-	-	485	534	1,10	P	P

Tabela 4.11: Comparação com os valores previstos pelo MC2010 considerando as armaduras do tipo malha (Nível III).

Modelo	$V_{R,c}$ [kN]	$V_{R,cs}$ [kN]	$V_{R,out}$ [kN]	$V_{R,max}$ [kN]	V_{MC2010} [kN]	V_{exp} [kN]	$V_{exp}/$ V_{MC2010}	Modo de rotura Previsto	Modo de rotura Exp.
PBC4	479	713	1407	958	713	991	1,39	Int	Max
PBC5	518	-	-	-	518	534	1,03	P	P

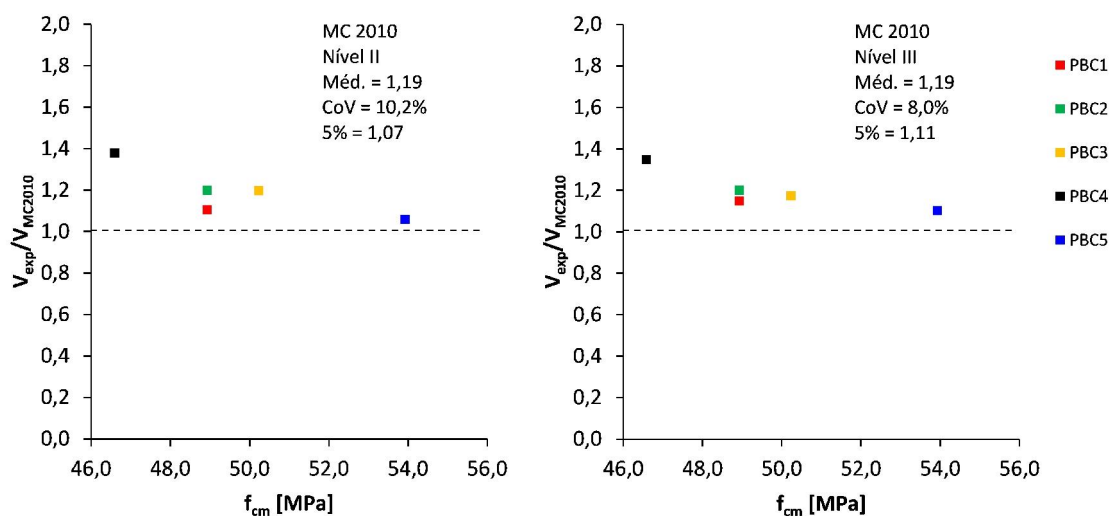


Figura 4.9: Gráfico de V_{exp}/V_{MC2010} .

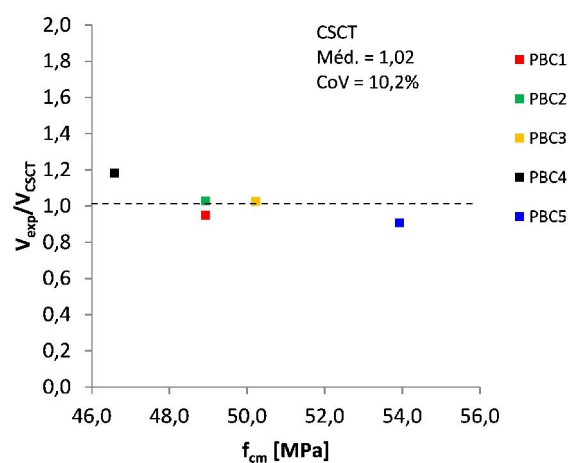
4.3.4 CSCT

Ao contrário dos métodos anteriores, onde foram estimados os valores característicos das cargas de rotura da laje, e onde foi analisada a segurança com base num percentil de 5% superior ou inferior à unidade, no cálculo com a CSCT foi utilizada a Expressão 2.20, que fornece os valores médios das cargas de rotura.

De um modo geral as estimativas das cargas de rotura segundo a CSCT são muito próximas dos resultados experimentais, porém a resistência ao punçoamento da laje sem armaduras de punçoamento é ligeiramente sobrestimada (Tabela 4.12 e Figura 3.24). A média da relação entre valores experimentais e previstos é de 1.02 e o coeficiente de variação é de 10.2%, mas se a estimativa da carga de rotura da laje PBC4 não for considerada, o coeficiente de variação é de apenas 5.4%. Com respeito às lajes com armaduras de punçoamento (PBC2 e PBC3), tal como o MC2010, a CSCT pode sobrestimar a resistência ao punçoamento quando a rotura da escora de betão junto à face do pilar, ou a rotura pelo exterior da zona com armaduras de punçoamento são condicionantes.

Tabela 4.12: Comparação com os valores previstos pela CSCT.

Modelo	$V_{R,c}$ [kN]	$V_{R,cs}$ [kN]	$V_{R,out}$ [kN]	$V_{R,max}$ [kN]	V_{CSCT} [kN]	V_{exp} [kN]	V_{exp}/V_{CSCT}	Modo de rotura Previsto	Modo de rotura Exp.
PBC1	549	-	-	-	549	520	0,95	P	P
PBC2	549	698	870	969	698	717	1,03	Int	Int/Ext
PBC3	585	882	1157	1031	882	903	1,02	Int	Max/Ext
PBC4	550	839	1094	973	839	991	1,18	Int	Max
PBC5	589	-	-	-	589	534	0,91	P	P


 Figura 4.10: Gráfico de V_{exp}/V_{CSCT} .

4.3.5 Considerações finais

A Tabela 4.13 apresenta uma análise estatística das cargas de rotura estimadas pelas várias normas de dimensionamento e pela CSCT. O REBAP e o EC2 conduzem a estimativas mais próximas dos valores experimentais, com médias de 1.0 e 1.09, respetivamente. O MC2010 é a norma mais conservadora, com uma média de 1.19, devido, sobretudo, à estimativa por baixo da resistência ao punçoamento de lajes com armaduras específicas. A dispersão dos resultados é mais elevada nos casos do REBAP e do MC2010 (CoV de 9.7% e 8.0%, respetivamente). O EC2 foi o único método com um percentil próximo de 1.0 (0.99), consequência de um coeficiente de variação baixo (6.7%). Apesar de uma média de 1.02, o coeficiente de variação das estimativas da CSCT é elevado (10.2%).

A Figura 4.11 apresenta, para cada laje, a relação entre os valores experimentais e os valores estimados pelas normas e pela CSCT. A carga de rotura experimental da laje PBC4, com armaduras do tipo malha, não consideradas nas expressões de cálculo, ultrapassou todas as estimativas. Relativamente às lajes sem armaduras de punçoamento, as estimativas do EC2 e do MC2010 são muito semelhantes e ambas do lado de segurança,

enquanto o REBAP sobrestima a resistência ao punçoamento. Com respeito às lajes com armaduras específicas, as estimativas do REBAP são as que mais se aproximam dos resultados experimentais. As estimativas do EC2 e, principalmente, as estimativas do MC2010 são as mais conservadoras. Os resultados experimentais referentes à laje PBC3 mostram que, no geral, as normas de dimensionamento analisadas podem sobrestimar a resistência ao punçoamento quando ocorre rotura por esmagamento do betão junto à face do pilar, ou rotura pelo exterior da zona com armaduras de punçoamento, podendo conduzir ao dimensionamento contra a segurança. Quanto à CSCT, a figura mostra que os valores médios das cargas de rotura das lajes sem armaduras de punçoamento podem ser superiores à respetivas cargas de rotura experimentais, o que é contra a segurança.

Tabela 4.13: Análise estatística das normas utilizadas e da CSCT.

	REBAP	EC2 c/lim.	EC2 s/lim.	MC 2010 Nível II	MC 2011 Nível III	CSCT
Média	1,00	1,09	0,94	1,19	1,19	1,02
CoV	9,7%	6,7%	10,6	10,2%	8,0%	10,2%
5%	0,91	0,99	0,86	1,07	1,11	-

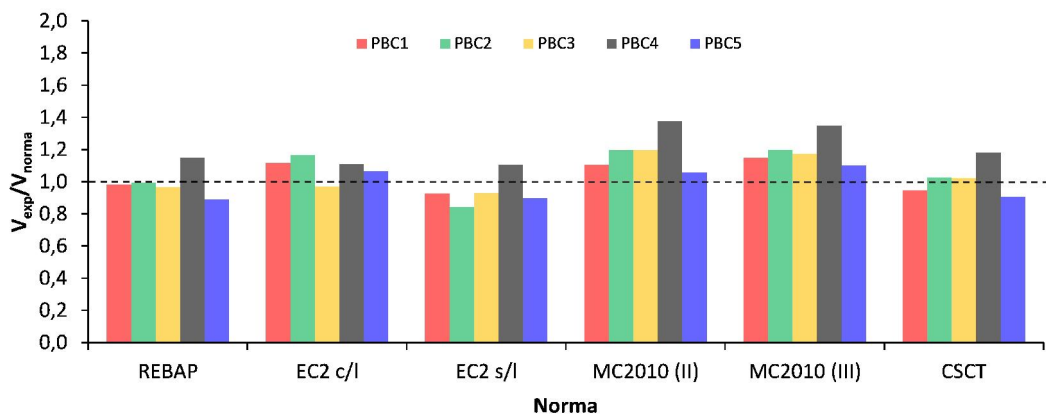


Figura 4.11: Relação entre valores experimentais e previstos das lajes PBC1 a PBC5.

CONCLUSÕES E DESENVOLVIMENTOS FUTUROS

Este trabalho de investigação focou-se no estudo do comportamento de lajes fungiformes com um novo sistema de armaduras de punçoamento, produzido a partir de malhas de varões eletrossoldados. Adicionalmente, foi testado um novo sistema de armaduras horizontais do tipo malha, também produzido a partir de malhas de varões eletrossoldados.

Foram ensaiadas, no total, cinco lajes. Para além da laje de referência, apenas com armadura longitudinal, foram produzidas duas lajes onde se variou a quantidade e extensão de armaduras de punçoamento, e duas lajes onde se procurou estudar a influencia das armaduras do tipo malha, com e sem armaduras de punçoamento. Durante os ensaios foram efetuadas várias medições, tais como a carga aplicada, o deslocamento vertical da laje e as extensões nas armaduras. A rotação das lajes foi calculada a partir dos valores dos deslocamentos verticais.

A eficiência dos sistemas de armaduras testados foi analisada com base na melhoria da capacidade resistente e de deformação da laje. Por fim, as cargas e modos de rotura experimentais foram comparados com as estimativas correspondentes, calculadas de acordo com algumas normas de dimensionamento e com a CSCT.

5.1 Conclusões

Não obstante haver necessidade de confirmar e desenvolver a investigação aqui iniciada, os resultados dos ensaios e a análise respetiva, conduziram às seguintes conclusões provisórias:

- A armadura de punçoamento aumenta a capacidade resistente da laje, bem como a capacidade de rotação. Quando comparadas com a laje de referência, as lajes com armaduras de punçoamento verificaram um aumento significativo da resistência

ao punçoamento. Quanto à capacidade de deformação, o aumento foi ainda mais acentuado.

- A armadura de punçoamento aumenta a capacidade resistente pós-colapso da laje. Quando comparadas com a laje de referência, as lajes com armaduras de punçoamento viram aumentar significativamente a sua capacidade resistente pós-colapso
- A melhoria na resistência ao punçoamento e na capacidade de deformação da laje, indica que as armaduras de punçoamento podem ser eficazes quando aplicadas em lajes de espessura reduzida.
- A armadura horizontal do tipo malha pode aumentar a capacidade resistente de lajes fungiformes com armaduras de punçoamento. A laje armada simultaneamente com armaduras de punçoamento e armaduras do tipo malha obteve um ganho de 12% na carga máxima, quando comparada com outra laje com a mesma armadura de punçoamento, mas sem armadura do tipo malha.
- As armaduras do tipo malha não produzem alterações significativas na resistência ao punçoamento da laje sem armaduras de punçoamento.
- As armaduras do tipo malha podem levar à diminuição da capacidade de deformação da laje. Quando foram introduzidas armaduras do tipo malha, mantendo a mesma armadura de punçoamento, a rigidez da laje aumentou, levando à diminuição da capacidade de rotação da laje e, inclusive, à alteração do modo de rotura.
- As armaduras do tipo malha melhoram a capacidade resistente pós-colapso da laje. A carga máxima pós-colapso aumentou significativamente quando foram introduzidas armaduras do tipo malha, sobretudo na laje sem armaduras de punçoamento. Todavia, o comprimento de ancoragem das camadas superiores das armaduras do tipo malha não terá sido suficiente para mobilizar a resistência total destas armaduras.
- A rotação da laje dá-se em torno da região de apoio. As medições dos deslocamentos verticais mostram que os segmentos de laje rodam em torno de eixos localizados nas faces do pilar, segundo linhas aproximadamente retas.
- As extensões na armadura de flexão indicam que as armaduras de punçoamento usadas neste trabalho podem conduzir à rotura por flexão, melhorando a segurança das estruturas.
- As extensões na armadura de punçoamento indicam, dependendo do modo de rotura, que as tensões atingiram o valor de cedência antes da rotura, o que significa que a sua capacidade resistente terá sido totalmente mobilizada.
- As armaduras de punçoamento são de fácil execução e colocação, e podem ser aplicadas em lajes de espessura reduzida.

A comparação entre as cargas de rotura experimentais e as as cargas de rotura estimadas por algumas normas de dimensionamento e pela CSCT, levaram às seguintes conclusões:

- As estimativas de acordo com o REBAP podem conduzir ao dimensionamento contra a segurança.
- No geral, as estimativas segundo o EC2 são conservadoras. Contudo, a resistência ao punçoamento quando a rotura ocorre pelo exterior das armaduras de punçoamento, ou por esmagamento do betão junto do pilar podem ser sobrestimadas.
- O MC2010 é o método que leva a estimativas mais conservadoras. O grau de dispersão das estimativas é, porém, considerável, muito devido à estimativa, por baixo, da resistência ao punçoamento com rotura no interior da zona com armaduras de punçoamento.
- A CSCT fornece estimativas próximas dos resultados experimentais, mas a resistência ao punçoamento da laje sem armaduras de punçoamento pode ser sobrestimada.
- No geral, todos os métodos podem conduzir ao dimensionamento contra a segurança, quando a rotura por esmagamento do betão junto à face do pilar, ou a rotura pelo exterior das armaduras de punçoamento são condicionantes.

5.2 Desenvolvimentos futuros

Os resultados da investigação aqui apresentada demonstram que o novo sistema de armaduras de punçoamento testado pode melhorar a capacidade resistente e de deformação de uma laje fungiforme maciça, sujeita a esforços de punçoamento simétrico. Nas mesmas condições, o novo sistema de armaduras horizontais do tipo malha pode melhorar a resistência ao punçoamento, sobretudo, a resistência pós-colapso. Os ensaios desenvolvidos limitaram-se a um número reduzido de espécimes, pelo que vários aspetos relacionados com o tipo de carregamento ou com a configuração das próprias armaduras, entre outros, não foram considerados neste trabalho. Assim, para além da necessidade de realizar novos ensaios para confirmar os resultados obtidos nesta investigação, enunciam-se, de seguida, outras recomendações para futuras investigações:

- Estudar o comportamento de lajes fungiformes com geometria não simétrica e carregamento excêntrico e/ou cíclico.
- Realizar ensaios sobre lajes fungiformes pré-esforçadas.
- Estudar a eficiência das armaduras de punçoamento variando a espessura das lajes.
- Realizar ensaios variando a inclinação, o diâmetro e o comprimento de ancoragem das armaduras de punçoamento.

- Estudar se a soldadura no varão horizontal dos estribos é suficiente para resistir às forças no varão vertical, caso não seja, desenvolver uma ligação suficientemente resistente.
- Investigar a eficiência das armaduras horizontais do tipo malha em lajes fungiformes com menor quantidade de armaduras de punçoamento (ensaiar a laje PBC2 com armadura horizontal do tipo malha).
- Investigar o desempenho das armaduras de punçoamento e do tipo malha em lajes fungiformes com uma percentagem de armadura longitudinal mais reduzida (corrente).
- Aumentar o comprimento de ancoragem das malhas das camadas superiores de, pelo menos, h_i para cada lado (Figura 4.6).
- Estudar o potencial técnico-económico do sistema de armaduras de punçoamento utilizado e avaliar a possibilidade de, futuramente, poder ser industrializado.
- Desenvolver um método de dimensionamento e pormenorização para as armaduras horizontais do tipo malha.
- Criar uma base de dados para comparação de resultados com outros trabalhos da literatura.
- Desenvolver e validar um modelo numérico que permita simular o comportamento de lajes fungiformes, com e sem armaduras de punçoamento, sujeitas a esforços de punçoamento.

BIBLIOGRAFIA

- [1] ACI Committee 318. *318M-08 Metric Building Code Requirements for Structural Concrete & Commentary*, American Concrete Institute, Farmington Hills, 2008.
- [2] Ålander, C., *Advanced systems for rational slab reinforcement.*, in Proceedings of the Conference *Heading for concrete solutions*, The European Ready Mixed concrete Association ERMCO, Helsinki, Finland, 2004.
- [3] Shearfix Punching Shear Reinforcement, *Shearfix - Punching Shear Reinforcement for the Construction Industry.*, Technical Report, 2012.
- [4] Andersson, J.L., *Punching of Concrete Slabs with Shear Reinforcement.*, 185p. Institutionen för Byggnadsstatik, Kungliga Tekniska Högskolan, Stockholm, 1963.
- [5] Andrä, H.P., *Zum Tragverhalten von Flachdecken mit Dübelleisten, Bewehrung im Auflagerbereich.*, Beton- und Stahlbetonbau, V. 75, No. 3 and No. 4, pp. 53-57 and pp. 100-104, 1981.
- [6] Andrä, H.P., Dilger, W.H., and Ghali, A., *Durchstanzbewehrung für Flachdecken.*, Beton und Stahlbetonbau, V. 74, No. 5, pp. 129-132, 1979.
- [7] Beutel, R; Hegger, J., *The Effect of Anchorage on the Effectiveness of the Shear Reinforcement in the Punching Zone.*, Cement & Concrete Composites, 2002. v.24, p.539 - 549.
- [8] Birkle, G., *Punching of Flat Slabs: The Influence of Slab Thickness and Stud Layout.*, Dissertation, University of Calgary, 217 pp., Calgary, Canada, 2004.
- [9] Broms, C. E., *Shear Reinforcement for Deflection Ductility of Flat Plates.*, ACI Structural Journal, V. 87, No. 6, Nov.-Dec. 1990, pp. 696-705.
- [10] Broms, C. E., *Elimination of Flat Plate Punching Failure Mode.*, ACI Structural Journal, Vol. 97, No. 1, pp. 94-101, 2000.
- [11] Broms, C. E., *Concrete flat slabs and footings : Design method for punching and detailing for ductility.*, KTH, Civil and Architectural Engineering, 114 pp., Stockholm, Sweden, 2005.
- [12] Broms, C. E., *Ductility reinforcement for flat slabs in seismic areas.*, Magazine of Concrete Research, Thomas Telford, Vol. 58, No 4, pp. 243-254, London, England, 2006.

- [13] Broms, C. E., *Ductility of Flat Plates: Comparison of Shear Reinforcement Systems.*, ACI Structural Journal, Vol. 104, No.6, pp. 703-711, 2007.
- [14] BS 8110, *British Standards Institution: Structural Use of Concrete - Code of Practice for Design and Construction.*, Part 1, Londres, 1985.
- [15] Chana, P. S. and Desai, S. B., *Design of shear reinforcement against punching.*, The Structural Engineering, Vol. 70, pp. 159-164, 1992.
- [16] Corley, W. G., Hawkins, N. M., *Shearhead Reinforcement for slabs.*, ACI Journal, October 1968, pp. 811-824.
- [17] Dilger, Walter H., and Ghali, A., *Shear Reinforcement for Concrete Slabs.*, Proceedings, ASCE, V. 107, ST12, Dec. 1981, pp. 2403-2420.
- [18] Duarte, I., *Comportamento ao Punçamento de Lajes Funçiformes Reforçadas com Parafusos.*, Dissertação de Mestrado, Universidade Técnica de Lisboa, Instituto Superior Técnico, 2008.
- [19] *Eurocode 2 Design of concrete structures, part 1-1 : General rules and rules for buildings.*, 241 pp., 2004.
- [20] Elgabry, A. e Ghali, A., *Design of Stud-Shear Reinforcement for Slabs.*, ACI Structural Journal, Vol. 87, No. 3, pp. 351-361, USA, 1990.
- [21] Elgabry, A., Ghali, A., *Testes on concrete slab-column connections with stud shear reinforcement subjected to shear-moment transfer.*, ACI Structural Journal, v. 84, n.5, Sep-Oct, 1987, p. 433-442.
- [22] Elstner, R.C., and Hognestad, E., *Shearing Strength of Reinforced Concrete Slabs.*, Journal of the American Concrete Institute, Proceedings, V. 53, No. 1, July 1956, pp. 29-58.
- [23] Faria D.M.V., Ramos A.M.P., Lúcio V.J.G., *O Punçamento no Model Code 2010.*, SI-REB2011 - Seminário Internacional de Reabilitação de Estruturas de Betão, 2011.
- [24] Faria D.M.V., Lúcio V.J.G., Ramos A.M.P., *Strengthening of flat slabs with post-tensioning using anchorages by bonding.*, Engineering Structures, Volume 33, Issue 6, June 2011, Pages 2025-2043.
- [25] Faria, D.M.V., Lúcio, V.J.G, and Ramos, A.M.P., *Post-Punching Behaviour of Flat Slabs Strengthened with a New Technique using Post-Tensioning.*, Engineering Structures, Volume 40, July 2012, Pages 383-397.
- [26] Ferreira, M. P., *Punção em Lajes Lisas de Concreto Armado com Armadura de Cisalhamento e Momentos Desbalanceados.*, Brasília, 2010. Tese de Doutorado em Estruturas e Construção Civi. Departamento de Engenharia Civil e Ambiental, Faculdade de Tecnologia, Universidade de Brasília.

- [27] Gasparini, Dario A., *Contributions of C. A. P. Turner to Development of Reinforced Concrete Flat Slabs 1905–1909.*, Journal of Structural Engineering, vol. 128, No 10, pp. 1243-1252, 2002.
- [28] Ghali, A., and Megally, S., *Stud Shear Reinforcement for Punching: North American and European Practices.*, International Workshop on Punching Shear Capacity on RC Slabs, Proceedings, Stockholm, Sweden, 2000, pp. 201-209.
- [29] Ghali, A., Youakim, S., *Headed Studs in Concrete: State of the Art.*, ACI Journal, Vol. 102, pp. 657-667, 2005.
- [30] Gomes, J., *Efeito da Aderência na Resistência ao Punçamento de Lajes Fungiformes Reforçadas com Parafusos Transversais.*, Dissertação de Mestrado, Faculdade de Ciências e Tecnologia, Universidade Nova de Lisboa, 2010.
- [31] Gomes, R. B. and Regan, P. E., *Punching strength of slabs reinforced for shear with offcuts of rolled steel I-section beams.*, Magazine of Concrete Research, Vol. 51, No. 2, pp. 121-129, London, UK, 1999.
- [32] Gomes, R. B. and Regan, P. E., *Punching resistance of RC flat slabs with shear reinforcement.*, Journal of Structural Engineering, Vol. 125, No. 6, pp. 684-692, 1999.
- [33] Gomes, R. B., *Punching Resistance of Reinforced Concrete Flat Slabs with Shear Reinforcement.*, 185p. Polytechnic of Central London, M.Phil. PhD Thesis, London, 1991.
- [34] Graf, O., *Versuche über die Widerstandsfähigkeit von Eisenbetonplatten unter konzentrierter Last nahe einem Auflager.*, Deutscher Ausschuß für Eisenbeton, Heft 73, Berlin, 1933, 16p.
- [35] HDB Punching Shear Reinforcement, *Technical Approval Report TA7 5013 - Assessment of the Halfen HDB Punching Shear Stud System and Quality System of Production.*, UK Cares, England, 2007.
- [36] Hawkins, N. M., *Shear Strength of Slabs with Shear Reinforcement.*, ACI SP-42-34, Vol. 2, pp. 785-815, Detroit, USA, 1974.
- [37] Hughes, B.P., and Xiao, Y., *Flat Slabs with Fibre or Link Reinforcement at SlabColumn Connections.*, Institution of Civil Engineers - Structures and Buildings, Proceedings, V. 110, No. 3, 1995, pp. 308-321.
- [38] [http : // matdl.org / failurecases / Building%20Cases / sampoong_superstore.htm](http://matdl.org/failurecases/Building%20Cases/sampoong_superstore.htm), [consultado a 19 de Novembro de 2009]
- [39] Inácio, M., *Comportamento ao Punçamento de Lajes Fungiformes Reforçadas com Parafusos - Efeito da Área e Posicionamento da Ancoragem.*, Dissertação de Mestrado, Faculdade de Ciências e Tecnologia, Universidade Nova de Lisboa, 2010.

- [40] JDA Punching Shear Reinforcement, *Jordahl - Punching Shear Reinforcement JDA.*, Technical Report, Berlin, 2013.
- [41] Kinnunen, S. and Nylander, H., *Punching of Concrete Slabs Without Shear Reinforcement.*, Transactions of the Royal Institute of Technology, No. 158, 112 pp., Stockholm, Sweden, 1960.
- [42] Langohr, P. H., Ghali, A., and Dilger, W. H., *Special Shear Reinforcement for Concrete Flat Plates.*, ACI Journal, Vol. 73, pp. 141-146, Detroit, USA, 1976.
- [43] Lips, S., Muttoni A., *Experimental investigation of reinforced concrete slabs with punching shear reinforcement.*, Proceeding of the 8th fib-PhD Symposium, (pp. 105-110). Copenhagen, Denmark, 2010.
- [44] Lips S., *Punching of Flat Slabs with Large Amounts of Shear Reinforcement.*, Thèse EPFL n°5409, Lausanne, Switzerland, 2012, 273.
- [45] Lips S., Fernández Ruiz M., Muttoni A., *Experimental Investigation on Punching Strength and Deformation Capacity of Shear-Reinforced Slabs.*, ACI Structural Journal, Vol. 109, USA, 2012, pp. 889-900.
- [46] Lúcio, V.J.G., *Waffle slab structures under vertical and horizontal loading.*, Tese submetida para o grau de Doutor em Engenharia Civil pela Universidade Técnica de Lisboa, 1991.
- [47] Luís, M. A. S., *Punçamento cíclico de lajes fungiformes reforçadas com pré-esforço transversal.*, Dissertação de Mestrado, Universidade Nova de Lisboa de Lisboa, Faculdade de Ciências e Tecnologia, Lisboa, 2010.
- [48] Comité Euro-International du Béton, *CEB-FIP Model Code 2010.*, Fédération internationale du béton fib, Lausanne, Switzerland, 2011.
- [49] Comité Euro-International du Béton, *CEB-FIP Model Code 1990.*, Bulletin d'information n° 213-214, Maio, 1993.
- [50] Mokhtar, A., Ghali, A., Dilger, W., *Stud Shear Reinforcement for Flat Concrete Plates.*, ACI JOURNAL, Proceedings V. 82, No.5, Sept-Oct. 1985, pp. 676-683.
- [51] Muttoni, A., *Punching shear strength of reinforced concrete slabs without transverse reinforcement.*, ACI Structural Journal, Vol. 105, No. 4, pp. 440-450, 2008.
- [52] Muttoni A., Fernández Ruiz M., *Levels-of-approximation approach in codes of practice.*, Structural Engineering International, 2012 Vol. 2, Zurich, Switzerland, 2012, pp. 190-194.
- [53] Oliveira, D. R., Melo, G. S., and Regan, P. E., *Punching Strengths of Flat Plates with Vertical or Inclined Stirrups.*, ACI Structural Journal, Vol. 97, pp. 485-491, USA, 2000.

- [54] Pilakoutas, K., Li, X., *Alternative shear reinforcement for reinforced concrete flat slabs.*, Journal of Structural Engineering, 129, 1164-1172, 2003.
- [55] Pilakoutas, K., Li, X., *Alternative shear reinforcement in flat slabs.*, Report No CCC/94/0030A, Center for Cement and Concrete, Department of Civil and Structural Engineering, The University of Sheffield, June 1995, 42.
- [56] Pralong, J., Brändli, W., and Thürlimann, B., *Durchstanzversuche na Stahlbetonund Spannbetonplatten.*, Institut für Baustatik und Konstruktion, ETH Zürich, No. 73053, 1979, 89p.
- [57] Ramos A, Lúcio V., *Post-punching behaviour of prestressed concrete flat slabs.*, Mag Concr Res, Thomas Telford 2008;60(4):245-51.
- [58] Ramos, A. M., *Reparação e Reforço de Lajes Fungiformes ao Punçamento.*, Dissertação de Mestrado, Universidade Técnica de Lisboa, Instituto Superior Técnico, 1995.
- [59] Ramos, A. M. P.; Lúcio, V. e Regan, P. E., *Repair and Strengthening Methods of Flat Slabs for Punching.*, International Workshop on Punching Shear Capacity of RC Flat Slabs, Royal Institute of Technology, Department of Structural Engineering, Stockholm, June 2000.
- [60] Ramos, A. M. P., *Punçamento em Lajes Fungiformes Pré-Esforçadas.*, Tese de Doutoramento, Instituto Superior Técnico, Universidade Técnica de Lisboa, Março de 2003.
- [61] REBAP, *Regulamento de Estruturas de Betão Armado e Pré-Esforçado.*, Porto Editora, Porto, 2006.
- [62] Regan, P. E., *Symmetric Punching of Reinforced Concrete Slabs.*, Magazine of Concrete Research, Vol. 38, pp. 115-128, England, 1986.
- [63] Fernández Ruiz, M. and Muttoni, A., *Applications of the critical shear crack theory to punching of R/C slabs with transverse reinforcement.*, ACI Structural Journal, Vol. 106 N° 4, pp. 485-494, USA, 2009.
- [64] Fernández Ruiz, M., Muttoni, A., and Kunz, J., *Strengthening of flat slabs against punching shear using post-installed shear reinforcement.*, ACI Structural Journal, Vol. 107, No. 4, pp. 434-442, USA, 2010.
- [65] Ruiz, M. F.; Muttoni, A., *Performance and Design of Punching Shear Reinforcing Systems.*, 3rd FIB International Congress.
- [66] Talbot, A.N., *Reinforced Concrete Wall Footings and Column Footings.*, Engineering Experiment Station, University of Illinois, Urbana, Bulletin No. 67, Mar. 1913, 114p.
- [67] Tolf, P., *Plattjocklekens inverkan påbetongplattors hållfasthet vidgenomstansning.*, Försök med cikulära platter, Bulletin 146, Dept. of Structural Mechanics and Engineering, KTH, Stockholm, Sweden(in Swedish with summary in English).

- [68] Trautwein, L. M., *Punção em Lajes Cogumelo de Concreto Armado com Armadura de Cisalhamento "Stud" Interno e Tipo Estribo Inclinado.*, Brasília, 2001. 165f. Dissertação (Mestrado em Estruturas e Construção Civil) - Departamento de Engenharia Civil e Ambiental, Faculdade de Tecnologia, Universidade de Brasília.
- [69] Trautwein, L. M., *Punção em Lajes Cogumelo de Concreto: Análise Experimental e Numérica.*, São Paulo, 2006. 350f. Tese (Doutorado em Estruturas) - Departamento de Engenharia de Estruturas e Fundações, Escola Politécnica da Universidade de São Paulo.
- [70] Yan, P., *Behaviour of Shearhead System Between Flat Reinforced Concrete Slab and Steel Tubular Column.*, Tese de Doutorado, University of Manchester, 2011.

