

Análise das Ligações Pilar-Laje Fungiforme para a Acção Sísmica

Filipa Susana East de Freitas Tipping da Câmara

Dissertação para obtenção do Grau de Mestre em

Engenharia Civil

Orientador

Professor Doutor José Manuel Matos Noronha da Câmara

Júri

Presidente: Professor Doutor Mário Manuel Paisana dos Santos Lopes

Orientador: Professor Doutor José Manuel Matos Noronha da Câmara

Vogal: Professor Doutor João Carlos de Oliveira Fernandes de Almeida

Maio de 2019

DECLARAÇÃO

Declaro que o presente documento é um trabalho original da minha autoria e que cumpre todos os requisitos do Código de Conduta e Boas Práticas da Universidade de Lisboa.

AGRADECIMENTOS

Embora o carácter individual que esta dissertação pressupõe, a sua conclusão representa o alcançar de um objectivo académico que não seria possível sem o apoio, incentivo e contributo directo ou indirecto de várias pessoas, a quem expresso os meus sinceros e profundos agradecimentos.

Ao meu orientador, Professor José Câmara, por ter aceite orientar este trabalho e por me ter dado a oportunidade de desenvolver este tema, com o qual muito aprendi, e que ainda exige muita investigação. Foi sem dúvida um tema desafiador, mas ao mesmo tempo atenuado pela dedicação e apoio do Professor José Câmara. Gostaria de agradecer toda a acessibilidade e disponibilidade para esclarecimento de dúvidas que demonstrou ao longo deste percurso, assim como toda a partilha de conhecimentos e conselhos úteis não só para o desenvolvimento deste trabalho, como também para a minha formação pessoal.

Ao sr. Engenheiro Filipe Reis pela disponibilidade, paciência e partilha de conhecimentos, essenciais para o sucesso desta dissertação.

Ao Professor João Almeida, por me ter despertado e proporcionado o gosto pelo estudo das estruturas durante as suas aulas. Agradeço-lhe também toda a disponibilidade, acessibilidade e partilha de conhecimentos disponibilizada ao longo deste percurso académico.

Aos meus colegas de curso, que me acompanharam ao longo desta vida académica, da qual resultou uma grande amizade, em especial à Joana Ruas, à Micaela Gonçalves, à Margarida Valente, à Melissa Campos, à Maria Inês Santos, à Mónica Costa, ao Simão Gomes, ao João Gonçalves, ao João Jardim, ao Sérgio Nascimento, ao Tiago Gonçalves, ao Diogo Dias, ao Francisco Pinto, à Marta Lopes, ao André Castelo, ao Marcelo Patronilho e ao Gonçalo Fernandes. Destes anos ficaram grandes memórias desde as maratonas de estudo, sempre com um espírito de camaradagem e entreajuda, até aos convívios extra académicos, tornando esta experiência académica muito mais prazerosa.

Aos meus colegas do associativismo, mais concretamente ao Pedro Sereno, ao Marco Gomes, ao Rodrigo do Ó, à Maria do Carmo Póvoa, ao Stephano Pugliese, à Inês Henriques, ao Rodrigo Lourenço, ao José Rego, ao João Agostinho, à Inês Carmona, ao André Fernandes, à Sandra Roque, à Cristina Grijó, ao André Pereira, à Teresa Nóbrega, ao João Matias, ao Samuel Sousa, ao João Pedro Gomes e ao Fábio Silva que muito me ajudaram, ensinando a desenvolver competências extra-curriculares através das quais desenvolvemos projectos impensáveis. Amigos com quem partilhei experiências únicas que recordarei sempre com muita saudade e carinho e como tal, fico-lhes muito grata por todo o apoio e partilha de conhecimentos que me proporcionaram ao longo da minha passagem neste instituto.

Aos meus amigos de longa data, em particular à Joana Carolina, ao Bruno Andrade, ao João Pedro Lopes, ao Rodrigo Rosa, à Carolina Pereira, à Patrícia Araújo, à Catarina Freitas, à Ana

Jardim, à Inês Neves e à Clara Costa por todo o incentivo, amizade e preocupação que sempre manifestaram e que foram de suma importância para concretizar este objectivo académico.

Ao Pedro Nobre pela sua constante paciência, preocupação, compreensão, incentivo e amizade demonstrada ao longo desta minha caminhada, despertando e potenciando sempre o que há de melhor em mim e confiando sempre nas minhas capacidades. Agradeço ainda a sua contribuição na revisão da escrita da presente dissertação.

À Antónia Pereira, ao Abílio Nobre e ao João Nobre, por todo o apoio e carinho transmitido, partilha de experiências que me proporcionaram a nível pessoal e profissional ao longo destes anos. Um genuíno obrigado pela amizade.

Ao meu irmão, Tristão Miguel, pela sua constante preocupação e motivação transmitidas ao longo deste semestre e ainda, pelas largas “discussões” construtivas que tivemos durante o estudo de diversas cadeiras.

Finalmente, aos meus pais Susana East e Tristão Câmara. Primeiro pela liberdade, confiança, amor e apoio incondicional em todas as decisões por mim tomadas e pelos sacrifícios que fizeram ao longo destes anos, proporcionando-me a oportunidade de realizar este sonho, o de me formar em engenharia civil. Segundo, pelos valores que me transmitiram, pela resiliência, ambição e capacidade de superação de forma a expressar todo o meu potencial em tudo o que faço. Particularmente à minha mãe, pela grande contribuição que teve na revisão do presente trabalho e ao meu pai, por potenciar o meu gosto pela engenharia civil.

Por último, à Cristina Ventura pela constante disponibilidade e simpatia demonstrada ao longo de todos estes anos.

RESUMO

A utilização de sistemas estruturais compostos por lajes fungiformes têm sido sujeitos a inúmeros estudos pois ainda surgem dúvidas relativamente à forma mais adequada de proceder ao seu dimensionamento, em particular pela exploração da ductilidade do sistema pilar-laje quando sujeito ao sismo.

O EC8-1 pressupõe que esta ligação não é integrante do sistema estrutural que resiste às acções sísmicas, indicando que apenas deverá manter a função de suporte das cargas gravíticas quando sujeita aos deslocamentos impostos. Assim, faz sentido dotar estas ligações de ductilidade suficiente de forma a suportar as deformações a que estará sujeita, considerando estes pilares como elementos secundários.

Para analisar o dimensionamento dos elementos sísmicos secundários em ductilidade usaram-se as formulações do ACI318-14 que relaciona o nível de drift inter pisos com a razão entre os esforços de punçoamento actuantes e resistentes; e do EC8 onde se considera a avaliação da capacidade de deformação dos pilares para admitirem as deformações do sismo.

Destas análises verifica-se a necessidade de utilização de armadura para garantir ductilidade à ligação pilar-laje, sendo que da aplicação da norma americana analisa-se a necessidade de adopção de armadura de reforço na laje e do EC8-3 armadura de confinamento no pilar.

Para aplicação das metodologias anteriormente mencionadas foram desenvolvidos cinco modelos com elementos estruturais de diferentes características geométricas e rigidezes de fendilhação, de forma a avaliar o desenvolvimento dos deslocamentos relativos a que as estruturas estariam submetidas e averiguar a necessidade de adopção de armaduras transversais para conferir ductilidade à ligação pilar-laje, aquando do sismo.

Palavras-chave: Acção sísmica, Drift; Ductilidade, Resistência ao Punçoamento, Ligação pilar-laje, Armadura transversal

ABSTRACT

The performance of slab-column connections has been studied over the last several decades by researchers, to better understand the behavior of flat slabs subjected to punching shear loading conditions. As a result, the use of slab shear reinforcement has emerged as a practical strategy to improve both the strength and ductility of reinforced concrete flat slabs.

The EuroCode8-1 assumes that this connection is not part of the structural system that resists seismic actions, indicating that it should only maintain its capacity to transfer gravitational loads when subjected to the displacements imposed by the earthquake. Thus, it is only required ductility to the slab-column connection in order to withstand the deformations that will be subjected to horizontal cyclic actions.

The ACI318 and EC8 formulations were used for the dimensioning of secondary seismic elements in ductility. The american regulation relates the maximum drift of a certain floor with the ratio between gravitational loads and the shear strength. In the European standard, the capacity design of the structural elements to withstand the earthquake is assessed.

From these analyses it is verified the need of using reinforcement in order to guarantee ductility to the slab-column connection. From american regulation results the possibility of adopting reinforcement in the slab while the eurocode uses the confinement reinforcement in the column.

Applying these code outlines, 5 models were developed with structural elements with different geometric characteristics and lateral stiffness, to evaluate the seismic displacements of the structures and to verify the need of adopting punching shear reinforcement.

Keywords: Seismic action, Drift capacity, Ductility, Punching shear, Slab-column connection, Shear reinforcement

ÍNDICE GERAL

DECLARAÇÃO	i
AGRADECIMENTOS	iii
RESUMO	v
ABSTRACT	vii
ÍNDICE GERAL.....	ix
ÍNDICE DE FIGURAS	xiii
ÍNDICE DE TABELAS	xix
SIMBOLOGIA	xxi
Lista de Abreviaturas	xxi
Letras Maiúsculas Latinas.....	xxi
Letras Minúsculas Latinas.....	xxiii
Letras Minúsculas Gregas.....	xxv
1 INTRODUÇÃO.....	1
1.1 Enquadramento Geral.....	1
1.2 Objectivos.....	2
1.3 Estrutura da Dissertação.....	4
2 REVISÃO DA LITERATURA.....	5
2.1 Introdução	5
2.2 Princípios Básicos da Rotura por Punçoamento.....	5
2.3 Acidentes.....	7
2.4 Eurocódigo 8-1 (EN 1998-1)	9
2.4.1 Introdução.....	9
2.4.2 Caracterização de Elementos como Primários ou Secundários	10
2.4.3 Rigidez Fendilhada	11
2.5 Eurocódigo 2 (EN 1992-1-1)	11
2.5.1 Perímetro Básico de Controlo.....	12
2.5.2 Avaliação da Resistência	13
2.5.3 Como Contrariar o Risco de um Colapso Progressivo	15
2.6 Critical Shear Crack Theory (CSCT)	16
2.6.1 Critério de Rotura.....	17
2.6.2 Resistência ao Punçoamento Sem Armaduras Transversais	19

2.6.3	Resistência ao Punçoamento Com Armaduras Transversais	23
2.7	Model Code 2010 (MC2010)	29
2.7.1	Níveis de Aproximação	29
2.7.2	Avaliação da Resistência	31
2.7.3	Como Contrariar o Risco de um Colapso Progressivo	35
2.8	Comparação Teórica da Resistência ao Punçoamento entre as Normas EC2 e ACI318 com os Métodos Simplificados e Refinados Desenvolvidos por Muttoni.....	37
2.8.1	Parâmetros que Influenciam a Resistência ao Punçoamento.....	38
2.9	Deformação de Lajes Fungiformes Sujeitas à Acção Cíclica	39
2.9.1	Requisito de Ductilidade (ACI318).....	39
2.9.2	Comparação entre as Limitações do Deslocamento Relativo entre Pisos Proposto pelo ACI318-14 e EC8-1.....	47
2.10	Pormenorização da Ligação Pilar-Laje	48
2.10.1	Tipos de Armaduras de Punçoamento.....	48
2.10.2	Disposições Construtivas	50
3	DESCRIÇÃO E MODELAÇÃO DOS CASOS DE ESTUDO.....	52
3.1	Introdução	52
3.2	Caracterização das Estruturas	52
3.3	Propriedades dos Materiais.....	54
3.3.1	Betão	54
3.3.2	Aço	54
3.3.3	Material Rígido.....	54
3.4	Definição das Acções	54
3.4.1	Acção Permanente.....	54
3.4.2	Acção Variável	54
3.4.3	Acção Sísmica	55
3.5	Definição das Combinações.....	57
3.5.1	Combinação Fundamental e Quase-permanente.....	57
3.5.2	Combinação Sísmica	57
3.6	Modelação dos Casos de Estudo	57
3.7	Momento Transferido na Ligação Pilar-Laje	58
3.8	Dimensionamento da Ligação Pilar-laje Sujeita à Acção Sísmica.....	60

4	ANÁLISE DOS RESULTADOS OBTIDOS.....	64
4.1	Introdução	64
4.2	Validação do Modelo	64
4.3	Caracterização dos Pilares Interiores.....	64
4.4	Limitação de Danos	65
4.5	Dimensionamento da Armadura Longitudinal de Flexão.....	65
4.6	Caso de Estudo 1 – Modelo A.....	66
4.6.1	Análise da Resistência ao Punçamento.....	66
4.6.2	Análise da Ductilidade.....	68
4.7	Caso de Estudo 2 – Modelo D	71
4.7.1	Análise da Resistência ao Punçamento.....	71
4.7.2	Análise da Ductilidade.....	72
4.8	Caso de Estudo 3 – Modelo D1.....	75
4.8.1	Limitação de Danos	75
4.8.2	Análise da Resistência ao Punçamento.....	75
4.8.3	Análise da Ductilidade.....	76
5	CONCLUSÕES.....	78
6	REFERÊNCIAS	81
	ANEXOS	84
	Anexo A - Validação do Modelo	85
	Forças Verticais.....	85
	Frequências, modos de vibração e factores de participação modal	85
	Anexo B – Classificação do Sistema Estrutural e dos Elementos Sísmicos como Primários e Secundários.....	87
	Anexo C – Limitação de Danos	88
	Anexo D – Verificação da Resistência ao Punçamento, para o Piso de Maiores Esforços, segundo EC2-1 e MC2010.....	89
	Anexo E – Resistência ao Punçamento, para o Piso de Maiores Drifts, para Aplicação do Requisito de Ductilidade do ACI318	91
	Anexo F – Limitação do Deslocamento Imposto Segundo o EC8-3	93
	Anexo G	94

ÍNDICE DE FIGURAS

Figura 2.1 Esquema de rotura ao punçoamento de uma laje de betão armado [9] e [10]	5
Figura 2.2 Mecanismos de rotura de punçoamento [11].....	5
Figura 2.3 Tipos de Fendilhação presentes no fenómeno do punçoamento: (a) Vista de corte; (b) Vista em planta (adaptado de [12] e [9])	6
Figura 2.4 Mecanismo de resistência ao punçoamento [11].....	6
Figura 2.5 (a) Escombros após o colapso progressivo das lajes; (b) Planta do edifício, sendo a zona sombreada correspondente à parte do edifício que colapsou [9]	7
Figura 2.6 Harbour Cay Condominium antes do colapso e após o colapso [9]	7
Figura 2.7 Destroços do Sampoong Department Store [Google].....	8
Figura 2.8 (a) Pipers Row Car Park após o colapso da laje da cobertura; (b) Destroços provocados pela rotura por punçoamento num dos pilares do último piso; (c) Corrosão das armaduras [9] e [Google].....	8
Figura 2.9 Parque de estacionamento de um edifício em Christchurch sujeito à acção sísmica [13]	9
Figura 2.10 Fendilhação, em planta, originada pelo punçoamento: (a) Centrado; (b) e (c) Excêntrico [16].....	12
Figura 2.11 Perímetro de controlo de várias secções geométricas segundo o EC2 (adaptado de [4])	12
Figura 2.12 Modelo mecânico da CSCT: (a) Localização da escora comprimida e dos tipos de fendas que se formam; (b) Representação cinemática da abertura da fenda crítica e resultante das forças internas proporcionadas pelo imbricamento dos agregados do betão (adaptado de [2] e [17])	16
Figura 2.13 Relação entre a resistência ao corte e a rotação: (a) Betão em tensão para pequenas rotações; (b) Betão em tensão para grande rotações; (c) Resistência ao punçoamento e contribuições por imbricamento dos agregados e do betão em tensão (adaptado de [17])	17
Figura 2.14 (a) Resultados experimentais dos ensaios realizados por Muttoni; (b) Resultados da análise numérica feita por Guidotti; (c) Sobreposição dos resultados obtidos por Guidotti e Muttoni (adaptado de [2]).....	17
Figura 2.15 (a) Resultados experimentais dos ensaios realizados por Muttoni e respectivo critério de rotura simplificado; (b) Comparação entre o critério de rotura simplificado de Muttoni e a banda de rotura definida por Guidotti (adaptado de [2]).....	18
Figura 2.16 (a) Fenda crítica que se desenvolveu ao longo da biela de compressão; (b) Correlação da abertura da fenda crítica com a rotação e altura útil da laje (adaptado de [18] e [19])	18
Figura 2.17 Resultado dos testes de punçoamento realizados por Muttoni, alterando a altura útil da laje (adaptado de [20])	19
Figura 2.18 Avaliação da resistência ao punçoamento e da capacidade de deformação de acordo com CSCT [2]	19

Figura 2.19 Modelo físico (quadrilinear e bilinear) para obtenção da relação momento-curvatura [22]	20
Figura 2.20 Características geométricas para obtenção da relação carga-rotação (adaptado de [16])	21
Figura 2.21 Verificação da resistência da laje ao punçoamento sem armadura transversal (adaptado de [21]).....	22
Figura 2.22 Resultado dos testes de punçoamento realizados por Muttoni alterando a percentagem de armadura de flexão (adaptado de [20]).....	22
Figura 2.23 Influência da dimensão do pilar na capacidade resistente ao punçoamento da laje (adaptado de [23]).....	23
Figura 2.24 Comparação da resistência e capacidade de deformação entre duas lajes com e sem armadura de punçoamento (adaptado de [24])	24
Figura 2.25 Zonas de rotura por punçoamento: (a) Dentro da zona reforçada com armadura; (b) Fora da zona reforçada com armadura; (c) Esmagamento do betão (adaptado de [18])	24
Figura 2.26 Contribuição do betão e da armadura transversal para a resistência ao punçoamento dentro da zona reforçada (adaptado de [18])	25
Figura 2.27 Relação carga-rotação para aplicação da formulação simplificada de dimensionamento [18].....	26
Figura 2.28 Perímetro de controlo fora da zona reforçada com armadura transversal e altura efectiva da laje: (a) Parafusos; (b) Estribos; (c) Armadura oblíqua com placas de ancoragem aderentes; (d) Perfis de aço (adaptado [24]).....	26
Figura 2.29 Tipos de fendas que influenciam a resistência ao punçoamento: (a) Fendas de Flexão; (b) Fendas por corte; (c) Delaminação do betão de recobrimento [24].....	27
Figura 2.30 Desempenho de sistemas de reforço de punçoamento (adaptado de [2]).....	27
Figura 2.31 Modos de rotura que dependem de regras construtivas: (a) Delaminação do recobrimento do betão; (b) Arrancamento das ancoragens das armaduras transversais; (c) Flexão (adaptado de [18] e [24]).....	28
Figura 2.32 Ilustração da rotação de uma laje [3]	29
Figura 2.33 Rigor da estimativa em função do tempo consumido pela análise (adaptado de [2])	31
Figura 2.34 Perímetro de controlo de várias secções geométricas segundo o MC2010 (adaptado de [3])	31
Figura 2.35 Abertura da fenda proporcional ao produto da rotação e da altura útil da laje [2] ...	33
Figura 2.36 Activação da armadura específica de punçoamento na rotura [3].....	33
Figura 2.37 Disposição da armadura de punçoamento: (a) Radial; (b) Em cruz; (c) Espaçamento das camadas de armaduras adoptadas (adaptado de [22])	34
Figura 2.38 Armadura de suspensão contra o colapso progressivo [11].....	35
Figura 2.39 Representação esquemática da armadura de suspensão: (a) Horizontal; (b) Inclinada [3]	36
Figura 2.40 Disposição construtiva da armadura de suspensão (adaptado de [3])	36

Figura 2.41 Comparação da resistência ao punçoamento por aplicação de diferentes métodos: CSCT-refinado, CSCT-simplificado, EC-2 e ACI318-05 [18]	37
Figura 2.42 Comparação da resistência ao punçoamento de acordo com os métodos refinado e simplificado desenvolvidos por Muttoni, ACI318-05 e EC2 com vários resultados de testes mostrando a influência de diversos parâmetros: (a) Taxa de armadura longitudinal; (b) Perímetro de controlo; (c) Altura útil da laje; (d) Tensão de rotura do betão à compressão; (e) Tensão de cedência do aço; (f) Esbelteza da laje (adaptado de [21])	38
Figura 2.43 Ensaio realizado por Pan e Moehle que relacionam o efeito do carregamento gravítico na capacidade de drift [27]	40
Figura 2.44 Ensaio realizado por Pan e Moehle que relacionam o efeito do carregamento gravítico na ductilidade (adaptado de [27])	41
Figura 2.45 Ilustração do requisito de ductilidade do ACI318-14 [29]	42
Figura 2.46 Efeito da carga gravitacional na capacidade de drift das ligações pilar-laje para diferentes tipos de armadura de punçoamento (adaptado de [32])	42
Figura 2.47 Ensaio realizado por Hueste et al. a um pilar interior, sem armadura de punçoamento, para o estudo da capacidade de drift das ligações pilar-laje (adaptado de [33])	43
Figura 2.48 Ensaio realizado por Hueste et al. a um pilar interior, com armadura de punçoamento, para o estudo da capacidade de drift das ligações pilar-laje (adaptado de [33])	43
Figura 2.49 Diagramas histeréticos para análise do drift consoante a variância de carregamento gravítico: (a) C-50; (b) C-40; (c) C-30 [36]	45
Figura 2.50 Ilustração dos drifts obtidos pelas 3 lajes sem armaduras de punçoamento e a abordagem do ACI na capacidade de drift da ligação	45
Figura 2.51 Diagramas histeréticos para análise do drift consoante a disposição construtiva da armadura de punçoamento adoptada: (a) C-50 BR - Disposição radial; (b) C-50 BC - Disposição em cruz [36]	46
Figura 2.52 Comparação entre as limitações do deslocamento relativo entre pisos proposto pelo ACI318 e EC8	48
Figura 2.53 Exemplos de armaduras transversais: (a) Parafusos; (b) Pernos em forma de estribos; (c), (d) Estribos; (e) Estribos de múltiplos ramos; (f) Chapas dobradas ou shearbands (adaptado de [18] e [30])	49
Figura 2.54 Detalhes das disposições construtivas da armadura transversal: (a) Disposição em cruz de parafusos; (b) Disposição em caixa de estribos de múltiplos ramos; (c) Disposição radial de parafusos (adaptado de [30] e [10])	49
Figura 2.55 Influência de alguns parâmetros na resistência ao punçoamento, baseada nas abordagens do EC2 e CSCT, consoante o tipo de armadura transversal adoptada (studs - parafusos, stirrups - estribos): (a), (d) Altura da laje; (b), (e) Dimensão do pilar; (c), (f) Armadura longitudinal [23]	50
Figura 2.56 Disposição construtiva, presente no MC2010, para as armaduras transversais: (a) Em alçado; (b) Em planta [3]	51

Figura 2.57 Disposição construtiva, presente no EC2-1, para as armaduras transversais: (a) Em alçado; (b) Em planta (adaptado de [4] e [26])	51
Figura 3.1 Planta do edifício para o caso de estudo 1 – Modelo A	53
Figura 3.2 Planta do edifício para os casos de estudo 2 e 3 - Modelos D e D1	53
Figura 3.3 Espectros de resposta elásticos para os sismos do tipo 1 e 2 e períodos fundamentais dos vários casos de estudo	56
Figura 3.4 Momento transferido na ligação pilar-laje [13]	58
Figura 3.5 Diagrama de momentos em altura segundo a direcção y, para a combinação sísmica y do pilar C4: (a) Modelo Global - análise por espectros de resposta; (b) Modelo Auxiliar - análise por aplicação das forças estáticas equivalentes	59
Figura 3.6 Comportamento idealizado de estruturas sujeitas à acção sísmica [39]	60
Figura 4.1 Drifts obtidos, em condições de serviço, para todos os modelos	65
Figura 4.2 Representação gráfica dos resultados obtidos por aplicação do requisito de ductilidade do ACI318 para o modelo A	69
Figura 4.3 Representação gráfica dos resultados obtidos por aplicação do requisito de ductilidade do ACI318 para o modelo D	73
Figura 4.4 Representação gráfica dos resultados obtidos por aplicação do requisito de ductilidade do ACI318 para o modelo D1	76
Figura 0.1 Relação momento-curvatura obtida no Gala Reinforcement com o ponto de cedência e último identificados, para a secção do pilar C4 para a combinação sísmica y no piso de maiores esforços	93
Figura 0.2 Tensões e extensões obtidas através do Gala Reinforcement para a secção do pilar C4 para a combinação sísmica y no piso de maiores esforços	93
Figura 0.3 Relação momento-curvatura obtida no Gala Reinforcement com o ponto de cedência e último identificados, para a secção do pilar C4 para a combinação sísmica y no piso de maiores esforços	93
Figura 0.4 Tensões e extensões obtidas através do Gala Reinforcement para a secção do pilar C4 para a combinação sísmica y no piso de maiores esforços	93
Figura 0.5 Drifts obtidos, em condições de serviço, para o caso de estudo D e D1	94
Figura 0.6 Relação momento-curvatura obtida no Gala Reinforcement com o ponto de cedência e último identificados, para a secção do pilar C4 para a combinação sísmica y no piso de maiores esforços	97
Figura 0.7 Tensões e extensões obtidas através do Gala Reinforcement para a secção do pilar C4 para a combinação sísmica y no piso de maiores esforços	97
Figura 0.8 Representação esquemática da área Acw	98
Figura 0.9 Pormenorização das armaduras, em planta e em corte, na ligação pilar-laje: armaduras longitudinais de flexão e sistema de armadura transversal de reforço do tipo parafusos	99

Figura 0.10 Pormenorização das armaduras, em planta e em corte, na ligação pilar-laje:
armaduras longitudinais de flexão e sistema de armadura transversal de reforço do tipo estribos
.....100

ÍNDICE DE TABELAS

Tabela 2.1 Diâmetros máximos admissíveis definidos no MC2010 [20]	35
Tabela 2.2 Valor característico da razão f_t/f_{yk} e do ângulo entre os varões de suspensão e o plano da laje após a rotura por punçoamento, consoante a classe de ductilidade das armaduras	37
Tabela 3.1 Características do Betão.....	54
Tabela 3.2 Características do Aço.....	54
Tabela 3.3 Parâmetros de definição dos espectros de resposta elásticos para os sismos do tipo 1 e 2	55
Tabela 4.1 Participação dos elementos na rigidez lateral da estrutura e relação da contribuição dos pilares interiores com os restantes elementos estruturais	64
Tabela 4.2 Pormenorização do reforço da armadura adoptada para a malha superior da laje..	66
Tabela 4.3 Esforços de dimensionamento da ligação pilar-laje e respectiva capacidade resistente ao punçoamento de diversas combinações segundo o EC2-1	67
Tabela 4.4 Parâmetros necessários para o cálculo da resistência ao punçoamento sem armadura transversal e respectiva capacidade resistente, segundo o MC2010, para a direcção y.....	67
Tabela 4.5 Parâmetros para o cálculo das extensões últimas efectivas do betão à compressão	70
Tabela 4.6 Tratamento dos resultados obtidos pelo Gala Reinforcement.....	70
Tabela 4.7 Parâmetros necessários para a aplicação da disposição construtiva de elementos sísmicos primários	71
Tabela 4.8 Esforços de dimensionamento da ligação pilar-laje e respectiva capacidade resistente ao punçoamento de diversas combinações, segundo o EC2-1	72
Tabela 4.9 Parâmetros para o cálculo das extensões últimas efectivas do betão à compressão para o modelo D	74
Tabela 4.10 Tratamento dos resultados obtidos pelo Gala Reinforcement.....	74
Tabela 4.11 Cálculo da armadura transversal mínima total e respectivos valores resistentes ..	77
Tabela 4.12 Tratamento dos resultados obtidos pelo Gala Reinforcement.....	77
Tabela 0.1 Verificação das forças verticais.....	85
Tabela 0.2 Factores de participação modal para os primeiros 7 modos de vibração	86
Tabela 0.3 Força de corte basal para a combinação sísmica segundo direcção y para todos os modelos.....	87
Tabela 0.4 Participação dos elementos na rigidez lateral da estrutura e relação da contribuição dos pilares interiores com os restantes elementos estruturais	87
Tabela 0.5 Força de corte basal para a combinação sísmica segundo direcção x para todos os modelos.....	87
Tabela 0.6 Deslocamentos relativos entre pisos em ambas as direcções e combinações sísmicas	88
Tabela 0.7 Verificação da limitação de deslocamento relativo para condições de serviço e Estados Limites Últimos.....	88

Tabela 0.8 Cálculo da resistência ao punçoamento sem armadura transversal, para ambas as direcções, segundo o EC2-1	89
Tabela 0.9 Cálculo da resistência ao punçoamento sem armadura transversal, para ambas as direcções, segundo o MC2010	89
Tabela 0.10 Cálculo da resistência ao punçoamento sem armadura transversal, para ambas as direcções, segundo o EC2-1	90
Tabela 0.11 Cálculo da resistência ao punçoamento sem armadura transversal, para ambas as direcções, segundo o MC2010	90
Tabela 0.12 Cálculo da resistência ao punçoamento sem armadura transversal, para ambas as direcções, segundo o EC2-1	91
Tabela 0.13 Cálculo da resistência ao punçoamento sem armadura transversal, para ambas as direcções, segundo o MC2010	91
Tabela 0.14 Parâmetros necessários para aplicação do requisito de ductilidade do ACI318-14 para o pilar C4 no 3º piso	91
Tabela 0.15 Cálculo da resistência ao punçoamento sem armadura transversal, para ambas as direcções, segundo o EC2-1	92
Tabela 0.16 Cálculo da resistência ao punçoamento sem armadura transversal, para ambas as direcções, segundo o MC2010	92
Tabela 0.17 Parâmetros necessários para aplicação do requisito de ductilidade do ACI318-14 para o pilar C4 no 4º piso	92
Tabela 0.18 Deslocamentos entre pisos em ambas as direcções e combinações sísmicas	94
Tabela 0.19 Comparação das forças de corte basal para a combinação sísmica segundo a direcção y e entre os modelos D e D1	95
Tabela 0.20 Forças de corte basal para a combinação sísmica segundo a direcção x	95
Tabela 0.21 Cálculo da resistência ao punçoamento sem armadura transversal para o modelo D1, em ambas as direcções, segundo o EC2-1	96
Tabela 0.22 Cálculo da resistência ao punçoamento sem armadura transversal para o modelo D1, em ambas as direcções, segundo o MC2010	96
Tabela 0.23 Parâmetros necessários para aplicação do requisito de ductilidade do ACI318-14 para o pilar C4 no 3º piso	96

SIMBOLOGIA

Lista de Abreviaturas

ACI 318-05	Código de Betão Estrutural em Edifícios do <i>American Concrete Institute</i> (ACI) – Versão 2005
ACI 318-14	Código de Betão Estrutural em Edifícios do <i>American Concrete Institute</i> (ACI) – Versão 2014
CSCT	Teoria da Fenda Crítica, <i>Critical Shear Crack Theory</i>
EC8-1	Eurocódigo 8 (EN 1998-1) – Projecto de estruturas para resistência aos sismos, Parte 1: Regras gerais, acções sísmicas e regras para edifícios
EC8-3	Eurocódigo 8 (EN 1998-3) – Projecto de estruturas para resistência aos sismos, Parte 3: Avaliação e reabilitação de edifícios
EC2-1	Eurocódigo 2 (EN 1992-1-1) – Projecto de estruturas de betão, Parte 1-1: Regras gerais e regras para edifícios
MC2010	Model Code 2010 da <i>Fédération internationale du béton</i> (fib)

Letras Maiúsculas Latinas

A_{ϕ}	Área da secção de um parafuso
A_c	Área da secção de um elemento de betão
A_{Ed}	Valor de cálculo da acção sísmica ($=\gamma A_{Ek}$)
A_{Ek}	Valor característico da acção sísmica para o período de retorno de referência
A_s	Área de armadura longitudinal de flexão
$A_{s,min}$	Área mínima de armadura longitudinal de flexão
A_{sw}	Área de armadura de punçoamento
$A_{sw,min}$	Área mínima de armadura transversal
D	Diâmetro do pilar
E_c	Módulo de elasticidade do betão
E_E	Efeito da acção sísmica

$E_{Ed,x}, E_{Ed,y}$	Valores de cálculo dos efeitos devido às componentes horizontais (x e y) da acção sísmica
E_s	Módulo de elasticidade do aço das armaduras
EI_0	Rigidez à flexão no estado não fendilhado
EI_1	Rigidez à flexão no estado fendilhado
$G_{k,j}$	Valor característico de uma acção permanente j
ΔM_{Ed}	Somatório dos momentos desequilibrados na ligação pilar-laje
N_{Ed}	Valor de cálculo do esforço normal actuante
$Q_{k,i}$	Valor característico de uma acção variável i
S	Coeficiente de solo
$S_d(T)$	Espectro de cálculo (para análise elástica)
T	Período de vibração de um sistema linear com um grau de liberdade
T_1	Período fundamental do edifício na direcção horizontal considerada
T_B	Limite inferior do período no patamar de aceleração espectral constante
T_C	Limite superior do período no patamar de aceleração espectral constante
T_D	Valor que define no espectro o início do ramo de deslocamento constante
V_c, V_{cd} e V_{c0}	Valor de esforço transversal associado à capacidade resistente da laje ao punçoamento sem armadura transversal (CSCT)
V_{Ed}	Valor de cálculo do esforço transversal actuante
V_{flex}	Valor de esforço transversal associado à capacidade resistente da laje à flexão
V_R	Valor de cálculo da resistência ao punçoamento (CSCT)
$V_{R,crush}$	Valor de esforço transversal associado à capacidade resistente da laje ao esmagamento do betão (CSCT)
$V_{R,in}$	Valor de esforço transversal associado à capacidade resistente da laje dentro da zona reforçada com armadura de punçoamento (CSCT)
$V_{R,int}$	Valor de esforço transversal associado à capacidade resistente da laje conferida pela armadura de suspensão (MC2010)

$V_{R,out}$	Valor de esforço transversal associado à capacidade resistente da laje fora da zona reforçada com armadura de punção (CSCT)
$V_{Rd,c}$	Valor de cálculo da resistência ao punção (EC2-1)
V_s, V_{sd} e V_{s0}	Valor de esforço transversal associado à capacidade resistente fornecida pela armadura de punção (CSCT)
V_{Rd}	Valor de cálculo da resistência ao punção (MC2010)
$V_{Rd,c}$	Valor de cálculo do esforço transversal associado à capacidade resistente da laje ao punção sem armadura transversal (MC2010)
$V_{Rd,máx}$	Valor de cálculo do esforço transversal resistente máximo (MC2010 e EC2-1)
$V_{Rd,s}$	Valor de cálculo do esforço transversal associado à capacidade resistente fornecida pela armadura de punção (MC2010 e EC2-1)

Letras Minúsculas Latinas

a_g	Valor de cálculo da aceleração à superfície de um terreno do tipo A
a_{gR}	Valor de referência da aceleração máxima à superfície de um terreno do tipo A
b_0	Perímetro de controlo da secção transversal de betão (MC2010)
b_u	Diâmetro de um círculo com a mesma área que a região do perímetro de controlo (MC2010)
b_y, b_z	Dimensões do perímetro de controlo em cada direcção (EC2-1)
c_1	Dimensão do pilar na direcção paralela ao carregamento
c_2	Dimensão do pilar na direcção perpendicular ao carregamento
d	Altura útil da laje (EC2-1)
d_g	Dimensão nominal máxima do agregado
d_r, Δ_x	Deslocamento relativo entre pisos
d_v	Altura útil da laje (MC2010)
e_i	Excentricidades ($\Delta M_{Ed}/V_{Ed}$) para cada direcção i (EC2-1)
$e_{u,i}$	Excentricidades ($\Delta M_{Ed}/V_{Ed}$) para cada direcção i (MC2010)

f_{bd}	Tensão de aderência
f_c	Tensão de rotura do betão à compressão
f_c'	Tensão de rotura do betão à compressão (ACI 318)
f_{cd}	Valor de cálculo da tensão de rotura do betão à compressão
f_{ck}	Valor característico da tensão de rotura do betão à compressão
f_{ctm}	Valor médio da tensão de rotura do betão à tracção simples
f_y	Tensão de cedência à tracção do aço das armaduras (CSCT)
f_{yd}	Valor de cálculo da tensão de cedência à tracção do aço das armaduras (EC2-1 e MC2010)
f_{yk}	Valor característico da tensão de cedência à tracção do aço das armaduras
f_{yw}	Rendimento da resistência da armadura transversal
f_{ywd}	Valor de cálculo da tensão de cedência das armaduras de punçoamento
$f_{ywd,ef}$	Valor de cálculo da tensão efectiva de cedência das armaduras de punçoamento
h	Altura da laje
h, h_{sx}	Altura entre pisos
k_{dg}	Parâmetro que depende exclusivamente da dimensão nominal máxima do agregado (d_g)
k_e	Factor de redução do perímetro de controlo
k_{sys}	Coefficiente quantificador do desempenho dos sistemas de reforço de punçoamento
k_{ψ}	Parâmetro que tem em conta a rotação da laje, a dimensão máxima do agregado e da altura útil da laje
m_{cr}	Momento flector de fendilhação da laje
m_{Ed}	Momento flector actuante na laje
q	Coefficiente de comportamento
r	Raio
s	Espaçamento nominal da armadura transversal

s_1	Espaçamento radial dos perímetros de armaduras de punçoamento (MC2010)
s_0	Distância entre o pilar e a primeira camada de armadura transversal (MC2010)
s_r	Espaçamento radial dos perímetros de armaduras de punçoamento (EC2-1)
s_t	Distância entre armaduras do perímetro de controlo na direcção tangencial (EC2-1)
u_1	Perímetro de controlo da secção transversal de betão cuja área é A_c (EC2-1)
u_{out}	Perímetro de controlo para o qual não é necessária armadura de punçoamento (EC2-1)
v_{Ed}	Valor de cálculo da tensão de corte máxima actuante (EC2-1)
v_{min}	Valor de cálculo resistente mínimo (EC2-1)
$v_{Rd,c}$	Valor de cálculo da resistência ao punçoamento de uma laje sem armadura de punçoamento (EC2-1)
$v_{Rd,cs}$	Valor de cálculo do esforço transversal associado à capacidade resistente fornecida pela armadura de punçoamento (EC2-1)
$v_{Rd,max}$	Valor máximo da tensão de punçoamento (EC2-1)
w	Largura da fenda

Letras Minúsculas Gregas

α	Ângulo entre as armaduras de punçoamento e o plano da laje (EC2-1)
β	Coefficiente que representa a não uniformidade de transmissão de carga para o apoio (EC2-1)
γ_c	Coefficiente parcial relativo do betão
$\gamma_{G,j}$	Coefficiente parcial relativo às acções permanentes j
$\gamma_{Q,i}$	Coefficiente parcial relativo às acções variáveis i
ρ_l	Taxa de armadura longitudinal (EC2-1)
ρ_w	Taxa de armadura transversal
σ_{swd}	Tensão instalada na armadura transversal

ϕ	Diâmetro da armadura de punçoamento (MC2010)
ψ	Rotação da laje
$\psi_{2,i}$	Coeficiente de combinação para o valor quase-permanente de uma acção variável i
α	Factor de proporcionalidade directa

1 INTRODUÇÃO

1.1 Enquadramento Geral

O uso de estruturas compostas por lajes fungiformes vulgarizou-se ao longo das últimas décadas, sendo utilizadas em edifícios para os mais variados fins. As suas vantagens económicas e arquitectónicas fizeram desta solução a escolha preferencial pois este tipo de estrutura permite grande versatilidade na divisão de espaços e ampliação dos mesmos. Além disso, esta técnica apresenta ainda vantagens a nível construtivo pois é de fácil e rápida execução comparativamente a outro tipo de solução. Porém, a ausência de vigas possibilita a ocorrência de rotura por punçoamento. No dimensionamento de estruturas de betão armado, o punçoamento é um dos fenómenos mais complexos pois ocorre numa zona de ligação pilar-laje onde há uma grande concentração de esforços de flexão e corte. Este fenómeno de rotura complexo é um factor preponderante no dimensionamento da espessura deste tipo de lajes, optando-se por vezes pela utilização de capitéis. Para lajes sujeitas ao punçoamento monotónico centrado, os ensaios apontam para uma elevada aproximação entre os resultados experimentais e os modelos de dimensionamento, o mesmo já não se verifica nos ensaios de lajes sujeitas a forças horizontais cíclicas.

O próprio EC8 não valoriza a utilização deste sistema estrutural, sendo que em zonas de moderada a elevada sismicidade o EC8-1 [1] não classifica este sistema estrutural como sistema primário resistente às acções sísmicas, pelo que se pressupõe dever ser dimensionado como sistema estrutural secundário. No entanto, o Anexo Nacional possibilita a utilização desta solução, mas exige a utilização de outros elementos que suportem a resistência sísmica, sendo por isso a ligação pilar-laje classificada como elemento sísmico secundário e dimensionada para resistir às cargas verticais quando sujeita aos deslocamentos impostos pela acção sísmica. Desta forma a ligação pilar-laje deve ter resistência ao corte suficiente para suportar grandes deformações sem que ocorra rotura por punçoamento.

Na actual norma, existem recomendações para conferir maior resistência à ligação pilar-laje tais como: o uso de elementos resistentes para cargas laterais de forma a limitar os esforços/deformações, o reforço do pilar com armadura longitudinal inferior da laje para criar um mecanismo secundário de resistência para, caso ocorra rotura por punçoamento num dos pilares, evitar o colapso progressivo da laje e, posteriormente, da estrutura.

Os estudos que existem actualmente são baseados em modelos de ligação pilar-laje isolados e em escala reduzida, e apresentam grande dispersão da máxima capacidade de carga ou de drift da estrutura, assim como dos modos de rotura associados.

O comportamento do sistema de laje fungiforme sujeito a acções sísmicas depende muito da história da carga da ligação pilar-laje, dependendo das características de pormenorização quer do pilar quer da laje. Para o caso do pilar recomenda-se que se cumpra o mesmo tipo de exigências de ductilidade que para os elementos primários, enquanto que para as lajes é recomendado que se garanta capacidade de deformação suficiente para transmitir a carga vertical durante o sismo.

Na análise da resposta estrutural, a rigidez da laje é um parâmetro importante a considerar, sendo que é determinante na capacidade de rotação da ligação pilar-laje. A inexistência de vigas diminui as restrições à rotação dos pilares ao nível dos pisos, resultando num aumento significativo das rotações para as acções sísmicas.

Muttoni et al., a partir da década de 90, baseados no trabalho realizado por Nylander e Kinnunen abordaram o comportamento de resistência ao punçoamento para lajes fungiformes, através da *Critical Shear Crack Theory* (CSCT), introduzindo o conceito de dimensionamento baseado nos níveis de aproximação [11].

Nos últimos anos têm sido aprofundados, com recurso a ensaios experimentais, os mecanismos de resistência ao punçoamento de forma a compreender melhor o mecanismo de degradação da ligação pilar-laje quando sujeitos a acções horizontais cíclicas. Exemplo disso é o Model Code 2010 (MC2010) [3] que tem abordagens alternativas ao Eurocódigo 2 (EC2) [4] no que respeita à avaliação da resistência ao corte em lajes fungiformes.

De forma a melhorar a ductilidade das ligações pilar-laje, em sistemas de laje fungiforme, é recomendado, em muitas situações, a utilização de armaduras transversais pois esta solução aumenta claramente a capacidade de deformação da laje, mantendo as condições de transmissão da carga. Há variados estudos que mostram que os pormenores construtivos influenciam a sua eficiência, sendo afectada a ductilidade local de elementos estruturais por deficiente amarração da armadura transversal à armadura de flexão, adopção de espaçamentos entre estribos consecutivos demasiado elevados, reduzidas cintagens do núcleo de betão em planta e dispensas de armaduras longitudinais [5].

1.2 Objectivos

O principal objectivo da presente dissertação está associado à avaliação da quantidade de armadura transversal para garantir a ductilidade necessária às ligações pilar-laje sujeitas à acção sísmica, de forma a que possam estar sujeitas às deformações impostas, sem que ocorra rotura por punçoamento.

Para tal serão analisadas diferentes metodologias de verificação de segurança ao punçoamento das ligações pilar-laje sujeitas à acção sísmica, considerando variações na rigidez dos diferentes elementos das estruturas.

São realizados estudos relativos à influência da ductilidade das ligações pilar-laje na resistência para acções sísmicas, considerando o carregamento gravítico e a capacidade de drift da estrutura, seguindo as indicações nesse sentido da regulamentação americana. Em paralelo, são comparados os valores limites dos drifts definidos para verificação dos requisitos de controlo de danos para o comportamento em serviço, presentes no EC8-1.

Será feita uma análise comparativa entre as abordagens de resistência ao punçoamento do MC2010, EC2 e ACI318, sendo que relativamente à norma americana só se analisa a vertente do critério de dimensionamento em ductilidade na ligação pilar-laje, abordagem essa, pouco estabilizada em termos europeus.

Uma abordagem de análise da ductilidade da ligação pilar-laje baseia-se no dimensionamento em deslocamentos, presente no EC8-3 [6], portanto para estruturas existentes, onde é avaliada a capacidade dos elementos estruturais resistirem ao sismo, através de uma análise dos deslocamentos impostos à estrutura. Utiliza-se essa metodologia na avaliação da necessidade de reforço por confinamento dos pilares.

Assim, a limitação da deformação da estrutura pode ser analisada, em termos de regulamentação europeia, através do controlo de danos para um sismo de serviço, metodologia presente no EC8-1 ou da limitação do deslocamento imposto último, presente no EC8-3.

Por fim, são apresentadas e discutidas soluções de reforço local, recorrendo ao uso de armaduras transversais, que devem respeitar os requisitos descritos anteriormente.

Os casos de estudo analisados foram baseados numa estrutura fictícia composta por lajes fungiformes, vigas de bordo e nove pilares interiores, sem considerar acessos verticais (núcleos de elevadores e/ou escadas). Posteriormente foram modeladas três estruturas onde se introduziram paredes interiores, variando o seu comprimento em planta, de forma a analisar as variações dos deslocamentos relativos. Os modelos (sem paredes interiores e com paredes interiores) foram modelados e analisados, com uma rigidez fendilhada de $0,5E_cI_c$ em todos os elementos estruturais, tal como o EC8 sugere, tendo-se avaliado a sua capacidade resistente ao punçoamento e ductilidade disponível nas ligações pilar-laje, quer ao nível da laje quer dos pilares.

Seguidamente considerou-se interessante modelar uma quinta estrutura, semelhante ao caso de estudo com maiores paredes interiores, diferindo apenas na rigidez fendilhada das paredes interiores que foi reduzida a $0,25E_cI_c$. Essa alteração teve como principal objectivo verificar as implicações que a mudança da rigidez das paredes provocaria na estrutura ao nível dos deslocamentos relativos entre pisos, esforços actuantes e, conseqüentemente, na análise das ligações pilar-laje em termos de resistência e ductilidade. Isto porque, as paredes com menor nível de esforço axial perdem, em geral, mais rigidez relativa quando fendilham do que os pilares. O valor específico adoptado para a redução da rigidez por fendilhação foi baseado nas considerações finais do estudo desenvolvido por Hugo Santos [7] em conformidade com os resultados experimentais de Fardis [8].

1.3 Estrutura da Dissertação

A presente dissertação é composta por cinco capítulos, nos quais a introdução e as conclusões se encontram incluídas.

No Capítulo 1 é feito um enquadramento do tema em estudo, introduzindo-se as linhas gerais da dissertação e mencionados os objectivos específicos a desenvolver nesta tese.

O Capítulo 2 inclui uma apresentação dos conceitos base importantes para o tema da dissertação, através de uma revisão da literatura sobre a abordagem do dimensionamento da ligação pilar-laje relativamente à sua capacidade resistente ao punçoamento e ductilidade quando sujeito à acção sísmica. Estas formulações são preconizadas pela norma americana ACI318, pela teoria CSCT que serve como base ao *fib* MC2010 e pelas normas europeias EC2 e EC8. É feita uma comparação entre as abordagens de resistência ao punçoamento do EC2, MC2010 e ACI e discutidas algumas bases das correspondentes formulações. Ainda neste capítulo são analisadas as deformações horizontais admissíveis para as estruturas aquando da acção sísmica, tendo sido feita uma análise comparativa entre o EC8-1 e a norma americana, pois ambas apresentam limitações para os deslocamentos relativos entre pisos, apesar de serem em contextos regulamentares diferentes. Por fim, são apresentados vários tipos de sistemas de armadura transversal e as respectivas disposições construtivas presentes no EC2 e MC2010, tendo estas também sido alvo de comparação de forma a analisar a eficiência de cada sistema.

No Capítulo 3 é descrito o processo de modelação dos casos de estudo e das características geométricas das estruturas, enumeradas as propriedades dos materiais e quantificadas as acções e combinações dos casos de estudo. No final do capítulo é explicado o dimensionamento da ligação pilar-laje sujeita à acção sísmica, onde se expõem as diferentes metodologias adoptadas.

No Capítulo 4 são apresentados os diversos casos de estudo e discutidos os resultados da análise estrutural, por aplicação das normas descritas no Capítulo 2, quer ao nível da resposta sísmica, quer ao nível do dimensionamento das ligações pilar-laje, segundo as vertentes de resistência e ductilidade. O capítulo é concluído com a descrição dos sistemas de reforço de armadura transversal adoptados de forma a melhorar a ductilidade da ligação pilar-laje.

No Capítulo 5 são tecidas as considerações finais sobre os resultados das análises estruturais realizadas e apresentadas propostas para trabalhos futuros com o intuito de se melhorar a compreensão do comportamento e os critérios de dimensionamento das ligações pilar-laje.

2 REVISÃO DA LITERATURA

2.1 Introdução

Neste Capítulo são apresentados os critérios de resistência e ductilidade ao punçoamento dos diversos regulamentos que serão alvo de análise: EC2, EC8, ACI318 e CSCT que serve de base às formulações do *fib* MC2010. Posteriormente é feita uma análise comparativa das formulações presentes nestas normas.

Também estão ilustradas neste Capítulo as disposições construtivas propostas nestas normas assim como as metodologias adoptadas para o dimensionamento da ligação pilar-laje.

2.2 Princípios Básicos da Rotura por Punçoamento

A rotura por punçoamento ocorre quando os esforços actuantes num elemento, nomeadamente momentos flectores e esforço transversal, são transferidos para um outro elemento numa pequena área. No caso das lajes fungiformes este fenómeno acontece na transferência de cargas da laje para o pilar, originando elevadas tensões na zona circundante do pilar onde se inicia um processo de fendilhação que poderá levar finalmente à rotura da laje.

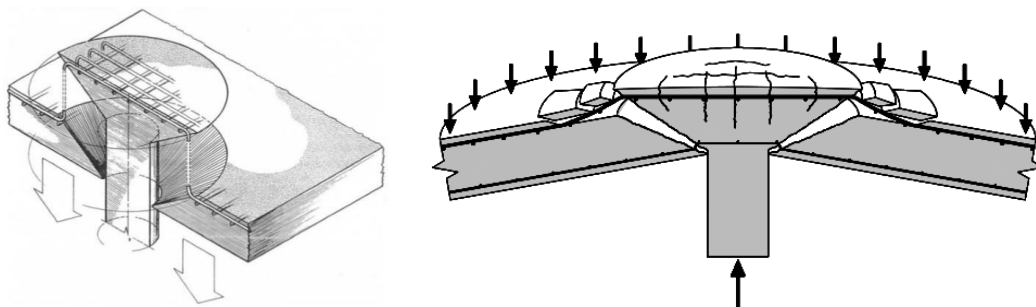


Figura 2.1 Esquema de rotura ao punçoamento de uma laje de betão armado [9] e [10]

O punçoamento caracteriza-se como um fenómeno de rotura local caracterizado por ser repentino e sem ductilidade, ou seja, do tipo frágil. Se este se verificar, dá-se um aumento dos esforços nos elementos de suporte vizinhos, podendo levar a estrutura, nesse caso, ao colapso progressivo. Desse processo resulta um mecanismo de rotura tronco-cônico em que o pilar e a laje se desligam um do outro, como esquematizado na Figura 2.1.

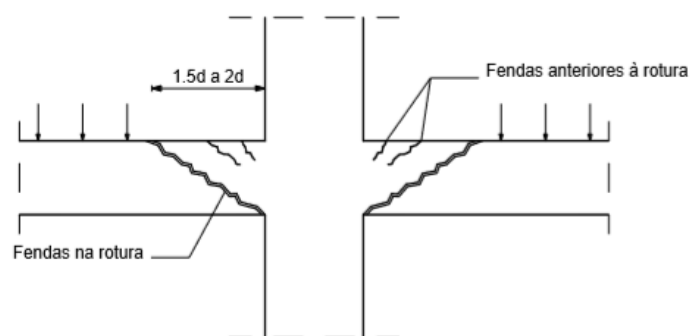


Figura 2.2 Mecanismos de rotura de punçoamento [11]

Em lajes fungiformes, a rotura por punçoamento pode ser caracterizada em quatro fases, onde a evolução da fendilhação toma o papel principal na sua definição [9], [12]. Na primeira fase o aço e o betão têm um comportamento elástico-linear, onde não se forma qualquer tipo de fenda. A fase seguinte inicia-se com o aparecimento das primeiras fendas à flexão que se localizam na face superior da laje, tangenciais ao pilar e com tendência a contornar todo o seu perímetro. Devido ao aumento das solicitações surgem, em torno do pilar, fendas radiais que se podem prolongar até à extremidade da laje. Refira-se que as fendas tangenciais, visíveis na superfície superior, inclinam-se para o contorno do pilar na face inferior da laje, formando-se um mecanismo tronco-cónico, como ilustrado na Figura 2.2. Em geral, após a cedência da armadura longitudinal, com o aumento das aberturas das fendas dá-se, finalmente, a rotura por punçoamento. A fenda de corte representa a limitação do tronco-cónico formado aquando do mecanismo de rotura. Na Figura 2.3 estão ilustrados os tipos de fendas que se vão desenvolvendo ao longo das várias fases anteriormente descritas, durante o fenómeno do punçoamento.

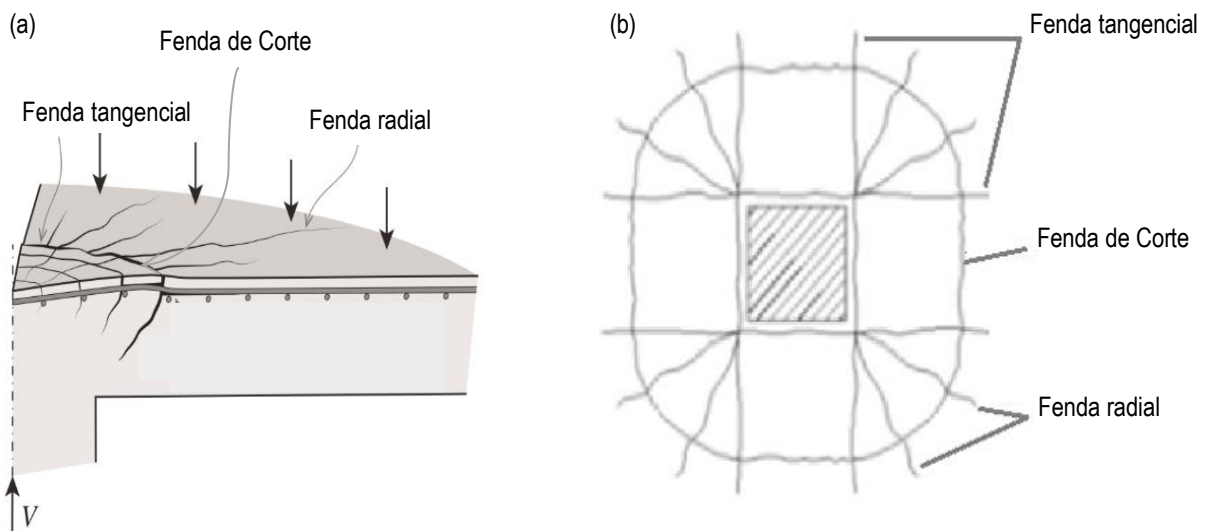


Figura 2.3 Tipos de Fendilhação presentes no fenómeno do punçoamento: (a) Vista de corte; (b) Vista em planta (adaptado de [12] e [9])

Posteriormente, numa fase de pós rotura ao punçoamento, a laje fica unida apenas pela armadura longitudinal de flexão uma vez que esta já se encontra dividida em duas partes distintas, tal como representado na Figura 2.4.

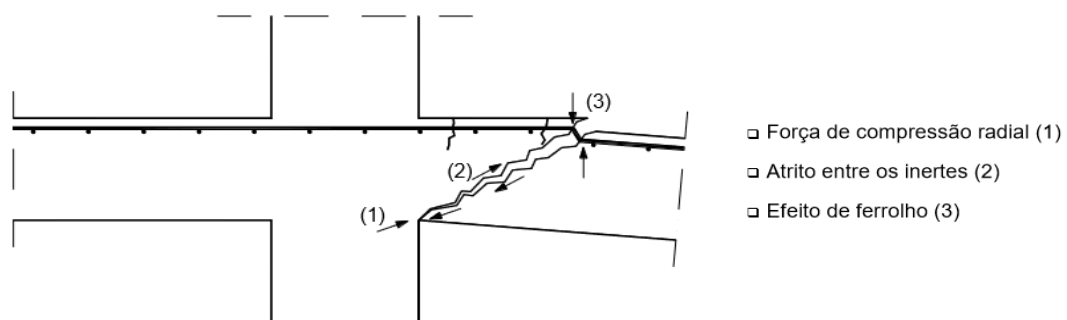


Figura 2.4 Mecanismo de resistência ao punçoamento [11]

2.3 Acidentes

Nas últimas décadas assistiu-se ao colapso de alguns edifícios, ou parte destes, com estruturas constituídas por lajes do tipo fungiforme, o que suscitou um maior interesse e necessidade por parte dos engenheiros para estudar melhor as causas do fenómeno.

Decorria o ano de 1971, quando dois terços de um edifício de apartamentos com dezasseis pisos ruiu, em Boston, na 2000 Commonwealth Avenue [9]. O colapso ocorreu aquando da betonagem da laje na casa das máquinas levando um dos pilares no piso inferior, que suportava a laje da cobertura, à rotura por punçoamento. Consequentemente, deu-se um aumento de carga nos pilares adjacentes que originou o colapso da laje da cobertura e posteriormente, o colapso progressivo dos restantes pisos inferiores, como é perceptível na Figura 2.5 (a). Decorridas as investigações para apurar as razões que levaram ao colapso da estrutura descobriu-se que as cofragens tinham sido removidas prematuramente e a resistência do betão utilizado durante a fase de construção não respeitava a mínima especificada no projecto.

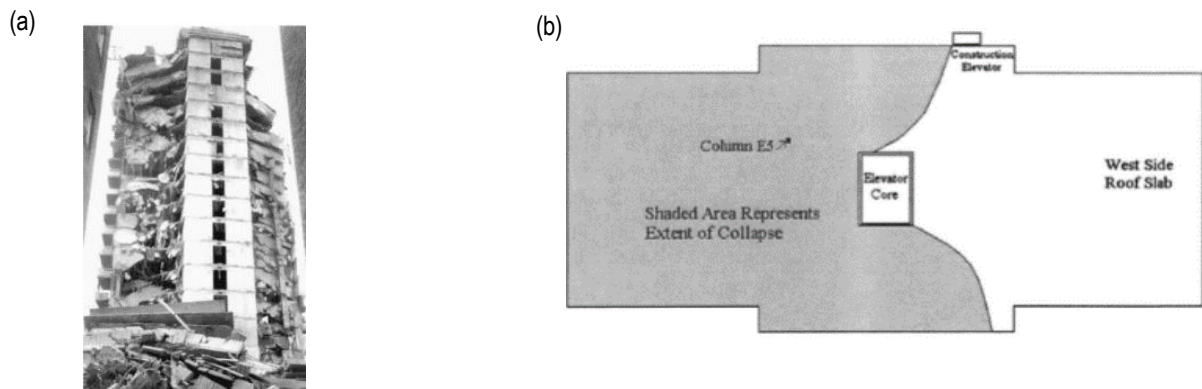


Figura 2.5 (a) Escombros após o colapso progressivo das lajes; (b) Planta do edifício, sendo a zona sombreada correspondente à parte do edifício que colapsou [9]

Dez anos mais tarde, em Março de 1981, o edifício residencial Harbour Cay Condominium, localizado em Cocoa Beach, Florida, ruiu [9]. Segundo se apurou, o colapso iniciou-se também na laje da cobertura devido ao punçoamento desenvolvido nos pilares, induzindo o colapso progressivo da estrutura. Foram muitas as causas que contribuíram para este acidente, tais como: a ausência de cálculos de verificação da resistência ao punçoamento na laje da cobertura, a diminuição da espessura da laje comparativamente aos mínimos exigidos nos regulamentos, o não respeito dos requisitos de colocação da armadura longitudinal superior e redução da altura útil da laje.



Figura 2.6 Harbour Cay Condominium antes do colapso e após o colapso [9]

Em 1995, em Seul na Coreia do Norte, ocorreu o maior acidente registado até à data [9]. A ala norte do Sampoong Department Store foi projectada originalmente para ser um edifício de escritórios com quatro pisos em laje fungiforme, mas durante a fase da construção foi alterada para funcionar como um centro comercial, tendo-lhe sido acrescentada um piso para instalação de uma pista de patinagem. Com a alteração da funcionalidade do edifício, as cargas permanentes para o qual o edifício tinha sido projectado eram maiores e ao mesmo tempo foram reduzidas as secções dos pilares que suportavam as lajes do piso da pista de patinagem e cobertura. Como seria de esperar, estas alterações construtivas provocaram o colapso progressivo da estrutura, com origem na rotura por punção num pilar interior que suportava a cobertura, fazendo com que esta ruísse na totalidade até o nível das fundações em apenas 20 segundos.



Figura 2.7 Destroços do Sampoong Department Store [Google]

Passados 32 anos da conclusão da construção do parque de estacionamento Pipers Row Car Park [9], em Wolverhampton, submetido a várias inspeções e reparações ao longo da sua vida útil, em Março de 1997, deu-se a rotura por punção junto a um dos pilares que suportava a laje do último piso (Figura 2.8 (b)) alastrando-se, conseqüentemente, o mesmo fenómeno a outros oito pilares adjacentes. Chegou-se à conclusão que as causas do acidente se deveram ao baixo recobrimento das armaduras que provocou a corrosão destas (Figura 2.8 (c)), à fraca qualidade do betão e à forte deterioração deste, inerente à utilização de sal para o degelo da neve durante o Inverno.



Figura 2.8 (a) Pipers Row Car Park após o colapso da laje da cobertura; (b) Destroços provocados pela rotura por punção num dos pilares do último piso; (c) Corrosão das armaduras [9] e [Google]

Mais recentemente, em 2011, na cidade de Christchurch, Nova Zelândia, ocorreu um dos maiores sismos sentidos até à data [13]. Consequência dessa acção cíclica, deu-se o colapso parcial da laje do último piso de um edifício de quatro pisos, destinado a um parque de estacionamento. Esse colapso deveu-se à rotura por punçoamento junto a um dos pilares centrais do estacionamento, tal como é perceptível na Figura 2.9. Este acidente retrata, perfeitamente, o fenómeno estudado e abordado na presente dissertação. Possivelmente, se o dimensionamento das ligações pilar-laje da estrutura não tivesse sido baseado única e exclusivamente para resistir às acções gravíticas, teriam sido adoptadas armaduras transversais de forma a conferir maior ductilidade à ligação e, conseqüentemente, a estrutura teria sido dotada de melhores condições para resistir às acções provocadas pelo sismo.



Figura 2.9 Parque de estacionamento de um edifício em Christchurch sujeito à acção sísmica [13]

2.4 Eurocódigo 8-1 (EN 1998-1)

2.4.1 Introdução

A actual regulamentação europeia, para fins de projecto e construção de edifícios em regiões sísmicas, rege-se pelo Eurocódigo 8 como complemento aos restantes Eurocódigos. Assim o Eurocódigo 8-1 [1] estipula diversos requisitos com o intuito de que a estrutura, no caso de ocorrência de um sismo, esteja dimensionada de forma a salvaguardar a protecção da vida humana e de bens materiais. Para reduzir a vulnerabilidade dos edifícios quando sujeitos à acção sísmica, o Eurocódigo 8 sugere que estes sejam projectados de forma a terem capacidade de resistir a esforços e deslocamentos. Em termos regulamentares, estes objectivos traduzem-se pelas exigências do não colapso (parcial ou global) da estrutura e da limitação de danos. Assim, aquando da acção sísmica, o primeiro requisito de prevenção do colapso da estrutura é cumprido desde que a sua integridade estrutural seja preservada, admitindo-se no entanto que a estrutura possa sofrer danos significativos sendo, posteriormente, alvo de acções de reabilitação. Para além disso, a estrutura deverá também estar dimensionada de forma a possuir uma capacidade mínima de transmissão de cargas gravíticas, durante e após a ocorrência de um sismo, assim como uma resistência e rigidez lateral para suportar eventuais réplicas. Para tal, o EC8-1 propõe a adopção de coeficientes de importância, consoante o tipo de utilização da estrutura em causa, que majoram a acção e contabilizam as consequências de um eventual colapso durante a acção

sísmica. Isto porque, edifícios cuja integridade em caso de sismo é de importância vital para a protecção civil, como hospitais ou quartéis de bombeiros, devem permanecer operacionais durante e após o sismo, sendo por isso dimensionados para altas classes de importância. Desta forma, torna-se vital conferir ductilidade suficiente aos elementos resistentes para evitar roturas súbitas e/ou frágeis quando a sua capacidade resistente é atingida. Aspecto este de grande importância em zonas de sismicidade média ou alta, de forma a conferir ao edifício condições que possibilitem a dissipação de energia transmitida pelo sismo.

O segundo requisito, referente à limitação de danos, destina-se a garantir o impedimento da ocorrência de danos excessivos em elementos não estruturais e limitações de utilização. Isto porque, como anteriormente descrito, o EC8-1 admite que os elementos não estruturais possam sofrer alguns danos, sem que a operacionalidade da estrutura seja posta em causa, reduzindo assim o impacto económico do sismo. Esta exigência é assegurada pelo EC8 através da limitação do deslocamento relativo entre pisos, conferindo uma rigidez mínima à estrutura. A expressão para edifícios com elementos não estruturais constituídos por materiais frágeis fixos à estrutura é dada pela equação (2.1).

$$d_r \cdot v = 0,005 \cdot h \quad (2.1)$$

Em que, d_r representa o valor de cálculo do deslocamento relativo entre pisos; v é um coeficiente de redução que tem em conta o mais baixo período de retorno da acção sísmica associada ao requisito de limitação de danos. Segundo o Anexo Nacional, para o sismo do tipo 1 v toma o valor de 0,4 e 0,55 para o sismo do tipo 2; h é a altura entre pisos.

A análise da acção sísmica, é realizada, em geral, com base num espectro de resposta de projecto já considerando o coeficiente de comportamento e , nesse caso, os deslocamentos obtidos do modelo (d_e) devem ser multiplicados pelo coeficiente de comportamento (q) de forma a remover, para um sismo moderado, o seu efeito reductor, obtendo-se assim:

$$d_s = d_e \cdot q \quad (2.2)$$

A avaliação do coeficiente de comportamento é descrita no Capítulo 3.4.3.

2.4.2 Caracterização de Elementos como Primários ou Secundários

Ao longo dos últimos anos a adopção de lajes fungiformes em edifícios como sistemas estruturais tem sido uma solução frequente por se tratar de um sistema económico, de fácil e rápida construção. Todavia, o comportamento deste tipo de sistemas estruturais, quando sujeitos à acção sísmica, ainda não foi suficientemente estudado e, exemplo disso, são os colapsos de algumas estruturas, ou parte delas, como descrito anteriormente no Capítulo 2.3.

A distinção do papel dos elementos estruturais na resistência à acção sísmica é feita, segundo o EC8-1, através da classificação desses mesmos elementos como primários ou secundários. Isto é, elementos com papel significativo na resistência à acção sísmica, classificados como elementos sísmicos primários, devem ser modelados em situações de projecto de análise sísmica e têm como principal função resistir às forças laterais provenientes dessa acção. Por outro lado, o parágrafo §4.2.1

do EC8-1 contempla que um determinado número de elementos estruturais, como pilares ou vigas, possam ser classificados como elementos secundários. O mesmo acontece com o sistema estrutural composto por lajes fungiformes que, segundo o presente código, para zonas de moderada a elevada sismicidade, deve ser dimensionado como sistema estrutural secundário na resistência à acção sísmica. O parágrafo §5.7 do EC8-1 considera que a rigidez e resistência destes elementos, para a acção sísmica, deve ser desprezada não necessitando, conseqüentemente, de obedecer aos requisitos descritos no capítulo anterior. Porém, o mesmo código, exige que os elementos secundários devem ser dimensionados e pormenorizados de forma a resistir a acções gravíticas, quando sujeitos aos deslocamentos impostos pelo sismo, considerando os efeitos de segunda ordem caso sejam relevantes.

Este tipo de dimensionamento requer alguma complexidade pois é necessário assumir que a estrutura tenha um comportamento elástico que, por sua vez, está associado ao desenvolvimento de elevados esforços na ligação pilar-laje [14]. A rigidez da laje, é um parâmetro de grande importância a considerar na quantificação destes esforços, pois tem como função transmitir as forças provenientes da acção sísmica aos sistemas estruturais resistentes e, ao mesmo tempo, uniformizar os esforços nesses mesmos elementos. Assim, para que tal aconteça é necessário garantir que as lajes possuam, no seu plano, resistência e rigidez adequadas e que as ligações aos sistemas estruturais resistentes sejam eficazes [15].

Para que um conjunto de elementos seja classificado como secundário, o EC8-1 impõe limitações na contribuição destes elementos para a rigidez lateral da estrutura, não podendo esta ser superior a 15% da rigidez lateral de todos os elementos sísmicos primários. Sendo que a escolha de elementos secundários não poderá alterar a classificação da estrutura quanto à sua regularidade.

2.4.3 Rigidez Fendilhada

Uma vez que, aquando da acção sísmica, os momentos flectores desenvolvidos no edifício serão superiores ao momento de fendilhação, o EC8-1 [1] prevê que a fendilhação seja contabilizada na avaliação da rigidez. Assim, a mesma norma, refere que, na análise sísmica, a rigidez a considerar deverá corresponder ao início da cedência das armaduras longitudinais. De uma forma simplificada, a perda de rigidez a utilizar na análise, derivada da fendilhação, deverá tomar o valor de 50% da rigidez por flexão e corte, uniformizada em todos os elementos do edifício.

2.5 Eurocódigo 2 (EN 1992-1-1)

Um dos aspectos fundamentais na verificação da segurança de lajes fungiformes é o fenómeno de rotura designado por punçoamento. Este está associado a um dos mais complexos mecanismos de rotura do dimensionamento de estruturas de betão armado, pois ocorre na zona da ligação pilar-laje onde se gera uma grande concentração de tensões e deformações.

Na literatura existente, o punçoamento centrado é o mais abordado em termos de resultados experimentais, numéricos e analíticos. Este fenómeno de rotura da laje advém da concentração de

tensões na zona adjacente ao pilar, podendo gerar, como atrás referido, uma rotura local ou eventualmente mais global, por colapso progressivo, envolvendo os pilares vizinhos.

O punçoamento com excentricidade não foi estudado tão exaustivamente, como o punçoamento centrado referido anteriormente, embora se apresente com tanta ou mais relevância, especialmente em zonas onde a actividade sísmica é mais premente. A excentricidade gera tensões de corte não uniformes ao longo do perímetro de referência, existindo um momento transferido entre a laje e o pilar que é equilibrado através de mecanismos de transferência de tensões complexos [16].

A origem do momento a transferir das lajes aos pilares, que corresponde à excentricidade, pode ser devida a cargas por assimetria das mesmas ou diferentes dimensões de vãos, a deformações impostas pela laje por retração diferencial dos pisos estruturais e, especialmente devido aos efeitos de deformações e forças horizontais induzidas por sismos e/ou pelo vento.

Esta diferenciação do tipo de acção não tem sido bem enquadrada nas disposições de verificação da segurança regulamentares, aspecto que, neste trabalho, se pretende ajudar a clarificar.

Na Figura 2.10 apresentam-se exemplos da fendilhação resultante do fenómeno de punçoamento centrado, onde as cargas predominantes são as verticais (Figura 2.10 (a)) e punçoamento excêntrico (Figura 2.10 (b) e (c)). Neste último caso pode-se observar, também, a representação do momento flector transferido para o pilar.

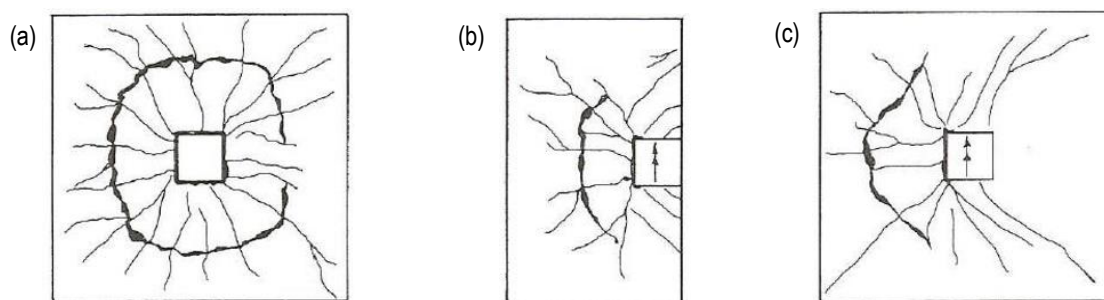


Figura 2.10 Fendilhação, em planta, originada pelo punçoamento: (a) Centrado; (b) e (c) Excêntrico [16]

2.5.1 Perímetro Básico de Controlo

Na avaliação da carga de resistência ao punçoamento segundo o EC2, o perímetro de controlo (u_1) deve de ser definido a uma distância de duas vezes a altura útil ($2d$) da área carregada ou da face do pilar, Figura 2.11.

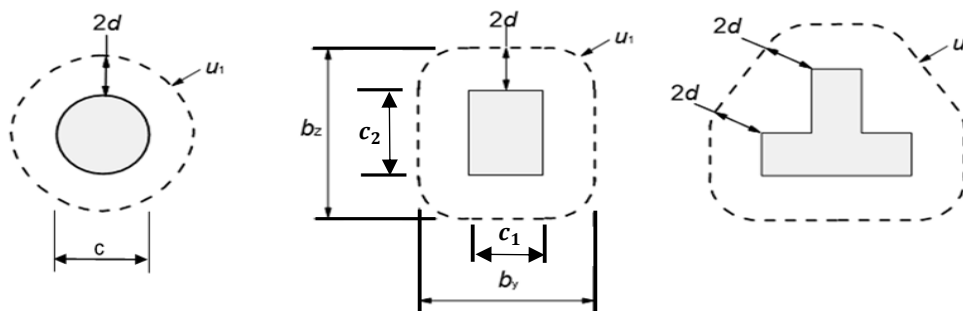


Figura 2.11 Perímetro de controlo de várias secções geométricas segundo o EC2 (adaptado de [4])

2.5.2 Avaliação da Resistência

Para o cálculo da segurança ao punçoamento no estado limite último devem ser verificadas as condições expressas em (2.3) e (2.4).

No perímetro da área carregada, não deverá ser excedido o valor máximo de tensão de punçoamento ($v_{Rd,max}$) presente na expressão (2.3).

$$v_{Ed} \leq v_{Rd,max} \quad (2.3)$$

Em que, v_{Ed} é a tensão de corte máxima de punçoamento expressa na equação (2.5) e $v_{Rd,max}$ é dado pela expressão (2.14).

Num capitel onde não é necessária armadura de punçoamento, é necessário verificar a condição expressa na equação (2.4).

$$v_{Ed} \leq v_{Rd,c} \quad (2.4)$$

Em que, $v_{Rd,c}$ representa o valor de cálculo da resistência ao punçoamento de uma laje sem armadura de punçoamento ao longo da secção de controlo considerada.

No caso da reacção do apoio ser excêntrica em relação ao perímetro de controlo, o valor de cálculo da tensão de corte máximo actuante no perímetro de controlo é dado pela expressão (2.5).

$$v_{Ed} = \beta \frac{V_{Ed}}{u_1 \cdot d} \quad (2.5)$$

Em que, V_{Ed} é o esforço de corte actuante; u_1 é o perímetro de controlo considerado segundo o Capítulo 2.5.1 e é dado por $u_1 = 4 \cdot \max(c_1; c_2) + 4\pi d$, para pilares rectangulares; d é a altura útil da laje; β é um coeficiente igual ou superior à unidade e representa a não uniformidade de transmissão de carga para o apoio. Caso se trate de um carregamento centrado em relação ao eixo do pilar este coeficiente é unitário. Para pilares interiores rectangulares em que a carga é excêntrica em relação aos dois eixos, este coeficiente é calculado segundo a expressão (2.6).

$$\beta = 1 + 1,8 \cdot \sqrt{\left(\frac{e_y}{b_z}\right)^2 + \left(\frac{e_z}{b_y}\right)^2} \quad (2.6)$$

Em que, e_z e e_y são as excentricidades $\Delta M_{Ed}/V_{Ed}$ em cada eixo; b_z e b_y são as dimensões do perímetro de controlo em cada direcção.

Refira-se que esta avaliação dos efeitos da acção está orientada para a análise fundamentalmente de cargas, sendo que a acção sísmica é, no essencial uma deformação imposta à estrutura, embora gere forças de massa devido às características dinâmicas da acção.

2.5.2.1 Resistência ao Punçoamento Sem Armaduras Transversais

O valor de cálculo da resistência ao punçoamento de uma laje sem armadura transversal ($v_{Rd,c}$), ao longo do perímetro de controlo considerado, é dado pela expressão (2.7).

$$v_{Rd,c} = C_{Rd,c} \cdot k \cdot (100 \cdot \rho_l \cdot f_{ck})^{1/3} + k_1 \cdot \sigma_{cp} \geq (v_{min} + k_1 \cdot \sigma_{cp}) \quad (2.7)$$

Em que, $C_{Rd,c} = 0,18/\gamma_c$ (com $\gamma_c=1,5$); k é um factor que tem em conta o efeito de escala e é dado por: $k = 1 + \sqrt{200/d} \leq 2$ (com d em mm); ρ_l é a percentagem média de armadura de flexão calculada através da expressão: $\rho_l = \sqrt{\rho_{l,y} \cdot \rho_{l,z}} \leq 0,02$, sendo $\rho_{l,y}$ e $\rho_{l,z}$ as armaduras de tracção aderentes nas direcções y e z , respectivamente, na face superior da laje; f_{ck} é a tensão característica do betão à compressão (em MPa); k_1 toma o valor de 0,1 (valor recomendado); $\sigma_{cp} = (\sigma_{cy} + \sigma_{cz})/2$, onde σ_{cy} e σ_{cz} são as tensões normais do betão, nas respectivas direcções, na secção crítica devido ao esforço normal ou pré-esforço.

O valor de cálculo resistente mínimo (v_{min}), em MPa, é dado pela expressão (2.8).

$$v_{min} = 0,035 \cdot k^{3/2} + f_{ck}^{1/2} \quad (2.8)$$

2.5.2.2 Resistência ao Punçoamento Com Armaduras Transversais

No caso de v_{Ed} exceder o valor de $v_{Rd,c}$ para a secção de controlo considerada, existem duas soluções para baixar o valor de cálculo da tensão de corte, tais como: adoptar novas dimensões nos elementos ou introduzir capitéis. De forma a economizar a espessura da laje e as dimensões do pilar, a solução utilizada nesta dissertação será a introdução de capitéis reforçados com armadura transversal, caso necessário.

Com a introdução de armadura de punçoamento, a capacidade resistente é calculada, de acordo com o EC2, através da expressão:

$$v_{Rd,cs} = 0,75v_{Rd,c} + 1,5 \cdot \left(\frac{d}{s_r}\right) \cdot A_{sw} \cdot f_{ywd,ef} \cdot \left(\frac{1}{u_1 \times d}\right) \cdot \text{sen}(\alpha) \quad (2.9)$$

Em que, A_{sw} é a área total de um perímetro de armaduras de punçoamento em torno do pilar; $f_{ywd,ef}$ é o valor de cálculo da tensão efectiva de cedência das armaduras de punçoamento, obtida por $f_{ywd,ef} = 250 + 0,25d \leq f_{ywd}$ [MPa]; α é o ângulo entre as armaduras de punçoamento e o plano da laje; s_r representa o espaçamento radial dos perímetros de armaduras de punçoamento, que para um único perímetro de armaduras (d/s_r) toma o valor de 0,67, fazendo com que o produto $1,5(d/s_r)$ tenha valor unitário.

Assim, admitindo que a parcela $1,5(d/s_r)$ representa o número de estribos ou parafusos a colocar num perímetro de $1,5d$, a resistência das armaduras ao punçoamento pode ser escrita segundo a expressão:

$$V_{Rd,s} = n_r \cdot A_{sw} \cdot f_{ywd,ef} \cdot \text{sen}(\alpha) \quad (2.10)$$

O EC2 estipula também uma área mínima para o ramo de um estribo ($A_{sw,min}$) através da expressão:

$$A_{sw,min} \cdot \frac{1,5 \operatorname{sen}(\alpha) + \cos(\alpha)}{s_r \cdot s_t} \geq 0,08 \frac{\sqrt{f_{ck}}}{f_{yk}} \quad (2.11)$$

Em que, f_{yk} é o valor característico da tensão de cedência, à tracção, do aço das armaduras; s_t é a distância entre armaduras do perímetro de controlo na direcção tangencial.

Para as armaduras transversais o EC2 apresenta as seguintes formulações, relativas ao diâmetro e espaçamento máximo:

$$\phi = \max\{6\text{mm} ; 25\phi_{L,maior}\} \quad (2.12)$$

$$s = \min\{b_{min} ; 400\text{mm} ; 20\phi_{L,menor}\} \quad (2.13)$$

Sendo, $\phi_{L,menor}$ e $\phi_{L,maior}$ o diâmetro mínimo e máximo dos varões longitudinais, respectivamente. Não obstante do resultado da aplicação da equação (2.12), o EC2 recomenda um diâmetro de 8mm para as armaduras transversais.

De forma a garantir que a compressão no betão não ultrapasse a máxima estabelecida na expressão (2.14), o EC2 exige a verificação da resistência ao punçoamento na vizinhança do pilar.

$$v_{Ed} = \beta \frac{V_{Ed}}{u_0 \cdot d} \leq v_{rd,m\acute{a}x} = 0,5 \cdot v \cdot f_{cd} \quad (2.14)$$

Onde, f_{cd} é o valor de cálculo da tensão de rotura do betão à compressão; u_0 pode tomar diversos valores consoante o tipo de pilar em questão, sendo que para um pilar interior o seu valor é igual ao perímetro de controlo estabelecido no Capitulo 2.5.1. e o factor de redução da resistência ao corte do betão não fendilhado é dado por: $v = 0,6 \left[1 - \frac{f_{ck}}{250} \right]$ [MPa].

2.5.3 Como Contrariar o Risco de um Colapso Progressivo

Sendo o mecanismo de rotura por punçoamento caracterizado como uma rotura frágil, existe a possibilidade de ocorrer um colapso progressivo da estrutura, como já descrito.

De forma a contrariar o colapso progressivo da laje, o Anexo Nacional, complementando o indicado no EC2-1, sugere a colocação de uma armadura na face inferior da laje que deve atravessar a secção do pilar. Essa armadura é calculada tendo em conta a expressão (2.15).

$$A_s \cdot f_{yd} \geq V_{Ed} \quad (2.15)$$

Em que, A_s representa a área das armaduras na face inferior da laje, que atravessam o pilar; f_{yd} é o valor de cálculo da tensão de cedência à tracção do aço das armaduras adoptadas.

Para além disso, o EC2 exige um mínimo de 2 varões $\phi 12\text{mm}$, em cada direcção, para armadura de colapso progressivo.

2.6 Critical Shear Crack Theory (CSCT)

Apesar dos esforços intensivos das últimas décadas para melhor entender o processo de formação e evolução das fendas de corte por punçoamento, ainda não há consenso sobre a mecânica deste fenómeno e sobre como implementá-lo através de uma abordagem física. Desta forma, este fenómeno tem despertado, nos últimos anos, muito interesse nas comunidades científicas e tem sido alvo de inúmeros trabalhos de investigação de forma a melhorar a compreensão e fiabilidade dos modelos de verificação da segurança.

Ao longo do século XX, muitas teorias foram sendo desenvolvidas destacando-se a de Kinnunen e Nylander, em 1960, que defendiam que o punçoamento se desenvolvia em forma cónica, originando uma rotação crítica na laje [12].

Os princípios físicos do modelo de Kinnunen e Nylander serviram de inspiração para diversos investigadores que posteriormente partiram dessa teoria para posteriores desenvolvimentos neste assunto.

Mais recentemente, Muttoni e Schwartz desenvolveram um modelo mecânico mais complexo e completo denominado como a Teoria da Fenda Crítica (CSCT). Esta teoria relaciona a resistência ao corte sem armadura transversal com a rugosidade das superfícies das fendas e da sua abertura, onde paralelamente se desenvolvem bielas de compressão inclinadas, representadas na Figura 2.12 [2], [17].

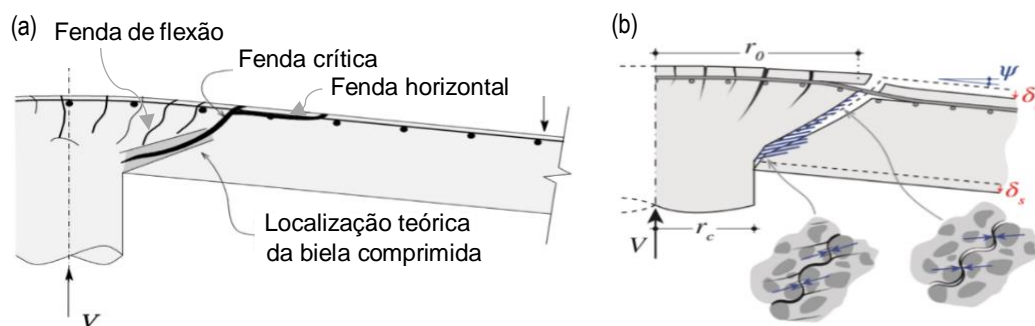


Figura 2.12 Modelo mecânico da CSCT: (a) Localização da escora comprimida e dos tipos de fendas que se formam; (b) Representação cinemática da abertura da fenda crítica e resultante das forças internas proporcionadas pelo imbricamento dos agregados do betão (adaptado de [2] e [17])

Fazendo uma análise mais minuciosa do comportamento cinemático ao longo das fendas, torna-se expectável que o imbricamento dos agregados do betão, através das tensões internas que se formam, influencie a capacidade resistente ao corte, juntamente com as tensões do betão em tracção, tal como representado na Figura 2.12 (b) [17].

De facto, como a Figura 2.13 (a,b,c) demonstra, a contribuição do betão à tracção é significativa apenas para rotações limitadas, sendo depois dominante o comportamento por imbricamento do agregado [17]. Isto é, com o aumento da rotação da laje e, conseqüentemente, abertura de fendas, a resistência da laje ao corte por efeito do betão em tracção cai rapidamente ao passo que a contribuição do imbricamento dos agregados, embora diminuindo também, mantém-se muito mais significativa.

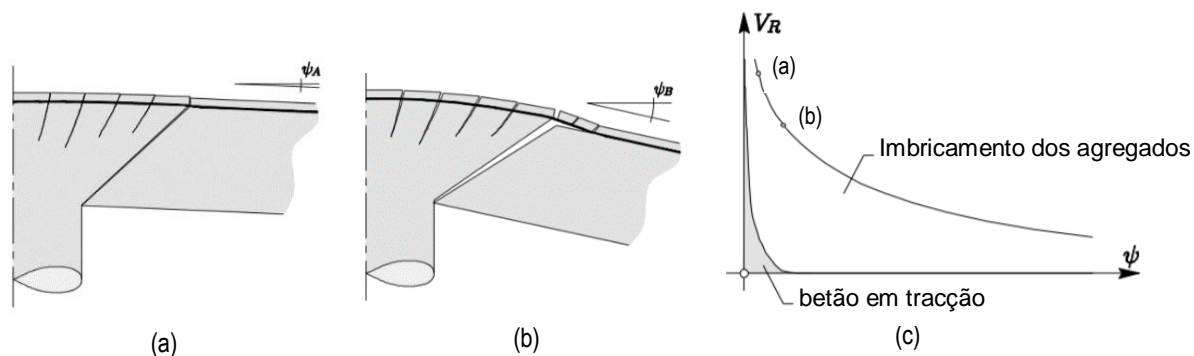


Figura 2.13 Relação entre a resistência ao corte e a rotação: (a) Betão em tensão para pequenas rotações; (b) Betão em tensão para grande rotações; (c) Resistência ao punçoamento e contribuições por imbricamento dos agregados e do betão em tração (adaptado de [17])

2.6.1 Critério de Rotura

De acordo com esta abordagem, em 2008 Muttoni realizou ensaios experimentais relacionando a força de punçoamento máxima que pode ser transferida para um nível de abertura de fendas com a deformação (rotação) da laje [12]. O mesmo fez Guidotti em 2010 através de uma análise numérica, variando parâmetros mecânicos tais como a resistência à compressão do betão e o tamanho do agregado [2].

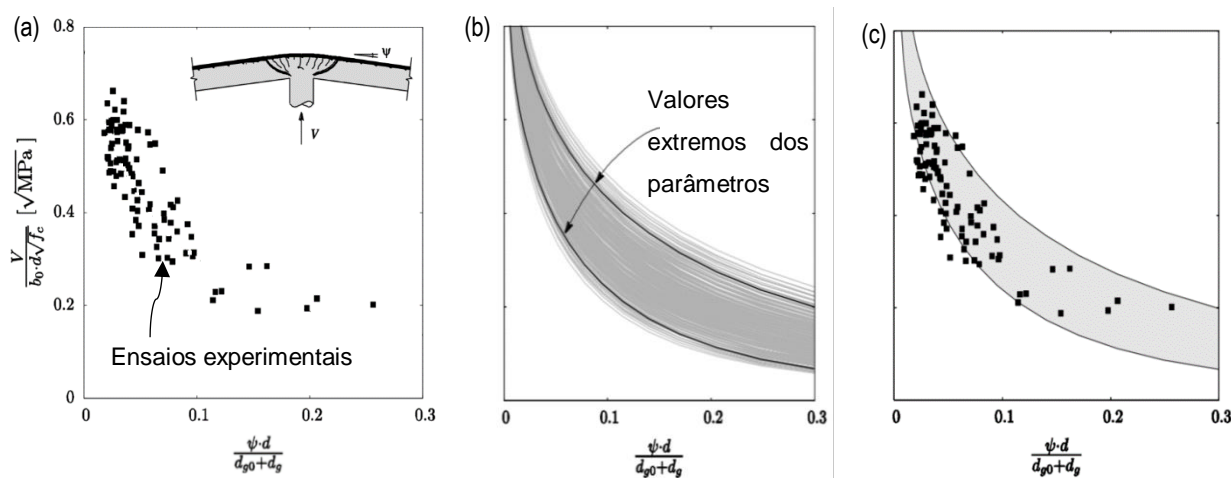


Figura 2.14 (a) Resultados experimentais dos ensaios realizados por Muttoni; (b) Resultados da análise numérica feita por Guidotti; (c) Sobreposição dos resultados obtidos por Guidotti e Muttoni (adaptado de [2])

Feita a comparação dos resultados obtidos por Muttoni com a banda de rotura proveniente da análise numérica de Guidotti, verifica-se que a rotura ocorre numa banda com limites bem definidos, tal como ilustrado na Figura 2.14 (c).

Juntamente com os trabalhos realizados em 1954 por Moody et al., em que correlaciona a raiz quadrada da resistência à compressão do betão com as dimensões máximas dos agregados e a largura da fenda crítica, em 2008 Muttoni [2] propõe o seguinte critério de rotura simplificado:

$$\frac{V_R}{b_0 \cdot d_v} = \sqrt{f_c} \cdot f(w, d_g) \quad (2.16)$$

Sendo, V_R a resistência da laje ao corte; b_0 é o perímetro de controlo (definido em $d/2$ da borda da região de suporte); d_v é a altura útil da laje resistente ao corte (distância entre o centróide da armadura de flexão e a superfície na qual a laje é suportada); f_c é a tensão de rotura do betão à compressão; f é um parâmetro que depende da largura da fenda crítica (w) e da dimensão máxima do agregado (d_g).

O critério apresentado na equação (2.16) foi o utilizado por Muttoni quando este comparou os seus resultados experimentais com a banda de rotura de Guidotti, tal como é possível observar na Figura 2.15.

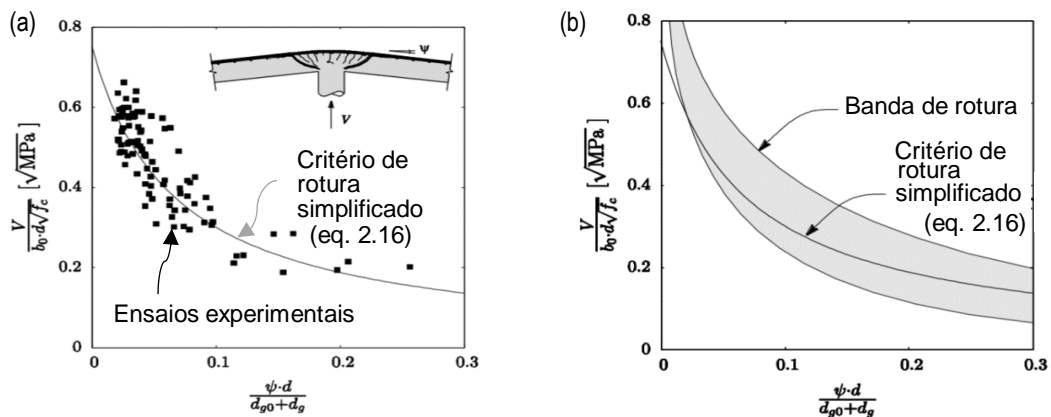


Figura 2.15 (a) Resultados experimentais dos ensaios realizados por Muttoni e respectivo critério de rotura simplificado; (b) Comparação entre o critério de rotura simplificado de Muttoni e a banda de rotura definida por Guidotti (adaptado de [2])

A comparação mostra uma excelente correlação entre ambas as teorias, com um coeficiente de variação muito pequeno. Estes resultados são tipicamente melhores do que aqueles obtidos por aplicação de algumas normas [ACI 318 (2008), EC2 (2004)] como mostrado por Muttoni (2008).

Para avaliar a largura da fenda crítica (w) que se desenvolve ao longo da biela de compressão, Muttoni, assume que esta é proporcional ao produto entre a rotação da laje (ψ) e a altura útil da laje (d), como ilustra a Figura 2.16 (a,b) [2], [18], [19].

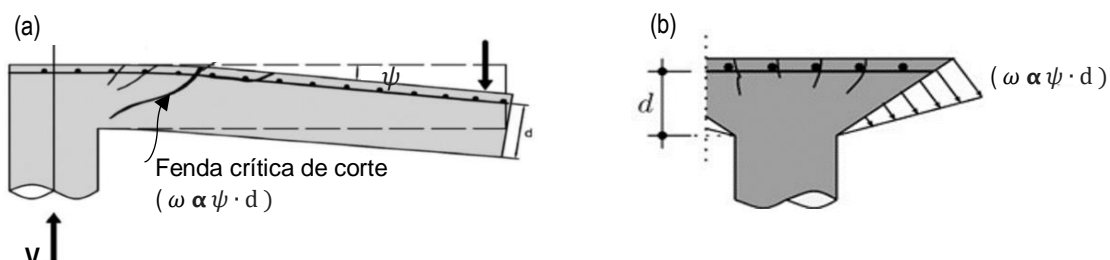


Figura 2.16 (a) Fenda crítica que se desenvolve ao longo da biela de compressão; (b) Correlação da abertura da fenda crítica com a rotação e altura útil da laje (adaptado de [18] e [19])

Desta forma observa-se que, não só a rotação como também a altura útil da laje influenciam a resistência ao punçoamento da laje e, sendo o produto de ambas directamente proporcional à abertura de fendas, conclui-se então que com o aumento de qualquer um desses parâmetros a resistência ao punçoamento diminui [20], tal como se pode observar na Figura 2.17.

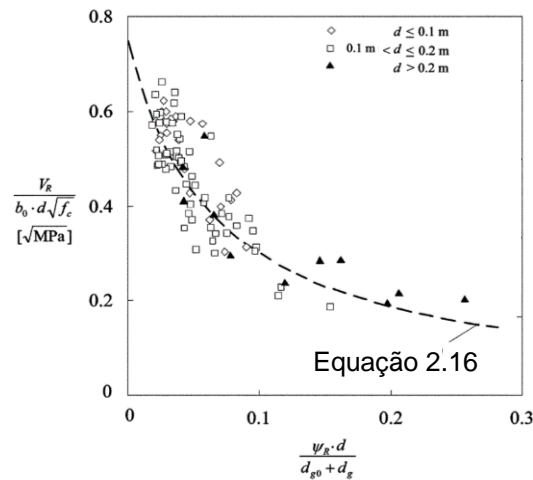


Figura 2.17 Resultado dos testes de punção realizados por Muttoni, alterando a altura útil da laje (adaptado de [20])

Com base nestas premissas, Muttoni [2] formula o critério de rotura dado pela equação (2.17).

$$\frac{V_R}{b_0 \cdot d_v \cdot \sqrt{f_c}} = \frac{3/4}{1 + 15 \frac{\psi \cdot d}{d_{g0} + d_g}} \quad (2.17)$$

Sendo, d_{g0} o tamanho do agregado de referência, igual a 16mm. O termo $d_{g0} + d_g$, originalmente introduzido por Vecchio e Collins, refere-se ao facto do valor de esforço transversal transmitido pela fenda crítica depender da rugosidade e esta, por sua vez, depender da dimensão máxima do agregado (d_g) pois na verdade a superfície da fenda crítica não é perfeitamente plana [12].

2.6.2 Resistência ao Punção Sem Armaduras Transversais

2.6.2.1 Relação Carga-rotação

A resistência ao punção de uma laje sem armadura transversal pode ser calculada directamente usando o critério de rotura da CSCT (equação (2.17)). Para determinar a resistência ao punção e a capacidade de deformação (rotação) da laje temos que conhecer a relação carga-rotação da laje [11]. A carga e rotação última da laje, como se pode observar na Figura 2.18, dá-se quando a linha do critério de rotura (equação (2.17)) e a curva carga-rotação se intersectam.

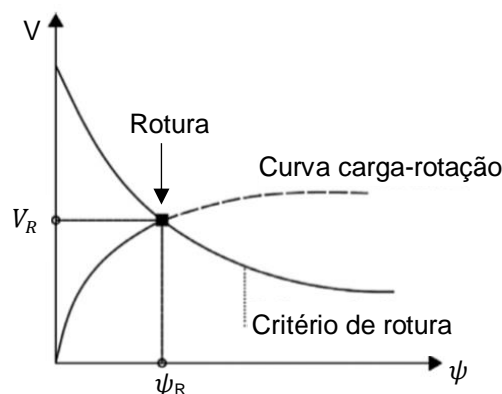


Figura 2.18 Avaliação da resistência ao punção e da capacidade de deformação de acordo com CSCT [2]

Para além das propriedades anteriormente mencionadas, este procedimento fornece informações importantes ao projectista relativamente ao comportamento da estrutura ao nível de ductilidade e limitação de deformações da estrutura.

Deste modo, para se calcular a resistência ao punçoamento torna-se necessário analisar a curva carga-rotação para cada caso. A determinação desta curva pode ser feita recorrendo a vários métodos tanto numéricos como analíticos. A relação carga-rotação é, normalmente, obtida considerando um comportamento não linear por parte da laje, sendo influenciada pela quantidade e propriedades da armadura de reforço. Embora o cálculo detalhado da relação carga-rotação possa ser realizado considerando diagramas momento-curvatura quadri-linear ou bilinear (Figura 2.19), a sua integração numérica é facilitada recorrendo a simplificações de forma a ser tratada analiticamente pelo projectista [21], [22].

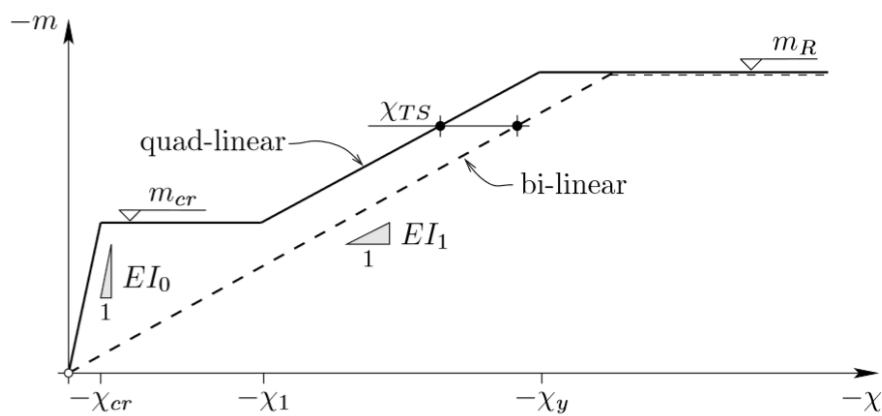


Figura 2.19 Modelo físico (quadrilinear e bilinear) para obtenção da relação momento-curvatura [22]

Ao se desprezar a resistência à tracção do betão e a rigidez fendilhada da secção, poder-se-á obter uma relação momento-curvatura simplificada através da dedução de uma relação bilinear (linha a tracejado na Figura 2.19). As expressões analíticas que descrevem a relação de carga-rotação é dada pelas equações (2.18) e (2.19), consoante o regime a considerar.

$$V = \frac{2\pi}{r_q - r_c} \cdot EI_1 \cdot \psi \left(1 + \ln \frac{r_s}{r_0} \right), \text{ para } r_y \leq r_0 \text{ (regime elástico)} \quad (2.18)$$

$$V = \frac{2\pi}{r_q - r_c} \cdot EI_1 \cdot \psi \left(1 + \ln \frac{r_s}{r_y} \right), \text{ para } r_0 \leq r_y \leq r_s \text{ (regime elasto-plástico)} \quad (2.19)$$

Onde, EI_1 é a rigidez da laje no estado fendilhado; r_y é o ponto onde se dá a cedência das armaduras; r_0 o raio que define o comprimento da fenda crítica (Figura 2.20); r_s é a distância do eixo do pilar até ao raio onde o momento flector se anula (Figura 2.20); r_q é a distância desde o centro do pilar até o ponto de aplicação da força (Figura 2.20); r_c o raio do pilar circular (Figura 2.20). Caso o pilar seja quadrangular, Nylander and Kinnunen propõem $r_c = 2b_c/\pi$, em que b_c representa a largura do pilar [21].

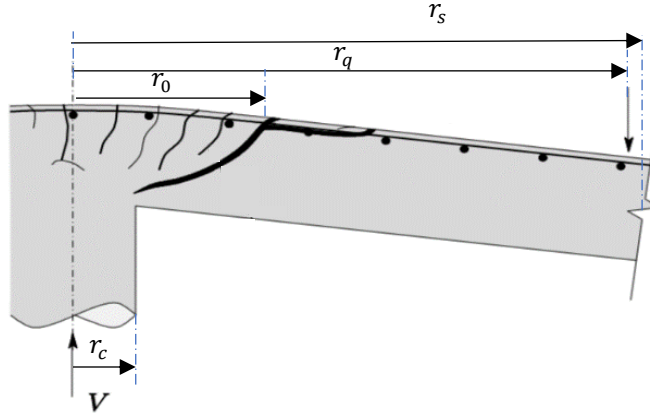


Figura 2.20 Características geométricas para obtenção da relação carga-rotação (adaptado de [16])

Caso se optasse por uma relação momento-curvatura quadrilinear, método refinado também desenvolvido por Muttoni, para a secção de betão armado (linha contínua na Figura 2.19), a expressão seria muito mais complexa (equação 2.20).

$$V = \frac{2\pi}{r_q - r_c} \cdot \left(-m_r \cdot r_0 + m_R(r_y - r_0) + EI_1 \cdot \psi \left(\ln(r_1) - \ln(r_y) \right) + EI_1 \cdot \chi_{TS}(r_1 - r_y) + m_{cr}(r_{cr} - r_1) + EI_0 \cdot \psi \left(\ln(r_s) - \ln(r_{cr}) \right) \right) \quad (2.20)$$

Em que, m_R é o momento resistente da laje; m_{cr} é o momento de fendilhação; m_r é o momento radial por unidade de comprimento actuante na parte da laje quando $r = r_0$; r_{cr} representa a distância desde o centro do pilar até o ponto onde o betão fendilha; r_1 é o ponto onde se dá a estabilização da fendilhação, medido também desde o centro do pilar; χ_{TS} é a curvatura da contribuição do betão entre fendas; EI_0 é a rigidez de fendilhação.

Admitindo que a resistência à flexão (V_{flex}) é atingida quando o raio da zona onde ocorre a cedência das armaduras (r_y) é igual a 75% de r_s e assumindo que a rotação é proporcional à razão $(V/V_{flex})^{3/2}$, obtém-se a equação parabólica não linear (derivada do modelo bilinear) simplificada para o cálculo da rotação (2.21), que segundo Muttoni é eficiente para fins de projecto [21].

$$\psi = 1,5 \cdot \frac{r_s}{d} \cdot \frac{f_y}{E_s} \cdot \left(\frac{V}{V_{flex}} \right)^{\frac{3}{2}} \quad (2.21)$$

Em que, V é a força de punção; V_{flex} é o valor de esforço de corte associado à capacidade resistente da laje à flexão; E_s é o módulo de elasticidade do aço das armaduras.

Numa situação de regime plástico, quando o raio de cedência das armaduras (r_y) se iguala ao raio r_s , atinge-se a capacidade resistente de flexão da laje, calculada pela equação (2.22).

$$V_{flex} = 2\pi \cdot m_R \cdot \frac{r_s}{r_q - r_c} \quad (2.22)$$

Desta forma, torna-se possível calcular a resistência ao punçoamento da laje para qualquer valor de esforço de corte actuante. Primeiramente, calcula-se a rotação da laje para um certo esforço de corte (Ponto A da Figura 2.21) através da equação simplificada (2.21) e a partir desse valor, por aplicação do critério de rotura (equação 2.17), obtém-se o valor resistente ao punçoamento (Ponto B da Figura 2.21). Caso esse valor de resistência seja menor que o esforço de dimensionamento, terá que se alterar as dimensões do pilar ou a altura da laje, pois como já se viu este último parâmetro tem influência directa na rotação. Uma outra possível solução é a introdução de um reforço na laje através da colocação de armadura transversal de punçoamento, sendo essa a solução adoptada nesta dissertação.

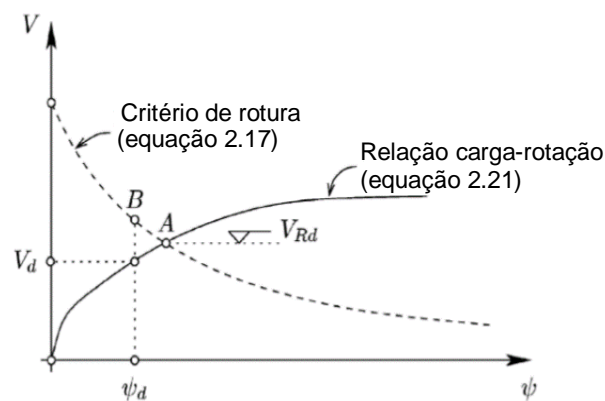


Figura 2.21 Verificação da resistência da laje ao punçoamento sem armadura transversal (adaptado de [21])

A variação da percentagem de armadura de flexão é outro parâmetro que influencia o comportamento da laje. Segundo ensaios de punçoamento realizados por Muttoni representados na Figura 2.22, verifica-se que aumentando a percentagem de armadura de flexão a resistência da laje também aumenta mas a ductilidade da laje e, conseqüentemente, a capacidade de deformação diminuem [20].

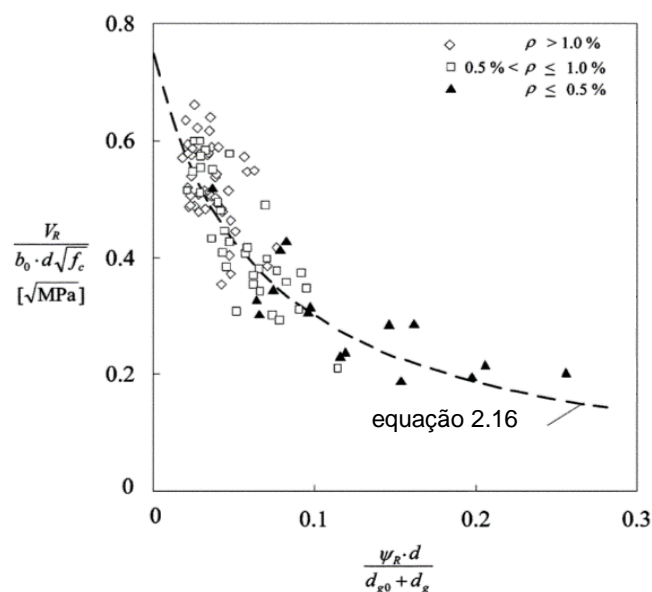


Figura 2.22 Resultado dos testes de punçoamento realizados por Muttoni alterando a percentagem de armadura de flexão (adaptado de [20])

Analisando a Figura 2.22 observa-se que para baixas percentagens de armadura ($\rho \leq 0,5\%$) a laje tem um comportamento dúctil com a cedência da armadura de flexão, sendo por isso a resistência da laje limitada pela sua capacidade de flexão e o punçoamento só ocorrerá para grandes deformações plásticas. Já para percentagens de armadura intermédias ($\rho = 0,5\% - 1\%$) a rotura por punçoamento ocorre antes da cedência total da armadura e nesta situação a resistência da laje é inferior à resistência por flexão. Quando se adoptam grandes quantidades de armadura de flexão ($\rho > 1\%$), a rotura por punçoamento dá-se antes de qualquer cedência da armadura de uma forma frágil.

Um outro parâmetro que influencia a resistência ao punçoamento é a alteração das dimensões do pilar, tal como a Figura 2.23 indica [23].

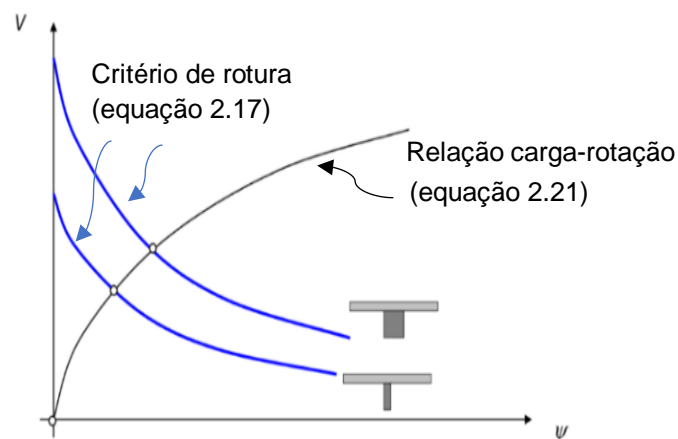


Figura 2.23 Influência da dimensão do pilar na capacidade resistente ao punçoamento da laje (adaptado de [23])

Observando a Figura 2.23 nota-se que aumentando a dimensão do pilar a rotação da laje também aumenta, o que levaria a uma diminuição da resistência ao punçoamento, como já se viu no Capítulo 2.6.1. Contudo, sabe-se que ao aumentar a dimensão do pilar, conseqüentemente, ocorrerá um aumento do perímetro de controlo da secção e, com base no critério de rotura definido na equação (2.17), verifica-se que essa alteração provocará um aumento da resistência ao punçoamento. Assim, pode-se concluir que o efeito do perímetro de controlo se sobrepõe ao efeito da rotação da laje na capacidade resistente da laje [23].

2.6.3 Resistência ao Punçoamento Com Armaduras Transversais

A CSCT também pode ser aplicada em lajes com armadura específica de punçoamento que melhoram não só a resistência da laje como também a ductilidade, comparativamente a uma laje sem armadura de reforço, tal como é ilustrado na Figura 2.24.

Analisando a Figura 2.24 é perceptível que a adopção de armadura de punçoamento aumenta significativamente a capacidade de deformação, comparativamente a uma laje sem armadura transversal [24]. Sendo a rotação um parâmetro que influencia a abertura de fendas, como já foi anteriormente descrito, a introdução da armadura transversal irá contribuir para a resistência ao punçoamento.

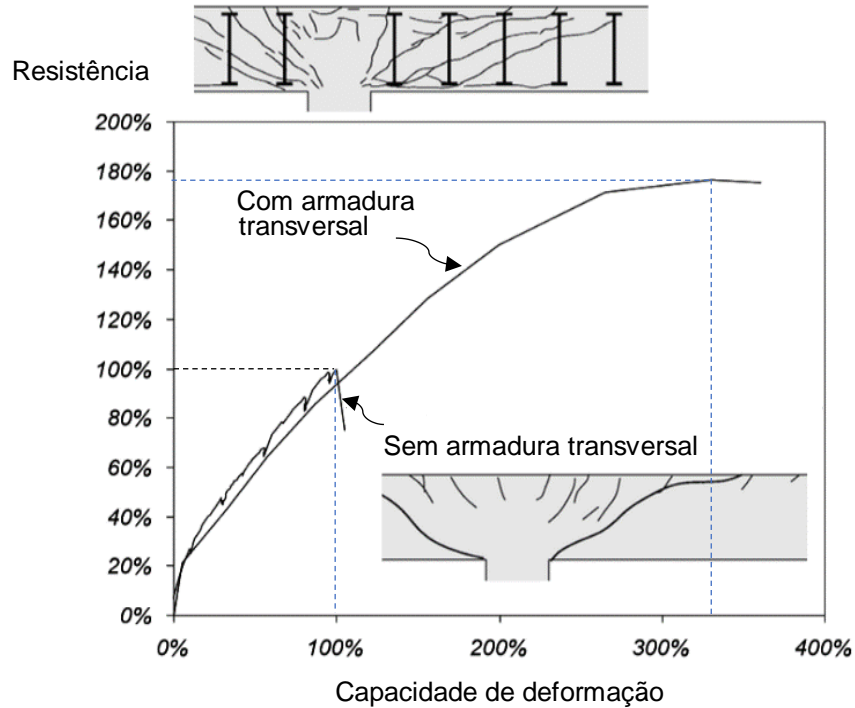


Figura 2.24 Comparação da resistência e capacidade de deformação entre duas lajes com e sem armadura de punção (adaptado de [24])

A rotura por punção numa laje fungiforme com armadura transversal poderá dar-se em diferentes zonas: rotura por punção dentro da zona reforçada com a armadura (Figura 2.25 (a)), rotura por punção fora da zona reforçada (Figura 2.25 (b)) e rotura por esmagamento do betão (Figura 2.25 (c)) [2], [18], [24].

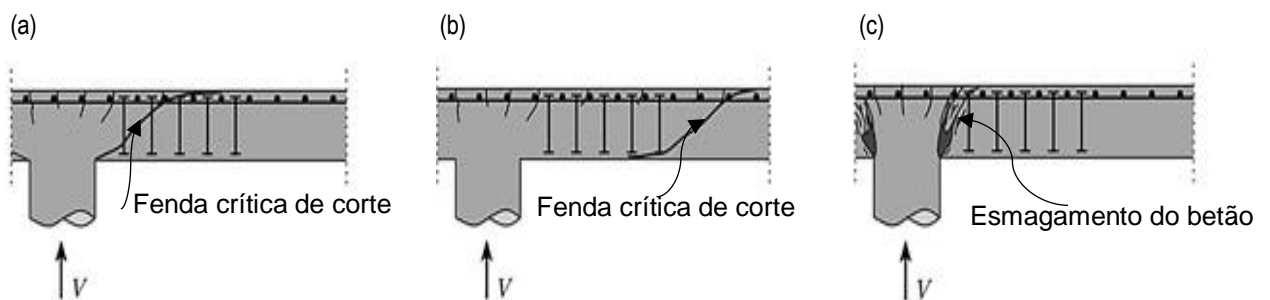


Figura 2.25 Zonas de rotura por punção: (a) Dentro da zona reforçada com armadura; (b) Fora da zona reforçada com armadura; (c) Esmagamento do betão (adaptado de [18])

Desta forma, a resistência da laje ao punção, correlaciona ambos os modos de rotura através da equação (2.23).

$$V_R = \min(V_{R,in} ; V_{R,out} ; V_{R,crush}) \quad (2.23)$$

Em que $V_{R,in}$ e $V_{R,out}$ representam a resistência ao punção dentro e fora da zona reforçada com armadura transversal, respectivamente; $V_{R,crush}$ corresponde à rotura por esmagamento do betão junto ao pilar.

2.6.3.1 Punçoamento na Zona Reforçada com Armadura Transversal

A rotura por punçoamento dentro da zona reforçada com armadura transversal pode ocorrer para quantidades de armaduras transversais baixas a moderadas, com as fendas de corte localizadas no interior da zona reforçada [18], tal como ilustra a Figura 2.25 (a). Ao longo da superfície da fenda crítica, o betão tem alguma influência na resistência da laje devido ao imbricamento dos agregados, como já se viu no início do Capítulo 2.6, sendo a restante resistência suportada pelas armaduras transversais. Assim, a resistência ao punçoamento pode ser calculada como a soma da contribuição do betão e do reforço da armadura transversal (equação (2.24)), como indica a Figura 2.26.

$$V_{R,in} = V_{cd} + V_{sd} \quad (2.24)$$

Nesta formulação baseada no critério de rotura da CSCT, a contribuição do betão é calculada segundo a equação (2.25) que contabiliza os valores característicos dos materiais.

$$V_{cd} = \frac{1}{\gamma_c} \cdot \frac{2}{3} \cdot \frac{b_{0,int} \cdot d \cdot \sqrt{f_{ck}}}{1 + 20 \cdot \frac{\psi \cdot d}{d_{g0} + d_g}} \quad (2.25)$$

Em que γ_c é o factor de segurança parcial do betão, dado por 1,5.

A resistência por parte das armaduras é estimada através da equação (2.26), partindo do pressuposto de que todas as armaduras, colocadas a $0,5d$ da extremidade do pilar, estão sujeitas às mesmas condições de tensão.

$$V_{sd} = \frac{E_s \cdot \psi}{6} \cdot A_{sw} \leq f_{ywd} \cdot A_{sw} \quad (2.26)$$

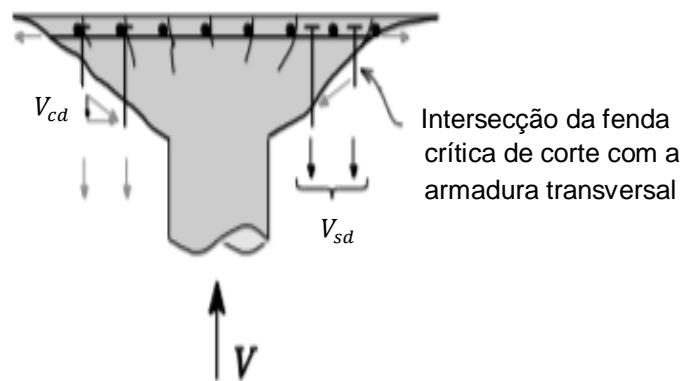


Figura 2.26 Contribuição do betão e da armadura transversal para a resistência ao punçoamento dentro da zona reforçada (adaptado de [18])

Com base na formulação anteriormente descrita, torna-se possível calcular a capacidade resistente da laje, ilustrada na Figura 2.27. Isto é, para um certo valor de esforço de corte actuante (V_d) determina-se a rotação da laje (ψ_d) através da relação carga-rotação (equação 2.21) para, posteriormente, se calcular a contribuição do betão (V_{cd}) que resiste ao punçoamento, dada pela equação (2.25). O remanescente deverá ser suportado pelas armaduras de punçoamento adoptadas (V_{sd}).

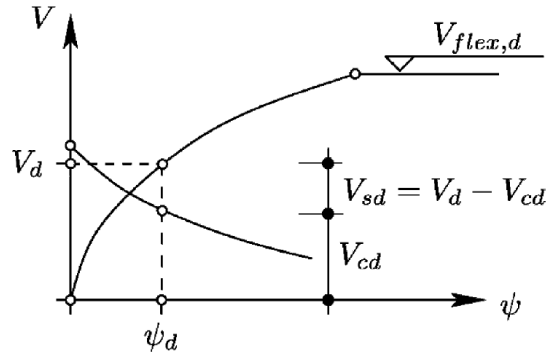


Figura 2.27 Relação carga-rotação para aplicação da formulação simplificada de dimensionamento [18]

2.6.3.2 Punçamento Fora da Zona Reforçada com Armadura Transversal

O cálculo da resistência ao punçamento fora da zona reforçada com armadura ($V_{R,out}$) permite delinear a zona que deve ser reforçada com armadura transversal.

Este modo de rotura poderá ocorrer devido à má distribuição em comprimento da armadura de punçamento, fazendo com que as fendas de corte se desenvolvam nas zonas onde há falta de armadura transversal, tal como ilustra a Figura 2.25 (b). Desta forma, Ruiz e Muttoni propõem a equação (2.27) para o cálculo da resistência ao punçamento fora da zona reforçada [18].

$$V_{R,out} = \frac{3}{4} \cdot \frac{b_{0,out} \cdot d_v \cdot \sqrt{f_c}}{1 + 15 \frac{\psi \cdot d}{d_{g0} + d_g}} \quad (2.27)$$

Em que, d_v é a altura efectiva reduzida da laje, tendo em conta o desenvolvimento das fendas na envolvente da armadura de punçamento e depende do tipo de armadura transversal a adoptar e das condições de ancoragem desta; $b_{0,out}$ representa o perímetro de controlo e é definido a uma distância $d_v/2$ da última camada de armaduras transversais. Estes parâmetros encontram-se representados na Figura 2.28 para diferentes tipos de armaduras de punçamento.

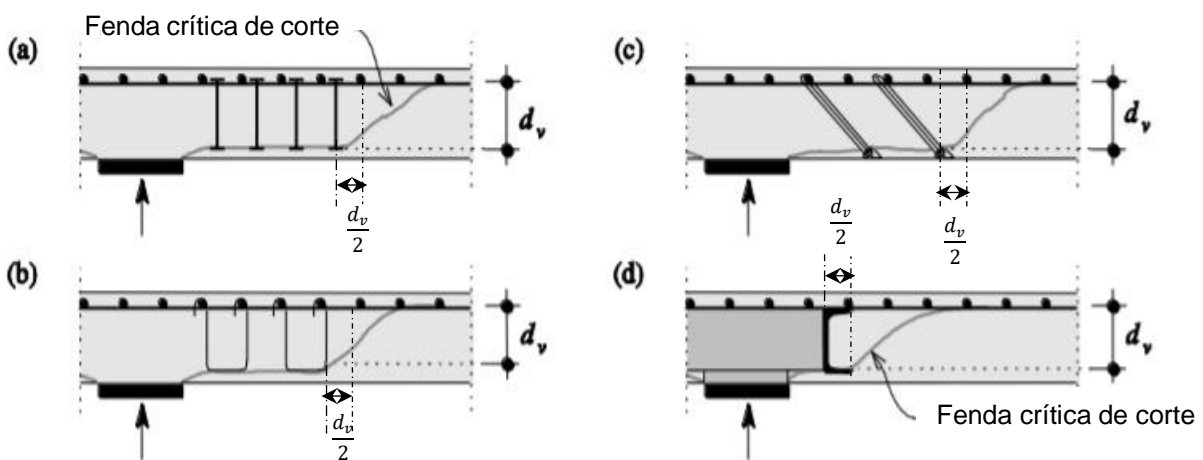


Figura 2.28 Perímetro de controlo fora da zona reforçada com armadura transversal e altura efectiva da laje: (a) Parafusos; (b) Estribos; (c) Armadura oblíqua com placas de ancoragem aderentes; (d) Perfis de aço (adaptado [24])

2.6.3.3 Rotura por Esmagamento do Betão Junto ao Pilar

No caso de utilização de grandes quantidades de armadura de flexão e presença de elevados valores de esforço transversal, a rotura por esmagamento do betão junto ao pilar destaca-se dos restantes modos de rotura anteriormente descritos [24]. Isto porque, a presença de grandes tensões de compressão no betão junto ao pilar poderá originar fendas por corte, flexão ou até através da delaminação do betão de recobrimento (Figura 2.29), tipos esses desenvolvidos no Capítulo 2.6.3.4.

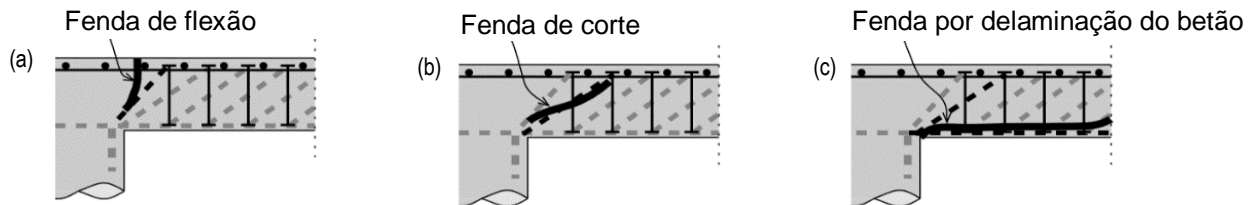


Figura 2.29 Tipos de fendas que influenciam a resistência ao punçoamento: (a) Fendas de Flexão; (b) Fendas por corte; (c) Delaminação do betão de recobrimento [24]

Como demonstrado por Vecchio e Collins [2], em 1986, a resistência ao esmagamento do betão é altamente influenciada pelo estado de deformação da laje (abertura de fendas críticas de corte), que por sua vez, acontece em função da rotação da laje. Com base na proporcionalidade directa ilustrada na Figura 2.16, Ruiz e Muttoni em 2009 desenvolveram a equação (2.28) para calcular a capacidade resistente da rotura por esmagamento do betão.

$$V_{R,crush} = \lambda \cdot \frac{3}{4} \cdot \frac{b_{0,out} \cdot d \cdot \sqrt{f_c}}{1 + 15 \frac{\psi \cdot d}{d_{g0} + d_g}} \quad (2.28)$$

Em que, o coeficiente λ depende do desempenho da armadura transversal adoptada quanto à sua ancoragem e adesão, enquanto sistema de reforço. A Figura 2.30 apresenta uma comparação do desempenho de vários sistemas de reforço de punçoamento em ensaios que não resistiram ao esmagamento do betão junto ao pilar.

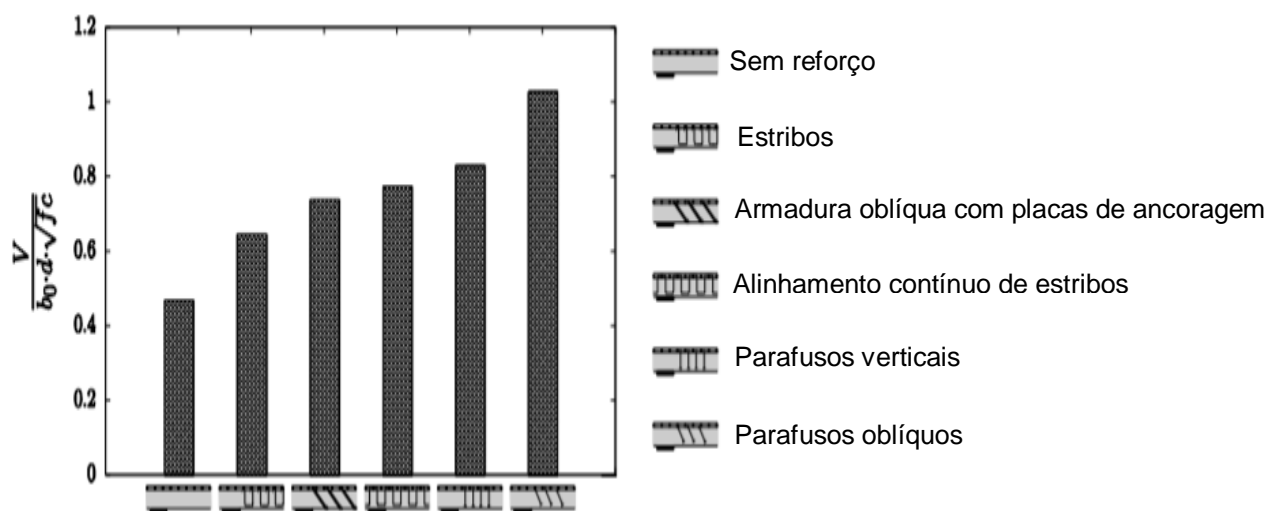


Figura 2.30 Desempenho de sistemas de reforço de punçoamento (adaptado de [2])

Por análise da Figura 2.30 é perceptível que a resistência ao punçoamento pode ser aumentada cerca de 60% dependendo das propriedades da armadura transversal utilizada, sendo os parafusos inclinados o tipo de armadura mais eficiente [2]. A armadura inclinada é uma mais valia na resistência ao punçoamento pois possibilita que uma fracção significativa da carga possa ser transmitida directamente para o pilar. Para além disso, Muttoni também refere que a adopção de um sistema de reforço com uma boa ancoragem melhora a capacidade resistente da laje, ao contrário das restantes normas que não contabilizam tal factor [24].

2.6.3.4 Outros modos de rotura dependentes do desempenho das armaduras longitudinais e transversais adoptadas

Como descrito no Capítulo anterior, poderá também ocorrer rotura por punçoamento noutros modos, tais como: rotura por flexão, rotura por delaminação do betão de recobrimento e rotura derivada do arrancamento das ancoragens das armaduras transversais [2], [18], [24].

Estes modos de rotura estão dependentes do desempenho das armaduras longitudinais e transversais adoptadas. É exemplo disso, a delaminação do betão (Figura 2.31 (a)) que ocorre quando a armadura transversal não está devidamente ancorada à armadura longitudinal de flexão, podendo levar à rotura por esmagamento do betão junto ao pilar como visto anteriormente no Capítulo 2.6.3.3, enquanto que a rotura por flexão (Figura 2.31 (c)) poderá ocorrer em lajes com baixas percentagens de armadura longitudinal, podendo levar à cedência dessas mesmas armaduras. Já o modo de rotura relativo ao arrancamento das ancoragens das armaduras transversais (Figura 2.31 (b)) está directamente relacionado com as regras construtivas, não só a nível geométrico através do diâmetro e espaçamento adoptados, como também à adequada ligação à armadura longitudinal que influencia a possível ocorrência de arrancamento das ancoragens. Se estas regras forem respeitadas, em princípio, não ocorrerá uma superfície de rotura que provoque o arrancamento. Por estas razões, neste modo de rotura a altura da laje a considerar é a efectiva reduzida (d_v) tal como no modo de rotura de punçoamento fora da zona reforçada com armadura transversal, ilustrado na Figura 2.31 (b). Assim, conclui-se que as ancoragens das armaduras só poderão ser arrancadas se não estiverem suficientemente embebidas no betão [21].

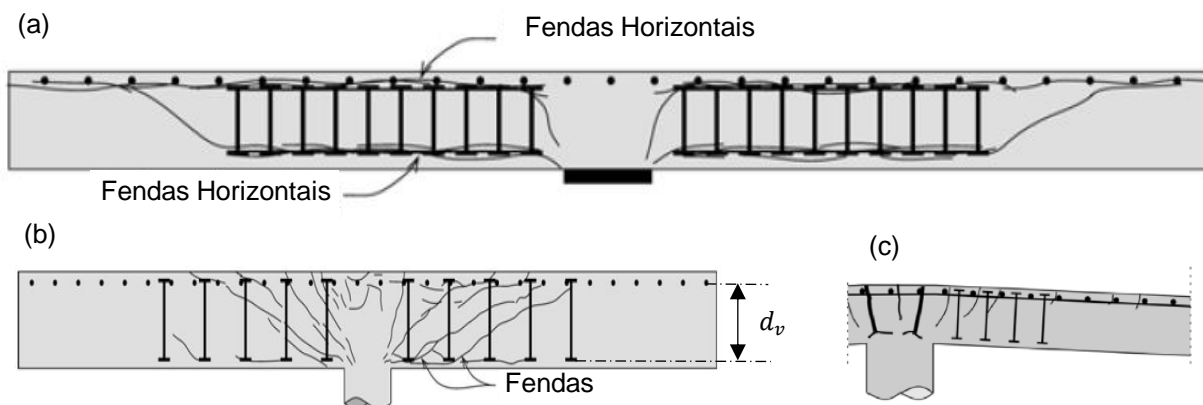


Figura 2.31 Modos de rotura que dependem de regras construtivas: (a) Delaminação do recobrimento do betão; (b) Arrancamento das ancoragens das armaduras transversais; (c) Flexão (adaptado de [18] e [24])

2.7 Model Code 2010 (MC2010)

O betão estrutural é um material em contínuo desenvolvimento e, como tal, o seu comportamento tem sido alvo de inúmeros estudos, por parte de diversos investigadores de vários países, com o intuito de se perceber o seu comportamento real para uma melhor e mais segura aplicação no mundo da engenharia civil.

O *fib* Model Code 2010 [3] inclui todo o ciclo de vida de uma estrutura de betão, desde o projecto e construção até a conservação (avaliação, manutenção, fortalecimento) e desmantelamento, num código para edifícios, pontes e outras estruturas de engenharia civil.

Os objetivos do MC2010 baseiam-se na apresentação de novos desenvolvimentos em relação a estruturas de betão, materiais estruturais relacionados e novas ideias para alcançar um óptimo comportamento da estrutura no geral. Como tal, são definidos alguns requisitos, tais como: as estruturas de betão devem ser robustas o suficiente para evitar o colapso progressivo, sendo sempre necessário uma manutenção mínima das mesmas, devendo também fornecer protecção contra acidentes, fornecer resistência adequada a incêndios e terremotos, entre outros.

Neste Capítulo será apresentada uma formulação para o cálculo da resistência ao punçoamento com base num modelo físico, que consiste num critério de rotura que se baseia na rotação da laje e requer o correcto conhecimento do comportamento carga-rotação da mesma, denominado *Critical Shear Crack Theory* (CSCT), presente no Capítulo 2.6.

2.7.1 Níveis de Aproximação

De acordo com o *fib* MC2010 e com Muttoni e Ruiz, o cálculo das rotações da laje em torno do pilar, na zona exterior à rotura, pode ser realizado através de quatro níveis de aproximação de cálculo dependendo do tipo de análise realizada.

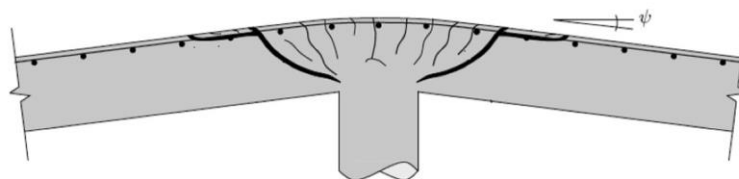


Figura 2.32 Ilustração da rotação de uma laje [3]

O Nível de Aproximação I é aplicado a lajes fungiformes regulares e para efeitos de pré-dimensionamento, onde se usa uma aproximação conservativa da capacidade resistente da laje. Estas lajes são calculadas através de uma análise elástica linear e sem redistribuição significativa de forças internas, sendo a resistência da laje controlada pela sua capacidade de flexão pois, para este nível de aproximação, considera-se $m_{sd} = m_{rd}$. Desta forma o cálculo da rotação é feito de acordo com a equação (2.29).

$$\psi = 1,5 \frac{r_s}{d} \cdot \frac{f_{yd}}{E_s} \quad (2.29)$$

Em que, r_s representa a distância desde o centro do pilar até ao ponto em que o momento flector é nulo e pode ser aproximado a $0,22L_x$ e $0,22L_y$ quando a razão dos vãos está entre 0,5 e 2,0.

No caso de se utilizar o Nível II de Aproximação, considera-se que as lajes têm capacidade de redistribuição de momentos significativas para o cálculo da armadura de flexão. Este nível é aplicado aquando de um dimensionamento de uma nova estrutura ou em lajes fungiformes irregulares. A rotação da laje, para este nível de aproximação, pode ser calculada pela equação (2.30).

$$\psi = 1,5 \frac{r_s}{d} \cdot \frac{f_{yd}}{E_s} \cdot \left(\frac{m_{sd}}{m_{rd}} \right)^{1,5} \quad (2.30)$$

Em que, m_{sd} é o momento flector médio actuante por unidade de comprimento usado para o cálculo da armadura de flexão numa banda correspondente ao apoio de largura; m_{rd} é o valor do momento resistente por unidade de comprimento naquela banda. O valor de r_s pode ser calculado de forma idêntica ao Nível I. Como se consideram duas direcções principais, deve-se calcular a rotação para cada uma e adoptar o maior valor para o cálculo da resistência ao punçoamento.

Quando se pretende cálculos detalhados o *fib* MC2010 disponibiliza um Nível III de Aproximação, em que propõe substituir o coeficiente 1,5 da equação (2.30) por 1,2 devido à necessidade de se ter uma estimativa mais refinada de m_{sd} . Porém, esta substituição só é válida se m_{sd} for calculado usando um modelo elástico linear (não fendilhado) obtido como um valor médio dos momentos na banda de apoio de largura b_s e se r_s for também determinado usando um modelo elástico linear (não fendilhado). Este nível é recomendado para o cálculo de lajes fungiformes irregulares.

O *fib* MC2010 preconiza também um Nível IV de Aproximação em que a rotação pode ser calculada com base numa análise não linear da estrutura, tendo em conta a fendilhação, efeitos de “tension-stiffening”, cedência da armadura e quaisquer outras acções não lineares relevantes. Este nível é, em princípio, sugerido para o estudo de estruturas complexas.

Esta abordagem implementada no MC2010 introduz a formulação de expressões de dimensionamento baseada em níveis de aproximação, fundamentada em teorias baseadas em modelos mecânicos permitindo assim que os resultados sejam redefinidos à medida que são exigidas melhores estimativas de resistências. Pois, como vimos anteriormente, numa primeira fase de pré-dimensionamento é feita uma aproximação, onde se considera que o momento actuante é igual ao valor do momento resistente, mas quando se pretende dimensionar uma nova estrutura os cálculos de momento actuante são mais refinados de forma a se obter um resultado mais próximo do real comportamento da estrutura. Assim, pode-se concluir que quanto maior o nível de aproximação melhor é a previsão segundo esta norma para resistir ao punçoamento, tal como ilustrado graficamente na Figura 2.33.

Apesar da Critical Shear Crack Theory se basear em modelos físicos e, conseqüentemente, o rigor do cálculo dos parâmetros mecânicos variar consoante o nível de aproximação utilizado (o que influencia a resistência ao punçoamento), o critério de rotura expresso na equação (2.17) pode ser utilizado em todos os níveis de aproximação.

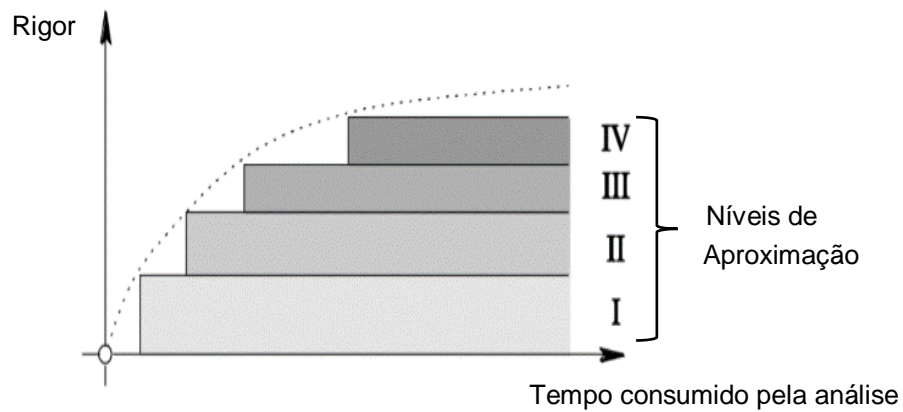


Figura 2.33 Rigor da estimativa em função do tempo consumido pela análise (adaptado de [2])

2.7.2 Avaliação da Resistência

Segundo o MC2010, para a avaliação das cargas resistentes ao punçamento o perímetro de controle (b_0) toma valores menores que na norma europeia, pois é assumida uma distância equivalente a metade da altura útil ($0,5d_v$), como é ilustrado na Figura 2.34.

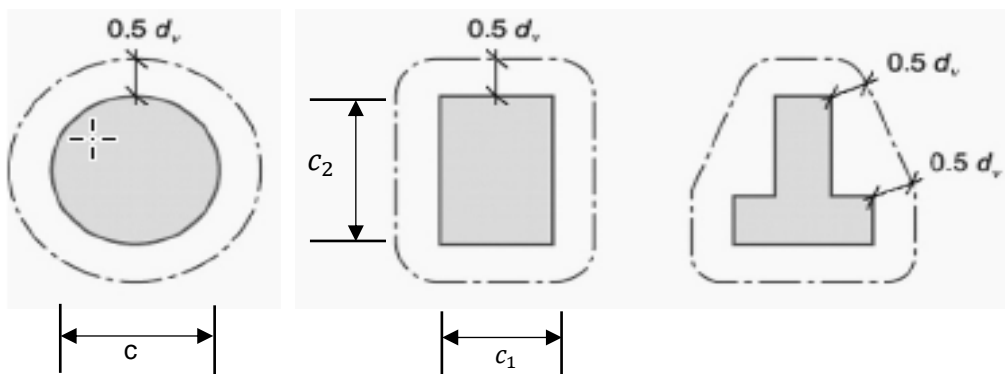


Figura 2.34 Perímetro de controle de várias seções geométricas segundo o MC2010 (adaptado de [3])

Segundo esta norma, a avaliação da capacidade resistente ao punçamento é calculada segundo a equação (2.31).

$$V_{Rd} = V_{Rd,c} + V_{Rd,s} \geq V_{Ed} \quad (2.31)$$

Em que, o valor de $V_{Rd,c}$ corresponde à resistência do betão e o valor de $V_{Rd,s}$ define a resistência ao punçamento providenciada pelas armaduras específicas de punçamento.

2.7.2.1 Resistência ao Punçamento sem armaduras transversais

Em lajes fungiformes sem armadura transversal, a segunda parcela da equação (2.31) toma o valor nulo, sendo por isso apenas necessário calcular a resistência do betão pela equação (2.32).

$$V_{Rd,c} = k_{\psi} \cdot \frac{\sqrt{f_{ck}}}{\gamma_c} \cdot b_0 \cdot d_v \quad (2.32)$$

$$k_{\psi} = \frac{1}{1,5 + 0,9k_{dg} \cdot \psi \cdot d} \leq 0,6 \quad (2.33)$$

Em que, k_{dg} pode tomar o valor unitário caso a máxima dimensão do agregado (d_g) seja menor ou igual a 16mm. Caso contrário este coeficiente é calculado segundo a equação (2.34).

$$k_{dg} = \frac{32}{16 + d_g} \geq 0,75 \quad (2.34)$$

Uma vez que a força de punçoamento é excêntrica, o valor do perímetro de controlo é reduzido e assim calculado recorrendo à expressão (2.35).

$$b_0 = k_e \cdot b_{1,red} \quad (2.35)$$

Sendo, k_e um factor de redução do perímetro de controlo dado por $k_e = \frac{1}{1 + \frac{e_u}{b_u}}$, em que e_u é a excentricidade de carga dado por $e_u = \sqrt{e_{u,x}^2 + e_{u,y}^2}$, onde $e_{u,x}$ e $e_{u,y}$ são as excentricidades em cada direcção (i.e., $e_{u,x} = \Delta M_{Ed,y} / V_{Ed}$); b_u o diâmetro de um círculo com a mesma área que a região do perímetro de controlo. Este factor contabiliza a influência da distribuição não uniforme do esforço de corte actuante no perímetro de controlo e o MC2010 estabelece um valor de 0,90 para pilares interiores, 0,7 para pilares de bordo e 0,5 para pilares de canto. No entanto, para situações em que a acção sísmica é relevante estes valores não são os mais indicados, tendo por isso sido adoptado nesta dissertação o cálculo deste coeficiente de excentricidade através da expressão anteriormente apresentada. Para tal, usou-se a expressão (2.36) para calcular b_u .

$$b_u = \sqrt{\frac{4 \cdot A_c}{\pi}} \quad (2.36)$$

Em que, $A_c = c^2 + 2 \cdot c \cdot d + \frac{\pi \cdot d^2}{4}$.

Uma vez que os pilares centrais são quadrangulares $b_{1,red}$ é calculado segundo a expressão (2.37).

$$b_{1,red} = (4 \cdot c + \pi \cdot d_v) \quad (2.37)$$

Posto isto, é possível verificar que o MC2010 tem em conta a influência da dimensão máxima do agregado (d_g) e da altura útil da laje (d_v) no cálculo da resistência ao punçoamento, tal como Muttoni já havia confirmado aquando da elaboração do critério de rotura (expressão (2.17)) anteriormente descrito. Assim, confirma-se que os conceitos presentes no MC2010 seguem as mesmas premissas que a CSCT, pois como já havia sido demonstrado, o produto dos parâmetros anteriormente mencionados influenciam a abertura de fendas críticas de corte (Figura 2.35) e, conseqüentemente, a resistência da laje ao punçoamento.

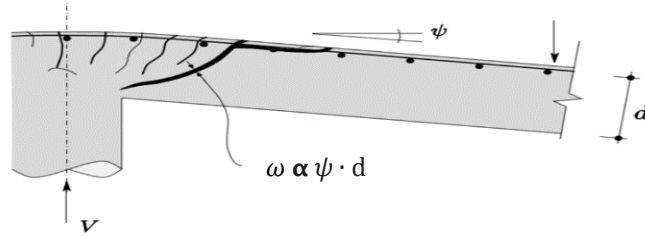


Figura 2.35 Abertura da fenda proporcional ao produto da rotação e da altura útil da laje [2]

2.7.2.2 Resistência ao Punçoamento com armaduras transversais

Após o cálculo da resistência do betão através da expressão (2.33) é possível verificar se a laje fungiforme necessita de armaduras de punçoamento. Através da curva carga-rotação essa ideologia torna-se mais explícita, pois é perceptível pela análise do gráfico presente na Figura 2.27 que quando a resistência ao punçoamento do betão é inferior ao esforço de corte solicitante terão que ser feitas alterações no dimensionamento dos elementos ou introdução de armadura específica de punçoamento na laje.

A parcela correspondente à contribuição da armadura de punçoamento é calculada segundo a equação (2.38).

$$V_{Rd,s} = \sum A_{sw} \cdot k_e \cdot \sigma_{swd} \cdot \text{sen}(\alpha) \quad (2.38)$$

Em que, A_{sw} é a área da armadura de punçoamento em torno do pilar; α é o ângulo entre as armaduras de punçoamento e a laje; k_e é o factor de redução do perímetro de controlo anteriormente definido e σ_{swd} corresponde à tensão que a armadura de punçoamento tem capacidade para mobilizar, calculado pela expressão (2.39).

$$\sigma_{swd} = \frac{E_s \cdot \psi}{6} \cdot (\text{sen}(\alpha) + \cos(\alpha)) \cdot \left(\text{sen}(\alpha) + \frac{f_{bd}}{f_{ywd}} \cdot \frac{d}{\phi_w} \right) \leq f_{ywd} \quad (2.39)$$

Em que f_{bd} é a tensão de aderência; ϕ_w é o diâmetro da armadura de punçoamento a utilizar.

Ambas as expressões anteriormente apresentadas (2.38) e (2.39) são aplicáveis a armaduras transversais verticais ou inclinadas e devem ser aplicadas entre $0,35d_v$ e d_v a partir da face do pilar, de forma a intersectar a potencial superfície de rotura, tal como ilustrado na Figura 2.36.

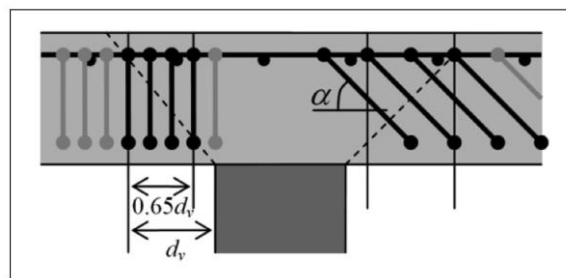


Figura 2.36 Activação da armadura específica de punçoamento na rotura [3]

O MC2010 também define uma armadura mínima, para lajes com armadura específica de punçoamento, com o intuito de assegurar uma capacidade de deformação mínima.

$$V_{rd,s} \geq 0,5V_{Ed} \quad (2.40)$$

Relacionando a expressão (2.38) com a expressão (2.40) de avaliação da capacidade de resistência das armaduras ao punçoamento, torna-se possível estimar a quantidade de armadura mínima ($A_{sw,min}$) através da expressão (2.41):

$$A_{sw,min} = \frac{V_{rd,s}}{k_e \sigma_{swd} \text{sen}\alpha} = \frac{0,5V_{Ed}}{k_e \sigma_{swd} \text{sen}\alpha} \quad (2.41)$$

Caso se utilize um sistema de armadura de punçoamento com disposição em cruz ou radial, como por exemplo parafusos, A_{sw} poderá ser calculado através de:

$$A_{sw} = n_r \cdot A_\phi \cdot \frac{d}{s} \quad (2.42)$$

Em que n_r representa o número de fiadas de armadura transversal, ilustrado na Figura 2.37; A_ϕ é a área da secção de um parafuso; s é o espaçamento nominal da armadura. Para este último parâmetro, o MC2010 impõe um outro requisito, apresentado na expressão (2.43), que depende do espaçamento radial da armadura (s_1) assim como da distância da primeira camada de armadura transversal (s_0), ambos ilustrados na Figura 2.37.

$$s = \text{máx}(s_1; s_0 + 0,5s_1) \quad (2.43)$$

As limitações destes espaçamentos (s_1, s_0) encontram-se ilustradas no Capítulo 2.10.2.

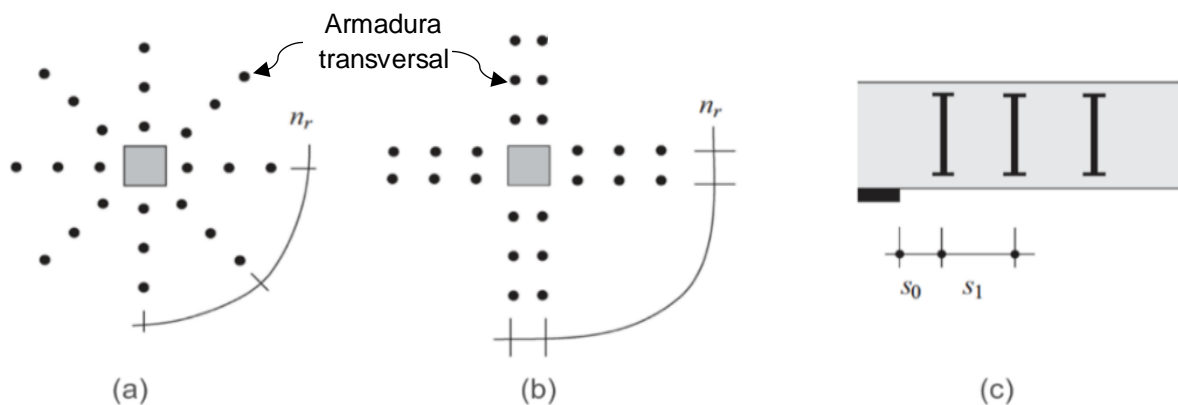


Figura 2.37 Disposição da armadura de punçoamento: (a) Radial; (b) Em cruz; (c) Espaçamento das camadas de armaduras adoptadas (adaptado de [22])

A respectiva percentagem de armadura ρ_w é contabilizada dentro da área definida pelos limites ilustrados na Figura 2.36, sendo A_{cw} dado por:

$$A_{cw} = 4 \cdot d_v \cdot c + \pi \cdot d_v^2 - 4 \cdot 0,35 \cdot d_v \cdot c - \pi \cdot (0,35d_v)^2 \quad (2.44)$$

Para além disso, o MC2010 também define diâmetros máximos admissíveis apresentados na Tabela 2.1.

Tabela 2.1 Diâmetros máximos admissíveis definidos no MC2010 [20]

d_v (mm)	$\Phi_{m\acute{a}x}$ (mm)
< 160	-----
160-180	14
181-220	16
221-260	18
261-340	20
341-600	25
> 600	30

Tal como o EC-2, o *fib* MC2010 também limita a tensão nas bielas de compressão no betão exposto pela equação (2.45).

$$V_{Rd,m\acute{a}x} = k_{sys} \cdot k_{\psi} \cdot \frac{\sqrt{f_{ck}}}{\gamma_c} \cdot b_0 \cdot d_v \leq \frac{\sqrt{f_{ck}}}{\gamma_c} \cdot b_0 \cdot d_v \quad (2.45)$$

Em que, o coeficiente k_{sys} é responsável pelo desempenho dos sistemas de reforço de punçoamento para controlar as fendas de corte e confinar as escoras de compressão adequadamente. Se forem adoptadas regras mais restritivas na disposição construtiva das armaduras de punçoamento como referido mais à frente no Capítulo 2.10, este coeficiente pode ser aumentado para 2,4 caso se opte por colocar estribos e 2,8 se se utilizar parafusos (pernos de cabeça, onde o diâmetro da cabeça seja maior ou igual a três vezes o diâmetro do parafuso). Na ausência de dados detalhados pode-se adoptar 2,0 para o valor deste coeficiente.

2.7.3 Como Contrariar o Risco de um Colapso Progressivo

Mesmo que não seja necessário colocar armadura específica de punçoamento é conveniente adoptar uma armadura inferior, que atravesse o pilar, de forma a evitar a rotura em cadeia caso se verifique uma rotura por punçoamento num dos pilares.

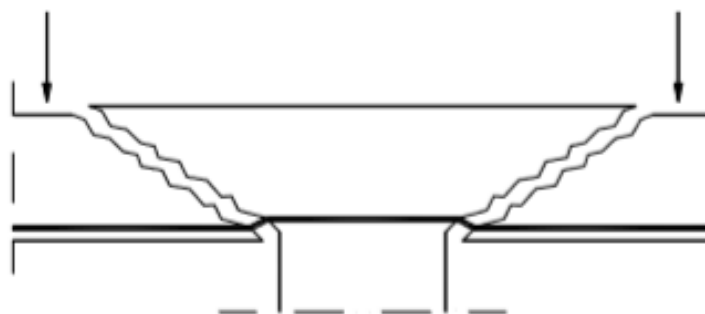


Figura 2.38 Armadura de suspensão contra o colapso progressivo [11]

Esta armadura deverá garantir, no mínimo, a resistência de valor igual à reacção da laje no pilar e pode ser realizada recorrendo a varões rectos horizontais ou inclinados, sendo estes últimos os mais eficientes.

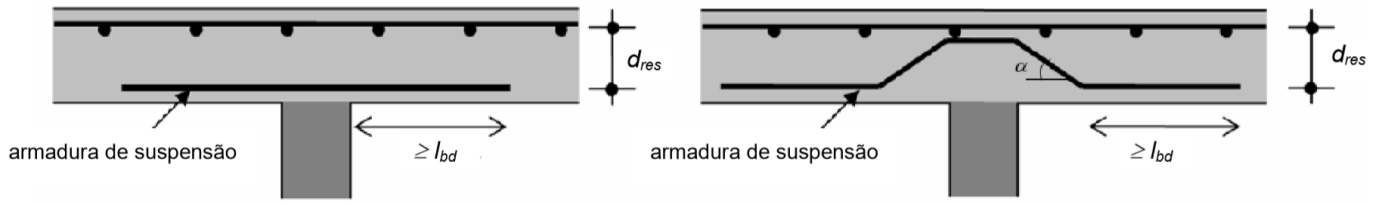


Figura 2.39 Representação esquemática da armadura de suspensão: (a) Horizontal; (b) Inclínada [3]

A resistência conferida pela armadura de suspensão pode ser calculada pela expressão (2.46).

$$V_{Rd,int} = \sum A_s \cdot f_{yd} \cdot \left(\frac{f_t}{f_y} \right)_k \cdot \text{sen}(\alpha_{ult}) \leq 0,5 \cdot \frac{\sqrt{f_{ck}}}{\gamma_c} \cdot b_{int} \cdot d_{res} \quad (2.46)$$

Em que, A_s é a área total de armadura adoptada para contrariar o colapso progressivo da estrutura; $\left(\frac{f_t}{f_y} \right)_k$ é um factor relativo à classe de ductilidade da armadura; α_{ult} é o ângulo entre os varões e o plano da laje após a rotura por punção, o qual também depende da classe de ductilidade do aço; d_{res} é a altura entre eixos das armaduras de reforço superior de flexão e de suspensão, como ilustrado na Figura 2.39; b_{int} é o perímetro de controlo associado à armadura de suspensão após a rotura por punção, que pode ser calculado pela expressão (2.47).

$$b_{int} = \sum \left(s_{int} + \frac{\pi}{2} \cdot d_{res} \right) \quad (2.47)$$

Onde, s_{int} representa a distância entre o primeiro e o último varão dos grupos de varões adoptados como armadura de suspensão, ilustrado na Figura 2.40.

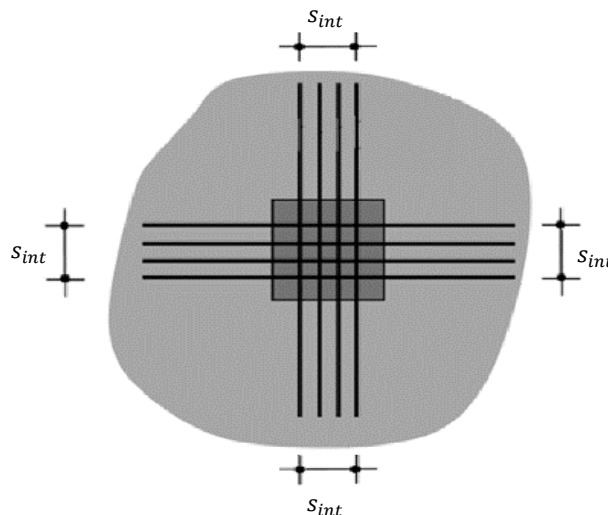


Figura 2.40 Disposição construtiva da armadura de suspensão (adaptado de [3])

Para o cálculo desta armadura deve-se ter em conta a inclinação dos varões após ocorrer a rotura por punção e a ductilidade do aço de modo a se conseguir calcular o ângulo α_{ult} e o factor $\left(\frac{f_t}{f_y} \right)_k$ (Tabela 2.2).

Tabela 2.2 Valor característico da razão $(f_t/f_y)_k$ e do ângulo entre os varões de suspensão e o plano da laje após a rotura por punçoamento, consoante a classe de ductilidade das armaduras

Classe de ductilidade	Tipo de armadura	α_{ult}	$(f_t/f_y)_k$
A	Recto	0°	$(f_t/f_y)_k \geq 1,05$
B	Recto	20°	$(f_t/f_y)_k \geq 1,08$
C	Recto	25°	$1,15 \leq (f_t/f_y)_k \leq 1,35$
B ou C	Inclinado	$\alpha < 40^\circ$	-----
D	-----	-----	$1,25 \leq (f_t/f_y)_k \leq 1,45$

Para além disso, o MC2010 exige que esta armadura seja constituída no mínimo por 4 varões a atravessar o pilar (Figura 2.40) e, de forma a que esteja activada na totalidade a participação desta armadura, o diâmetro destes mesmos varões terá que respeitar a condição: $\phi \leq 0,12d_{res}$.

2.8 Comparação Teórica da Resistência ao Punçoamento entre as Normas EC2 e ACI318 com os Métodos Simplificados e Refinados Desenvolvidos por Muttoni

A Figura 2.41 compara os resultados de 45 ensaios experimentais obtidos por aplicação dos métodos refinado (equação 2.20) e simplificado (equações 2.18 e 2.19) com os valores obtidos segundo as normas do ACI 318-05 e EC2 [18], [21]. Esta comparação é feita tendo em conta os vários modos de rotura por punçoamento presentes no Capítulo 2.6.3, recorrendo a diferentes tipos de armadura transversal de reforço ilustrados na Figura 2.53 do Capítulo 2.10. Para tal, é usada a relação presente na expressão (2.48) no eixo das abcissas, que correlaciona a resistência da laje sem armadura de punçoamento (V_{c0}) com a resistência fornecida pela própria armadura (V_{s0}), enquanto que no eixo das ordenadas a razão é dada pelo quociente entre a força de corte de teste ($V_{R,test}$) com a força de corte teórica ($V_{R,th}$).

$$\frac{A_{sw} \cdot f_{yw}}{b_0 \cdot d \cdot \sqrt{f'_c}} \quad (2.48)$$

Em que, A_{sw} representa a quantidade de armadura de reforço; f_{yw} é o rendimento da resistência da armadura transversal; b_0 é o perímetro de controlo medido a $0,5d$ da face do pilar; f'_c é a tensão de rotura do betão à compressão.

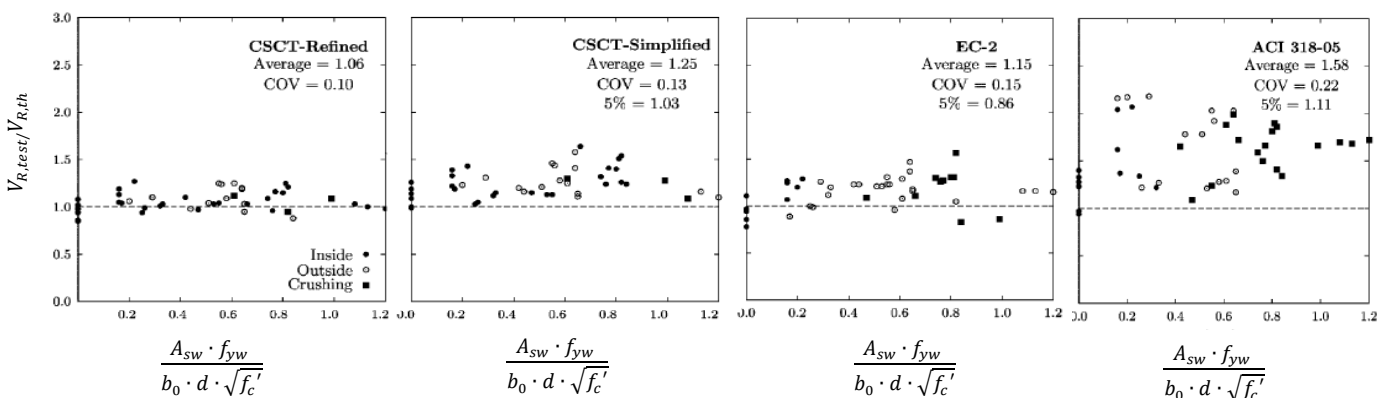


Figura 2.41 Comparação da resistência ao punçoamento por aplicação de diferentes métodos: CSCT-refinado, CSCT-simplificado, EC-2 e ACI318-05 [18]

Por análise da Figura 2.41 é perceptível que as todas as normas apresentam uma boa relação entre a força de punçamento obtida nos ensaios e a resistência ao punçamento teórica, pois todas apresentam uma média superior a 1,0 (limite do factor de segurança). Além disso, segundo os resultados obtidos, verifica-se que o modelo comportamental CSCT correlacionou-se melhor com os resultados dos testes pois, esse modelo teórico, contabiliza os efeitos do tamanho do agregado e de deformação por meio de parâmetros mecânicos e geométricos [18]. Enquanto que o ACI318-05 e o EC-2 não consideram, por exemplo, a rotação da laje para a estimativa da capacidade de punçamento. Porém o coeficiente de variação do ACI318-05 é muito maior comparado com o do EC 2 (0,22 e 0,15 respectivamente), obtendo-se assim resultados muito inseguros para aplicação num projecto real [21].

2.8.1 Parâmetros que Influenciam a Resistência ao Punçamento

Tal como já se viu anteriormente a resistência ao punçamento é influenciada por vários parâmetros, tais como: a armadura longitudinal adoptada, a dimensão do pilar, a altura da laje, a tensão de rotura do betão à compressão e a rotação da laje. No entanto, nem todos as normas contabilizam todos esses factores na sua formulação de cálculo de resistência ao punçamento.

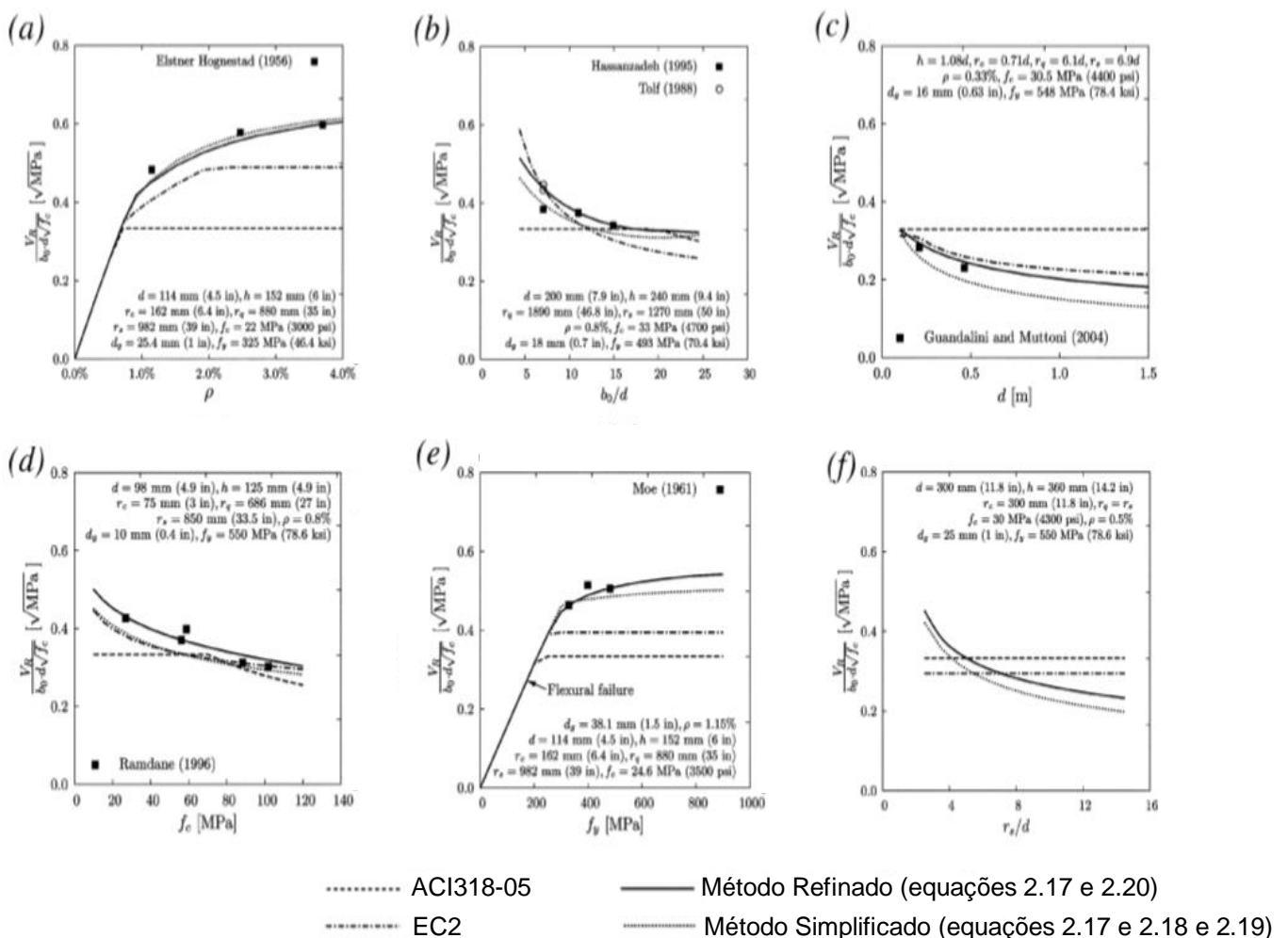


Figura 2.42 Comparação da resistência ao punçamento de acordo com os métodos refinado e simplificado desenvolvidos por Muttoni, ACI318-05 e EC2 com vários resultados de testes mostrando a influência de diversos parâmetros: (a) Taxa de armadura longitudinal; (b) Perímetro de controlo; (c) Altura útil da laje; (d) Tensão de rotura do betão à compressão; (e) Tensão de cedência do aço; (f) Esbelteza da laje (adaptado de [21])

De acordo com o descrito no Capítulo 2.6.2.1, o aumento da armadura longitudinal a adoptar conduz a uma diminuição da rotação e, conseqüentemente, a um aumento da resistência da laje ao punçoamento (Figura 2.42 (a)). Contudo, esse efeito não é contabilizado no ACI318-05, ao contrário do EC2 e dos métodos desenvolvidos por Muttoni.

O efeito da dimensão do pilar em relação à espessura da laje é ilustrado na Figura 2.42 (b). Este efeito é considerado pelo EC2 através da medição do perímetro de controlo a $2d$ da face do pilar ao invés de $d/2$ como o ACI e os métodos desenvolvidos por Muttoni propõem.

A Figura 2.42 (c) demonstra o efeito da altura útil da laje na resistência ao punçoamento. Conforme explicado no Capítulo 2.6.1 os métodos desenvolvidos por Muttoni assim como o EC2 referem que o aumento da altura da laje diminui a resistência ao punçoamento da laje, ao contrário do ACI que ignora este efeito.

A Figura 2.42 (d) exemplifica que a resistência ao punçoamento diminui com o aumento da resistência do betão à compressão, sendo este parâmetro contabilizado em todos os regulamentos em análise.

O efeito do tipo de aço utilizado e da sua tensão de cedência tem sido objecto de investigações, principalmente por Moe. Esse efeito não é muito pronunciado, mas prevê-se um ligeiro aumento da resistência da laje com o aumento da tensão de cedência do aço. Por análise da Figura 2.42 (e) é possível verificar uma diferença de cerca de 15% entre o método simplificado por Muttoni e o EC2.

A esbelteza da laje (Figura 2.42 (f)), representada pela relação r_s/d para elementos de laje isolados, também tem efeito sobre a resistência ao punçoamento, de acordo com as formulações propostas por Muttoni. Este efeito não é considerado nem pelo ACI 318-05 nem pelo EC2. Assim, Muttoni sugere uma investigação mais aprofundada deste efeito para se obter uma melhor percepção do comportamento de lajes mais esbeltas a nível de resistência ao punçoamento [21].

2.9 Deformação de Lajes Fungiformes Sujeitas à Acção Cíclica

2.9.1 Requisito de Ductilidade (ACI318)

O punçoamento excêntrico é a base do procedimento de projecto geral incorporado no ACI318 para determinar a resistência ao punçoamento das ligações pilar-laje que transferem esforço de corte e momento. Posteriormente, o ACI318-05 [25] incorporou disposições especiais relacionadas com a capacidade de carga lateral de estruturas localizadas em regiões de alto risco sísmico, ao contrário do EC2-1 que estabelece critérios de dimensionamento em regiões de baixa sismicidade. Assim, neste capítulo será abordado um critério de dimensionamento ao punçoamento baseado na capacidade de drift (deslocamento relativo entre pisos) que a ligação pilar-laje tem capacidade de absorver, por ductilidade, quando sujeita a acções cíclicas.

Para garantir um nível mínimo de ductilidade, o ACI352.1R-89 [26] que complementa o ACI318-05, faz referência ao trabalho de Pan e Moehle (1989) [27] e Robertson e Durrani (1992) [28], recomendando que todas as ligações devem satisfazer a condição presente na equação (2.49).

$$V_u \leq 0,4 \cdot V_c \quad (2.49)$$

Este limite é baseado no trabalho desenvolvido por Pan e Moehle (1989) que, através de ensaios experimentais, descobriram que a relação entre as cargas gravíticas e a capacidade resistente sem armaduras transversais para cargas monotónicas (V_u/V_c) tinha influência na rotura por punçoamento.

Por análise da Figura 2.43, Pan e Moehle chegaram à conclusão que para cargas gravíticas elevadas dá-se uma diminuição da capacidade de drift.

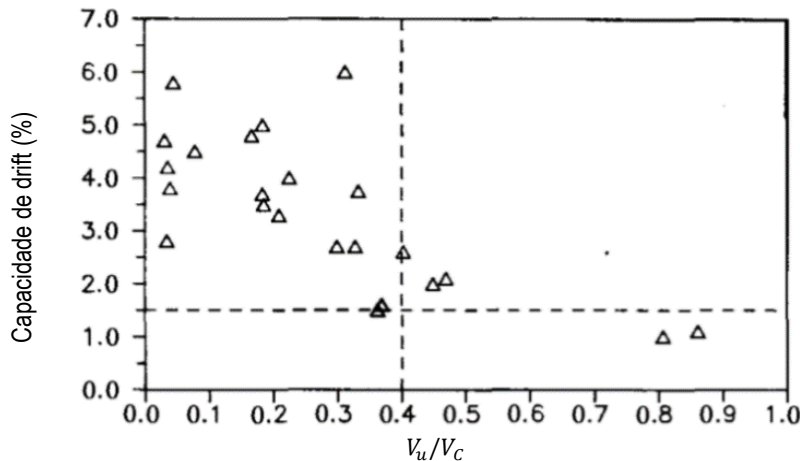


Figura 2.43 Ensaios realizados por Pan e Moehle que relacionam o efeito do carregamento gravítico na capacidade de drift [27]

Para além disso, estes autores constataram que a ligação apresentava um comportamento dúctil quando $V_u/V_c < 0,4$, tendo verificado que à medida que V_u se aproxima de $0,4V_c$ a ligação perdia ductilidade, registando um drift máximo de 1,5% para o Estado Limite Último antes de ocorrer a rotura. Contudo, Robertson e Durrani [28], em 1992, após ensaios experimentais sugerem que o limite da relação V_u/V_c seja reduzido para 0,35 de forma a garantir uma capacidade de drift máximo de 1,5% na ligação pilar-laje.

Assim, o ACI318-05 [25], corroborando as ideologias provenientes dos estudos desenvolvidos por Pan e Moehle, desenvolve uma formulação empírica (equação 2.50) que relaciona a capacidade de drift que a ligação está sujeita, aquando da acção sísmica, com o factor V_u/V_c .

$$DR \leq \begin{cases} 3,5 - 5VR & \text{para } VR < 0,6 \\ 0,5 & \text{para } VR \geq 0,6 \end{cases} \quad (2.50)$$

Em que, DR representa o drift máximo que a ligação pilar-laje pode tolerar, na ausência de armadura de punçoamento, e VR é dado pela relação V_u/V_c , sendo V_c para lajes sem armadura de punçoamento.

Após a reformulação feita à norma americana em 2014 [29], o critério apresentado na expressão (2.50) toma a forma da equação (2.51), sem alteração dos parâmetros envolventes.

$$\frac{\Delta_x}{h_{sx}} \geq 0,035 - \left(\frac{1}{20}\right) \cdot \left(\frac{v_{ug}}{\phi v_c}\right), \quad \text{mas } \frac{\Delta_x}{h_{sx}} \geq 0,005 \quad (2.51)$$

Em que, Δ_x é o deslocamento relativo entre pisos, h_{sx} é a altura entre pisos, v_{ug} tensão de cálculo da resistência ao punçoamento, v_c tensão de resistência ao punçoamento, ϕ é o factor de redução da força de corte que pode tomar dois valores consoante o tipo de estrutura em análise. Para avaliar o desempenho esperado de uma estrutura, o valor de V_c deve ser calculado com $\phi = 1,0$, enquanto que para projectos de novos edifícios, o ACI 318-05 recomenda que o factor de redução de resistência de punçoamento tome o valor de 0,75 [33].

Quando o drift a que a estrutura está sujeita (Δ_x/h_{sx}), aquando de um carregamento lateral cíclico, excede a capacidade máxima apresentada no critério da equação (2.50), a ligação pilar-laje deve ser redimensionada para que a sua ductilidade melhore. Para tal, deve-se alterar as dimensões do pilar e/ou laje através da introdução de capitéis, ou reforçar a estrutura de forma a reduzir os deslocamentos entre pisos ou ainda introduzir armadura específica de punçoamento. Esta última sugestão de alteração é a mais fiável uma vez que a utilização de armadura transversal aumenta a ductilidade da ligação pilar-laje. Contudo, para que tal aconteça é necessário que sejam respeitadas as disposições construtivas relativamente à correcta amarração da armadura de punçoamento à armadura superior e inferior de flexão, pormenorizadas no Capítulo 2.10 [30]. Para o caso da adopção de armadura de reforço, o ACI318-05 aconselha que essa mesma armadura seja colocada até uma distância correspondente a quatro vezes a espessura da laje, a partir da face do pilar. Para além disso, a norma americana impõe uma quantidade mínima de armadura transversal de forma a conferir ductilidade à ligação pilar-laje, dada pela equação (2.52).

$$v_s = \frac{A_v \cdot f_{yt}}{b_0 \cdot s} \geq 0,29 \cdot \sqrt{f'_c (MPa)} \quad (2.52)$$

Isto porque, a reduzida quantidade de armadura transversal adoptada face à longitudinal e o elevado espaçamento entre estribos poderão conduzir à desintegração do núcleo de betão e à encurvadura da armadura longitudinal [5].

A relação entre a ductilidade de deslocamento lateral (μ) e a razão V_u/V_c , ilustrada na Figura 2.44, também foi alvo de estudo por parte de Pan e Moehle em 1989 [27].

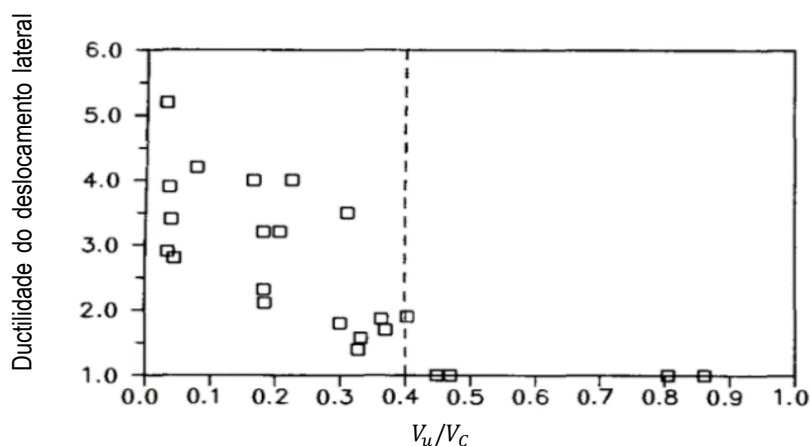


Figura 2.44 Ensaio realizados por Pan e Moehle que relacionam o efeito do carregamento gravítico na ductilidade (adaptado de [27])

Consoante os resultados apresentados na Figura 2.44 para valores em que a relação V_u/V_c é maior que 0,4 a ductilidade torna-se nula. Para além disso, também é possível verificar que quanto mais baixa for essa relação (V_u/V_c), maior é a ductilidade [27].

Este requisito de ductilidade, expresso na equação (2.50), é ilustrado graficamente na Figura 2.45.

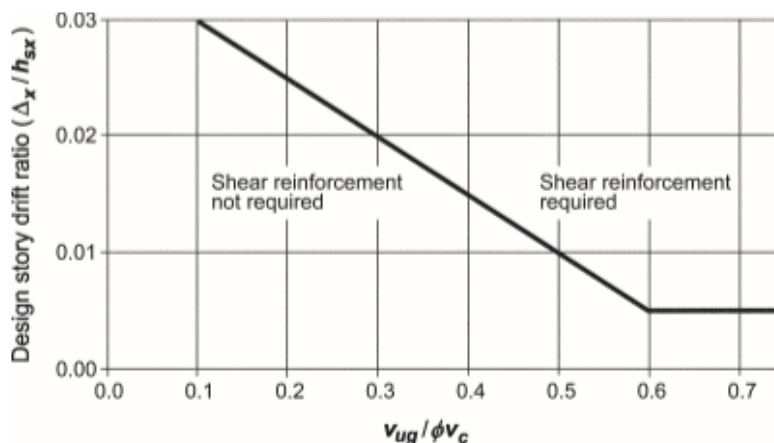


Figura 2.45 Ilustração do requisito de ductilidade do ACI318-14 [29]

A Figura 2.45 evidencia que à medida que o factor VR aumenta dá-se uma redução da capacidade de drift, sendo que para lajes com armadura de punçoamento esse deslocamento relativo entre pisos é significativamente superior. Contudo, é esperado que o uso da armadura transversal reduza a extensão de danos de forma a diminuir a possibilidade de ocorrência do colapso da estrutura.

Tal facto já havia sido comprovado por Megally e Ghali [31], em 2000, que concluíram que a inclusão de estribos ou parafusos (pernos de cabeça) aumenta significativamente a ductilidade da ligação pilar-laje. Porém, estes autores verificaram que para uma carga gravitacional relativamente baixa, não é possível distinguir o desempenho dos parafusos e dos estribos. O mesmo já não se aplica a ligações submetidas a níveis mais altos de V_u/V_c , tal como a Figura 2.46 ilustra [32].

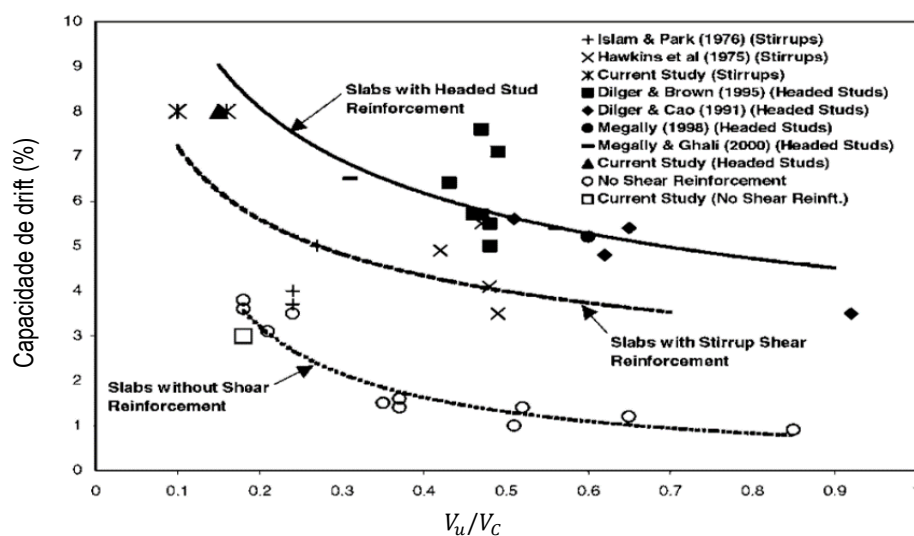


Figura 2.46 Efeito da carga gravitacional na capacidade de drift das ligações pilar-laje para diferentes tipos de armadura de punçoamento (adaptado de [32])

Conforme indicado pelas linhas de tendência da Figura 2.46, é perceptível que maiores drifts são atingidos quando é utilizada armadura de punçoamento, particularmente quando se utiliza parafusos como armadura transversal.

O mesmo facto viria a ser comprovado por Hueste et al. [33], em 2007, através de ensaios a ligações com e sem armadura de punçoamento. A Figura 2.47 mostra a influência directa da relação V_u/V_c na capacidade de drift das ligações pilar-laje para amostras de ligação sem armadura de punçoamento.

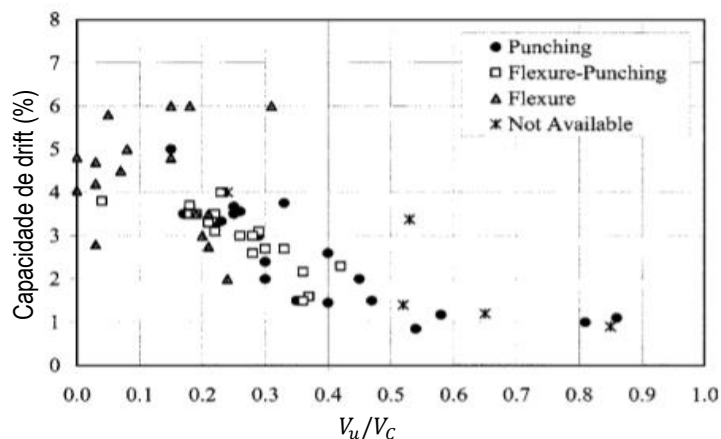


Figura 2.47 Ensaios realizados por Hueste et al. a um pilar interior, sem armadura de punçoamento, para o estudo da capacidade de drift das ligações pilar-laje (adaptado de [33])

Com base nos resultados ilustrados na Figura 2.47, verifica-se que o punçoamento ocorre para uma ampla faixa de valores de V_u/V_c (aproximadamente 0,15 a 0,9), enquanto que a rotura por flexão ocorre principalmente para valores de V_u/V_c de 0,3 ou menos [33]. A rotura por flexão, de acordo com o ACI, dá-se quando parte do momento desequilibrado, que não é contabilizado pelo punçoamento, excede a capacidade do momento de flexão da laje [34].

Para além disso, verifica-se na Figura 2.47 que para condições de grandes cargas gravíticas, pode ocorrer rotura por punçoamento antes de se atingir a máxima capacidade de carga lateral da ligação pilar-laje de 1,5%, tal como Pan e Moehle definiram [27], [34].

A Figura 2.48 fornece uma ilustração semelhante para amostras de ligação pilar-laje com diversos tipos de armadura específica de punçoamento.

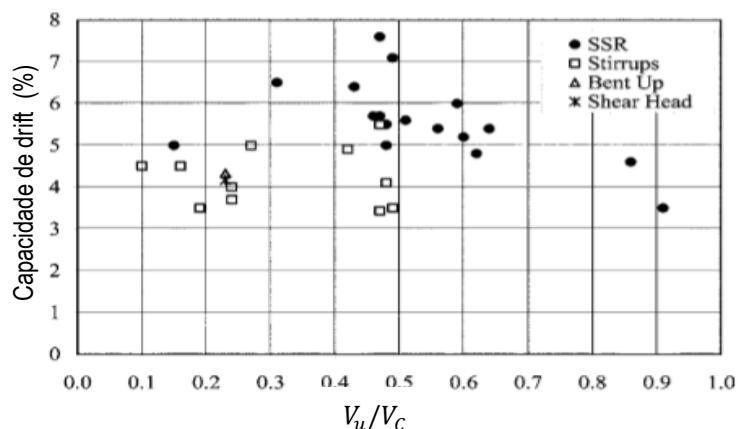


Figura 2.48 Ensaios realizados por Hueste et al. a um pilar interior, com armadura de punçoamento, para o estudo da capacidade de drift das ligações pilar-laje (adaptado de [33])

Feita uma análise comparativa aos resultados obtidos na Figura 2.47 e Figura 2.48, Hueste et al., em 2007, corroboram assim a abordagem prescrita pelo ACI318-05 de que a ligação atinge maiores drifts quando a armadura de punçoamento é usada [33].

Tal como Megally e Ghali (2000) haviam demonstrado, Hueste et al. em 2009 [30] comprovam que maiores drifts são atingidos com o uso de parafusos como armadura transversal (SSR), alcançando drifts bem acima de 3% antes da rotura, tal como indica a Figura 2.48.

Na sequência dos testes dinâmicos desenvolvidos por Kang e Wallace (2006) [35] de uma estrutura constituída por dois andares, já se verificava a importância de reforçar a interface da ligação pilar-laje. Com base nessas observações, os autores sugerem detalhes mais rigorosos no reforço da armadura de punçoamento na ligação pilar-laje quando sujeita a cargas laterais cíclicas.

No Projecto FLAT desenvolvido por António Ramos et al. [36], em 2014, foram feitos ensaios a seis lajes sujeitas a acções laterais cíclicas, em dimensões reduzidas, das quais duas constituem reforço de armaduras de punçoamento (C-50 BC e C-50 BR), uma outra onde se adoptou um betão de elevada resistência (C-50 HSC) e as restantes três alterando o carregamento gravítico aplicado (C-50, C-40 e C-30). O objectivo destes ensaios recaiu no estudo do drift máximo de cada laje, quando sujeita à acção cíclica e, conseqüentemente, a avaliação da dissipação de energia baseada nas propriedades histeréticas das ligações pilar-laje. A filosofia de dimensionamento do EC8-1 [1] baseia-se no princípio do *capacity design* que estipula que um edifício deverá possuir capacidade de dissipação de energia sem que ocorra uma perda significativa da resistência global às acções verticais e horizontais, assegurando assim um comportamento dúctil global à estrutura. A capacidade de dissipação de energia por histerese transmitida aquando da acção sísmica, é um factor determinante para analisar o comportamento de uma estrutura submetida a um sismo de forte intensidade. A área interior dos ciclos representa a capacidade de dissipação de energia que um elemento suporta, pelo que quanto maior for a área interior dos ciclos melhor capacidade de dissipação de energia possui o elemento. Assim, para grandes níveis de ductilidade o deslocamento máximo num ciclo de carga será maior e, conseqüentemente, a sua área também será maior [7].

Para além disso, também é feita uma análise da perda de rigidez de todas as lajes.

Segundo os resultados apresentados na Figura 2.49 (a), a perda de rigidez torna-se pouco perceptível pois a carga horizontal segue uma progressão quase linear até ser atingida a rotura por punçoamento. Ao contrário da Figura 2.49 (b) – laje testada nas mesmas condições que a anterior mas com redução da carga gravítica aplicada – onde a perda de rigidez dá-se ao drift de 1,5% e a rotura por punçoamento dá-se entre os patamares de drift de 1,5% e 2,0%. Por análise da Figura 2.49 (c) é visível a perda de rigidez para drifts superiores a 1%. Feita uma análise comparativa entre todos os diagramas presentes na Figura 2.49 verifica-se que para baixas cargas gravíticas os drifts alcançados são maiores e, conseqüência disso, as deformadas devido à acção cíclica são mais notórias.

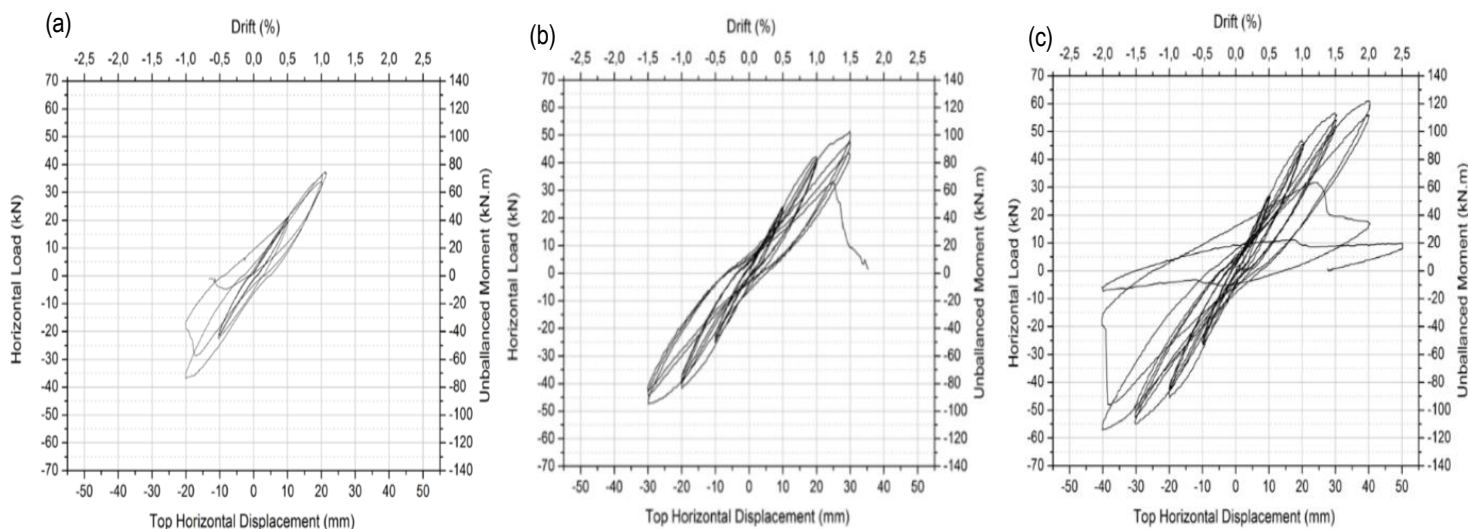


Figura 2.49 Diagramas histeréticos para análise do drift consoante a variância de carregamento gravítico: (a) C-50; (b) C-40; (c) C-30 [36]

Conclui-se assim, que à medida que as cargas gravíticas aplicadas diminuem, a rigidez da laje aumenta, levando a que a laje apresente uma maior capacidade de distribuir tensões provocadas pelo momento desequilibrado, por uma maior área em torno do pilar. Assim, a capacidade de rotação da laje (i.e., a ductilidade da ligação pilar-laje) diminui com o aumento das cargas gravíticas. A mesma proporcionalidade tem a capacidade de drift que aumenta com a redução das cargas gravíticas, tal como Pan e Moehle tinham provado (Figura 2.43). Desta forma, verifica-se que a rigidez da laje e a capacidade de drift são inversamente proporcionais à carga gravítica.

Relativamente à dissipação de energia, todos os modelos presentes na Figura 2.49 apresentam uma baixa capacidade de dissipar energia, sendo o modelo com maior carga gravítica (Figura 2.49 (a)) o que apresenta menor capacidade, pois é o que possui uma configuração mais estreita.

A Figura 2.50 resume os drifts máximos atingidos pelas 3 lajes sem armaduras de punçoamento, obtidos através da análise dos diagramas histeréticos presentes na Figura 2.49.

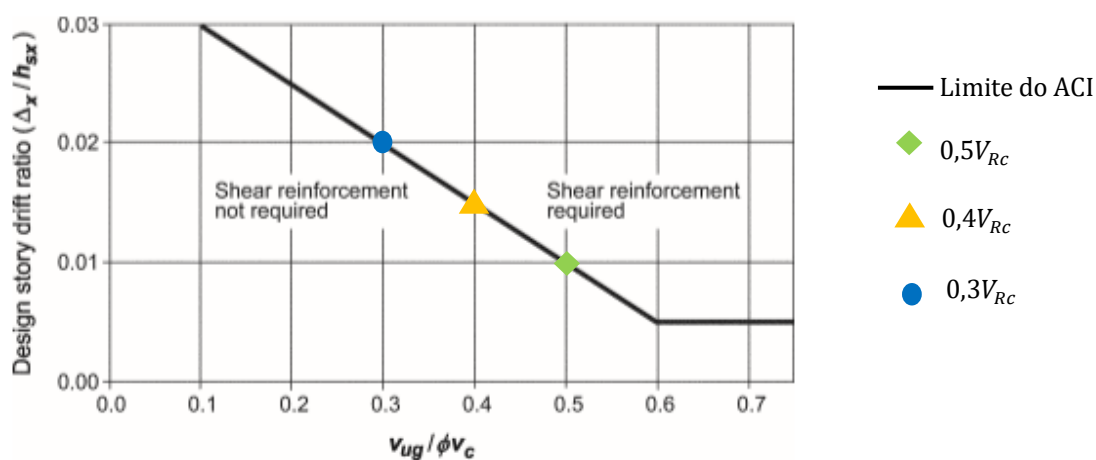


Figura 2.50 Ilustração dos drifts obtidos pelas 3 lajes sem armaduras de punçoamento e a abordagem do ACI na capacidade de drift da ligação

Como a Figura 2.50 ilustra, os drifts máximos atingidos em todos os modelos analisados encontram-se no limite da adopção de armadura de reforço estipulado pelo ACI318. Assim, podemos concluir que segundo a norma americana, para se evitar o reforço de armadura, as lajes com carregamentos gravíticos de $0,5V_{RC}$, $0,4V_{RC}$ e $0,3V_{RC}$ terão drifts máximos de 2%, 1,5% e 1%, respectivamente. Caso os drifts atingidos sejam superiores a esses limites será necessário adoptar armadura transversal.

Posto isto, Ramos et al. estudou então a influência da adopção de armadura transversal nestes parâmetros (rigidez, drift máximo atingido, dissipação de energia) em dois modelos de laje ensaiados com armadura de reforço em disposição radial (C-50 BR) e em cruz (C-50 BC), com o mesmo carregamento gravítico que no modelo de laje representado na Figura 2.49 (a), de forma a facilitar o termo de comparação entre a adopção ou não de armadura de punçoamento. A quantidade de armadura transversal foi a mesma para ambos os modelos.

Comparando a Figura 2.51 com o diagrama histerético da Figura 2.49 (a), verifica-se que ambas as soluções de reforço conferem ao modelo um grande acréscimo de capacidade de carga horizontal. Contudo, é o modelo com disposição em cruz, representado na Figura 2.51 (b), que tem maior capacidade de suportar drifts elevados e de dissipar energia, devido à sua configuração menos estreita em comparação com o modelo de disposição radial (Figura 2.51 (a)).

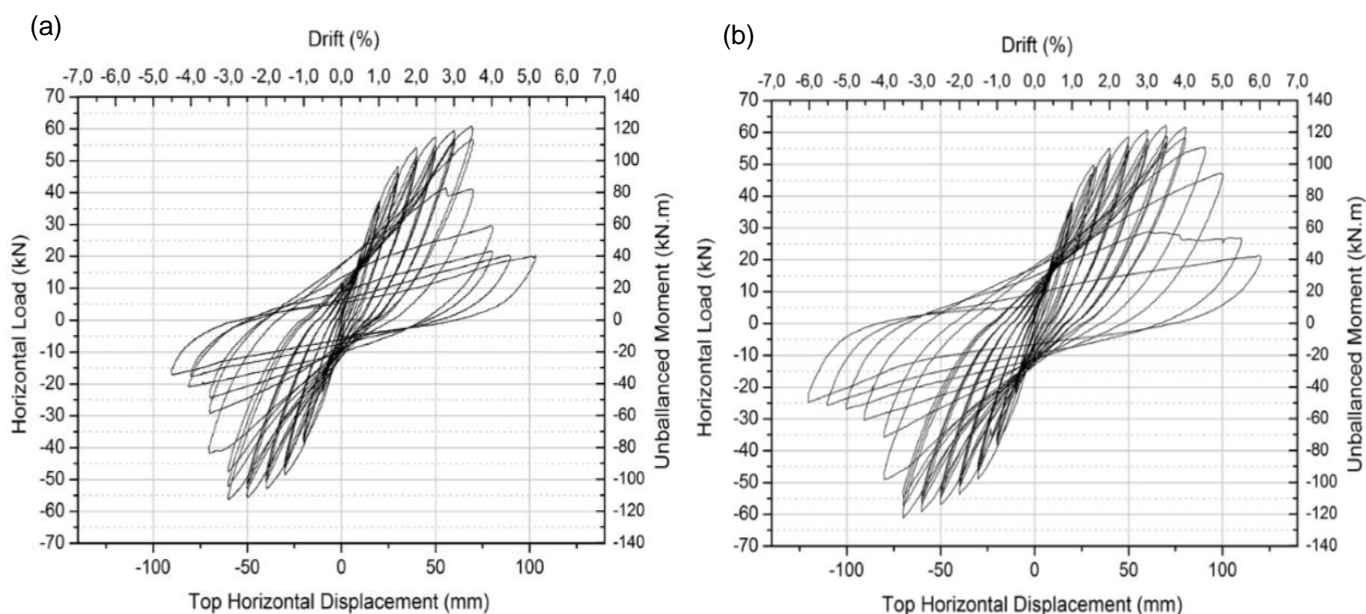


Figura 2.51 Diagramas histeréticos para análise do drift consoante a disposição construtiva da armadura de punçoamento adoptada: (a) C-50 BR - Disposição radial; (b) C-50 BC - Disposição em cruz [36]

Assim, verifica-se que a solução de reforço com parafusos em disposição em cruz apresenta melhores resultados comparativamente à disposição radial, pois apresenta maior capacidade para aguentar cargas horizontais para drifts elevados. Isto deve-se ao facto dos parafusos em disposição em cruz serem amarrados à armadura longitudinal que atravessa o pilar, aumentando assim a eficácia da solução. Desta forma, conclui-se que para se tirar maior partido da armadura transversal é necessário que seja executada uma boa amarração da armadura pelo interior do pilar, tal como já havia sido sugerido por Kang and Wallace em 2006 [35].

Nos modelos com reforço de armadura, comparando com o modelo C-50 (Figura 2.49 (a)), verifica-se uma maior capacidade de deformação antes de ser atingida a rotura. Resultado das grandes amplitudes de drift atingidas, surgiram fendas de flexão para momentos positivos até a um quarto do vão, fazendo com que o efeito da acção cíclica se sobrepusesse relativamente ao efeito da carga gravítica.

Para além disso, verificou-se que em ambos os modelos reforçados não se deram alterações substanciais ao nível da rigidez, ao contrário da capacidade de drift que aumentou comparativamente ao modelo sem armadura de reforço.

Desta forma, Ramos et al. (2014), através de ensaios experimentais, comprovam que o carácter cíclico da acção não só degrada a resistência das ligações pilar-laje como também reduz a rigidez das mesmas, sendo essa redução cada vez mais evidente com o aumento do carregamento gravítico. Para além disso, com a adopção da armadura de punçoamento, verificou-se um aumento na capacidade de absorver as acções horizontais e, conseqüentemente, um aumento da ductilidade e da capacidade de dissipação de energia. Desta forma, comprova-se que o reforço de lajes com armadura de punçoamento proporciona uma maior capacidade de suporte de drifts mais elevados, comparativamente a uma laje sem reforço de armadura.

2.9.2 Comparação entre as Limitações do Deslocamento Relativo entre Pisos Proposto pelo ACI318-14 e EC8-1

Como já se viu no Capítulo 2.6 um dos parâmetros que influencia a capacidade resistente ao punçoamento é a rotação da laje, que depende das tensões de tracção que se desenvolvem na laje, na vizinhança do pilar. Essas tensões são influenciadas pela flexão, torção e punçoamento. Sendo, em diversas situações, o momento resistente dos pilares superior ao momento resistente das lajes, conseqüentemente, a capacidade resistente dos pilares também será superior à da laje. Isto só será possível caso os deslocamentos relativos sejam controlados de forma a que os esforços que se desenvolvem na ligação pilar-laje sejam restringidos (o momento desequilibrado, ΔM , transferido entre o pilar e a laje) [37]. Assim, é feita a comparação entre o requisito de ductilidade do ACI318-14 e a limitação de danos do EC8-1 descrita no Capítulo 2.4.1, pois ambos inserem limitações ao deslocamento relativo entre pisos.

Contudo, o critério definido pelo EC8-1 é aplicado em condições de serviço, sendo por isso necessário adaptar o critério do ACI318, definido na equação (2.51) para estados limites últimos, multiplicando pelo coeficiente ν de valor 0,4 para o sismo do tipo 1, de forma a se conseguir comparar ambas as normas.

Segundo a Figura 2.52, a intersecção da limitação de danos imposta pelo EC8-1 (linha verde) com o requisito de ductilidade segundo a norma ACI318, para condições de serviço (linha azul), obtém-se um valor de 0,45 para a razão de V_u/V_c , que corresponde a um drift máximo admitido de 1,25% para Estados Limites Últimos da norma americana (linha vermelha). Assim conclui-se que para o ELU o drift máximo admitido é de 1,25% e que, respeitado o controlo de danos do EC8-1, para qualquer valor da

relação V_u/V_c menor ou igual a 0,45 o requisito de ductilidade expresso na norma americana será sempre verificado.

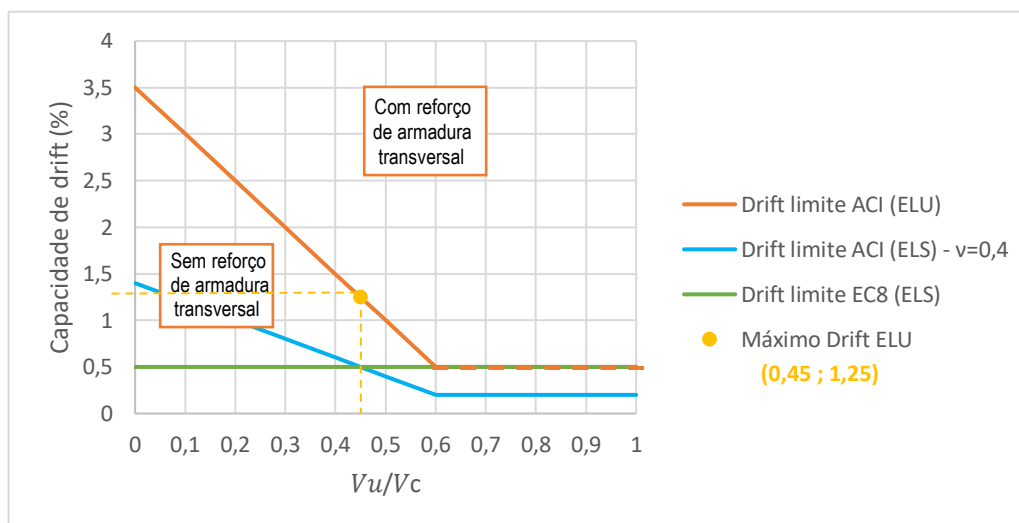


Figura 2.52 Comparação entre as limitações do deslocamento relativo entre pisos proposto pelo ACI318 e EC8

2.10 Pormenorização da Ligação Pilar-Laje

Na ocorrência de um evento sísmico, as estruturas deverão se comportar de forma a se controlar os deslocamentos entre pisos e que o sistema de absorção de energia (resistência e ductilidade) seja eficiente. Tal como visto no Capítulo que antecede, as condições de resistência e ductilidade da ligação pilar-laje dependem do tipo de armadura transversal adoptada e respectiva aplicação em obra. Como tal, a pormenorização destas mesmas armaduras deverá ser feita respeitando as regras e requisitos presentes nos regulamentos em análise.

O MC2010 e o EC2-1 apresentam regras para a pormenorização das lajes fungiformes que incidem apenas no punçoamento centrado, enquanto que o EC8-1 não dispõe de pormenorizações para a ligação pilar-laje. Assim, não há registos de disposições construtivas para um dimensionamento sísmico de uma laje fungiforme.

2.10.1 Tipos de Armaduras de Punçoamento

Neste Capítulo serão apresentados os tipos de armadura de punçoamento utilizados e respectivos desempenhos consoante as abordagens defendidas pelas normas em análise (EC2 e MC2010).

São vários os tipos de armaduras transversais que podem ser usados para garantir ductilidade e resistência à ligação, sendo os estribos e os parafusos as tipologias mais comuns. Porém, existem outros sistemas ilustrados na Figura 2.53 [18], [30].

Os estribos presentes na Figura 2.53 (d) são a armadura de eleição em Portugal. Enquanto que nos Estados Unidos usam-se outro tipo de estribos ilustrados na Figura 2.53 (c) que, comparativamente ao estribos usados em Portugal, têm a vantagem na facilidade do processo construtivo apesar das dúvidas que levantam relativamente à eficiência da amarração dos dois ramos. Para qualquer tipo de estribos,

de forma a se tirar máximo partido da sua contribuição, estes devem estar devidamente ancorados à armadura longitudinal, tanto no topo como na base da laje, situação essa retrata na Figura 2.53 (d).

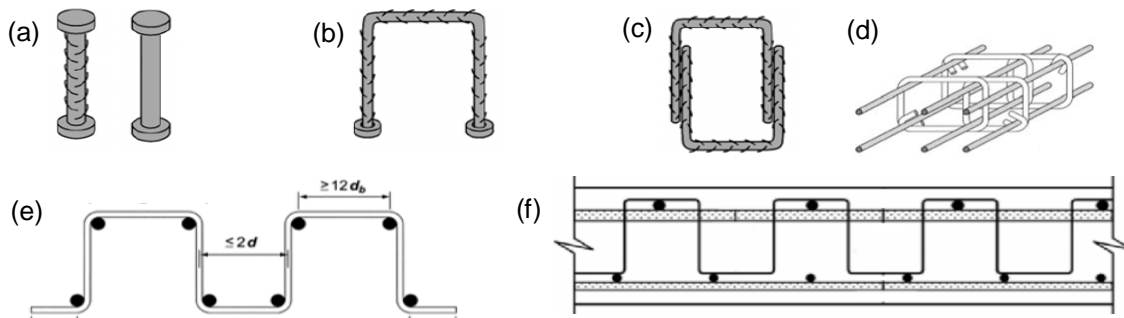


Figura 2.53 Exemplos de armaduras transversais: (a) Parafusos; (b) Pernos em forma de estribos; (c), (d) Estribos; (e) Estribos de múltiplos ramos; (f) Chapas dobradas ou shearbands (adaptado de [18] e [30])

As shearbands (Figura 2.53 (f)), utilizadas na América do Norte e Oceânia, consistem em chapas muito finas, leves e alongadas com orifícios circulares ao longo do eixo de simetria. O facto deste tipo de armadura ser maleável permite que, aquando da sua aplicação em obra, possa ser ajustada de forma a ser colocada na envolvente da armadura longitudinal da laje, simplificando assim o processo de instalação deste tipo de sistema de reforço. Pesquisas desenvolvidas por Kang and Wallace [35] (2008), tal como visto no Capítulo 2.9.1, têm mostrado que as shearbands são tão eficazes quanto os parafusos na melhoria da capacidade de resistência ao punçoamento e ductilidade da ligação pilar-laje, quando submetidas a cargas laterais gravitacionais e cíclicas. As curvas de 90 graus na parte superior e inferior de uma shearband proporcionam uma ancoragem eficaz, evitando assim a colocação de armadura longitudinal em cada uma das curvas para uma boa amarração.

Os parafusos (Figura 2.53 (a)) são também outra alternativa e têm sido alvo de uma crescente utilização em países do continente americano. Este tipo de armadura geralmente é pré-fabricado, tornando o seu processo construtivo mais fácil e menos moroso. Tal como a Figura 2.54 (a,c) ilustra, os parafusos são fixados a uma única placa de ancoragem mas, para que a ancoragem seja eficaz, a área da secção transversal do parafuso deverá ser 10 vezes inferior à cabeça do parafuso.

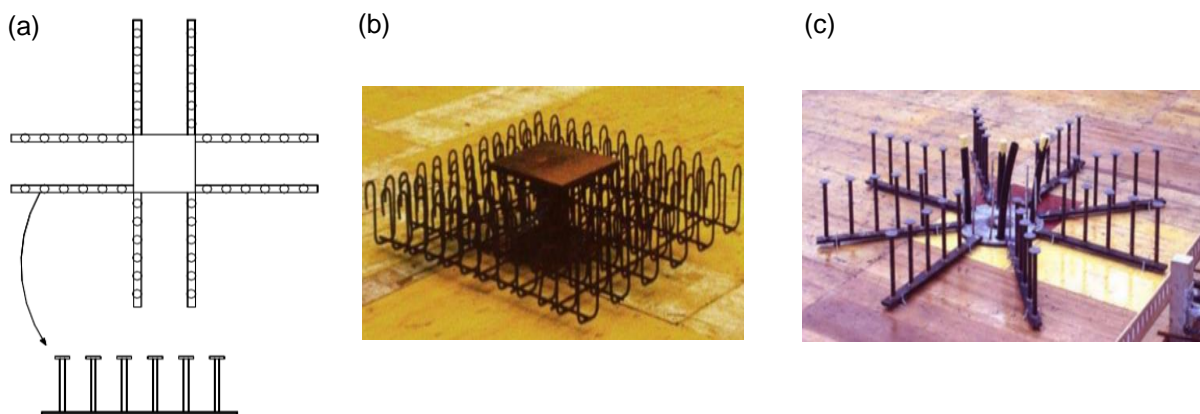


Figura 2.54 Detalhes das disposições construtivas da armadura transversal: (a) Disposição em cruz de parafusos; (b) Disposição em caixa de estribos de múltiplos ramos; (c) Disposição radial de parafusos (adaptado de [30] e [10])

Tal como já se viu no Capítulo 2.9.1, existem vários parâmetros (armadura longitudinal, altura da laje, dimensão do pilar) que influenciam a resistência ao punçoamento. Assim, conhecidos os tipos de armadura transversal para o reforço ao punçoamento, Muttoni realizou ensaios experimentais para averiguar a influência dessa armadura nesses mesmos parâmetros [23], baseando-se nas abordagens definidas nas normas anteriormente estudadas (CSCT e EC2).

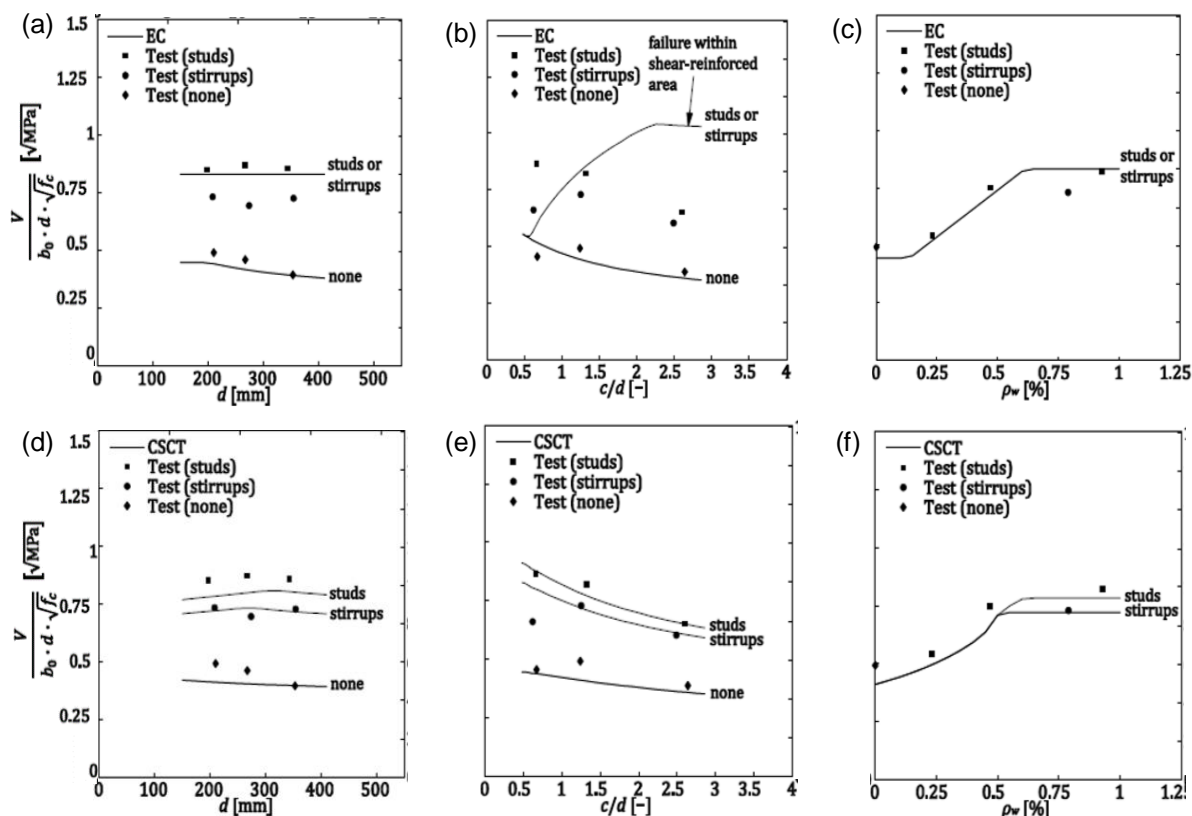


Figura 2.55 Influência de alguns parâmetros na resistência ao punçoamento, baseada nas abordagens do EC2 e CSCT, consoante o tipo de armadura transversal adoptada (studs - parafusos, stirrups - estribos): (a), (d) Altura da laje; (b), (e) Dimensão do pilar; (c), (f) Armadura longitudinal [23]

No geral verifica-se que, com a variação dos três parâmetros em análise, a adopção de parafusos como armadura transversal de reforço confere maior resistência ao punçoamento à laje, tal como já havia sido verificado nos capítulos anteriores. Para além disso, por observação da Figura 2.55 (d, e, f) verifica-se que os valores obtidos segundo a teoria de CSCT são conservativos comparativamente aos resultados dos ensaios realizados por Muttoni. O mesmo já não acontece com a norma europeia, veja-se a Figura 2.55 (b) onde se variou a dimensão do pilar, em que os resultados experimentais obtidos se encontram muito além dos resultados segundo o EC2 e na Figura 2.55 (a) onde a resistência da laje definida pelo EC2, para a adopção de estribos, é sobrestimada.

2.10.2 Disposições Construtivas

A baixa ductilidade local de elementos estruturais, por vezes, poderá estar relacionada com deficientes pormenorizações de armaduras, como já relatado nos Capítulos anteriores, nomeadamente: deficiente amarração da armadura transversal à armadura de flexão, adopção de espaçamentos entre estribos

consecutivos demasiado elevados, reduzidas cintagens do núcleo de betão em planta e dispensas de armaduras longitudinais efectuadas ao longo dos pisos [5].

Assim, tal como Kang e Wallace propuseram em 2006 [35], torna-se necessário ter em consideração os critérios e requisitos de aplicação da pormenorização das armaduras transversais, apresentados neste Capítulo.

Com base nos estudos experimentais desenvolvidos por Cheng et al. (2008) [38] verificou-se que nos cantos dos pilares (para pilares não circulares) se desenvolveram maiores tensões de corte. Desta forma, é recomendada a colocação da armadura transversal perpendicularmente à face exterior do pilar, exemplo disso é a disposição construtiva ilustrada na Figura 2.54 (a) e Figura 2.57 (b).

Para além disso, aquando dos ensaios realizados com Kang and Wallace [35], comprovou-se que a adopção de espaçamentos demasiado elevados entre a interface do pilar e as armaduras transversais adoptadas, levariam a uma redução da eficiência. Seguindo esta metodologia, o MC2010 [3] limita esse espaçamento na direcção paralela ao bordo dos pilares, entre $0,35d_v$ e $0,75d_v$ (Figura 2.56 (a)), enquanto que o EC2-1 [4] propõe um espaçamento de $0,3d$ desde a face exterior do pilar até à primeira camada de armadura transversal (Figura 2.57 (a)).

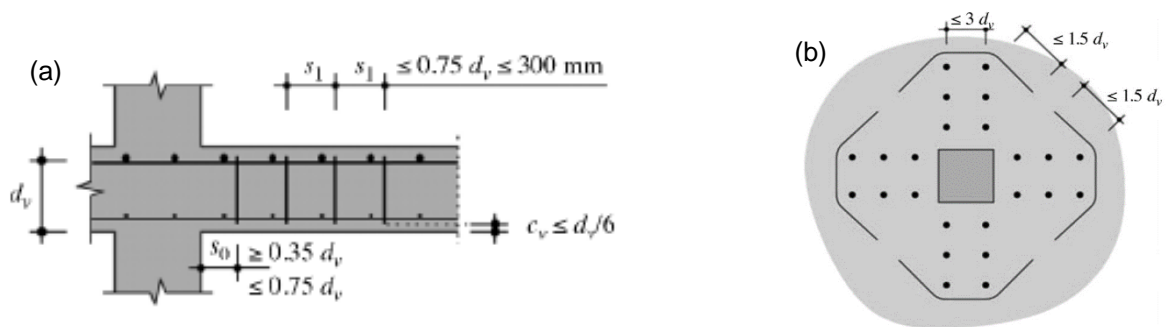


Figura 2.56 Disposição construtiva, presente no MC2010, para as armaduras transversais: (a) Em alçado; (b) Em planta [3]

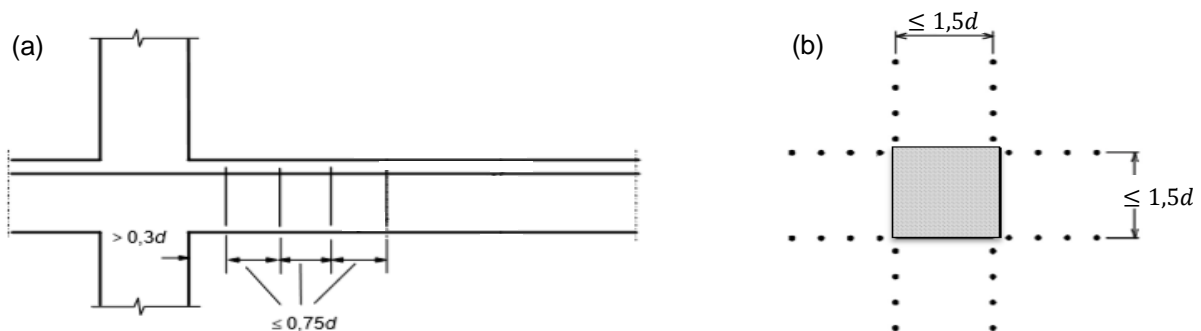


Figura 2.57 Disposição construtiva, presente no EC2-1, para as armaduras transversais: (a) Em alçado; (b) Em planta (adaptado de [4] e [26])

Relativamente ao espaçamento longitudinal entre armaduras transversais este não deverá exceder os $0,75d_v$, para ambas as normas, embora o MC2010 limite esse espaçamento a 300mm como valor máximo, tal como a Figura 2.56 demonstra.

3 DESCRIÇÃO E MODELAÇÃO DOS CASOS DE ESTUDO

3.1 Introdução

O edifício em análise considera-se localizado em Lisboa e para ser utilizado para escritórios.

Uma vez que nesta dissertação se pretende só fazer um estudo do comportamento de lajes fungiformes em pisos elevados sujeitos à acção sísmica, considerou-se uma estrutura tipo sem acessos verticais (núcleos de elevadores e/ou escadas).

O objectivo deste estudo recai na análise da ligação pilar-laje e da utilização de armaduras transversais como reforço, de forma a garantir ductilidade suficiente para resistir à acção sísmica, situação essa retratada nos Capítulos 2.9.1 e 3.8.

Neste capítulo são caracterizadas as estruturas dos vários casos de estudo e são definidos os materiais, acções e combinações utilizados(as) no seu dimensionamento. Também são descritas as hipóteses admitidas na modelação dos modelos no *SAP2000* e é feita uma análise dos resultados obtidos do programa de modelação de elementos finitos de forma a validá-los.

3.2 Caracterização das Estruturas

A estrutura do primeiro caso de estudo (Modelo A) é constituída por 7 pisos elevados e apresenta uma geometria quadrangular, em planta, com 30m x 30m, como esquematizado na Figura 3.1. Todos os pisos elevados são constituídos por lajes fungiformes maciças com espessura de 0,20m e estão distanciados 3m entre si. A estrutura é regular em planta e em altura, pelo que a sua análise é mais directa e evita outros efeitos na interpretação de resultados.

Para os seguintes casos de estudo é conferida à estrutura mais rigidez, através da substituição de alguns pilares interiores por paredes com 2m (Modelo B), 3m (Modelo C) e 4m (Modelos D e D1) de comprimento em planta. A Figura 3.2 pormenoriza a planta do segundo e terceiro casos de estudo (modelos D e D1).

Uma vez que o objectivo desta dissertação recai na análise da ligação pilar-laje dos pilares interiores, foram introduzidas vigas de bordo de forma a mitigar problemas de punçoamento nos pilares de bordo e canto. Os pilares interiores têm uma secção quadrada de 0,7x0,7 m² e os de canto e bordo 0,35x0,95 m², já as vigas de bordo têm uma secção de 0,35x0,7 m². Nos pilares centrais colocaram-se capiteis com uma espessura de 0,32m e espessamentos de 1,5m para cada direcção em relação ao centro do pilar.

O pré-dimensionamento das secções brutas dos pilares destes modelos foi feito tendo em conta o valor máximo, exposto no EC2 para o Estado Limite Último, do esforço axial reduzido nos pilares interiores e exteriores de 0,85 e 0,60, respectivamente, em concordância com o critério definido no parágrafo §5.4.3.2.1(3)P do EC8, onde é exigido um esforço axial reduzido em pilares sísmicos primários inferiores a 0,65 para a situação de projecto sísmica.

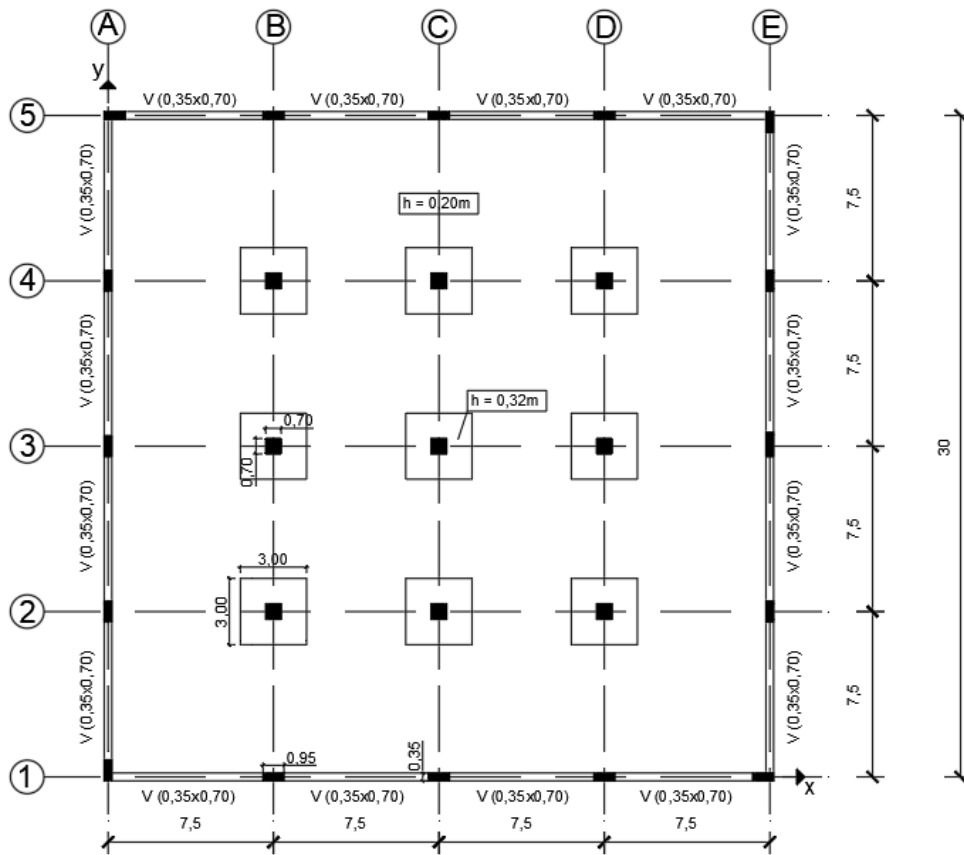


Figura 3.1 Planta do edifício para o caso de estudo 1 – Modelo A

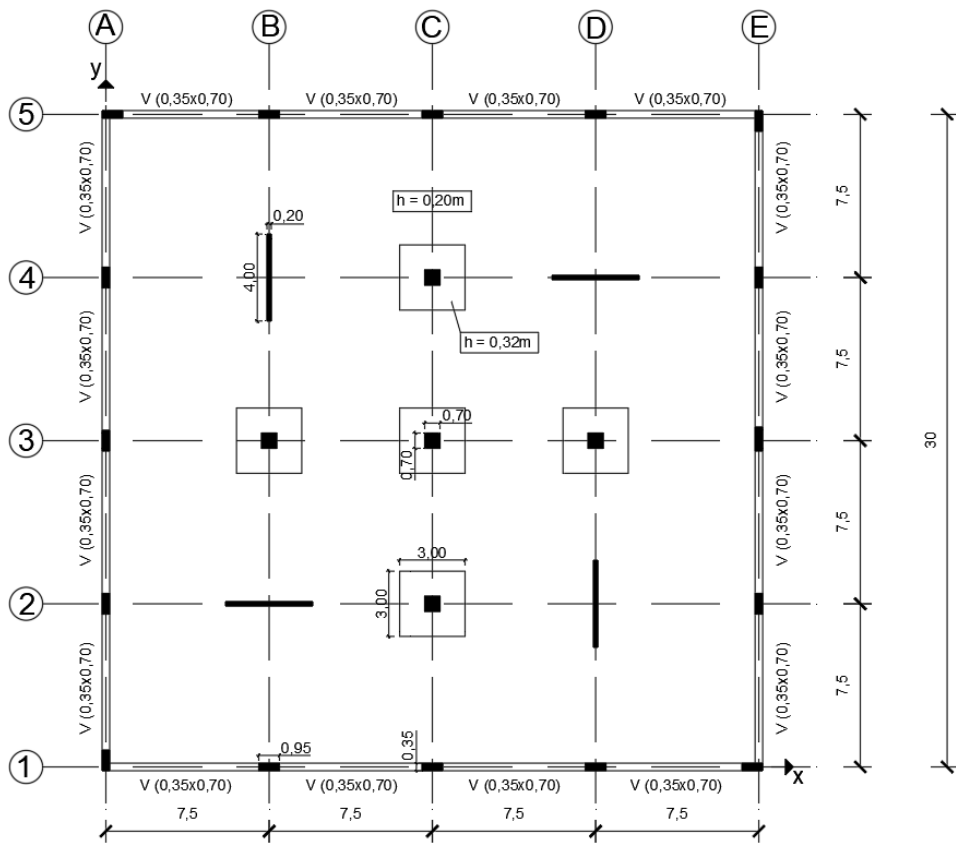


Figura 3.2 Planta do edifício para os casos de estudo 2 e 3 - Modelos D e D1

3.3 Propriedades dos Materiais

De seguida resumem-se as características principais dos materiais utilizados na estrutura, limitando-se aos aspectos essenciais a este estudo.

3.3.1 Betão

Na Tabela 3.1 apresentam-se as características do betão.

Tabela 3.1 Características do Betão

Material	f_{ck} [MPa]	f_{cd} [MPa]	E_c [GPa]	f_{ctm} [MPa]	ϵ_{c2} (‰)	ϵ_{cu2} (‰)
Betão C30/37	30	20	33	2,9	2	3,5

O recobrimento adoptado foi de $c = 30$ mm para todos os elementos estruturais.

3.3.2 Aço

O aço adoptado foi o A500NR pois possui melhores características mecânicas que o aço A400NR e, ao mesmo tempo, o seu preço actualmente no mercado é muito semelhante ao aço A400NR.

Na Tabela 3.2 encontram-se as características mecânicas do aço.

Tabela 3.2 Características do Aço

Material	f_{yk} [MPa]	f_{yd} [MPa]	E_s [GPa]	ϵ_{yd}	ϵ_{uk} (‰)
Aço A500NR	500	435	210	0,00218	50

3.3.3 Material Rígido

Surgiu também a necessidade de definir um material que simulasse adequadamente o comportamento de corpo rígido em elementos específicos da estrutura, mais precisamente, na ligação das paredes às lajes. Atribuiu-se, por isso, a este material um módulo de elasticidade 1000 vezes superior ao do betão, e um peso volúmico nulo.

3.4 Definição das Acções

3.4.1 Acção Permanente

As cargas permanentes contabilizam o peso próprio dos elementos estruturais e as restantes cargas permanentes. O peso próprio depende da geometria dos elementos e do peso volúmico do betão armado ($\gamma = 25$ kN/m³), enquanto que as restantes cargas permanentes incluem as paredes divisórias e o pavimento. De modo simplificativo considerou-se 3 kN/m² para as restantes cargas permanentes, assumindo assim valores médios de carga relativos ao revestimento dos pisos e paredes divisórias. Para além deste valor, foi considerada uma restante carga permanente de 7 kN/m, aplicada nas vigas de contorno, para contemplar o peso próprio das paredes de contorno.

3.4.2 Acção Variável

As acções variáveis dizem respeito a cargas que não têm carácter permanente na estrutura, mas com uma probabilidade considerável de ocorrência, sendo que dependem de determinados factores. Os

valores de sobrecarga dividem-se em categorias de acordo com a sua utilização, tendo-se optado por usar uma sobrecarga de 3 kN/m² correspondente à categoria B.

3.4.3 Acção Sísmica

O EC8-1 propõe para a quantificação das ações sísmicas a utilização de espectros de resposta elásticos. Esta metodologia baseia-se numa análise elástica linear onde os efeitos da ductilidade da estrutura são contabilizados pelo coeficiente de comportamento.

Para a correcta definição dos espectros de resposta é necessário estabelecer os parâmetros relacionados com as características e localização do edifício. Definiram-se os espectros associados ao sismo tipo 1, sismo afastado, e ao sismo tipo 2, sismo próximo, com o intuito de verificar qual o mais condicionante.

O edifício de escritórios, que corresponde a uma categoria de importância II, está localizado em Lisboa, zona sísmica 1,3 para o sismo tipo 1 e 2,3 para o sismo tipo 2. Considerou-se um coeficiente de amortecimento de 5% e um solo de fundação do tipo B e tomou-se uma classe de ductilidade média (DCM).

Os parâmetros utilizados para definir o espectro são apresentados na Tabela 3.3.

Tabela 3.3 Parâmetros de definição dos espectros de resposta elásticos para os sismos do tipo 1 e 2

	Sismo 1	Sismo 2
Zona sísmica	1,3	2,3
a _{gr}	1,5	1,7
Y _i	1,0	10
a _g	1,5	1,7
S _{máx}	1,35	1,35
TB (s)	0,1	0,1
TC (s)	0,6	0,25
TD (s)	2,0	2,0

A verificação de segurança da estrutura para a acção sísmica deve ser baseada numa análise não linear ou de uma forma simplificada através de uma análise linear utilizando o coeficiente de comportamento. O coeficiente de comportamento, tal como referido anteriormente, permite a redução das forças obtidas por análise elástica linear para ter em conta o comportamento não linear do edifício após a cedência das armaduras, assegurando assim em determinadas zonas da estrutura a ductilidade e capacidade de dissipação de energia transmitida pela acção sísmica. Este parâmetro foi estimado com base na relação presente na equação (3.1).

$$q = q_0 \times k_w \geq 1.5 \quad (3.1)$$

Em que, q_0 é o valor básico do coeficiente de comportamento, que é função do tipo do sistema estrutural e da sua regularidade em altura; k_w é um coeficiente que reflete o modo de rotura predominante nos sistemas estruturais de paredes.

Para a determinação destes parâmetros é necessário classificar o sistema estrutural. Esta análise é feita através da contribuição da força de corte basal de cada elemento estrutural na rigidez horizontal do edifício, para cada direcção. Para que o sistema fosse classificado como misto equivalente a paredes, as forças horizontais absorvidas pelas paredes teriam que ter um valor superior a 75%, comprovando-se assim que a rigidez da estrutura estaria maioritariamente concentrada nestes elementos. Porém, através dos resultados expressos no Anexo B comprova-se que tal facto não se verifica, levando a que todos os casos de estudo sejam classificados como sistemas porticados, apesar da introdução de paredes interiores nos modelos B, C e D. Para este tipo de sistema estrutural k_w toma valor unitário.

Relativamente ao coeficiente de comportamento básico, uma vez que o edifício é regular em altura e tratando-se de uma classe de ductilidade DCM, q_0 é calculado segundo:

$$q_0 = \frac{3,0 \alpha_u}{\alpha_i} \quad (3.2)$$

Onde, $\frac{\alpha_u}{\alpha_i}$ toma o valor de 1,3 para sistemas porticados com vários tramos e mais do que um piso.

Desta forma conclui-se que o coeficiente de comportamento toma o valor de 3,9 para todos os casos de estudo, em ambas as direcções.

De seguida, faz-se a análise aos espectros de resposta dos sismos do tipo 1 e 2. No Anexo A são indicados os períodos fundamentais das estruturas dos quatro modelos. Na Figura 3.3 são apresentados os espectros de dimensionamento com os períodos fundamentais das estruturas assinalados, de forma a tornar evidente qual o sismo condicionante para os casos em estudo.

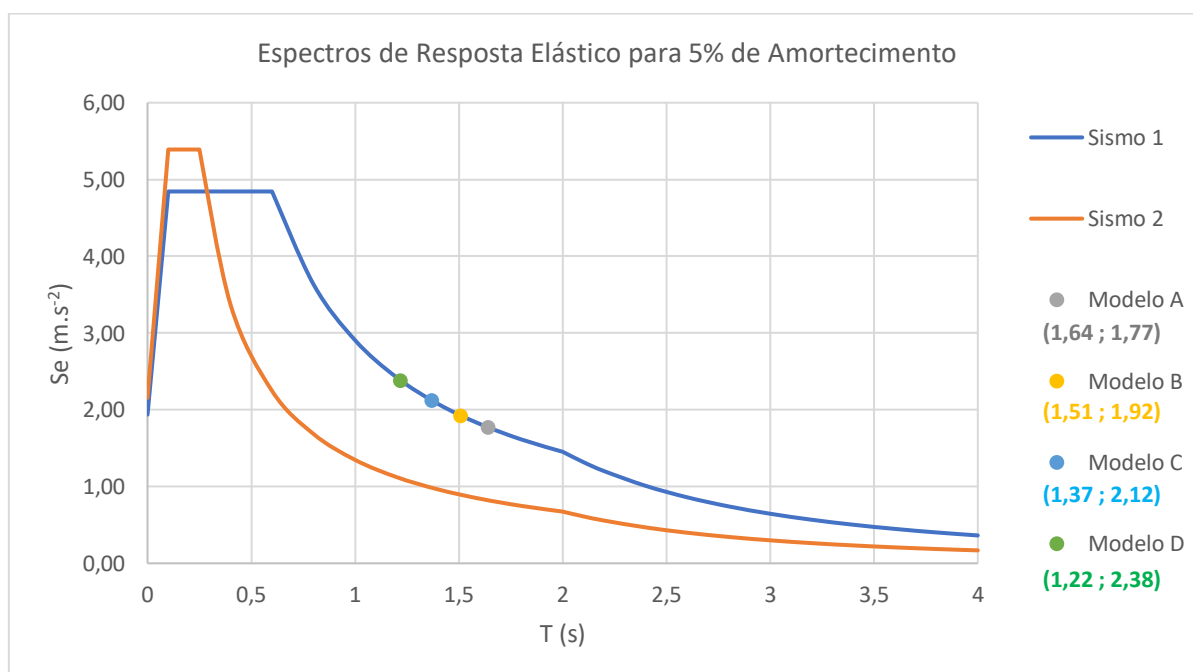


Figura 3.3 Espectros de resposta elásticos para os sismos do tipo 1 e 2 e períodos fundamentais dos vários casos de estudo

Como se pode observar na Figura 3.3 o sismo condicionante é o sismo do tipo 1, uma vez que as acelerações espectrais do mesmo são superiores às do sismo do tipo 2. Desta forma, para o dimensionamento dos elementos estruturais, vai ser considerada apenas a combinação sísmica associada ao sismo do tipo 1.

3.5 Definição das Combinações

O EC0-1 define as combinações de acções que permite a verificação de segurança da estrutura para os Estados Limites Últimos e para os Estados Limites de Serviço.

3.5.1 Combinação Fundamental e Quase-permanente

Para a combinação fundamental da verificação de segurança aos Estados Limites Últimos, para o qual se verificam as dimensões de todos os elementos adoptados no dimensionamento e se dimensionam as armaduras longitudinais da laje, as sobrecargas são majoradas por um factor parcial de segurança de 1,5 enquanto que o peso próprio e as restantes cargas permanentes por um factor parcial de segurança de 1,35.

$$\sum_{j \geq 1} \gamma_{G,j} \cdot G_{k,j} + \gamma_{Q,1} \cdot Q_{k,1} + \sum_{i > 1} \psi_{0,i} \cdot \gamma_{Q,i} \cdot Q_{k,i} \quad (3.3)$$

Para a combinação quase-permanente, correspondente ao comportamento em serviço, tem-se:

$$\sum_{j \geq 1} G_{k,j} + \sum_{i > 1} \psi_{2,i} \cdot Q_{k,i} \quad (3.4)$$

Onde, $\psi_{2,i}$ é o coeficiente de combinação para o valor quase-permanente de uma acção variável que corresponde à situação em mais de 50% da sua vida. Adoptou-se $\psi_{2,i} = 0,3$.

3.5.2 Combinação Sísmica

Relativamente à acção sísmica, a combinação de acções associada é apresentada na expressão 3.5, onde à combinação quase-permanente é sobreposto o efeito sísmico:

$$\sum_{j \geq 1} G_{k,j} + A_{Ed} + \sum_{i > 1} \psi_{2,i} \cdot Q_{k,i} \quad (3.5)$$

Em que, A_{Ed} é o valor de cálculo da acção sísmica que, simplificada, se traduz nas expressões 3.6 e 3.7 para as direcções x e y, respectivamente.

$$E_x = E_{Ed,x} + 0,3E_{Ed,y} \quad (3.6)$$

$$E_y = E_{Ed,y} + 0,3E_{Ed,x} \quad (3.7)$$

3.6 Modelação dos Casos de Estudo

Para efectuar a análise estática e dinâmica da estrutura para as várias combinações de acções, recorreu-se ao programa de elementos finitos *SAP2000 (v19.2)* na montagem do modelo estrutural dos casos de estudo, com as características apresentadas no Capítulo 3.2.

Os pilares e as vigas foram modelados como elementos *frame* de acordo com as respectivas secções transversais, enquanto que as lajes foram modeladas como elementos tipo *shell-thick*, considerando assim um comportamento do tipo diafragma, o que permite uma boa aproximação ao comportamento da laje.

Os resultados relativos a esforços e deformações da laje podem ser influenciados pela qualidade da sua discretização, pelo que a malha dos elementos finitos foi definida de forma a garantir que a dimensão média dos elementos fosse da ordem dos 0,50m.

Para além disso, alterou-se o parâmetro *torsional constant* das vigas para um valor próximo de zero (0,001), de modo a desprezar a rigidez de torção dos elementos, visto que após a fendilhação esta reduz consideravelmente.

As paredes foram também modeladas como elementos *frame*, com a respectiva secção transversal. De forma a modelar o comportamento dinâmico das paredes, elementos extremamente rígidos no seu plano, introduziram-se vigas com uma rigidez muito elevada ao nível de cada piso, através de um módulo de elasticidade elevado. Garantiu-se, assim, que as secções das paredes se mantêm planas após a deformação e que a deformação do piso no seu plano fica compatibilizada.

Considerando um bom solo de fundação admitiu-se, como é usual nestes casos, a ligação da estrutura ao solo simulada por encastramento.

De forma a simular a perda de rigidez por fendilhação do betão antes da cedência das armaduras, reduziu-se a um meio a inércia de todos os elementos, tal como referido, de uma forma simplificada, no EC8-1.

3.7 Momento Transferido na Ligação Pilar-Laje

Para análise do momento transferido do pilar para a laje, torna-se necessário verificar se ocorre inversão de sinal no momento dos pilares entre pisos, para a combinação sísmica (Figura 3.4). Esta análise surge por consequência do tratamento do *SAP2000* deste parâmetro, pois o programa, aquando da junção da acção sísmica com a combinação quase-permanente, fornece apenas a envolvente máxima e mínima dos momentos nos pilares ao longo da altura da estrutura, devido à análise modal por espectros de resposta por aplicação da raiz quadrada da soma do quadrado dos esforços [13].

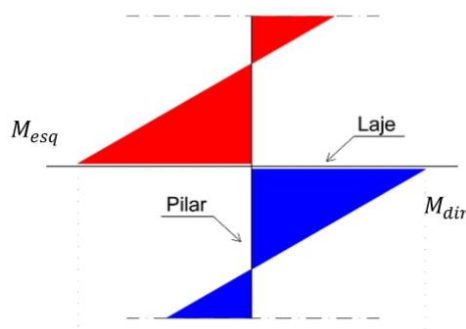


Figura 3.4 Momento transferido na ligação pilar-laje [13]

Caso ocorra inversão do sinal do momento nos pilares, entre pisos, o momento total transferido do pilar para a laje (ΔM) é calculado pela expressão (3.8). Caso contrário, o momento ΔM é dado pela expressão (3.9).

$$\Delta M = M_{esquerda} + M_{direita} \quad (3.8)$$

$$\Delta M = M_{esquerda} - M_{direita} \quad (3.9)$$

Sendo, $M_{esquerda}$ o momento no pilar imediatamente acima da ligação pilar-laje e $M_{direita}$ o momento imediatamente abaixo, tal como a Figura 3.4 ilustra.

Assim, para a verificação da inversão de sinal, foi criado um modelo auxiliar recorrendo a forças estáticas equivalentes, aplicadas no centro de massa de cada piso, que contabilizam a totalidade do esforço transversal, por piso, proveniente da análise modal por espectros de resposta.

A Figura 3.5 demonstra as representações gráficas dos momentos segundo a direcção y, para a combinação sísmica y no caso de estudo 2, sendo a Figura 3.5 (a) os esforços obtidos através da análise modal por espectros de resposta e a Figura 3.5 (b) onde se aplicaram as forças laterais pontuais no centro de massa de cada piso.

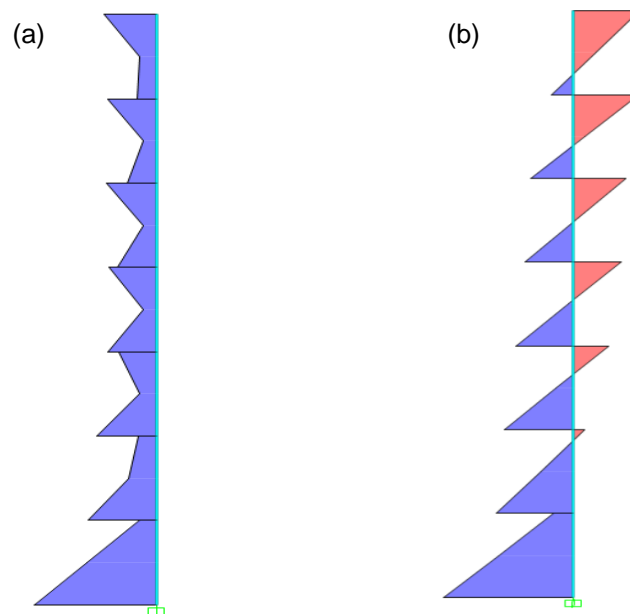


Figura 3.5 Diagrama de momentos em altura segundo a direcção y, para a combinação sísmica y do pilar C4: (a) Modelo Global - análise por espectros de resposta; (b) Modelo Auxiliar - análise por aplicação das forças estáticas equivalentes

Por análise da Figura 3.5, verifica-se que a inversão de sinal não ocorre em todos os pisos. Relativamente aos resultados obtidos, também se verifica uma boa concordância de valores, confirmando assim que o momento transmitido à laje pode ser contabilizado, para o caso de ocorrência de inversão de sinal, como a soma dos momentos máximos no pilar, imediatamente acima e abaixo da ligação pilar-laje, enquanto que para a não ocorrência de inversão como a subtracção desses mesmos momentos.

3.8 Dimensionamento da Ligação Pilar-laje Sujeita à Acção Sísmica

A resposta global de uma estrutura, sujeita à acção sísmica, pode ser controlada aquando do seu dimensionamento. Para determinar os efeitos derivados dessa acção pode-se fazer uma análise baseada em forças ou em deslocamentos.

Durante a actuação do sismo, os movimentos do solo transferidos à base da estrutura, com um carácter dinâmico, são analisados do ponto de vista de deslocamentos ou acelerações induzidas. Desta forma, é perceptível que o real efeito do sismo nas estruturas se baseie na imposição de deslocamentos (i.e., deformações) e não por aplicação de forças, como ocorre na acção do vento, ainda que, a análise ao Estado Limite Último seja verificada através de um dimensionamento com base em forças.

A acção sísmica, no dimensionamento com base em forças exposto no EC8-1 [1] e EC8-2 [4], é considerada a partir de espectros de resposta de cálculo, resultantes de espectros de resposta elásticos e que, por sua vez, dependem do coeficiente de comportamento a adoptar. Isto é, o dimensionamento segundo esta metodologia é feito para que a estrutura resista a uma força máxima ($F_{m\acute{a}x}$) que resulta do coeficiente entre a força máxima elástica ($F_{el,m\acute{a}x}$) e o coeficiente de comportamento (i.e., $F_{m\acute{a}x} = F_{el,m\acute{a}x}/q$). O coeficiente de comportamento (q) assume valor idêntico ao factor de ductilidade ($\mu_\delta = \delta_{m\acute{a}x}/\delta_y$) e o valor de $F_{el,m\acute{a}x}$ é obtido através do produto entre o deslocamento máximo imposto ($\delta_{imposto}^{m\acute{a}ximo}$) e a rigidez na cedência da estrutura (K_{el}), como ilustra a Figura 3.6.

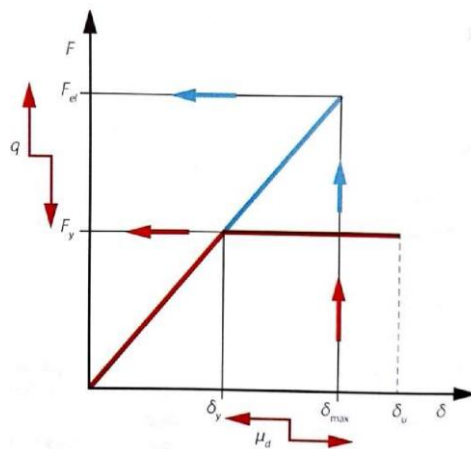


Figura 3.6 Comportamento idealizado de estruturas sujeitas à acção sísmica [39]

Conclui-se assim que, para calcular o valor de $F_{m\acute{a}x}$ torna-se necessário quantificar, previamente, o nível de ductilidade da estrutura que é traduzido pelo coeficiente de comportamento [5].

O parágrafo §5.7(2)P do EC8-1 [1] apresenta uma abordagem para o dimensionamento dos elementos sísmicos secundários baseada na introdução de rótulas na base e topo dos pilares, em cada piso, simulando assim uma rigidez de flexão nula pois, como visto no Capítulo 2.4.2, a principal função desses pilares é resistir a acções gravíticas, quando sujeitos aos deslocamentos impostos pelo sismo. No parágrafo seguinte do EC8-1, é proposto que os pilares sejam dimensionados com base em forças calculando esforços para essas deformações. Porém, tal metodologia impõe resistências elevadas aos pilares, o que não parecerá muito normal para elementos secundários, e potencia a transmissão de

esforços importantes à laje na ligação, o que certamente não é favorável para o comportamento ao punçoamento das lajes.

O dimensionamento destes elementos secundários é apresentado no parágrafo §5.7(3)P do EC8-1, onde é feita uma abordagem baseada em esforços, exigindo apenas que possuam momentos flectores e esforços transversos resistentes que assegurem que a cedência de armaduras, durante o sismo, não seja atingida. Porém, o pressuposto no EC2 restringe-se ao dimensionamento em resistência e não em ductilidade, ao contrário do dimensionamento pela capacidade real abordado no EC8-1. De facto, o dimensionamento de elementos sísmicos secundários em resistência pressupõe que estes se mantenham em regime elástico após a ocorrência da acção sísmica enquanto que nos elementos primários se formarão rótulas plásticas.

Refira-se que no caso dos pilares ligados a lajes fungiformes, este critério de dimensionamento em resistência, proposto no EC8-1, leva, em geral, à consideração de excentricidades muito elevadas na verificação da segurança ao punçoamento da laje, o que poderá inviabilizar ou exigir quantidades de armadura de flexão exageradas com inconvenientes ao nível da ductilidade desta ligação fundamental.

Tendo tal orientação em conta, verifica-se que existirá um sobredimensionamento dos elementos secundários, em princípio, desnecessário e mesmo contraproducente.

Tal como visto no Capítulo 2.4.1, para serem cumpridos os requisitos de limitação de danos, evitando o colapso da estrutura, o artigo 2.2.4.1(2)P do EC8-1 pressupõe que as estruturas devem ser dimensionadas de forma a assegurar um comportamento global dissipativo e dúctil através do método de cálculo pela capacidade real, estabelecendo uma hierarquia de resistência dos vários elementos estruturais e modos de colapso. Desta forma, garante-se um mecanismo plástico apropriado e evitam-se modos de rotura frágeis. Este método de dimensionamento em ductilidade, não se encontra explicitamente tratado no EC8-1 em relação ao tipo de elementos sísmicos a que poderá ser aplicado, pelo que se pressupõe que poderá ser admitido também nos elementos secundários assegurando a sua capacidade de deformação durante o sismo.

Para além disso, este regulamento propõe que estes elementos sejam dimensionados para suportar as deformações da estrutura na análise sísmica, desconsiderando a sua rigidez. Os elementos secundários, não sendo considerados como participantes importantes na resistência ao sismo, deverão ser pouco valorizados na modelação da estrutura (tal como visto no Capítulo 2.4.2) e ter, isso sim, capacidade de absorção das deformações impostas e, portanto, ductilidade. Isto é, apesar do dimensionamento em ductilidade de elementos secundários aquando da acção sísmica não ser contemplado no EC8-1, considera-se que esta hipótese deveria, pelo menos, ser considerada a nível regulamentar. Assim, a contribuição destes elementos no modelo estrutural deve ser considerada mas de forma a que tenha um papel limitado na resposta estrutural.

Contudo, através da participação da rigidez dos elementos sísmicos secundários na contabilização da rigidez lateral da estrutura, os valores dos deslocamentos laterais obtidos pela análise estrutural encontram-se mais próximos dos valores reais. Embora esta teoria ainda seja um tema que suscita

muitas dúvidas na comunidade científica, tais factos têm sido alvo de análise ao longo das últimas décadas, tendo sido desenvolvidas recentemente duas dissertações [40] e [41], onde os respectivos autores confirmam a abordagem desta matéria como anteriormente descrita. Como tal, no desenvolvimento da presente dissertação, foi contabilizada a participação da ligação pilar-laje aquando da modelação e dimensionamento da estrutura em resistência e ductilidade.

Assim, sendo a rotação (i.e., ductilidade) o parâmetro que caracteriza o comportamento sísmico da ligação pilar-laje, deverá ser feita uma análise que restrinja os esforços que se desenvolvem na ligação com base em deslocamentos. Desta forma, num sistema estrutural composto por lajes fungiformes, a ductilidade da ligação pilar-laje deve ser alvo de avaliação.

Para tal, no caso dos pilares, recorreu-se ao EC8-3 [6] onde é proposto um dimensionamento com base em deslocamentos para conferir à estrutura ductilidade suficiente para resistir a deslocamentos impostos pelo sismo. No entanto, visto que a ductilidade estrutural depende directamente da ductilidade individual de cada elemento estrutural que a compõe, torna-se assim necessário analisar a ductilidade local de cada elemento. Seguindo esta metodologia, o desempenho estrutural usado para a definição do comportamento da estrutura é feito através da limitação de danos (expressão 2.1) e limitação do deslocamento imposto:

$$\delta_{imposto}^{máximo} \leq \delta_{disponível}^{máximo} \quad (3.10)$$

Sendo, $\delta_{imposto}^{máximo}$ o deslocamento imposto pela acção sísmica à estrutura ou elemento estrutural em análise; $\delta_{disponível}^{máximo}$ o máximo deslocamento suportado pela estrutura ou elemento estrutural.

Esta filosofia, presente no EC8-3, permite relacionar o efeito que a acção sísmica (deslocamento imposto) tem numa estrutura ou elemento estrutural, com a capacidade que esta(e) tem para suportar esse mesmo deslocamento. Assim, torna-se fundamental analisar a ductilidade de forma quantitativa e não apenas de forma qualitativa, sendo por isso necessário definir este parâmetro. Esta grandeza define a capacidade de deformação que um elemento de betão suporta, estando sujeito a repetidos ciclos de carga, sem que perca rigidez e capacidade de carga.

Para um elemento submetido à flexão simples, a deformação resultante é definida pela sua curvatura (expressão 3.11). Desta forma, a análise do comportamento estrutural de um elemento submetido à flexão pode ser caracterizada pela relação momento-curvatura.

$$\frac{1}{R} = \frac{|\varepsilon_c| + |\varepsilon_s|}{d} \quad (3.11)$$

Sendo, ε_c e ε_s as extensões nas fibras mais comprimida do betão e traccionada do aço, respectivamente.

Através da relação entre a extensão do betão e do aço, torna-se possível calcular a posição da linha neutra, segundo:

$$\frac{\varepsilon_c}{\varepsilon_s} = \frac{x}{d - x} \quad (3.12)$$

A avaliação da ductilidade em elementos de betão submetidos à flexão simples, pode ser analisada através do factor de ductilidade, de uma determinada grandeza cinemática (curvatura, deslocamento, rotação, etc). Relativamente a elementos submetidos à flexão composta, a ductilidade é influenciada pelo valor de esforço axial actuante de uma forma significativa. Para esforços axiais reduzidos compreendidos entre 0,4 e 0,5 dá-se o balanceamento entre cargas. Isto é, as fibras de extremidade da secção do betão atingem a sua extensão última e, simultaneamente, as armaduras atingem a extensão de cedência. É neste nível que se atinge o valor máximo do momento resistente e uma vez atingido este nível, a rotura dar-se-á pelo betão sem que as armaduras entrem em cedência, não sendo assim explorada a ductilidade do aço. Visto que a extensão última do aço é muito superior à do betão, a ductilidade será sempre condicionada pelo betão. De forma a aumentar a ductilidade de elementos de betão, torna-se necessário aumentar a própria ductilidade do betão. Para tal, incrementa-se a extensão última do betão confinando-o, através da colocação de armaduras transversais na secção, envolvendo a armadura longitudinal (expressões 3.13 e 3.14) [4].

$$\varepsilon_{cu,ef} = \varepsilon_{cu2} + 0,2 \cdot (\sigma_2 / f_{ck}) \quad (3.13)$$

$$\varepsilon_{cc,ef} = \varepsilon_{c2} + (f_{ck,ef} / f_{ck})^2 \quad (3.14)$$

Onde, $f_{ck,ef}$ é o valor característico efectivo da tensão de rotura do betão à compressão, dado pelas equações (3.15) e (3.16), que depende do valor da tensão efectiva de compressão lateral no Estado Limite Último (σ_2) calculado através da equação (3.17).

$$f_{ck,ef} = f_{ck} \left[1 + 5 \cdot \left(\frac{\sigma_2}{f_{ck}} \right) \right], \text{ para } \sigma_2 \leq 0,05 f_{ck} \quad (3.15)$$

$$f_{ck,ef} = f_{ck} \left[1,125 + 2,5 \cdot \left(\frac{\sigma_2}{f_{ck}} \right) \right], \text{ para } \sigma_2 > 0,05 f_{ck} \quad (3.16)$$

$$\sigma_2 = f_{ck} \cdot 0,5 \cdot \alpha_n \cdot \alpha_s \cdot w_{wd} \quad (3.17)$$

Em que, w_{wd} representa a taxa mecânica volumétrica de cintas em zonas críticas (equação 3.20); α_n e α_s são coeficientes de eficácia de confinamento que dependem da disposição construtiva dessas mesmas cintas em planta e altura, respectivamente, e da geometria da secção transversal do pilar. Para secções rectangulares são calculados por:

$$\alpha_n = 1 - \frac{\sum_n b_i^2}{6 \cdot b_0 \cdot h_0} \quad (3.18)$$

$$\alpha_s = \left(1 - \frac{s}{b_0} \right) \left(1 - \frac{s}{h_0} \right) \quad (3.19)$$

Sendo, s o espaçamento entre cintas definido pelas expressões (3.21) e (2.43) consoante a norma aplicada, EC8 e MC2010 respectivamente; b_i a distância entre varões consecutivos abraçados; n o número total de varões longitudinais abraçados lateralmente por cintas.

$$w_{wd} = \frac{\text{Volume das cintas}}{\text{Volume do núcleo de betão}} \cdot \frac{f_{yd}}{f_{cd}} \quad (3.20)$$

Os requisitos de armadura de confinamento apresentados no EC8-1 são adicionais aos propostos no EC2-1. O espaçamento das cintas nas zonas confinadas, segundo o EC8-1, não deve ser superior a:

$$s = \min\{b_0/2; 175\text{mm}; 8d_{bl}\} \quad (3.21)$$

Em que, d_{bl} representa o diâmetro mínimo dos varões longitudinais (em mm).

4 ANÁLISE DOS RESULTADOS OBTIDOS

4.1 Introdução

Neste capítulo é analisada a capacidade de resistência ao punçamento da ligação pilar-laje segundo o EC2 e MC2010, e da ductilidade segundo o EC8 e o ACI318. Primeiramente, foi verificada a veracidade dos modelos através de uma análise das cargas verticais, posteriormente classificou-se o sistema estrutural e os pilares interiores e, seguidamente, dimensionou-se a armadura de flexão a aplicar na laje fungiforme. Também é apresentado neste Capítulo uma análise dos deslocamentos relativos actuantes em todos os modelos de forma a averiguar se respeitam o controlo de danos presente no EC8-1.

4.2 Validação do Modelo

Montados os modelos, é de extrema importância compreender se estes estão efetivamente a simular, com um bom nível de aproximação, o comportamento estrutural. Nesta perspectiva realizaram-se uma série de verificações simples, apresentadas no Anexo A, que permitiram uma melhor calibração do modelo e o ganho de confiança nos resultados.

4.3 Caracterização dos Pilares Interiores

Tal como referido no Capítulo 2.4.2, para classificar os pilares interiores como elementos sísmicos primários ou secundários o EC8-1 define uma análise baseada na contribuição desses elementos para a rigidez lateral da estrutura através da percentagem de esforço de corte basal. No Anexo B apresenta-se a contribuição da força de corte basal de cada elemento na rigidez horizontal do edifício estando, resumidamente, na Tabela 4.1 a percentagem dessa mesma força correspondente a cada elemento estrutural e a relação entre a força de corte absorvida pelos elementos sísmicos primários e secundários (Δ).

Tabela 4.1 Participação dos elementos na rigidez lateral da estrutura e relação da contribuição dos pilares interiores com os restantes elementos estruturais

Modelo	Pilares Porticados	Paredes	Pilares Interiores	Δ
A	61,86%	-----	38,14%	61,66%
B	49,76%	32,58%	17,66%	21,45%
C	35,40%	52,08%	12,52%	14,31%
D	25,70%	65,11%	9,19%	9,88%

Analisando a Tabela 4.1, verifica-se que nos Modelos B, C e D, os pilares interiores poderão ser classificados como elementos secundários uma vez que a sua contribuição para a rigidez lateral da estrutura não atinge 15% da contribuição dos elementos sísmicos primários, apesar de no modelo B, o limite imposto ser ultrapassado por uma margem muito pequena, pelo que também ele, poderá ser classificado como secundário. Relativamente ao modelo A, constata-se que, efectivamente, a contribuição dos elementos sísmicos secundários ultrapassa os 15%. Uma possível solução para contrariar tal comportamento passaria por reduzir a rigidez dos pilares interiores, provocando assim uma redistribuição de esforços, levando a que os esforços nos pilares interiores diminuam e, conseqüentemente, os esforços nos pilares porticados e paredes aumentem.

4.4 Limitação de Danos

Como forma de evitar danos excessivos sob ação sísmica, o EC8-1 limita o deslocamento relativo entre pisos. A expressão para edifícios com elementos não estruturais constituídos por materiais frágeis fixos à estrutura é dada pela equação (2.1), presente no Capítulo 2.4.1.

Os resultados dos deslocamentos relativos do alinhamento vertical mais condicionante – pilar do alinhamento C4, em semelhança aos pilares C2, B3 e D3 derivado à simetria em planta das estruturas – são apresentados no Anexo C.

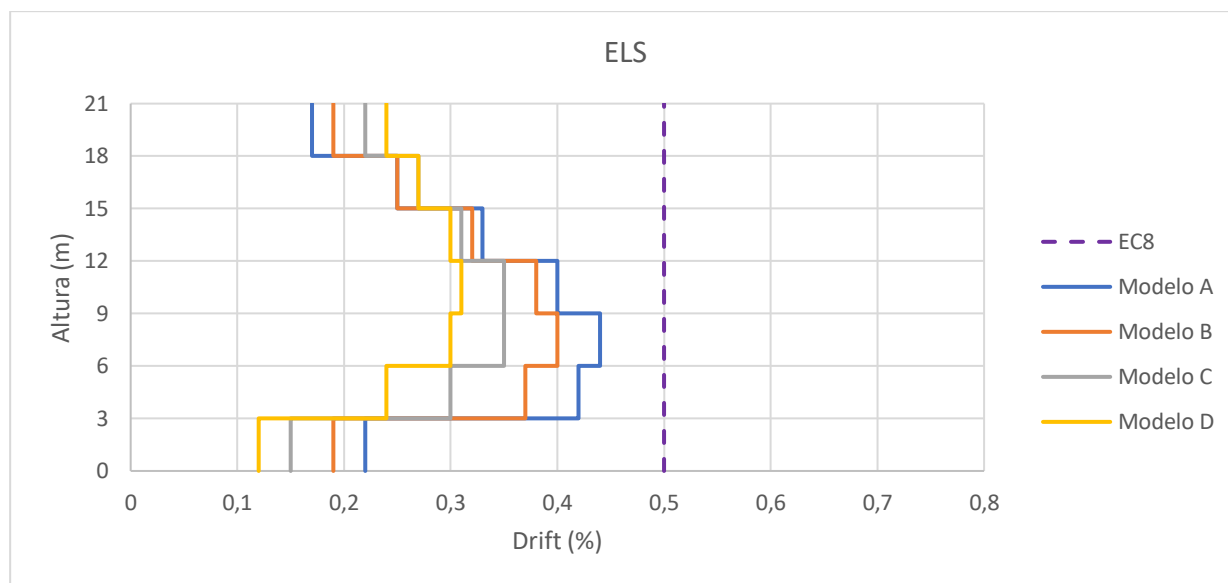


Figura 4.1 Drifts obtidos, em condições de serviço, para todos os modelos

Feita a análise verifica-se que as exigências de controlo de danos estipulado no EC8 são garantidas, folgadoamente, para todos os pisos e para as duas direcções de actuação da acção sísmica, pois todos os modelos apresentam deformações máximas entre pisos inferiores a 0,5%. Tal como ilustrado na Figura 4.1, o modelo A é o que apresenta maiores drifts, como seria expectável, pois é o modelo que possui menor rigidez e como tal, será submetido a maiores deslocamentos laterais.

Ao invés do que seria esperado (do máximo drift ocorrer no último piso), os drifts máximos atingidos em ambas as direcções e combinações sísmicas ocorrem no 3º piso para os modelos A e B, enquanto que no modelo D ocorre no 4º piso e no modelo C ocorre em simultâneo no 3º e 4º piso. Tal acontece uma vez que o edifício em estudo não possui pisos enterrados, tendo por isso sido considerado um encastramento perfeito na base da estrutura.

4.5 Dimensionamento da Armadura Longitudinal de Flexão

Os esforços de flexão para o dimensionamento dos elementos estruturais foram obtidos pelo modelo de elementos finitos, recorrendo à ferramenta *section cut*. Essa função de integração de esforços foi aplicada numa zona com largura de 3m na secção da ligação pilar-laje para obtenção dos momentos máximos que, posteriormente, foram divididos por essa mesma largura de forma a se obter no pilar o momento médio actuante por metro de secção.

A escolha da ligação pilar-laje para análise mais detalhada foi feita tendo em conta a distribuição de momentos ao longo da altura de um pilar interior de forma a averiguar qual o piso onde ocorrem os maiores momentos causados pelas combinações sísmicas. Verificou-se que o pilar do alinhamento C4 era o pilar interior sujeito a maiores esforços e como tal, a análise do dimensionamento da ligação pilar-laje, foi feita para este. Na Tabela 4.2 sintetiza-se o dimensionamento das armaduras na laje, verificando-se que a combinação sísmica tem uma ligeira predominância nos dois modelos.

Tabela 4.2 Pormenorização do reforço da armadura adoptada para a malha superior da laje

Combinação	Modelo	Pilar	Malha Superior		Armadura Total nos Capiteis					
		m_{Ed} (kNm)	$A_{S,malha}$	$A_{S,malha}$ (cm ² /m)	$A_{S,reforço}$	$A_{S,reforço}$ (cm ² /m)	$A_{S,total}$	$A_{S,total}$ (cm ² /m)	ρ_{total}	m_{Rd} (kNm)
Fundamental	D	220,2	# ϕ 12//0,1	11,31	ϕ 12//0,1	11,31	# ϕ 12//0,1 + ϕ 12//0,1	22,62	0,0078	255,8
	A	223,2								
Sísmica y	D	238,7								
	A	251,2								

Os modelos A e D foram as estruturas escolhidas para analisar o comportamento da ligação pilar-laje, sujeita à acção sísmica, derivado à diferente rigidez que as caracterizam pois, tal como se verificou no Capítulo 2.4, este parâmetro é de extrema importância no dimensionamento.

4.6 Caso de Estudo 1 – Modelo A

4.6.1 Análise da Resistência ao Punçoamento

Para esta avaliação adoptaram-se as formulações expostas no EC2 e MC2010, excluindo o ACI. A utilização de tais regulamentos, deveu-se à análise comparativamente feita no Capítulo 2.8 onde se verificou que a CSCT, que serve de base ao MC2010, foi a que apresentou resultados mais próximos dos valores teóricos pois esta norma contabiliza parâmetros geométricos e mecânicos (tais como a rotação da laje e a dimensão do agregado do betão) que influenciam a resistência ao punçoamento, o mesmo não acontece com as normas europeia e americana. Entre estes dois regulamentos, o EC2 é o que apresenta resultados mais próximos dos experimentais pois, tal como se viu na Figura 2.41 e Figura 2.42 do Capítulo 2.8, este regulamento tem em conta um maior número de factores que influenciam o punçoamento na laje, como por exemplo a quantidade de armadura longitudinal.

4.6.1.1 EC2-1

Para o cálculo da resistência ao punçoamento sem armadura transversal, segundo o EC2-1, recorreu-se à equação (2.7), sendo o cálculo da tensão de corte máxima actuante feito com base na equação (2.5) e o cálculo do parâmetro β na expressão (2.6). No Anexo D encontram-se todos os parâmetros e verificações necessárias para o cálculo da resistência ao punçoamento, para todas as combinações, segundo esta norma. A Tabela 4.3 apresenta os esforços de dimensionamento actuantes e resistentes da ligação laje-pilar, para as combinações sísmica segundo a direcção y e fundamental, de forma a se verificar a resistência ao punçoamento no pilar mais condicionante – pilar do alinhamento C4 no 1º piso.

Através dos resultados expressos na Tabela 4.3, conclui-se que a condição de resistência ao punçoamento dado pela equação (2.4) é verificada, pelo que não é necessário adoptar armadura de

reforço. Para além disso, também é verificada a condição presente nas equações (2.3 e 2.14) do valor máximo da tensão de punçoamento.

Tabela 4.3 Esforços de dimensionamento da ligação pilar-laje e respectiva capacidade resistente ao punçoamento de diversas combinações segundo o EC2-1

Combinação	β	V_{Ed} (kN)	$V_{Rd,c}$ (kN)	v_{Ed} (kN/m ²)	$v_{Rd,c}$ (kN/m ²)	v_{min} (kN/m ²)	$v_{Rd,max}$ (kN/m ²)
Fundamental	1,022	977,9	1174,1	534,9	628,3	474,8	5280
Sísmica y	1,290	586,7	1174,1	404,9	628,3		

Segundo a abordagem para o dimensionamento da ligação pilar-laje, presente no EC8-1, verifica-se um aumento significativo dos momentos transferidos entre o pilar e a laje, cujo efeito é retratado no parâmetro β , devido à amplificação dos efeitos da excentricidade da carga vertical, afectando assim o nível das tensões de punçoamento actuantes. Esse efeito faz com que as combinações sísmicas estejam mais susceptíveis à rotura por punçoamento, podendo requerer a utilização de armaduras de reforço. Porém, feita uma análise em resistência, não houve necessidade de adopção de qualquer tipo de armadura de punçoamento, tal como os resultados presentes na Tabela 4.3 retratam.

4.6.1.2 MC2010

Tal como visto no Capítulo 2.7.2.1, a resistência ao punçoamento sem armadura transversal, segundo o MC2010, é calculado através da expressão (2.32). Na presente dissertação, para o cálculo da rotação da laje utilizou-se o Nível III de Aproximação. Na Tabela 4.4 estão presentes os parâmetros necessários para o cálculo da resistência do betão, estando no Anexo D a verificação das restantes combinações.

Tabela 4.4 Parâmetros necessários para o cálculo da resistência ao punçoamento sem armadura transversal e respectiva capacidade resistente, segundo o MC2010, para a direcção y

Combinação	V_{Ed} (kN)	$\Delta M_{Ed,i}$ (kNm)	m_{Ed} (kNm)	m_{Rd} (kNm)	ψ	k_{ψ}	b_0 (m)	$V_{Rd,c}$ (kN)
Fundamental	977,9	19,26	223,2	255,8	0,0121	0,252	3,65	974,1
Sísmica y	586,7	164,95	251,2	255,8	0,0144	0,225	2,96	705,5

Como se pode comprovar pelos resultados apresentados na Tabela 4.4 e Tabela 0.9 (Anexo D), as rotações da laje são semelhantes uma vez que os momentos actuantes na laje não diferem muito. O mesmo já não se verifica nos resultados obtidos para a resistência ao punçoamento, principalmente entre as combinações sísmicas e fundamental (Tabela 4.4). Essa diferença deve-se ao parâmetro $\Delta M_{Ed,i}$ que representa o momento transferido do pilar para a laje e afecta o perímetro de controlo (equação 2.35) e, conseqüentemente, o valor da resistência ao corte da laje. Desta forma comprova-se a teoria desenvolvida por Muttoni de que a diminuição da capacidade de rotação da laje (i.e., a ductilidade da ligação pilar-laje) proporciona um aumento da resistência ao corte da laje, tal como visto na Figura 2.16 do Capítulo 2.6.1.

Através dos resultados expressos na Tabela 0.9 presente no Anexo D, é perceptível que o pilar C4, do caso de estudo, verifica a condição de resistência ao punçoamento dado pela equação (2.31) para todas as combinações pelo que, segundo uma análise em resistência, não seria necessário adoptar armadura de punçoamento.

4.6.2 Análise da Ductilidade

Para um sistema estrutural composto por lajes fungiformes, a ductilidade da ligação pilar-laje deve ser alvo de análise. Seguindo esta metodologia, o desempenho estrutural usado para a definição do comportamento da estrutura é feito através da limitação do deslocamento imposto segundo a norma americana (expressão 2.51) e a norma europeia (expressão 3.10).

4.6.2.1 ACI318-14 - Requisito de Ductilidade

Tal como visto no Capítulo 2.9.1, a norma americana (ACI318-14) aborda a resistência ao punçoamento por ductilidade através de um critério de dimensionamento dado pela equação (2.51), que expressa em função de forças (sem alteração dos parâmetros envolventes) toma a seguinte forma:

$$\frac{\Delta_x}{h_{sx}} \geq 0,035 - \left(\frac{1}{20}\right) \cdot \left(\frac{V_g}{V_{Rd,c}}\right), \quad \text{mas } \frac{\Delta_x}{h_{sx}} \geq 0,005 \quad (4.1)$$

A aplicação deste critério é feito para a parcela $\psi_2 \cdot Q_k + G_k$ da combinação sísmica, isto é, para a combinação quase-permanente. Sendo que, o esforço de punçoamento excêntrico (V_g) não toma o mesmo valor por aplicação do EC2-1 e MC2010 uma vez que o conceito de excentricidade é abordado de forma diferente em ambas as normas. No EC2-1 este efeito é tido em conta através do parâmetro β (equação 2.6) que influencia o esforço de corte actuante (equação 2.5). Enquanto que no MC2010, a excentricidade é contabilizada no parâmetro k_e , que por sua vez influencia o perímetro de controlo (equação 2.35), afectando assim o esforço de corte resistente ao punçoamento (equação 2.32). Ou seja, o MC2010 minora a resistência da laje enquanto que a norma europeia majora o esforço de corte actuante. Assim, no MC2010 o esforço de punçoamento (V_g) toma o mesmo valor que o esforço de corte actuante.

Caso se verifique a condição (4.1), é necessário adoptar armadura de punçoamento. Desta forma, torna-se necessário verificar se o drift a que a estrutura está sujeita respeita essa condição. Uma vez que este critério depende dos valores de resistência ao punçoamento e, tal como visto no Capítulo 4.4, o maior drift para o modelo A ocorre no 3º piso, tornou-se necessário aplicar as fórmulas de dimensionamento ao punçoamento excêntrico segundo o EC2-1 e MC2010, nesse mesmo piso. No Anexo E encontram-se, as verificações necessárias para o cálculo da resistência ao punçoamento segundo estas normas. Os resultados obtidos por aplicação do EC2-1 e MC2010 encontram-se na Tabela 0.14 do Anexo E e representados graficamente na Figura 4.2.

Por análise da Figura 4.2 verifica-se que o requisito de ductilidade proposto pelo ACI318-14 não é cumprido, por aplicação de ambas as normas EC2 e MC2010, pelo que se torna necessário adoptar armadura de reforço. Relembre-se que Pan e Moehle também constactaram que a ligação perdia ductilidade à medida que V_u se aproxima de $0,4V_c$ (Figura 2.44). A relação entre as cargas gravíticas e a capacidade resistente sem armaduras transversais para cargas monotónicas (VR) apresentam, neste caso, valores superiores a 0,4 e não respeitam a condição mínima de ductilidade da equação (2.49) presente no ACI352.1R-89. Assim, estes autores sugerem a adopção de armadura transversal de forma a aumentar a ductilidade da ligação pilar-laje. Teoria essa corroborada, nos anos seguintes, por

diversos autores Robertson e Durrani (1992), Megally e Ghali (2000), Hueste et al. (2007), tal como visto no Capítulo 2.9.1.

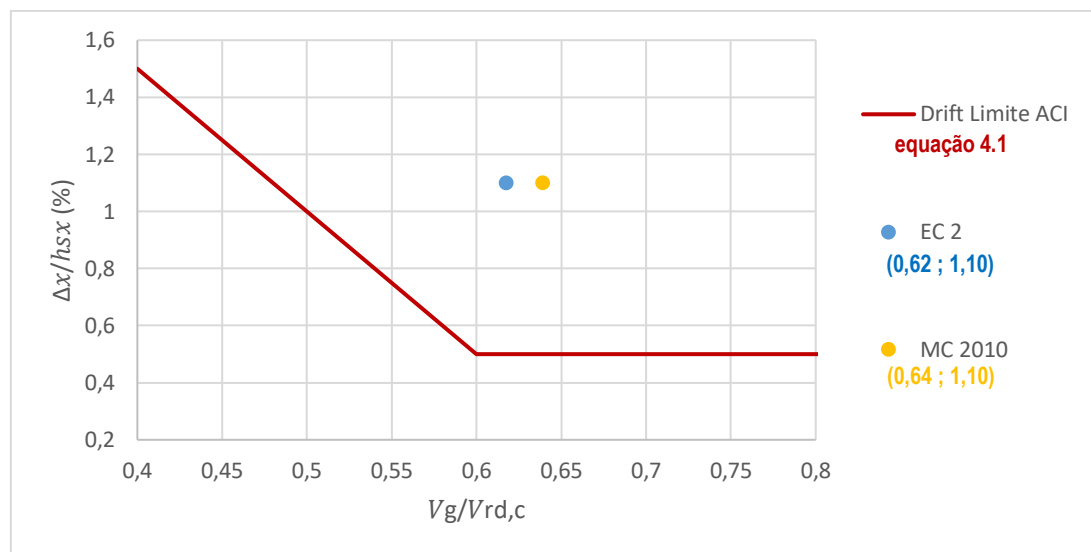


Figura 4.2 Representação gráfica dos resultados obtidos por aplicação do requisito de ductilidade do ACI318 para o modelo A

Não será apresentada, para este caso, a pormenorização das armaduras pois, como visto no Capítulo 4.3, o elemento estrutural em análise seria classificado como primário e nesta tese considera-se que o dimensionamento em ductilidade das ligações pilar-laje deve ser para elementos sísmicos secundários.

4.6.2.2 EC8-3 – Limitação do Deslocamento Imposto

Para complementar a verificação da ductilidade na ligação pilar-laje pode-se adoptar a filosofia do EC8-3 com o intuito de conferir à estrutura ou elemento estrutural (neste caso os pilares com ligação directa às lajes) ductilidade suficiente para resistir aos deslocamentos impostos pelo sismo. Esta filosofia permite relacionar o efeito que a acção sísmica (deslocamento imposto) tem numa estrutura ou elemento estrutural, com a capacidade que esta(e) tem para suportar esse mesmo deslocamento. Para esta verificação torna-se assim necessário analisar a ductilidade nas zonas críticas de cada pilar de forma quantitativa e não apenas de forma qualitativa.

Nesta dissertação utilizou-se um software de análise de secções – o *Gala Reinforcement* – que permite determinar a relação momento-curvatura, identificando o ponto de cedência e o ponto último. Para tal, interessa obter os valores de curvatura no ponto de cedência $(1/R)_y$ e no ponto último $(1/R)_u$.

Para a obtenção do diagrama momento-curvatura de uma secção foi necessário calcular, com recurso às equações (3.13) a (3.21), as extensões últimas efectivas do betão à compressão que, por sua vez, dependem da cintagem adoptada. Assim, primeiramente foi necessário dimensionar a armadura longitudinal do pilar C4. Uma vez que este pilar foi caracterizado como elemento sísmico primário, tal como visto no Capítulo 4.3, o EC8-1 estipula mínimos e máximos de armadura para este tipo de elementos sísmicos compreendidos entre 1% e 4%. Uma vez que os momentos flectores actuantes no

pilar apresentam valores muito reduzidos, adoptou-se uma percentagem de armadura de 1,1%, próxima do limite mínimo de 1% estipulado no EC8 para elementos sísmicos primários.

A Tabela 4.5 sintetiza os valores dos parâmetros usadas no cálculo das extensões últimas efectivas do betão à compressão para a combinação sísmica.

Tabela 4.5 Parâmetros para o cálculo das extensões últimas efectivas do betão à compressão

Armadura no Pilar C4					Armadura de confinamento							
Total			Inferior	Superior	Cintagem				Confinamento			
p_l (%)	$A_{s,adoptado}$	A_s (cm ²)	A_{s1} (cm ²)	A_{s2} (cm ²)	$A_{s,adoptado}$	w_{wd}	α_n	α_s	σ_2 (MPa)	fck_{ef} (MPa)	$\epsilon_{cc,cf}$ (‰)	$\epsilon_{cu,cf}$ (‰)
1,1	12φ20+8φ16	53,78	18,85	18,85	φ8//0,10	0,1572	0,80	0,85	1,60	38,00	3,21	14,16

Tendo em conta o tipo de varões adoptados na armadura longitudinal do pilar, o espaçamento máximo a utilizar na cintagem do pilar (equação (3.21)) é limitado a 128mm, pelo que se adoptou um espaçamento de 100mm para a armadura de confinamento. Para o diâmetro utilizou-se a recomendação do EC2-1 de 8mm.

Calculadas as extensões do betão, presentes na Tabela 4.5, recorreu-se ao *Gala Reinforcement* para obtenção do diagrama momento-curvatura presente na Figura 0.1 (Anexo F) e das tensões e extensões presentes na Figura 0.2 (Anexo F), da secção do pilar C4 para a combinação sísmica segundo a direcção y, no piso onde ocorrem maiores esforços.

Visto que o programa apenas permite a introdução de duas camadas de armadura, a ductilidade é estimada em função de $\rho_1 + \rho_2 = (A_{s1} + A_{s2}) / (b_c \cdot h_c)$. Para além disso, o software usado limita a extensão última efectiva da tensão de rotura do betão à compressão a 6‰, pelo que tornou-se necessário tratar devidamente os resultados obtidos pelo *Gala Reinforcement* (Tabela 4.6).

Tabela 4.6 Tratamento dos resultados obtidos pelo Gala Reinforcement

N_{Ed} (kN)	Valores obtidos Gala Reinforcement			Resultados tratados para o caso de estudo		
	$\epsilon_{cu,cf}$ (‰)	ϵ_s (‰)	$(1/R)_u$ (cm ⁻¹)	$\epsilon_{cu,cf}$ (‰)	ϵ_s (‰)	$(1/R)_u$ (cm ⁻¹)
4047	6,00	14,37	$3,04 \times 10^{-4}$	14,16	33,91	$7,17 \times 10^{-4}$

Uma vez obtidos os valores de extensões correspondentes ao caso de estudo em questão, procedeu-se à verificação da expressão (3.10), tendo em conta os máximos deslocamentos relativos entre pisos ocorridos no 3º piso.

$$\delta_{imposto}^{máximo} = \Delta_x = 3,30cm \leq \delta_{disponível}^{máximo} = \left(\frac{1}{R}\right)_u \cdot c_{pilar} \cdot h_{sx} = 7,17 \times 10^{-4} \cdot 70 \cdot 300 = 15,06cm$$

Por análise dos resultados obtidos conclui-se que para a percentagem de armadura de confinamento adoptada, seria conferida ductilidade suficiente à ligação pilar-laje de forma a verificar a condição da equação (3.10).

4.6.2.3 Disposição Construtiva para a Ductilidade Local Relativa a Pilares Sísmicos Primários

Se se considerasse este pilar como um elemento sísmico primário, o EC8-1 apresenta no parágrafo §5.4.3.2.2(8) a disposição construtiva disposta na equação (4.2) para análise da ductilidade local.

$$\alpha \cdot w_{wd} \geq 30 \cdot \mu_{\varphi} \cdot \nu_d \cdot \varepsilon_{sy,d} \cdot \frac{b_c}{b_0} - 0,035 \quad (4.2)$$

Em que, ν_d é o valor do esforço normal reduzido de cálculo dado por $\nu_d = N_{Ed}/(A_c \cdot f_{cd})$; α é o coeficiente de eficácia do confinamento dado pelo produto dos coeficientes presentes nas equações (3.18) e (3.19); μ_{φ} é o valor necessário do factor de ductilidade em curvatura dado pela equação (4.3), uma vez que o período fundamental deste caso de estudo é superior a T_c , tal como os resultados no Anexo A indicam.

$$\mu_{\varphi} = 2q_0 - 1 \quad , \quad \text{para } T_1 \geq T_c \quad (4.3)$$

Assim utilizou-se, primeiramente, a mesma armadura de confinamento que na análise expressa no Capítulo 4.6.2.2 de forma a averiguar se a cintagem adoptada, aquando da aplicação da metodologia do EC8-3, verifica a condição de ductilidade disposta na equação (4.2). Na Tabela 4.7 encontram-se ilustrados os parâmetros necessários para a verificação da condição de ductilidade local relativa a pilares sísmicos primários, presente na equação (4.2).

Tabela 4.7 Parâmetros necessários para a aplicação da disposição construtiva de elementos sísmicos primários

Cintagem	b_0 (m)	μ_{φ}	ν_d	α_n	α_s	α	w_{wd}	$\alpha \cdot w_{wd}$	$30 \cdot \mu_{\varphi} \cdot \nu_d \cdot \varepsilon_{sy,d} \cdot \frac{b_c}{b_0} - 0,035$
$\phi 8//0,10$	0,63	6,8	0,41	0,80	0,85	0,68	0,1572	0,1066	0,1684
$\phi 8//0,075$				0,92	0,88	0,82	0,2096	0,1715	0,1684

Verifica-se que a armadura de confinamento adoptada, na aplicação do EC8-3, para análise da capacidade de deformação para a acção sísmica, não é suficiente para verificar a condição de ductilidade do EC8-1 expressa na equação (4.2), para assegurar capacidade de absorção de energia nos elementos primários, durante o sismo. Diminuindo o espaçamento das cintas e, conseqüentemente, aumentando a taxa mecânica volumétrica de cintas (w_{wd}), verifica-se então a condição (4.2). Assim, parece concluir-se que as necessidades de confinamento nos elementos primários de acordo com o EC8-1 são particularmente exigentes, o que é conhecido.

4.7 Caso de Estudo 2 – Modelo D

Neste Capítulo será analisada uma outra solução através da introdução de paredes interiores, conferindo-se assim uma maior rigidez à estrutura e, conseqüentemente, diminuindo os deslocamentos entre pisos e as necessidades de ductilidade das ligações.

4.7.1 Análise da Resistência ao Punçoamento

Para esta avaliação adoptaram-se as formulações expostas no EC2 e MC2010, tal como no caso de estudo anterior.

4.7.1.1 EC2-1

Para o cálculo da verificação de segurança da resistência ao punçoamento, segundo esta norma, foram utilizadas as mesmas expressões que no caso de estudo anterior. É apresentada no Anexo D, uma versão desta mesma Tabela 4.8, com todos os dados necessários ao cálculo dos valores finais nela presentes.

Tabela 4.8 Esforços de dimensionamento da ligação pilar-laje e respectiva capacidade resistente ao punçoamento de diversas combinações, segundo o EC2-1

Combinação	β	V_{Ed} (kN)	$V_{Rd,c}$ (kN)	v_{Ed} (kN/m ²)	$v_{Rd,c}$ (kN/m ²)	v_{min} (kN/m ²)	$v_{Rd,max}$ (kN/m ²)
Fundamental	1,025	960,3	1174,1	526,5	628,3	474,8	5280
Sísmica y	1,379	569,4	1174,1	420,2	628,3		

Assim, através dos resultados expressos na Tabela 4.8 e Tabela 0.10 (Anexo D), conclui-se que a condição de resistência ao punçoamento dado pela equação (2.4) é verificada para todas as combinações, pelo que, deste ponto de vista, não seria necessário adoptar armadura de punçoamento.

4.7.1.2 MC2010

Através dos resultados expressos na Tabela 0.11 do Anexo D, é perceptível que o pilar C4, do caso de estudo em questão, verifica a condição de resistência ao punçoamento dado pela equação (2.31) para todas as combinações, pelo que não é necessário adoptar armadura transversal de reforço.

4.7.2 Análise da Ductilidade

Uma vez que, para este modelo, o pilar em questão foi classificado no Capítulo 4.3 como um elemento sísmico secundário, o EC8-1 não apresenta qualquer disposição construtiva para a análise da ductilidade deste tipo de elementos. Assim, o desempenho estrutural usado para a definição do comportamento da estrutura é feito através da limitação do deslocamento imposto segundo a norma americana (expressão 2.51) e a norma europeia (expressão 3.10).

4.7.2.1 ACI318-14 - Requisito de Ductilidade

Tal como referido na análise do caso de estudo anterior, uma vez que este critério depende dos valores de resistência ao punçoamento tornou-se necessário aplicar as fórmulas de dimensionamento ao punçoamento excêntrico segundo o EC2-1 e MC2010. Como visto no Capítulo 4.4, o maior drift para este modelo ocorre no 4º piso, encontrando-se no Anexo E as verificações necessárias para o cálculo da resistência ao punçoamento segundo estas normas para o piso em questão.

O critério de dimensionamento de ligações pilar-laje através do ACI, por aplicação em termos da resistência do MC2010, demonstrou não ser necessária a adopção de armadura de punçoamento, apesar de ultrapassado o limite imposto por uma margem muito pequena (ver Figura 4.3). Assim, este modelo demonstra, em relação ao anterior, uma maior capacidade de controlo das deformações induzidas nas lajes indiciando que, pelo menos em termos desta verificação, poderia não haver necessidade de armadura transversal. O mesmo já não se verifica se tomarmos a formulação do EC2

em termos de resistência, modelo que mantém constante o valor da resistência e majora o esforço de corte actuante (como visto no Capítulo 4.6.2.1).

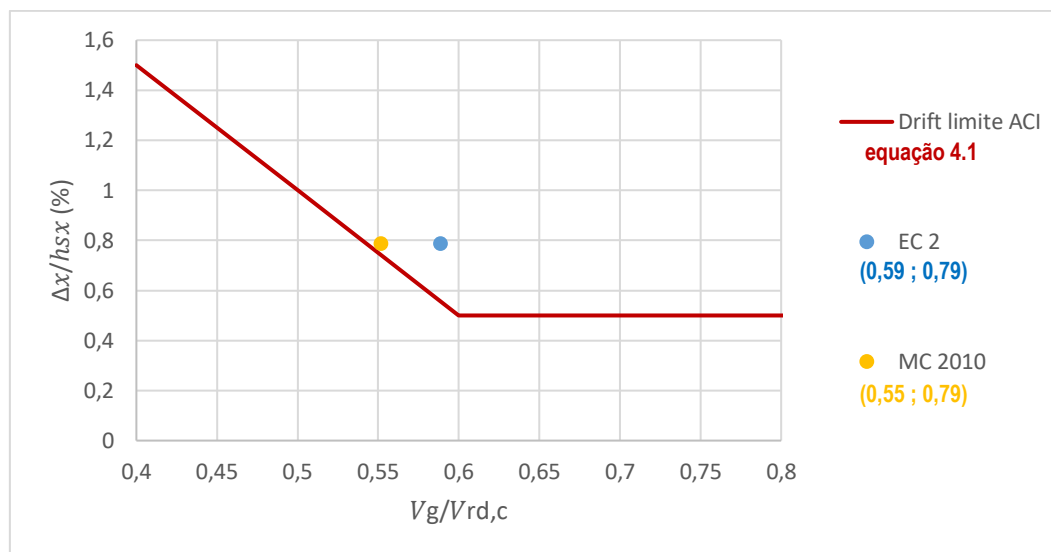


Figura 4.3 Representação gráfica dos resultados obtidos por aplicação do requisito de ductilidade do ACI318 para o modelo D

Ao comparar a Figura 4.2 com a Figura 4.3 verifica-se, em primeiro lugar, que os valores de drift da estrutura do modelo D diminuíram e que os pontos relativos à avaliação da resistência por um e outro regulamento (EC2 e MC2010) se aproximam da linha limite do ACI. A inclusão das paredes proporciona um aumento da rigidez lateral, reduzindo drifts e, conseqüentemente, atenuando a exigência de ductilidade da ligação pilar-laje.

Por outro lado, na comparação das duas figuras acima referidas verifica-se que a relação $V_g/V_{rd,c}$ por aplicação do regulamento MC2010 diminuiu mais do que por aplicação do EC2. Tal variação é justificada através das fórmulas de cálculo da resistência ao punçoamento de ambos os regulamentos pois, como se pode verificar na Tabela 0.12 e Tabela 0.15 (Anexo E), a resistência ao punçoamento segundo o EC2-1 toma o mesmo valor para ambos os modelos visto que apenas depende da armadura de flexão adoptada. Tendo em conta que se adoptou a mesma quantidade de armadura nos dois casos de estudo, a relação $V_g/V_{rd,c}$ para esta norma apenas dependerá da força de punçoamento excêntrica que, por sua vez, depende dos esforços actuantes nos pilares através do parâmetro β . Enquanto que a resistência ao punçoamento segundo o MC2010 depende dos esforços actuantes não só nos pilares como também na laje. Ora, sendo o modelo A uma estrutura com menor rigidez do que o modelo D, os momentos actuantes na laje deste último caso de estudo serão menores, levando a uma diminuição da rotação da laje e, conseqüentemente, a um maior valor resistente, sendo assim de esperar que a relação $V_g/V_{rd,c}$ por aplicação do MC2010 reduza mais comparativamente à do EC2.

Neste caso, não sendo clara a necessidade de dispor armadura transversal, seria razoável, mesmo assim, adoptá-la.

4.7.2.2 EC8-3 – Limitação do Deslocamento Imposto

Relativamente ao pilar é importante assegurar, como vimos anteriormente, um nível de ductilidade adequado. Porém, tal como visto no Capítulo 2.10, o EC8-1 não apresenta disposições construtivas em termos de ductilidade para um elemento secundário. Assim, optou-se por confinar o betão através da colocação de armaduras transversais na secção de forma a aumentar a ductilidade da ligação, e verificar a sua capacidade de rotação plástica.

Para tal, torna-se necessário primeiramente dimensionar a armadura longitudinal do pilar C4. Porém, uma vez que este pilar foi caracterizado como elemento sísmico secundário, tal como visto no Capítulo 4.3, o EC8 não estipula um mínimo de armadura para este tipo de elementos sísmicos. Assim adoptou-se uma percentagem de armadura de 0,8%, próxima do limite mínimo de 1% estipulado no EC8 para elementos sísmicos primários, uma vez que os elementos sísmicos secundários só deverão ser dimensionados para resistir às cargas gravíticas. A Tabela 4.9 sintetiza os valores dos parâmetros usadas no cálculo das extensões últimas efectivas do betão à compressão para a combinação sísmica.

Tabela 4.9 Parâmetros para o cálculo das extensões últimas efectivas do betão à compressão para o modelo D

Armadura no Pilar C4					Armadura de confinamento							
Total			Inferior	Superior	Cintagem				Confinamento			
p_l (%)	A_s	A_s (cm^2)	A_{s1} (cm^2)	A_{s2} (cm^2)	A_{sw}	w_{wd}	α_n	α_s	σ_2 (MPa)	fck_{ef} (MPa)	$\epsilon_{cc,cf}$ (‰)	$\epsilon_{cu,cf}$ (‰)
0,8	20 ϕ 16	40,20	10,05	10,05	$\phi 8//0,10$	0,1245	0,80	0,85	1,27	36,33	2,93	11,95

Calculadas as extensões no betão, presentes na Tabela 4.9, recorreu-se ao *Gala Reinforcement* para obtenção do diagrama momento-curvatura presente na Figura 0.3 (Anexo F) e das tensões e extensões presente na Figura 0.4 (Anexo F), da secção do pilar C4 para a combinação sísmica, no piso onde ocorrem maiores esforços. Na Tabela 4.10 encontram-se sintetizados os resultados obtidos pelo *Gala*.

Tabela 4.10 Tratamento dos resultados obtidos pelo Gala Reinforcement

N_{Ed} (kN)	Valores obtidos Gala Reinforcement			Resultados tratados para o caso de estudo		
	$\epsilon_{cu,cf}$ (‰)	ϵ_s (‰)	$(1/R)_u$ (cm^{-1})	$\epsilon_{cu,cf}$ (‰)	ϵ_s (‰)	$(1/R)_u$ (cm^{-1})
4327	6,00	15,24	$3,17 \times 10^{-4}$	11,95	30,35	$6,31 \times 10^{-4}$

Obtidos os valores de extensões correspondentes ao caso de estudo em questão, procedeu-se à verificação da expressão (3.10), tendo em conta os máximos deslocamentos relativos entre pisos ocorridos no 4º piso.

$$\delta_{imposto}^{máximo} = \Delta_x = 2,36cm \leq \delta_{disponível}^{máximo} = \left(\frac{1}{R}\right)_u \cdot c_{pilar} \cdot h_{sx} = 6,31 \times 10^{-4} \cdot 70 \cdot 300 = 13,25cm$$

Uma vez mais, verifica-se que a quantidade de armadura de confinamento implementada no pilar confere ductilidade suficiente à ligação pilar-laje de forma a suportar, folgadoamente, as deformações impostas pelo sismo.

Através do cálculo da posição da linha neutra ($x_{LN} = 0,178m$), por aplicação da equação (3.12), verifica-se que a extensão do aço do caso em estudo respeita a condição $\epsilon_s = 30,35‰ < \epsilon_{ud} = 0,9 \cdot \epsilon_{uk} = 0,9 \cdot 50‰ = 45‰$, pelo que a rotura dá-se pelo betão sem que as armaduras entrem em rotura.

4.8 Caso de Estudo 3 – Modelo D1

Tal como visto no Capítulo 2.4.3, a rigidez dos elementos resistentes, que constituem o modelo estrutural, deve ser reduzida de forma a considerar a perda de rigidez por fendilhação aquando da acção sísmica. Numa análise sísmica, considerar maior rigidez poderá ser conservativo pois proporciona uma diminuição do período de vibração e, conseqüentemente, um aumento da aceleração espectral para a qual a estrutura deverá ser dimensionada. Na simplificação presente no EC8-1, assume-se uma perda de rigidez de 50% em todos os elementos da estrutura, mas se a perda de rigidez antes da cedência das armaduras for superior, pode subestimar os deslocamentos e, portanto os drifts.

Segundo estudos desenvolvidos recentemente [7], verificou-se que a rigidez a adoptar em cada tipo de elemento estrutural poderá ser diferente pois a perda de rigidez por fendilhação de cada elemento estrutural, durante a acção sísmica, depende dos esforços axiais de compressão a que este está submetido e da armadura adoptada. Assim, uma vez que as paredes são elementos estruturais submetidos a baixos esforços axiais e a sua inércia em estado II poderá baixar de uma forma equivalente a vigas e, conseqüentemente, a perda de rigidez devido à fendilhação será maior. Para além disso, dos resultados experimentais desenvolvidos por Fardis constata-se que a rigidez de um elemento de betão, no início da cedência, aponta em média para 25% da rigidez fendilhada [8]. Seguindo esta metodologia, desenvolveu-se um modelo com as mesmas características geométricas que o modelo D, apenas reduzindo a rigidez fendilhada das paredes de $0,5E_cI_c$ para $0,25E_cI_c$.

4.8.1 Limitação de Danos

Tal como visto no Capítulo 2.4.1, a verificação do requisito de limitação de danos torna essencial a limitação de deformações. Assim, com a redução da rigidez fendilhada da secção das paredes espera-se que os deslocamentos entre pisos aumentem, mas que sejam limitados de modo a verificar a condição imposta no EC8-1 dada equação (2.1).

A Figura 0.5, presente no Anexo G, mostra que a redução da rigidez das paredes conduziu, efectivamente, a um aumento dos deslocamentos entre pisos, mantendo-se no entanto abaixo do limite de serviço verificando, folgadoamente, a condição dos 0,5%. O deslocamento máximo relativo entre pisos para este caso de estudo ocorre no 3º piso, com um acréscimo de 3mm comparativamente ao máximo deslocamento relativo do modelo D que ocorre no 4º piso, tal como indicam os valores presentes na Tabela 0.18 do Anexo G.

4.8.2 Análise da Resistência ao Punçoamento

Para além disso, a redução da rigidez das paredes provoca uma ligeira redistribuição de esforços fazendo com que os esforços nos pilares interiores aumentem e, ao mesmo tempo, os esforços nas paredes diminuam, tal como os resultados na Tabela 0.19 e Tabela 0.20 do Anexo G indicam. Apesar do aumento dos esforços nos pilares interiores, os resultados obtidos na análise da resistência ao punçoamento para este caso de estudo não apresentam alterações significativas, comparados com os

do modelo D, pois o aumento dos esforços nos pilares porticados foi mais acentuado. Os resultados desta análise encontram-se também presentes no Anexo G.

4.8.3 Análise da Ductilidade

4.8.3.1 ACI318-14 - Requisito de Ductilidade

Por aplicação do critério de ductilidade do ACI, verifica-se que a relação $V_g/V_{rd,c}$ toma o mesmo valor que o caso de estudo anterior pois, tal como visto na Tabela 0.21 e Tabela 0.22 do Anexo G, a diferença dos esforços actuantes neste modelo é pouco significativa, comparativamente ao modelo D. Porém, uma vez que se deu um aumento dos deslocamentos relativos devido à redução da rigidez das paredes, o critério de ductilidade apontaria neste caso para a necessidade de adoptar armadura transversal na laje, de forma a conferir ductilidade suficiente à ligação pilar-laje, tal como a Figura 4.4 demonstra. Os parâmetros necessários para aplicação deste requisito encontram-se presentes na Tabela 0.23 do Anexo G.

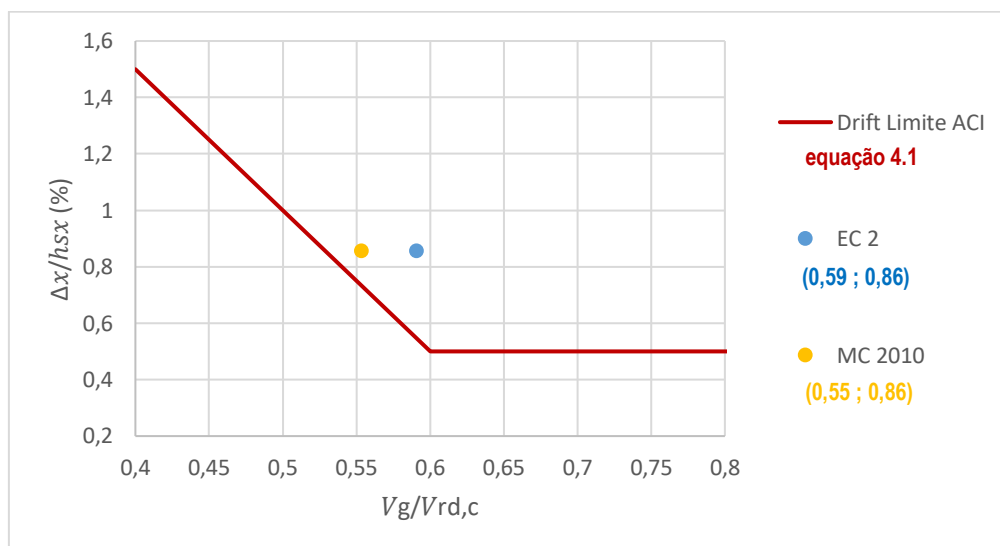


Figura 4.4 Representação gráfica dos resultados obtidos por aplicação do requisito de ductilidade do ACI318 para o modelo D1

Apresenta-se seguidamente a avaliação da armadura transversal a adoptar com base nas formulações do MC2010 e ACI318, pois são regulamentos que abordam a consideração de uma quantidade mínima de armadura transversal de forma a conferir ductilidade à ligação pilar-laje. O ACI318-05 aconselha que essa mesma armadura, calculada pela equação (2.52), seja colocada até uma distância correspondente a quatro vezes a espessura da laje, a partir da face do pilar, enquanto que a formulação do MC2010 define uma armadura mínima (equação 2.41) a aplicar entre $0,35d_v$ e d_v , a partir da face do pilar, de forma a intersectar a potencial superfície de rotura ($A_{cw} = 0,76cm^2$), tal como ilustrado na Figura 2.36. Porém, o MC2010 não faz distinção entre o tipo de sistema de reforço a adoptar, enquanto que o ACI define 400MPa de tensão de cálculo efectiva para estribos e 345MPa para parafusos.

Desta forma, dimensionou-se a armadura transversal tendo em conta os requisitos de ambas as normas. O espaçamento máximo a utilizar na armadura transversal foi baseado na Figura 2.56 e o

diâmetro máximo é dependente da altura útil da laje, tal como indica a Tabela 2.1, tomando o valor de 18mm. Por observação dos resultados presentes na Tabela 4.11 verifica-se que só as armaduras transversais adoptadas seriam suficientes para verificar a resistência ao punçoamento. No entanto, o parâmetro mais relevante é o aumento da ductilidade que estas armaduras transversais conferem à ligação pilar-laje. Contudo, para que tal aconteça é necessário que sejam respeitadas as disposições construtivas relativamente à correcta amarração da armadura de punçoamento à armadura superior e inferior de flexão, pormenorizadas no Capítulo 2.10. No Anexo G encontram-se ilustradas as pormenorizações da armadura que se propoem para a ligação pilar-laje.

Tabela 4.11 Cálculo da armadura transversal mínima total e respectivos valores resistentes

Combinação	Sistemas de reforço adoptados	Armadura mínima				Armadura Adoptada		Esforços	
		Total (ACI)		A_{cw} (MC2010)		Total	A_{cw}	Totais	
		$(V_{rd,s})_{min}$ (kN)	$A_{sw,min}$ (cm ²)	$(V_{rd,s})_{min}$ (kN)	$A_{sw,min}$ (cm ²)	A_{sw} (cm ²)	A_{sw} (cm ²)	V_{Ed} (kN)	$V_{Rd,s}$ (kN)
Fundamental	Estribos $\phi 6$	806,5	20,2	480,2	12,2	27,1	960,3	1065,5	
	Parafusos $\phi 8$		23,4		14,2	40,2		16,1	1361,4

4.8.3.2 EC8-3 – Limitação do Deslocamento Imposto

Tal como visto no Capítulo 3.8, o EC8-3 apresenta um dimensionamento baseado em deslocamentos para analisar a ductilidade da ligação pilar-laje. Visto que neste modelo ocorreu um aumento de deslocamentos relativos torna-se pertinente verificar se a condição da equação (3.10) é respeitada.

De forma a comparar os resultados obtidos neste modelo com o caso de estudo anterior adoptou-se, para este caso de estudo, a mesma armadura no pilar e de confinamento que no modelo D, pelas mesmas razões mencionadas no Capítulo 4.7.2.2. No anexo G encontram-se ilustrados os resultados obtidos através do *Gala Reinforcement*, estando os mesmos sintetizados na Tabela 4.12.

Tabela 4.12 Tratamento dos resultados obtidos pelo Gala Reinforcement

N_{Ed} (kN)	Valores obtidos Gala Reinforcement			Resultados tratados para o caso de estudo		
	$\epsilon_{cu,cf}$ (‰)	ϵ_s (‰)	$(1/R)_u$ (cm ⁻¹)	$\epsilon_{cu,cf}$ (‰)	ϵ_s (‰)	$(1/R)_u$ (cm ⁻¹)
4333	6,00	13,85	$2,96 \times 10^{-4}$	11,95	23,16	$5,90 \times 10^{-4}$

Através dos valores de extensões correspondentes ao caso de estudo em questão, procedeu-se à verificação da expressão (3.10), tendo em conta o máximo deslocamento relativo entre pisos.

$$\delta_{imposto}^{máximo} = \Delta_x = 2,57cm \leq \delta_{disponível}^{máximo} = \left(\frac{1}{R}\right)_u \cdot c_{pilar} \cdot h_{sx} = 5,90 \times 10^{-4} \cdot 70 \cdot 300 = 12,39cm$$

Desta forma, verifica-se que a quantidade de armadura de confinamento implementada no pilar confere ductilidade suficiente ao pilar junto à ligação com a laje de forma a suportar, folgadoamente, as deformações impostas pelo sismo.

Através do cálculo da posição da linha neutra ($x_{LN} = 0,214m$), por aplicação da equação (3.12), verifica-se que a extensão do aço do caso em estudo respeita a condição $\epsilon_s = 23,16‰ < \epsilon_{ud} = 0,9 \cdot \epsilon_{uk} = 0,9 \cdot 50‰ = 45‰$, pelo que a rotura dá-se pelo betão sem que as armaduras entrem em rotura.

5 CONCLUSÕES

Após a elaboração desta dissertação, torna-se essencial tecer algumas considerações finais sobre o estudo desenvolvido. O principal objectivo desta dissertação consistia no estudo da ligação pilar-laje em edifícios sujeitos à acção sísmica, contendo lajes fungiformes, baseado num dimensionamento em ductilidade. No decorrer da realização da presente dissertação verificou-se que uma das opções de dimensionamento para este tipo de estruturas, presentes no EC8-1, poderia resultar num sobredimensionamento dos elementos sísmicos secundários através de um critério de dimensionamento baseado em resistência e de forma a garantir o comportamento destes elementos sem cedência de armaduras, análise essa retratada no Capítulo 3.8.

A limitação de danos em serviço, expressa no EC8-1, ao exigir rigidez lateral à estrutura, tem em termos práticos o efeito de limitar, embora indirectamente, as deformações impostas durante o sismo à ligação pilar-laje e, assim, permitir a verificação do requisito de ductilidade presente na norma americana, uma vez que ambas as metodologias inserem limitações ao deslocamento relativo entre pisos, tal como explicado no Capítulo 2.9.2. Pelos resultados obtidos nos modelos apresentados no Capítulo 4.4 verificou-se que todas as estruturas consideradas apresentaram um bom comportamento na limitação de danos, para todos os pisos e nas duas direcções de actuação sísmica, respeitando o limite imposto de 0,5%.

No desenvolvimento do estudo dos modelos, e para efeitos das análises efectuadas, foram dimensionadas as armaduras de flexão da laje no piso onde ocorrem maiores esforços. Feita a análise dos esforços actuantes, verificou-se que o dimensionamento da armadura de flexão da laje foi condicionado pela combinação sísmica, exigindo a adopção de taxas de armaduras longitudinais significativas.

Seguidamente procedeu-se à análise da resistência ao punçoamento, para os pisos onde ocorrem maiores esforços e/ou maiores deslocamentos relativos para, posteriormente, se proceder à análise em ductilidade presente no ACI318-14. Para esta avaliação adoptaram-se as formulações expostas no EC2 e MC2010, excluindo o ACI, tal como explicado no Capítulo 4.6.1. Através dos resultados obtidos, verificou-se que a resistência era suficiente para contrariar a rotura por punçoamento em todos os casos de estudo, pelo que não houve necessidade de adopção de armadura de punçoamento, mesmo para a combinação sísmica, e tal facto poderá ser justificado pela utilização de estruturas suficientemente rígidas. Assim, verifica-se que a armadura de flexão dimensionada e a espessura do capitel adoptada foram suficientes para contrariar a rotura por punçoamento para estas combinações. Porém, é de salientar que apesar da resistência ao punçoamento ter sido verificada em todos os casos de estudo, os valores resistentes obtidos são muito semelhantes aos valores de esforço de corte actuantes, para a combinação fundamental por aplicação do MC2010, pelo que é aconselhável na mesma a adopção de armadura transversal de punçoamento.

Uma possível abordagem para o dimensionamento dos elementos sísmicos secundários em ductilidade é exposta no Capítulo 2.9.1 que se baseia no código estrutural do ACI318-14, onde a avaliação da ductilidade da ligação pilar-laje é feita através da relação entre o drift máximo de um determinado piso

e a razão entre os esforços de punçoamento actuantes e os esforços resistentes. Para o primeiro caso de estudo (modelo A), este critério não foi verificado, pelo que seria necessário adoptar armadura de punçoamento. Tal facto seria expectável uma vez que a ausência de vigas e paredes interiores proporciona uma menor rigidez à estrutura, tornando-a susceptível a maiores deslocamentos impostos pelo sismo. No segundo caso de estudo analisado (modelo D), este critério não foi verificado utilizando a formulação de resistência do EC2-1 e passaria no limite, sem armaduras, utilizando o MC2010. Relativamente ao terceiro caso de estudo (modelo D1), devido à redução da rigidez fendilhada das paredes de $0,5E_cI_c$ para $0,25E_cI_c$, o requisito de ductilidade do ACI não foi verificado para ambas as normas, pelo que foi necessário dimensionar armadura de reforço para a laje.

O MC2010 e o ACI são os únicos regulamentos que contemplam uma formulação de cálculo de armadura mínima necessária para garantir a ductilidade à ligação pilar-laje. Aquando do dimensionamento da armadura transversal de punçoamento, verificou-se que a exigência da colocação da armadura regulamentar mínima na área A_{cw} foi o parâmetro condicionante para a pormenorização da armadura e respectiva definição dos espaçamentos s_0 e s_1 a adoptar. Relativamente aos sistemas de reforço adoptados, tal como visto ao longo da presente dissertação, a adopção de parafusos como armadura transversal de reforço confere melhores resultados de resistência. Porém, pelos resultados expressos na Tabela 4.11, observou-se que este sistema exige uma quantidade de armadura superior ao sistema por estribos, devido à diferente tensão efectiva proposta pelo ACI e às exigências das disposições construtivas de ambos os sistemas.

Assim, pode-se concluir que sistemas estruturais compostos por lajes fungiformes em zonas de intensidade sísmica elevada são eficientes e viáveis, desde que seja conferida rigidez suficiente à estrutura, de forma a controlar os drifts na estrutura, fazendo com que o efeito destes elementos na resistência ao punçoamento seja menos gravoso e equiparável aos esforços obtidos para a combinação do Estado Limite Último.

Uma outra hipótese de análise da ductilidade da ligação pilar-laje baseia-se num dimensionamento em deslocamentos, presente no EC8-3, onde é feita uma avaliação da real capacidade dos elementos estruturais resistirem ao sismo, através de uma análise dos deslocamentos impostos à estrutura e, consequentemente, da necessidade de reforço por confinamento dos pilares. Através dos resultados obtidos verificou-se que a quantidade de armadura de confinamento implementada no pilar, para todos os casos de estudo, confere ductilidade suficiente à ligação pilar-laje de forma a suportar, folgadoamente, as deformações impostas pelo sismo.

Por outro lado, aquando da aplicação desta metodologia ao primeiro caso de estudo, constatou-se que a armadura de confinamento adoptada não respeitava a condição de ductilidade local disposta no EC8-1 relativa a elementos sísmicos primários, pelo que é necessário cautela na adopção da metodologia expressa no EC8-3 em elementos primários.

Com o desenvolvimento desta dissertação conclui-se que a informação disponibilizada pelo EC8-1 é escassa, mais concretamente no que diz respeito ao dimensionamento deste tipo de sistema pois, este

regulamento, considera que a ligação pilar-laje não possui capacidade de dissipação histerética de energia suficiente para que seja classificada como um elemento sísmico primário. Assim, o EC8 qualifica o comportamento de um sistema composto por lajes fungiformes como secundário, dimensionando-o através de uma análise em resistência de forma a que este apenas mantenha a função de suporte das forças gravíticas quando sujeito aos deslocamentos impostos pela acção sísmica, exigindo que permaneça em regime elástico durante a ocorrência do sismo. Por outro lado a abordagem de um dimensionamento em ductilidade em lajes fungiformes não é referida no EC8 da mesma forma que o estudo do lado da resistência. O mesmo não acontece com o regulamento americano que contém uma alternativa para o dimensionamento em ductilidade destes elementos e possibilita o seu enquadramento como elementos constituintes de um sistema resistente ao sismo, consoante a classe de ductilidade do terreno da fundação à qual estará associada uma categoria de projecto sísmico. Adicionalmente, esta metodologia, além de utilizar espectros de resposta de cálculo e não elásticos como o EC8, realça mais a contribuição de todos os elementos estruturais ou não estruturais na consideração da rigidez lateral da estrutura, o que poderá resultar numa melhor aproximação do comportamento real da estrutura ao sismo.

Assim, pode concluir-se que a abordagem de dimensionamento do EC8 deverá no futuro, pelo menos, permitir uma abordagem alternativa em ductilidade, ao dimensionamento dos elementos secundários como tendo de suportar as deformações do sismo em regime elástico.

Esta dissertação chama principalmente a atenção para a necessidade das vantagens da utilização de um dimensionamento em ductilidade para elementos secundários e sua viabilidade, em particular para as ligações pilar-laje em sistemas estruturais em que exista um sistema primário eficiente. Os resultados dos ensaios disponíveis e as análises estruturais do tipo das que aqui são desenvolvidas apontam nessa direcção.

Assim, para uma melhor compreensão do comportamento sísmico destas estruturas e análise dos fenómenos de interacção do comportamento dos diferentes tipos de elementos estruturais, são necessários estudos mais aprofundados da análise não linear e da rigidez dos elementos estruturais da estrutura através de uma melhor definição da capacidade de perda de rigidez de cada elemento estrutural durante a acção sísmica. Desta forma, tornar-se-á possível definir disposições de dimensionamento mais fiáveis pois, como visto no Capítulo 2.10, existe um vazio no EC8 relativo ao dimensionamento sísmico sobre esta matéria.

6 REFERÊNCIAS

- [1] Eurocódigo NP EN1998-1:2010 – *Projecto de Estruturas para Resistência aos sismos – Parte 1: Regras Gerais, Acções Sísmicas e Regras para Edifícios*, 2010.
- [2] Technical report bulletin 57 (fib), *Shear and Punching Shear in RC and FRC Elements*, The International Federation for Structural Concrete, Salò, Italy, workshop 2010.
- [3] Fédération Internationale du Béton (fib), *Model Code 2010 – First complete draft*, fédération internationale du béton, Bulletin 56, Lausannem Switzerland, vol. 2, 312 pp, 2010.
- [4] Eurocódigo NP EN1992-1-1:2010 – *Projecto de Estruturas de betão – Parte 1-1: Regras Gerais e Regras para Edifícios*, 2010.
- [5] Chambel, M. S. P. S. D., *Avaliação de metodologias de reforço para a acção sísmica em estruturas de betão*, Dissertação para obtenção do Grau de Mestre em Engenharia Civil, IST, 2017.
- [6] Eurocódigo NP EN1998-3:2005 – *Projecto de Estruturas para Resistência aos sismos – Parte 3: Avaliação e Reforço de Estruturas*, 2005.
- [7] Santos, H. M. S. B., *Modelação Sísmica para Diferentes Rigidezes Fendilhada*, Dissertação para obtenção do Grau de Mestre em Engenharia Civil, IST, 2016.
- [8] Fardis, M.; Carvalho, E.; Elnashai, A.; Faccioli, E.; Pinto, P.; Plumier, A., *Designers Guide to EN 1998-1 and EN 1998-1*, Thomas Telford, 2005.
- [9] Mamede, N. F. S., *Modelação Numérica do Punçoamento em lajes fungiformes – Relatório 1*, FLAT, 2013.
- [10] Muttoni, A., *Punching of reinforced concrete slabs: Lessons learned from collapses and research*, École Polytechnique Fédérale de Lausanne, Switzerland, 2017.
- [11] Costa, A., *Apontamentos de apoio às aulas de Estruturas de Betão II*, IST, 2015.
- [12] Muttoni, A.; Fernández Ruiz, M. e Simões, J. T., *The theoretical principles of the critical shear crack theory for punching shear failures and derivation of consistent closed-form design expressions*, Structural Concrete, vol. 19, pp 174-190, 2018.
- [13] Reis, F. C., *Comportamento da Ligação Pilar-Capitel para a Acção Sísmica*, Dissertação para obtenção do Grau de Mestre em Engenharia Civil, IST, 2015.
- [14] Alves, J. M. B., *Avaliação de metodologias de dimensionamento de sistemas com lajes fungiformes sujeitos à acção sísmica*, Dissertação para obtenção do Grau de Mestre em Engenharia Civil, IST, 2014.
- [15] Ruivo, L. C. B. F., *Análise da Eficiência Sísmica de Estruturas de Edifícios*, Dissertação para obtenção do Grau de Mestre em Engenharia Civil, IST, 2010.

- [16] Mamede, N. F. S., *Punçamento Excêntrico – Relatório 7*, FLAT, 2014.
- [17] Muttoni, A.; Fernández Ruiz, M. e Simões, J. T., *Validation of the Critical Shear Crack Theory for Punching of Slabs Without Transverse Reinforcement by Means of a Refined Mechanical Model*, *Structural Concrete*, vol. 19, pp 191-216, 2018.
- [18] Muttoni, A. e Fernández Ruiz, M., *Applications of Critical Shear Crack Theory to Punching of Reinforced Concrete Slabs with Transverse Reinforcement*, *ACI Structural Journal*, vol. 106, no. 4, pp 485-494, 2009.
- [19] Muttoni, A. e Fernández Ruiz, M., *Shear strength in one- and two-way slabs according to the Critical Shear Crack Theory*, Taylor & Francis Group, London, England, 2008, ISBN 978-0-415-47535-8.
- [20] Guandalini, S.; Burdet, O. L. E Muttoni, A., *Punching Tests of Slabs with Low Reinforcement Ratios*, *ACI Structural Journal*, vol. 106, no. 4, pp 87-95, 2009.
- [21] Muttoni, A., *Punching shear strength of reinforced concrete slabs without transverse reinforcement*, *ACI Structural Journal*, vol. 105, no. 4, pp 440-450, 2008.
- [22] Muttoni, A, M. Fernández Ruiz, E. C. Bentz, S. J. Foster e V. Sigrist, *Background to the Model Code 2010 Shear Provisions – Part II Punching Shear*, *Structural Concrete Ernst & Sohn*, 37 pp, 2013.
- [23] Muttoni, A. e Fernández Ruiz, M., *MC2010: The Critical Shear Crack Theory as a mechanical model for punching shear design and its application to code provisions*, École Polytechnique Fédérale de Lausanne, Switzerland, 2012.
- [24] Muttoni, A.; Fernández Ruiz, M., *Performance and design of punching shear reinforcing systems*, 3rd fib Internation Congress, 15 pp, 2010.
- [25] ACI Committee 318 (2005), *Building Code Requirements of Structural Concrete (ACI318-05) and Commentary (ACI318R-05)*, American Concrete Institute, Farmington Hills, MI.
- [26] ACI-ASCE Joint Committee 352. *Guide for Design of Slab-Column Connections in Monolithic Reinforced Concrete Structures*, ACI352.1R-89. American Concrete Institute, Farmington Hills, 1989.
- [27] Pan, A. e Moehle, J. P., *Lateral Displacement Ductility of Reinforced Concrete Flat Plates*, *ACI Structural Journal*, vol. 86, no. 2, pp 250-258, 1989.
- [28] Robertson, I. e Durrani, A., *Gravity Load Effect on Seismic Behavior of Interior Slab-Column Connections*, *ACI Structural Journal*, vol. 89 no. 1, pp 37-45, 1992.
- [29] ACI Committee 318 (2014), *Building Code Requirements of Structural Concrete (ACI318-14) and Commentary (ACI318RM-14)*, American Concrete Institute, Farmington Hills, MI.
- [30] Hueste, M. D.; Kang, T.; Robertson, I., *Lateral Drift Limits for Structural Concrete Slab-Column Connections Including Shear Reinforcement Effects*, *Structures Congress*, 10 pp, 2009.

- [31] Megally, S. e Ghali, A., *Punching Shear Design of Earthquake-Resistant Slab-Column Connections*, ACI Structural Journal, vol. 97, no. 5, pp 720-730, 2000.
- [32] Robertson, I.; Kawai, T.; Lee, J. e Enomoto, B., *Cyclic Testing of Slab-Column Connections with Shear Reinforcement*, ACI Structural Journal, vol. 99, no. 5, pp 605-613, 2002.
- [33] Hueste, M. D.; Browning, J.; Lepage, A.; and Wallace, J. W., *Seismic Design Criteria for Slab-Column Connections*, ACI Structural Journal, vol. 104, no. 4, pp 448-458, 2007.
- [34] Robertson, I. e Johnson, G., *Non-Ductile Slab-Column Connections Subjected to Cyclic Lateral Loading*, 13th World Conference on Earthquake Engineering, Cancoucer, Canada, no. 143, 2004.
- [35] Kang, T.H.-K, and J. W. Wallace, *Drift Capacity models and shear strength degrading models for slab-column connections*, 8th U.S. National Conference on Earthquake Engineering, California, 2006.
- [36] A. Almeida, M. Inácio, *Punçoamento de lajes fungiformes sujeitas a acções cíclicas – Relatório 11*, FLAT, 2014.
- [37] Fick, D. R.; Sozen, M. A. e Kreger, M. E., *Cyclic Lateral Load Test and the Estimation of Elastic Drift Response of a Full-Scale Three-Story Flat-Plate Structure*, Spec. Publ., vol. 296, 2014.
- [38] Cheng, M. Y.; Montesinos, G. J. e Shield, C. K., *Effectiveness of Steel Fibers versus Shear Stud Reinforcement for Punching Shear Resistance in Slab-Column Connections Subjected to Bi-Axial Lateral Displacements*, 14th World Conference on Earthquake Engineering, Beijing, China, 2008.
- [39] J. Appleton, *Estruturas de Betão*, vols. 1 e 2, Orion, 2013.
- [40] Gonçalves, A. P. B. B., *Análise de Edifícios Altos de Betão Armado Envolvendo a Acção Sísmica Segundo o Eurocódigo 8*, Dissertação para obtenção do Grau de Mestre em Engenharia Civil, FEUP, 2017.
- [41] Martins, J. P. M., *Estudo do Comportamento Sísmico de Edifícios Correntes de Betão Armado com Lajes Fungiformes e Paredes de Contraventamento*, Dissertação para obtenção do Grau de Mestre em Engenharia Civil, FEUP, 2018.

ANEXOS

Anexo A - Validação do Modelo

Forças Verticais

Para análise dos efeitos das forças verticais fez-se a comparação entre os valores das reações verticais na base do modelo com os valores resultantes do pré-dimensionamento. O resultado global indicado na Tabela 0.1 mostra um excelente ajuste.

Tabela 0.1 Verificação das forças verticais

Peso próprio	Pré-dimensionamento (kN)	Modelo (kN)	Diferença (%)
Modelo A	43.454,3	43.441,4	0,03
Modelo B	42.719,3	42.706,6	0,03
Modelo C	43.244,3	43.231,5	0,03
Modelo D	43.769,3	43.756,3	0,03

Frequências, modos de vibração e factores de participação modal

O dimensionamento das estruturas de edifícios deve ser executado de forma a providenciar um adequado comportamento dinâmico face às cargas horizontais e verticais a esta poderá estar sujeita. Assim, para se garantir uma boa concepção sísmica, os primeiros modos de vibração deverão corresponder a movimentos de translação, com reduzida componente de torção. Para que tal aconteça, é necessário ter em consideração alguns princípios tais como: uma correcta ligação entre elementos, simetria em planta e altura (pois uma brusca variação da área influenciará a transmissão de cargas entre elementos).

Para avaliar o desempenho sísmico de uma estrutura, o método de referência preconizado pelo EC8, baseia-se numa análise modal por espectro de resposta. Este tipo de análise considera separadamente os efeitos da acção sísmica, calculados através dos modos de vibração, combinando seguidamente os modos que contribuem, significativamente, para a resposta estrutural. Os modos de vibração relevantes, em cada direcção, são aqueles possuem uma massa modal efectiva superior a 5% da massa total, isto é, a sua participação de massa modal efectiva terá que ser pelo menos 90% da massa total da estrutura.

É apresentada de seguida, na Tabela 0.2, os resultados numéricos da análise modal, referente aos 7 primeiros modos de vibração.

Tabela 0.2 Factores de participação modal para os primeiros 7 modos de vibração

Modo	Modelo A (sem paredes interiores)					Modelo B (com paredes interiores de 2m)					Modelo C (com paredes interiores de 3m)					Modelo D (com paredes interiores de 4m)				
	Período (s)	Frequência (Hz)	$\sum U_x$ (%)	$\sum U_y$ (%)	$\sum R_z$ (%)	Período (s)	Frequência (Hz)	$\sum U_x$ (%)	$\sum U_y$ (%)	$\sum R_z$ (%)	Período (s)	Frequência (Hz)	$\sum U_x$ (%)	$\sum U_y$ (%)	$\sum R_z$ (%)	Período (s)	Frequência (Hz)	$\sum U_x$ (%)	$\sum U_y$ (%)	$\sum R_z$ (%)
1	1,64	0,61	6,9	72,1	0,0	1,51	0,66	77,8	0,0	0,0	1,37	0,73	75,6	0,0	0,0	1,22	0,82	0,1	73,5	0,0
2	1,64	0,61	78,9	78,9	0,0	1,51	0,66	77,8	77,8	0,0	1,37	0,73	75,6	75,6	0,0	1,22	0,82	73,6	73,6	0,0
3	1,19	0,84	78,9	78,9	79,9	1,14	0,88	77,8	77,8	79,4	1,09	0,91	75,6	75,6	78,2	1,03	0,97	73,6	73,6	76,8
4	0,50	2,00	79,4	89,3	79,9	0,45	2,22	77,8	78,0	79,4	0,39	2,57	87,8	76,5	78,2	0,33	3,03	88,7	73,6	76,8
5	0,50	2,00	89,7	89,7	79,9	0,45	2,22	89,3	89,3	79,4	0,39	2,57	88,7	88,7	78,2	0,33	3,03	88,7	88,7	76,8
6	0,37	2,70	89,7	89,7	90,4	0,35	2,84	89,3	89,3	90,1	0,33	3,03	88,7	88,7	89,7	0,30	3,30	88,7	88,7	89,5
7	0,26	3,82	90,9	93,0	90,4	0,23	4,35	94,0	89,3	90,1	0,22	4,60	88,7	88,8	89,7	0,22	4,63	88,7	88,7	89,5

Para os modelos A e D o primeiro e segundo modos de vibração estão associados às translações segundo a direção y e x, respectivamente, enquanto para os modelos B e C o primeiro e segundo modos de vibração estão associados às translações segundo a direção x e y, respectivamente. O terceiro modo de vibração corresponde à rotação em todos os modelos.

Sendo a planta bissimétrica seria expectável que os factores de participação modal fossem também eles simétricos nessas mesmas direcções, como é possível observar na Tabela 0.2. Para além disso, também se pode verificar que a condição exigida pelo EC8 da soma das massas modais efectivas para os modos considerados representar, pelo menos, 90% da massa total da estrutura é verificada em todos os modelos.

Anexo B – Classificação do Sistema Estrutural e dos Elementos Sísmicos como Primários e Secundários

Tabela 0.3 Força de corte basal para a combinação sísmica segundo direcção y para todos os modelos

F_b (kN)	Modelo A (sem paredes interiores)		Modelo B (com paredes interiores de 2m)			Modelo C (com paredes interiores de 3m)			Modelo D (com paredes interiores de 4m)		
	Pilares Porticados	Pilares Interiores	Pilares Porticados	Paredes	Pilares Interiores	Pilares Porticados	Paredes	Pilares Interiores	Pilares Porticados	Paredes	Pilares Interiores
$V_{tot,x}$	576,8	355,6	489,7	320,6	173,8	374,7	551,2	132,5	299,9	760,1	107,3
$V_{tot,y}$	1883,3	1177,6	1600,4	1062,1	575,3	1220,9	1827,8	436,5	978,3	2526,5	353,4

Tabela 0.4 Participação dos elementos na rigidez lateral da estrutura e relação da contribuição dos pilares interiores com os restantes elementos estruturais

(%)	Modelo A (sem paredes interiores)			Modelo B (com paredes interiores de 2m)				Modelo C (com paredes interiores de 3m)				Modelo D (com paredes interiores de 4m)			
	Pilares Porticados	Pilares Interiores	Δ	Pilares Porticados	Paredes	Pilares Interiores	Δ	Pilares Porticados	Paredes	Pilares Interiores	Δ	Pilares Porticados	Paredes	Pilares Interiores	Δ
$V_{tot,x}$	61,86	38,14	61,66	49,76	32,58	17,66	21,45	35,40	52,08	12,52	14,31	25,70	65,11	9,19	9,88
$V_{tot,y}$	61,53	38,47	62,53	49,43	32,80	17,77	21,61	35,03	52,45	12,52	14,32	25,36	65,48	9,16	9,92

Tabela 0.5 Força de corte basal para a combinação sísmica segundo direcção x para todos os modelos

F_b (kN)	Modelo A (sem paredes interiores)		Modelo B (com paredes interiores de 2m)			Modelo C (com paredes interiores de 3m)			Modelo D (com paredes interiores de 4m)		
	Pilares Porticados	Pilares Interiores	Pilares Porticados	Paredes	Pilares Interiores	Pilares Porticados	Paredes	Pilares Interiores	Pilares Porticados	Paredes	Pilares Interiores
$V_{tot,x}$	1883,3	1177,6	1600,4	1062,1	575,3	1220,9	1827,8	436,5	978,3	2526,5	353,4
$V_{tot,y}$	576,8	355,6	489,7	320,6	173,8	374,7	551,2	132,5	299,9	760,1	107,3

Uma vez que a estrutura apresenta uma planta simétrica, seria expectável que os valores da força de corte basal para a combinação sísmica segundo x e y também fossem simétricos, tal como a Tabela 0.3 e Tabela 0.5 ilustram.

Anexo C – Limitação de Danos

Tabela 0.6 Deslocamentos relativos entre pisos em ambas as direcções e combinações sísmicas

Piso	Modelo A (sem paredes interiores)					Modelo B (com paredes interiores de 2m)					Modelo C (com paredes interiores de 3m)					Modelo D (com paredes interiores de 4m)				
	d_e (mm)	d_s (mm)	d_r (mm)	Drift (%)	Drift x v (%)	d_e (mm)	d_s (mm)	d_r (mm)	Drift (%)	Drift x v (%)	d_e (mm)	d_s (mm)	d_r (mm)	Drift (%)	Drift x v (%)	d_e (mm)	d_s (mm)	d_r (mm)	Drift (%)	Drift x v (%)
1	4,29	16,72	16,72	0,56	0,22	3,67	14,32	14,32	0,48	0,19	2,90	11,31	11,31	0,38	0,15	2,34	9,11	9,11	0,30	0,12
2	12,32	48,03	31,31	1,04	0,42	10,73	41,86	27,54	0,92	0,37	8,69	33,90	22,59	0,75	0,30	7,05	27,48	18,38	0,61	0,25
3	20,78	81,06	33,03	1,10	0,44	18,50	72,15	30,29	1,01	0,40	15,48	60,36	26,46	0,88	0,35	12,82	50,00	22,51	0,75	0,30
4	28,45	110,96	29,90	1,00	0,40	25,77	100,49	28,34	0,94	0,38	22,22	86,67	26,31	0,88	0,35	18,87	73,61	23,61	0,79	0,31
5	34,82	135,79	24,84	0,83	0,33	31,97	124,69	24,20	0,81	0,32	28,35	110,56	23,89	0,80	0,32	24,70	96,34	22,73	0,76	0,30
6	39,66	154,67	18,88	0,63	0,25	36,88	143,84	19,15	0,64	0,26	33,60	131,03	20,48	0,68	0,27	30,04	117,17	20,83	0,69	0,28
7	43,00	167,70	13,03	0,43	0,17	40,52	158,03	14,19	0,47	0,19	37,88	147,74	16,71	0,56	0,22	34,69	135,28	18,11	0,60	0,24

Tabela 0.7 Verificação da limitação de deslocamento relativo para condições de serviço e Estados Limites Últimos

Piso	Modelo A (sem paredes interiores)				Modelo B (com paredes interiores de 2m)				Modelo C (com paredes interiores de 3m)				Modelo D (com paredes interiores de 4m)			
	ELS		ELU		ELS		ELU		ELS		ELU		ELS		ELU	
	Drift x v (%)	EC8 (%)	Drift (%)	ACI318 (%)	Drift x v (%)	EC8 (%)	Drift (%)	ACI318 (%)	Drift x v (%)	EC8 (%)	Drift (%)	ACI318 (%)	Drift x v (%)	EC8 (%)	Drift (%)	ACI318 (%)
1	0,22		0,56		0,19		0,48		0,15		0,38		0,12		0,30	
2	0,42		1,04		0,37		0,92		0,30		0,75		0,25		0,61	
3	0,44		1,10		0,40		1,01		0,35		0,88		0,30		0,75	
4	0,40	0,5	1,00	1,25	0,38	0,5	0,94	1,25	0,35	0,5	0,88	1,25	0,31	0,5	0,79	1,25
5	0,33		0,83		0,32		0,81		0,32		0,80		0,30		0,76	
6	0,25		0,63		0,26		0,64		0,27		0,68		0,28		0,69	
7	0,17		0,43		0,19		0,47		0,22		0,56		0,24		0,60	

Anexo D – Verificação da Resistência ao Punçoamento, para o Piso de Maiores Esforços, segundo EC2-1 e MC2010

CASO DE ESTUDO 1 – MODELO A

Tabela 0.8 Cálculo da resistência ao punçoamento sem armadura transversal, para ambas as direcções, segundo o EC2-1

Combinação		$\Delta M_{Ed,i}$ (kNm)	V_{Ed} (kN)	e_i (m)	b_i (m)	β	u_1 (m)	k	ρ_l	$V_{Rd,c}$ (kN)	v_{Ed} (kN/m ²)	$v_{Rd,c}$ (kN/m ²)	v_{min} (kN/m ²)	$v_{Rd,max}$ (kN/m ²)
Fundamental	X	11,50	977,9	0,0118	1,86	1,022	6,44	1,83	0,0078	1174,1	534,9	628,3	474,8	5280
	Y	19,26		0,0197										
Quase-permanente	X	7,49	574,3	0,0130		1,023								
	Y	11,54		0,0201										
Sísmica x	X	181,47	578,0	0,3139		1,319								
	Y	58,33		0,1009										
Sísmica y	X	60,31	586,7	0,1028		1,290								
	Y	164,95		0,2811										

Tabela 0.9 Cálculo da resistência ao punçoamento sem armadura transversal, para ambas as direcções, segundo o MC2010

Combinação		$\Delta M_{Ed,i}$ (kNm)	V_{Ed} (kN)	$e_{u,i}$ (m)	A_c (m ²)	b_u (m)	k_e	b_0 (m)	$m_{Ed,i}$ (kNm)	$m_{Rd,i}$ (kNm)	r_s (m)	ψ	d_g (mm)	k_{dg}	k_ψ	$V_{Rd,c}$ (kN)
Fundamental	X	11,50	977,9	0,0118	0,96	1,11	0,9895	3,67	187,6	255,8	1,65	0,0093	25	0,7805	0,294	1144,0
	Y	19,26		0,0197			0,9825	3,65	223,2			0,0121			0,252	974,1
Quase-permanente	X	7,49	574,3	0,0130			0,9884	3,67	109,5	135,2		0,0108			0,270	1048,6
	Y	11,54		0,0201			0,9822	3,64	130,6			0,0141			0,229	882,9
Sísmica x	X	181,47	578,0	0,3139			0,7790	2,89	219,8	255,8		0,0118			0,256	783,4
	Y	58,33		0,1009			0,9164	3,40	251,2			0,0144			0,225	810,8
Sísmica y	X	60,31	586,7	0,1028			0,9150	3,40	229,5	255,8		0,0126			0,246	883,4
	Y	164,95		0,2811			0,7974	2,96	251,2			0,0144			0,225	705,5

CASO DE ESTUDO 2 – MODELO D

Tabela 0.10 Cálculo da resistência ao punçoamento sem armadura transversal, para ambas as direcções, segundo o EC2-1

Combinação		$\Delta M_{Ed,i}$ (kNm)	V_{Ed} (kN)	e_i (m)	b_i (m)	β	u_1 (m)	k	ρ_l	$V_{Rd,c}$ (kN)	v_{Ed} (kN/m ²)	$v_{Rd,c}$ (kN/m ²)	v_{min} (kN/m ²)	$v_{Rd,max}$ (kN/m ²)
Fundamental	X	15,5	960,3	0,0161	1,86	1,025	6,44	1,83	0,0078	1174,1	526,5	628,3	474,8	5280
	Y	18,9		0,0196										
Quase-permanente	X	9,2	564,1	0,0164		1,025			0,0039	931,9	309,3	498,7		
	Y	11,1		0,0196										
Sísmica x	X	191,7	595,0	0,0909		1,324			0,0078	1174,1	421,5	628,3		
	Y	54,1		0,3808										
Sísmica y	X	52,8	569,4	0,3808		1,379			0,0078	1174,1	420,2	628,3		
	Y	216,8		0,0927										

Tabela 0.11 Cálculo da resistência ao punçoamento sem armadura transversal, para ambas as direcções, segundo o MC2010

Combinação		$\Delta M_{Ed,i}$ (kNm)	V_{Ed} (kN)	$e_{u,i}$ (m)	A_c (m ²)	b_u (m)	k_e	b_0 (m)	$m_{Ed,i}$ (kNm)	$m_{Rd,i}$ (kNm)	r_s (m)	ψ	d_g (mm)	k_{dg}	k_ψ	$V_{Rd,c}$ (kN)
Fundamental	X	15,5	960,3	0,0161	0,96	1,11	0,9856	3,66	187,1	255,8	1,65	0,0093	25	0,7805	0,295	1142,3
	Y	18,9		0,0196			0,9826	3,65	220,2			0,0119			0,255	986,4
Quase-permanente	X	9,2	564,1	0,0164			0,9854	3,66	98,3	135,2		0,0092			0,296	1148,0
	Y	11,1		0,0196												
Sísmica x	X	191,7	595,0	0,0909			0,7745	2,87	196,5	255,8		0,0100			0,237	860,7
	Y	54,1		0,3808												
Sísmica y	X	52,8	569,4	0,3808			0,9227	3,42	196,5	255,8		0,0100			0,237	1025,4
	Y	216,8		0,0927												

Anexo E – Resistência ao Punçoamento, para o Piso de Maiores Drifts, para Aplicação do Requisito de Ductilidade do ACI318

CASO DE ESTUDO 1 – MODELO A

Tabela 0.12 Cálculo da resistência ao punçoamento sem armadura transversal, para ambas as direcções, segundo o EC2-1

Combinação		$\Delta M_{Ed,i}$ (kNm)	V_{Ed} (kN)	e_i (m)	b_i (m)	β	u_1 (m)	k	ρ_l	$V_{Rd,c}$ (kN)	v_{Ed} (kN/m ²)	$v_{Rd,c}$ (kN/m ²)	v_{min} (kN/m ²)	$v_{Rd,max}$ (kN/m ²)	V_g (kN)
Quase-permanente	X	0,38	574,8	0,0007	1,86	1,001	6,44	1,83	0,0039	931,9	307,8	498,7	474,8	5280	575,3
	Y	0,30		0,0005											

Tabela 0.13 Cálculo da resistência ao punçoamento sem armadura transversal, para ambas as direcções, segundo o MC2010

Combinação		$\Delta M_{Ed,i}$ (kNm)	V_{Ed} (kN)	$e_{u,i}$ (m)	A_c (m ²)	b_u (m)	k_e	b_0 (m)	$m_{Ed,i}$ (kNm)	$m_{Rd,i}$ (kNm)	r_s (m)	ψ	d_g (mm)	k_{dg}	k_ψ	$V_{Rd,c}$ (kN)	V_g (kN)
Quase-permanente	X	0,38	574,8	0,0007	0,96	1,11	0,9995	3,71	110,2	135,2	1,65	0,0109	25	0,7805	0,268	1054,2	574,8
	Y	0,30		0,0005			0,9994		130,5			0,0141			0,229	899,2	

Tabela 0.14 Parâmetros necessários para aplicação do requisito de ductilidade do ACI318-14 para o pilar C4 no 3º piso

	EC2 – 1	MC 2010
V_g (kN)	575,3	547,8
$V_{Rd,c}$ (kN)	931,9	899,2
$V_g/V_{Rd,c}$	0,62	0,64
$(\Delta_x/h_{sx})_{m\acute{a}x}$	0,0041	0,0030
Δ_x/h_{sx}	0,0110	0,0110

CASO DE ESTUDO 2 – MODELO D

Tabela 0.15 Cálculo da resistência ao punçoamento sem armadura transversal, para ambas as direcções, segundo o EC2-1

Combinação		$\Delta M_{Ed,i}$ (kNm)	V_{Ed} (kN)	e_i (m)	b_i (m)	β	u_1 (m)	k	ρ_l	$V_{Rd,c}$ (kN)	v_{Ed} (kN/m ²)	$v_{Rd,c}$ (kN/m ²)	v_{min} (kN/m ²)	$v_{Rd,max}$ (kN/m ²)	V_g (kN)
Quase-permanente	X	0,53	547,0	0,0010	1,86	1,006	6,44	1,83	0,0039	931,9	294,5	498,7	474,8	5280	550,4
	Y	1,48		0,0027											

Tabela 0.16 Cálculo da resistência ao punçoamento sem armadura transversal, para ambas as direcções, segundo o MC2010

Combinação		$\Delta M_{Ed,i}$ (kNm)	V_{Ed} (kN)	$e_{u,i}$ (m)	A_c (m ²)	b_u (m)	k_e	b_0 (m)	$m_{Ed,i}$ (kNm)	$m_{Rd,i}$ (kNm)	r_s (m)	ψ	d_g (mm)	k_{dg}	k_ψ	$V_{Rd,c}$ (kN)	V_g (kN)
Quase-permanente	X	0,53	547,0	0,0010	0,96	1,11	0,9976	3,70	96,7	135,2	1,65	0,0090	25	0,7805	0,300	1177,6	547,0
	Y	1,48		0,0027			0,9991	3,71	117,8			0,0121			0,253	991,7	

Tabela 0.17 Parâmetros necessários para aplicação do requisito de ductilidade do ACI318-14 para o pilar C4 no 4º piso

	EC2 – 1	MC 2010
V_g (kN)	548,5	547,0
$V_{Rd,c}$ (kN)	931,9	988,4
$V_g/V_{Rd,c}$	0,59	0,55
$(\Delta_x/h_{sx})_{m\acute{a}x}$	0,0056	0,0073
Δ_x/h_{sx}	0,0079	0,0079

Anexo F – Limitação do Deslocamento Imposto Segundo o EC8-3

CASO DE ESTUDO 1 – MODELO A

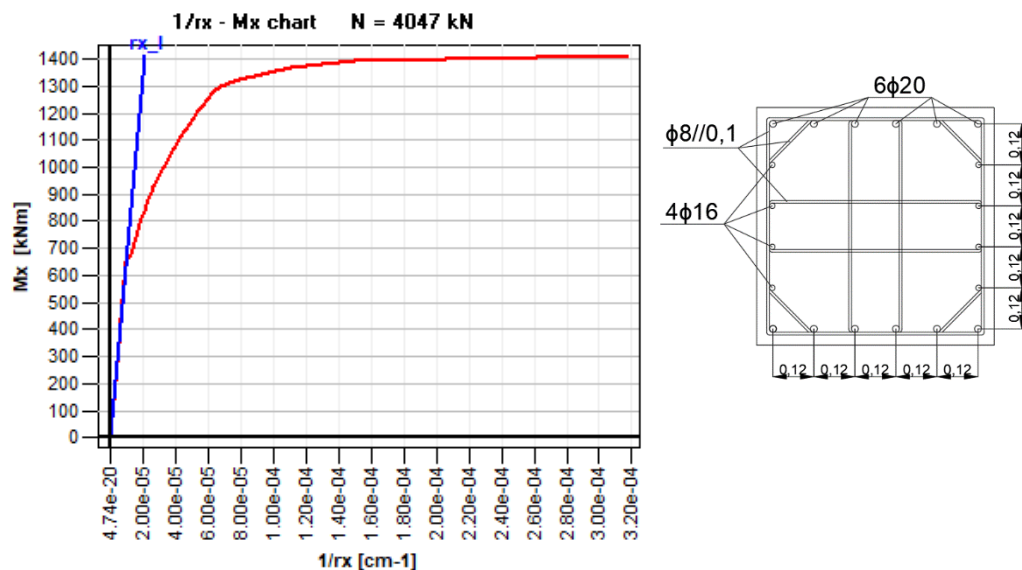


Figura 0.1 Relação momento-curvatura obtida no Gala Reinforcement com o ponto de cedência e último identificados, para a secção do pilar C4 para a combinação sísmica segundo a direcção y, no piso de maiores esforços

CASO DE ESTUDO 2 – MODELO D

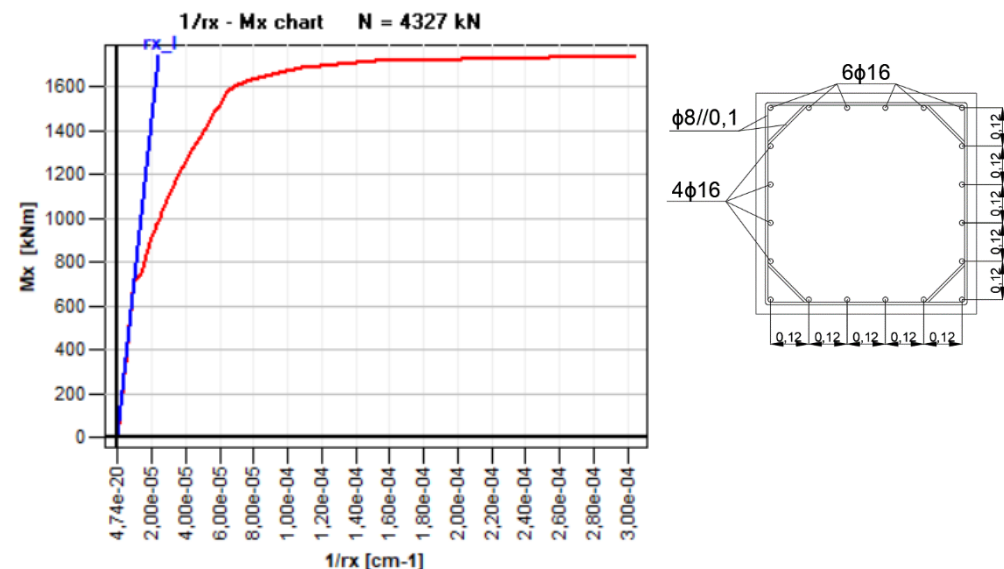


Figura 0.3 Relação momento-curvatura obtida no Gala Reinforcement com o ponto de cedência e último identificados, para a secção do pilar C4 para a combinação sísmica segundo a direcção y, no piso de maiores esforços

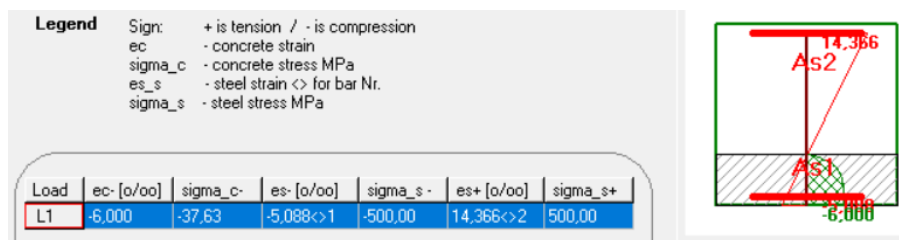


Figura 0.2 Relação momento-curvatura obtida no Gala Reinforcement com o ponto de cedência e último identificados, para a secção do pilar C4 para a combinação sísmica segundo a direcção y, no piso de maiores esforços

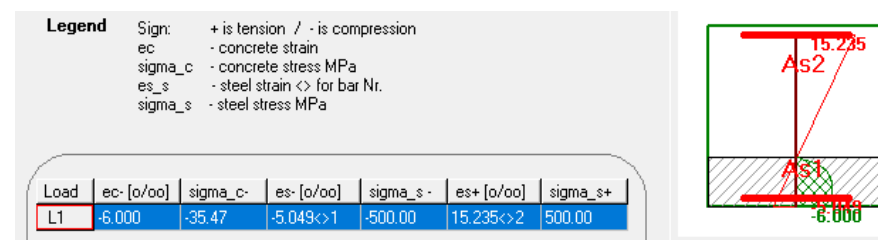


Figura 0.4 Relação momento-curvatura obtida no Gala Reinforcement com o ponto de cedência e último identificados, para a secção do pilar C4 para a combinação sísmica segundo a direcção y, no piso de maiores esforços

Anexo G

LIMITAÇÃO DE DANOS DO MODELO 1

Tabela 0.18 Deslocamentos entre pisos em ambas as direcções e combinações sísmicas

Piso	Modelo D – rigidez paredes: $0,5E_cI_c$							Modelo D1 – rigidez paredes: $0,25E_cI_c$						
	Deslocamentos			ELU		ELS		Deslocamentos			ELU		ELS	
	d_e (mm)	d_s (mm)	d_r (mm)	Drift (%)	ACI318 (%)	Drift x v (%)	EC8 (%)	d_e (mm)	d_s (mm)	d_r (mm)	Drift (%)	ACI318 (%)	Drift x v (%)	EC8 (%)
1	2,34	9,11	9,11	0,30		0,12		2,97	11,56	11,56	0,39		0,15	
2	7,05	27,48	18,38	0,61		0,25		8,66	33,77	22,21	0,74		0,30	
3	12,82	50,00	22,51	0,75		0,30		15,25	59,47	25,70	0,86		0,34	
4	18,87	73,61	23,61	0,79	1,25	0,31	0,5	21,80	85,00	25,53	0,85	1,25	0,34	0,5
5	24,70	96,34	22,73	0,76		0,30		27,76	108,26	23,26	0,78		0,31	
6	30,04	117,17	20,83	0,69		0,28		32,88	128,25	19,99	0,67		0,27	
7	34,69	135,28	18,11	0,60		0,24		37,04	144,44	16,19	0,54		0,22	

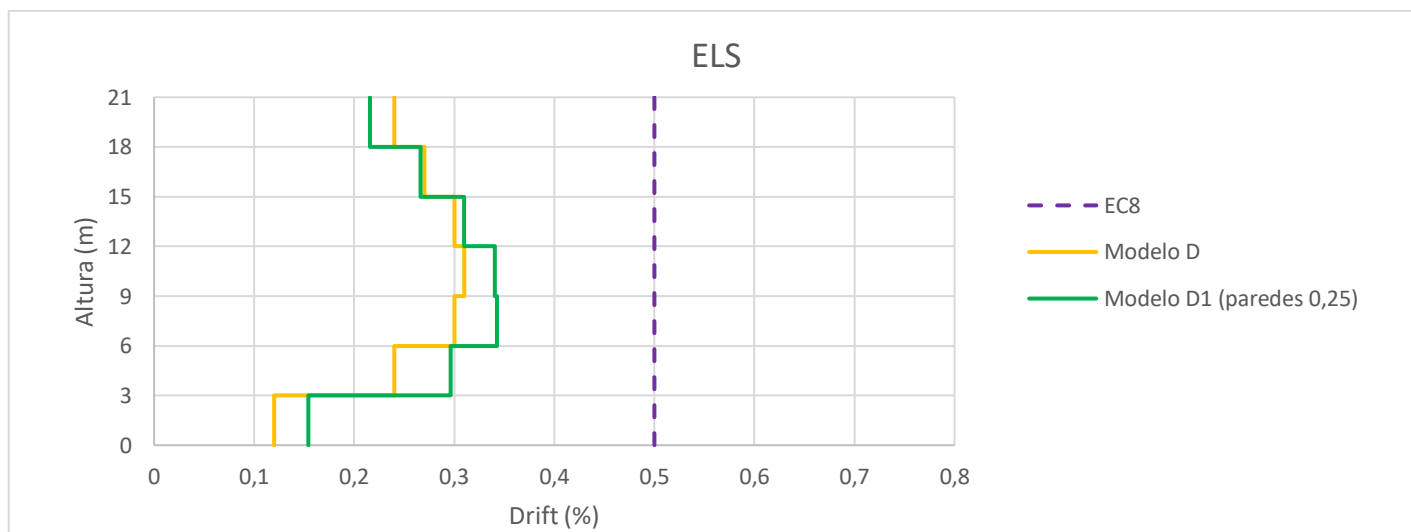


Figura 0.5 Drifts obtidos, em condições de serviço, para os casos de estudo D e D1

CLASSIFICAÇÃO DOS ELEMENTOS SÍSMICOS DO MODELO D1 COMO PRIMÁRIOS OU SECUNDÁRIOS

Tabela 0.19 Comparação das forças de corte basal para a combinação sísmica segundo a direcção y entre os modelos D e D1

F_b	Modelo D – rigidez paredes: $0,5E_cI_c$ (com paredes interiores de 4m)							Modelo D1 – rigidez paredes: $0,25E_cI_c$ (com paredes interiores de 4m)						
	<i>Pilares Porticados</i>	<i>Paredes</i>	<i>Pilares Interiores</i>	<i>Pilares Porticados</i>	<i>Paredes</i>	<i>Pilares Interiores</i>	Δ	<i>Pilares Porticados</i>	<i>Paredes</i>	<i>Pilares Interiores</i>	<i>Pilares Porticados</i>	<i>Paredes</i>	<i>Pilares Interiores</i>	Δ
$V_{tot,x}$	299,9 kN	760,1 kN	107,3 kN	25,70%	65,11%	9,19%	9,88%	396,7 kN	544,5 kN	145,1 kN	36,52%	50,13%	13,35%	6,49%
$V_{tot,y}$	978,3 kN	2526,5 kN	353,4 kN	25,36%	65,48%	9,16%	9,92%	1300,0 kN	1809,0 kN	478,1 kN	36,24%	50,43%	13,33%	6,50%

Tabela 0.20 Forças de corte basal para a combinação sísmica segundo a direcção x

F_b	Modelo D – rigidez paredes: $0,5E_cI_c$ (com paredes interiores de 4m)							Modelo D1 – rigidez paredes: $0,25E_cI_c$ (com paredes interiores de 4m)						
	<i>Pilares Porticados</i>	<i>Paredes</i>	<i>Pilares Interiores</i>	<i>Pilares Porticados</i>	<i>Paredes</i>	<i>Pilares Interiores</i>	Δ	<i>Pilares Porticados</i>	<i>Paredes</i>	<i>Pilares Interiores</i>	<i>Pilares Porticados</i>	<i>Paredes</i>	<i>Pilares Interiores</i>	Δ
$V_{tot,x}$	978,3 kN	2526,5 kN	353,4 kN	25,36%	65,48%	9,16%	9,92%	1300,0 kN	1809,0 kN	478,1 kN	36,24%	50,43%	13,33%	6,50%
$V_{tot,y}$	299,9 kN	760,1 kN	107,3 kN	25,70%	65,11%	9,19%	9,88%	396,7 kN	544,5 kN	145,1 kN	36,52%	50,13%	13,35%	6,49%

Uma vez que a estrutura apresenta uma planta simétrica, seria expectável que os valores da força de corte basal para a combinação sísmica segundo x e y também fossem simétricos, tal como a Tabela 0.19 e Tabela 0.20 ilustram.

Como mencionado na análise dos resultados no Capítulo 4.8.2, deste caso de estudo, verifica-se que ocorreu uma redução dos esforços actuantes nas paredes e um aumento dos esforços dos pilares interiores, comparativamente ao modelo D. Porém, a classificação dos pilares interiores manteve-se como elementos sísmicos secundários pois a sua rigidez lateral continua a ser inferior a 15% da rigidez lateral dos elementos primários. Tal facto deve-se ao aumento dos esforços nos pilares porticados, classificados como elementos sísmicos primários, ser maior que o aumento dos esforços nos pilares interiores.

RESISTÊNCIA AO PUNÇAMENTO DO MODELO D1, SEGUNDO AS FORMULAÇÕES PRESENTES NO EC2-1 E MC2010, PARA APLICAÇÃO DO REQUISITO DE DUCTILIDADE

Tabela 0.21 Cálculo da resistência ao punçamento sem armadura transversal para o modelo D1, em ambas as direcções, segundo o EC2-1

Combinação		$\Delta M_{Ed,i}$ (kNm)	V_{Ed} (kN)	e_i (m)	b_i (m)	β	u_1 (m)	k	ρ_l	$V_{Rd,c}$ (kN)	v_{Ed} (kN/m ²)	$v_{Rd,c}$ (kN/m ²)	v_{min} (kN/m ²)	$v_{Rd,max}$ (kN/m ²)	V_g (kN)
Quase-permanente	X	0,31	548,8	0,0006	1,86	1,003	6,44	1,83	0,0039	931,9	294,6	498,7	474,8	5280	550,5
	Y	1,70		0,0031											

Tabela 0.22 Cálculo da resistência ao punçamento sem armadura transversal para o modelo D1, em ambas as direcções, segundo o MC2010

Combinação		$\Delta M_{Ed,i}$ (kNm)	V_{Ed} (kN)	$e_{u,i}$ (m)	A_c (m ²)	b_u (m)	k_e	b_0 (m)	$m_{Ed,i}$ (kNm)	$m_{Rd,i}$ (kNm)	r_s (m)	ψ	d_g (mm)	k_{dg}	k_ψ	$V_{Rd,c}$ (kN)	V_g (kN)
Quase-permanente	X	0,31	548,8	0,0006	0,96	1,11	0,9972	3,70	96,6	135,2	1,65	0,0090	25	0,7805	0,301	1178,0	548,8
	Y	1,70		0,0031			0,9995	3,71	117,8			0,0121			0,253	992,1	

Tabela 0.23 Parâmetros necessários para aplicação do requisito de ductilidade do ACI318-14 para o pilar C4 no 3º piso

	EC2 – 1	MC 2010
V_g (kN)	550,5	548,8
$V_{Rd,c}$ (kN)	931,9	992,1
$V_g/V_{Rd,c}$	0,59	0,55
$(\Delta_x/h_{sx})_{máx}$	0,0055	0,0073
Δ_x/h_{sx}	0,0086	0,0086

LIMITAÇÃO DO DESLOCAMENTO IMPOSTO SEGUNDO O EC8-3 PARA O MODELO D1

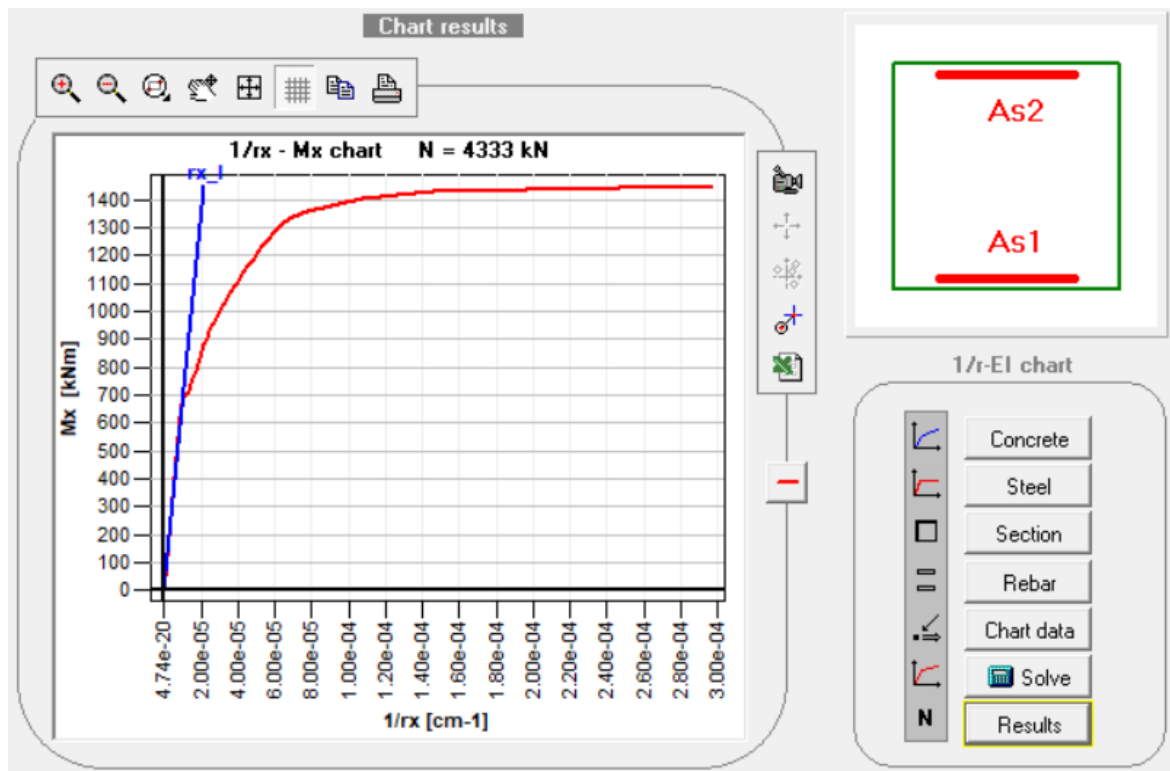


Figura 0.6 Relação momento-curvatura obtida no Gala Reinforcement com o ponto de cedência e último identificados, para a secção do pilar C4 para a combinação sísmica segundo a direcção y, no piso de maiores esforços

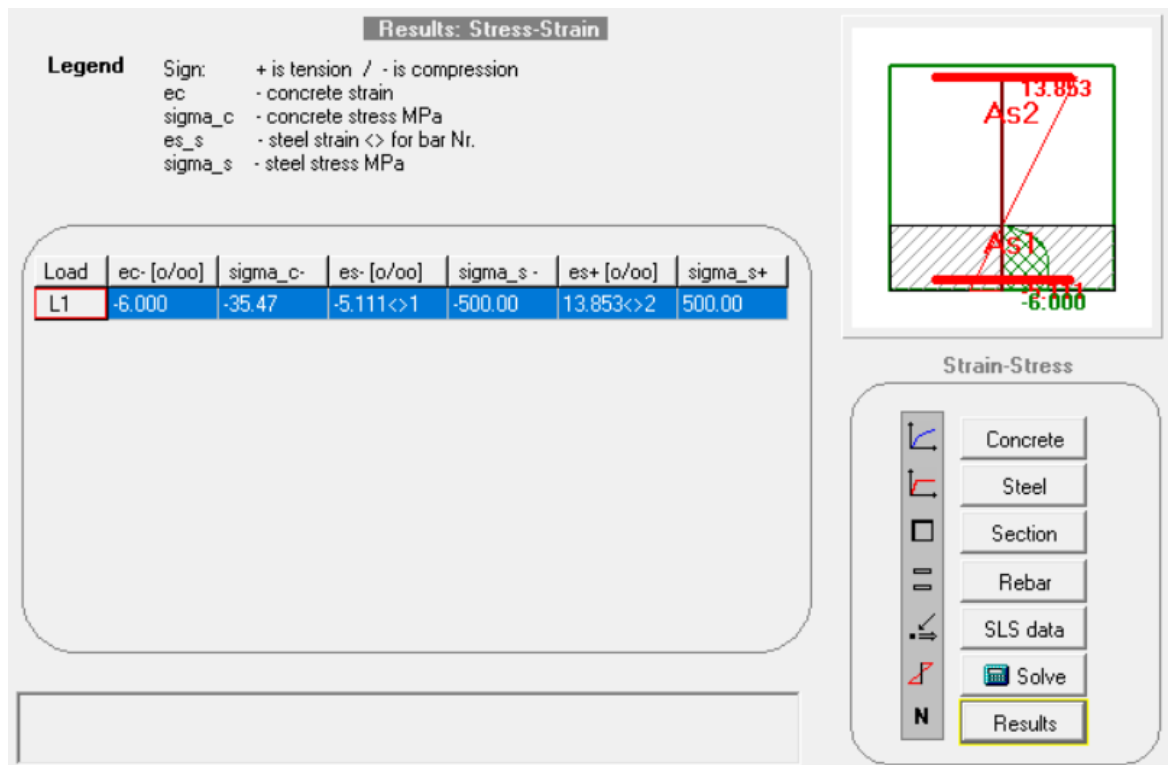


Figura 0.7 Tensões e extensões obtidas através do Gala Reinforcement para a secção do pilar C4 para a combinação sísmica segundo a direcção y, no piso de maiores esforços

PORMENORIZAÇÃO DAS ARMADURAS TRANSVERSAIS DO MODELO D1

A Figura 0.8 ilustra um esquema da área A_{cw} , calculada pela equação (2.44) presente no Capítulo 2.7.2.2, onde será colocada a armadura regulamentar mínima definida pela equação (2.41).

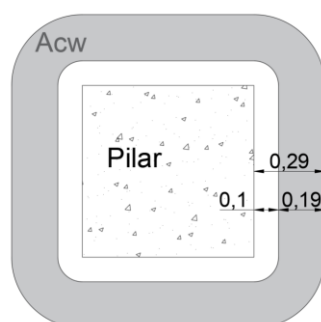


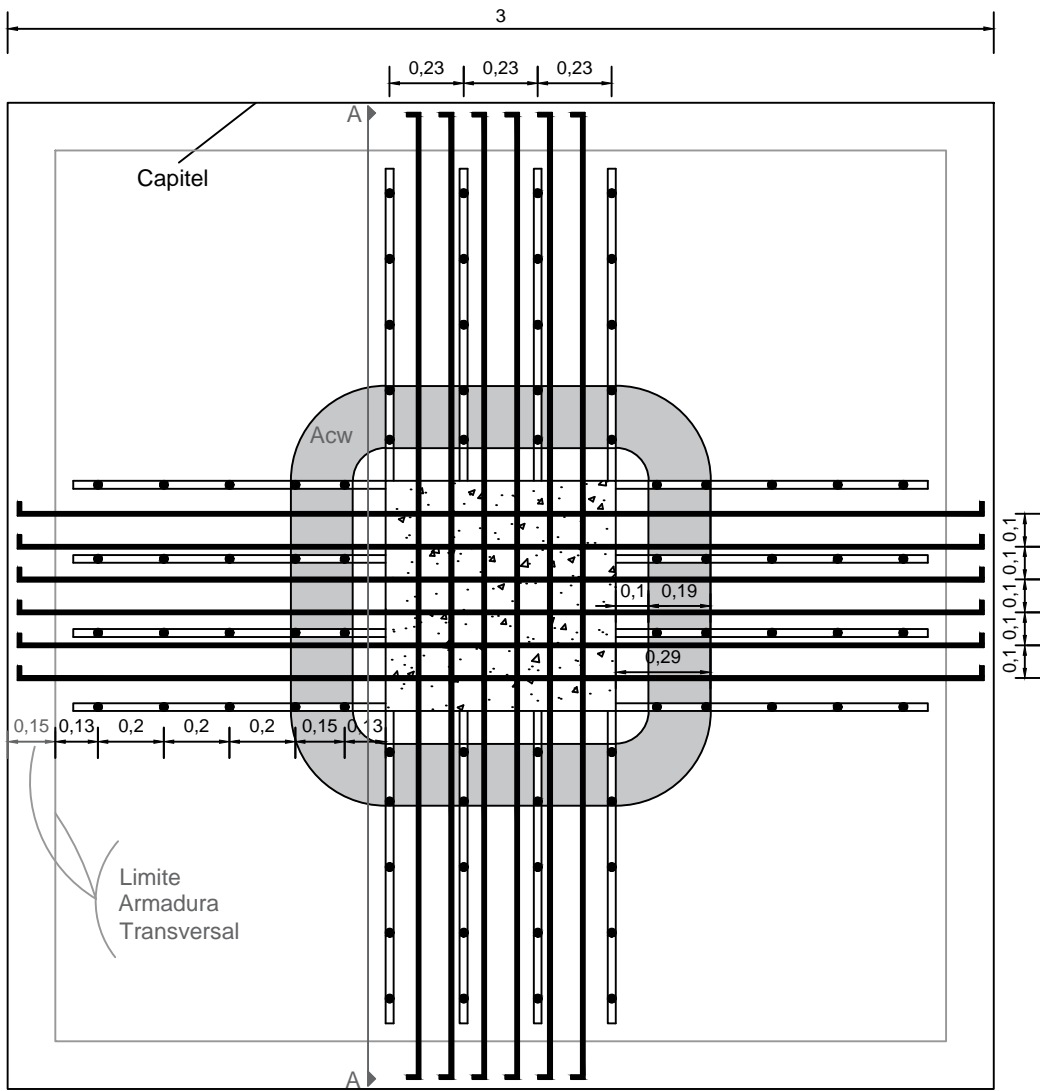
Figura 0.8 Representação esquemática da área A_{cw} (valores apresentados em metros)

Seguindo as exigências das disposições construtivas ilustradas na Figura 2.56 do MC2010, os espaçamentos s_0 e s_1 tomam diferentes valores para ambos os sistemas.

Relativamente ao sistema de reforço com parafusos, s_0 toma o valor de 0,13m e s_1 toma o valor de 0,15m apenas entre a primeira e segunda camada de parafusos, colocados na área A_{cw} , de forma a respeitar a imposição do MC2010 de quantidade mínima de armadura a colocar na superfície de rotura, tal como explicado no Capítulo 4.8.3.1. Para as restantes camadas de armadura, adoptou-se um espaçamento s_1 de 0,2m.

Quanto ao sistema composto por estribos é adoptado um espaçamento de 0,1m para s_0 e s_1 apenas entre os estribos colocados na área A_{cw} , sendo que nas restantes camadas de armadura s_1 toma o valor de 0,2m, pelas mesmas razões explicadas para o sistema de reforço anterior.

Pelos resultados presentes na Tabela 4.11, verifica-se que contribuição da quantidade de armadura adoptada excede o esforço de corte actuante para a combinação fundamental. Porém, tal como visto no Capítulo 2.9.1, o elevado espaçamento entre estribos poderá conduzir à desintegração do núcleo de betão e à encurvadura da armadura longitudinal, pois quando o betão se aproxima da sua extensão última expande, exercendo um aumento de pressão na armadura transversal levando-a à rotura e, conseqüentemente, ao colapso do elemento estrutural. Pelo que, a adopção de um espaçamento de 0,20m para as restantes camadas poderá ser, eventualmente, um valor excessivo, apesar de respeitar as limitações das disposições construtivas impostas pelo MC2010 de $0,75d_v$ e inferior a 300mm. Assim, poderia-se adoptar um espaçamento s_1 uniforme em todas as camadas para ambos os sistemas de reforço, resultando, conseqüentemente, num aumento da quantidade de armadura transversal. Isto é, $s_1 = 0,15m$ para parafusos e $s_1 = 0,1m$ para estribos. Porém, uma vez que aplicando um espaçamento de $s_1 = 0,2m$ são respeitadas as condições das disposições construtivas do MC2010 e as quantidades mínimas de armaduras transversais segundo as formulações do ACI e MC2010, adoptou-se os espaçamentos ilustrados nas Figuras 0.9 e 0.10.



Corte A-A

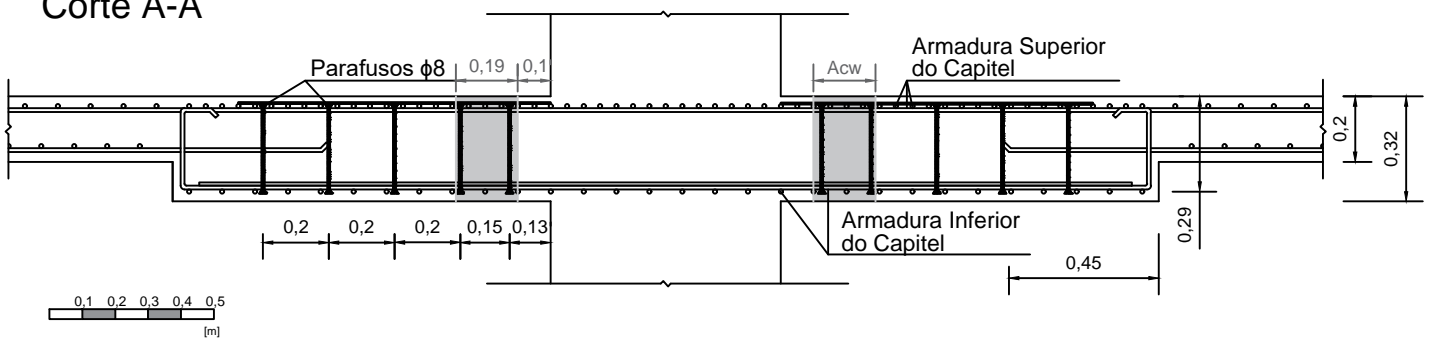
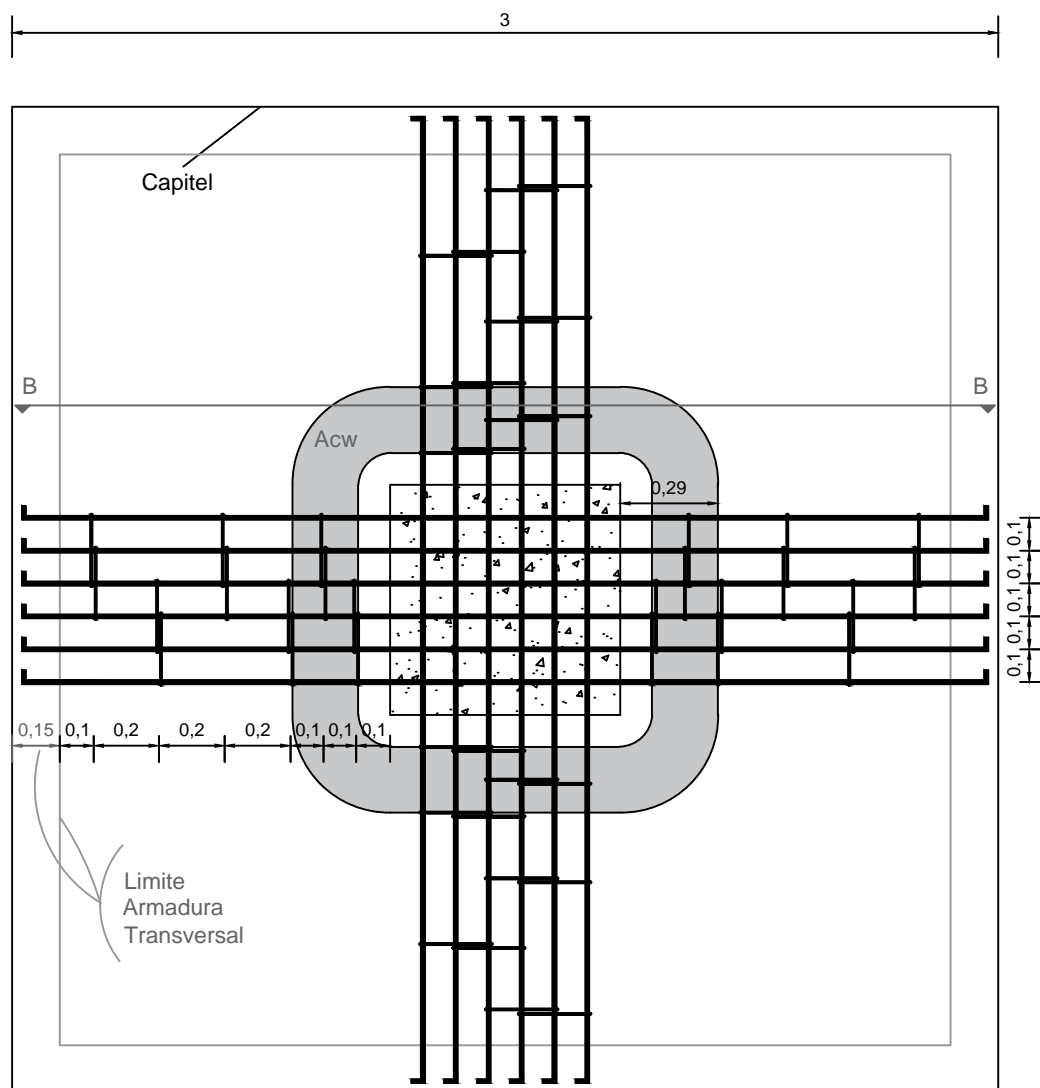


Figura 0.9 Pormenorização das armaduras, em planta e em corte, na ligação pilar-laje: armaduras longitudinais de flexão e sistema de armadura transversal de reforço do tipo parafusos



Corte B-B

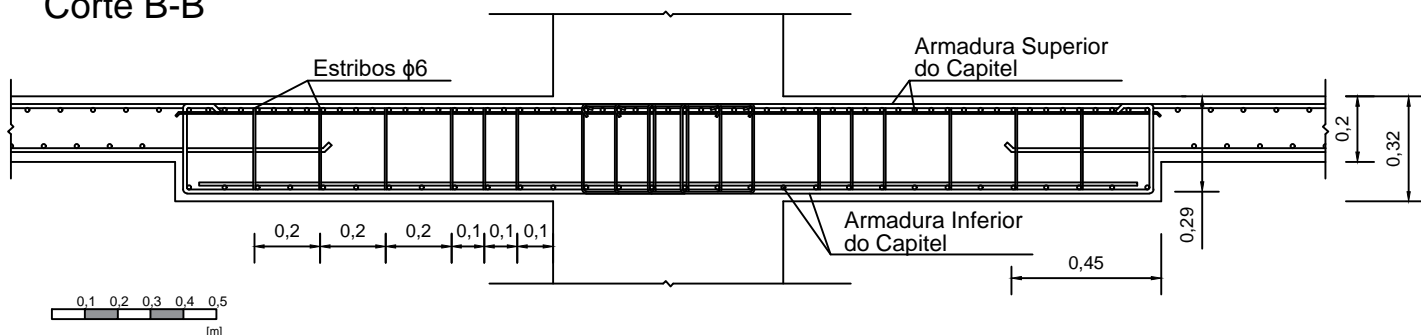


Figura 0.10 Pormenorização das armaduras, em planta e em corte, na ligação pilar-laje: armaduras longitudinais de flexão e sistema de armadura transversal de reforço do tipo estribos