

Vigas de Acoplamento de Paredes Estruturais

Procedimento de Modelação para Análise Sísmica de Estruturas de
Betão Armado

João Miguel Damião Bezelga

Dissertação para obtenção do Grau de Mestre em

Engenharia Civil

Orientadores:

Professora Doutora Rita Maria do Pranto Nogueira Leite Pereira Bento

Professor Doutor João Carlos de Oliveira Fernandes de Almeida

Júri

Presidente: Professor Doutor José Joaquim Costa Branco de Oliveira Pedro

Orientador: Professora Doutora Rita Maria do Pranto Nogueira Leite Pereira Bento

Vogal: Professor Doutor Mário Manuel Paisana dos Santos Lopes

Julho de 2015

AGRADECIMENTOS

Em primeiro lugar quero agradecer ao Professor Sergio Breña, do Departamento de Engenharia Civil e Ambiental da Universidade de Massachusetts Amherst, não só por ter facultado os resultados experimentais que serviram de base às análises efetuadas no Capítulo 3, mas também por toda a simpatia e disponibilidade que demonstrou.

Quero ainda expressar o meu agradecimento a todas as outras pessoas que me apoiaram e foram importantes na realização da presente dissertação, e em particular à Professora Rita Bento e ao Professor João Almeida pelas contribuições inestimáveis e ajuda contínua que prestaram ao longo de todo o desenvolvimento da dissertação.

RESUMO

Os sistemas de paredes com vigas de acoplamento são utilizados em diversos edifícios como sistema resistente às cargas laterais. Estas vigas possuem características próprias, das quais se destacam elevadas exigências de capacidade de deformação e um potencial de rotura por corte. A correta avaliação sísmica de uma estrutura está fortemente dependente das hipóteses de modelação adotadas para essas regiões críticas. Atualmente, a maior parte das prescrições regulamentares não tem em conta, de forma específica, o comportamento das vigas de acoplamento.

A presente dissertação tem como objetivo o estudo e a proposta, com base numa análise crítica e comparativa da literatura existente, de um procedimento de modelação para a representação do comportamento de vigas de acoplamento em betão armado, para utilização no dimensionamento e avaliação do desempenho sísmico de estruturas. Para o efeito, (i) desenvolve-se um procedimento de modelação com base nos ensaios laboratoriais de Breña & Ihtiyar (2007), e (ii) avalia-se o desempenho sísmico de uma estrutura pórtico-parede em betão armado, onde se utiliza o procedimento proposto.

Constata-se (i) que a rigidez efetiva indicada nos regulamentos atuais é excessiva quando aplicada a vigas de acoplamento, (ii) que as prescrições do Eurocódigo 2 (EC2) e Eurocódigo 8 (EC8) são adequadas para vigas sem problemas de corte, e (iii) que o procedimento proposto, ao ter em conta a deformação e rotura por esforço transversal, é principalmente importante na avaliação do desempenho sísmico das estruturas cujas vigas de acoplamento apresentem um dimensionamento insuficiente ao esforço transversal, nas quais se inclui o parque habitacional dos edifícios antigos.

Palavras-chave:

Estruturas em Betão Armado, Desempenho Sísmico, Análise Não Linear, Procedimento de Modelação, Regiões Críticas, Vigas de Acoplamento

ABSTRACT

Reinforced concrete (RC) shear walls with couplings beams are used in many buildings as primary lateral load-bearing elements. This type of beams has special characteristics, such as large deformation demands and a shear-dominated response. An accurate seismic assessment of such structural system is decisively influenced by the model adopted for those discontinuity (D) regions. Currently, many technical and normative seismic design documents do not take into account the distinctive behavior of coupling beams.

The aim of this dissertation is the study and development, based on a critical and comparative analysis of the existing literature, of a modelling procedure for the behavior of RC coupling beams, to be used in the seismic design/assessment of structural systems. To achieve this goal, (i) a modelling procedure is proposed, based on the experimental studies by Breña & Ihtiyar (2007), and (ii) the seismic performance of a RC “coupled shear walls – frame” system is evaluated, in which the proposed procedure is used.

It is shown (i) that the effective stiffness suggested in the current design documents is in excess when applied to coupling beams, (ii) that the methods recommended in Eurocode 2 (EC2) and Eurocode 8 (EC8) are adequate to coupling beams without shear problems, and (iii) that the proposed modelling procedure, by taking into account shear behavior and shear failure, is mainly relevant in the seismic performance assessment of structures that possess coupling beams with inadequate transverse reinforcement. This is the case of several RC existing old buildings.

Keywords:

Reinforced Concrete (RC) Structures, Seismic Performance, Nonlinear Analysis, Modelling Procedure, D Regions, Coupling Beams

ÍNDICE GERAL

AGRADECIMENTOS	I
RESUMO	III
ABSTRACT	V
ÍNDICE GERAL	VII
ÍNDICE DE FIGURAS	XI
ÍNDICE DE TABELAS	XV
SIMBOLOGIA	XVII
ABREVIATURAS	XVII
LETRAS MAIÚSCULAS LATINAS	XVII
LETRAS MINÚSCULAS LATINAS	XVIII
LETRAS GREGAS	XIX
CAPÍTULO 1 – INTRODUÇÃO	1
1.1. INTRODUÇÃO E OBJETIVOS	3
1.2. ESTRUTURA DA DISSERTAÇÃO	4
CAPÍTULO 2 – VIGAS DE ACOPLAMENTO	5
2.1. ENQUADRAMENTO	7
2.2. IMPORTÂNCIA DAS PAREDES DE BETÃO ARMADO	8
2.3. CONCEITO DE VIGAS DE ACOPLAMENTO	10
2.4. COEFICIENTE DE ACOPLAMENTO	12
2.5. VANTAGENS DAS VIGAS DE ACOPLAMENTO	13
2.6. CARACTERÍSTICAS E PARTICULARIDADES	14
2.7. ESTADO DA ARTE DAS VIGAS DE ACOPLAMENTO	15
2.7.1. Vigas de Acoplamento em Betão Armado	16
2.7.2. Tipos de Pormenorização	17
2.7.3. Soluções Alternativas	18
Sistemas de acoplamento híbridos	18
Vigas de acoplamento com chapa metálica de corte	20
Vigas de acoplamento com fusível metálico	21
Vigas de acoplamento com cordões não-aderentes pós-tensionados	21
Vigas de acoplamento em betão de elevado desempenho reforçado com fibras (HPFRC)	23
CAPÍTULO 3 – MODELAÇÃO DE VIGAS DE ACOPLAMENTO EM BETÃO ARMADO	25
3.1. ANÁLISE SÍSMICA	27
3.1.1. Métodos de Análise Sísmica	27

3.1.2. Modelos Não Lineares de Elementos Estruturais.....	28
3.2. MODELO DE COMPORTAMENTO DE VIGAS DE ACOPLAMENTO EM BETÃO ARMADO	30
3.3. METODOLOGIA DE MODELAÇÃO E ANÁLISE	32
3.3.1. Descrição dos Ensaios Laboratoriais.....	32
3.3.2. Modelação Numérica dos Ensaios Laboratoriais.....	34
3.4. COMPORTAMENTO LINEAR	35
3.4.1. Módulo de Elasticidade do Betão.....	36
3.4.2. Rigidez Efetiva das Vigas de Acoplamento	38
FEMA 356 e ASCE 41-06.....	38
Eurocódigo 8	38
ACI 318-08 e ACI 318-11	38
ASCE 41-13.....	39
Paulay e Priestley (1992).....	39
Son Vu et al. (2014).....	39
Análise.....	40
3.4.3. Rigidez Efetiva das Paredes	42
3.4.4. Modelação da Rigidez Efetiva.....	43
3.5. COMPORTAMENTO NÃO LINEAR	43
3.5.1. Momentos Fletores de Cedência e Últimos	44
3.5.1. a) Relação Constitutiva do Aço	44
3.5.1. b) Relação Constitutiva do Betão	46
Betão não confinado.....	46
Betão confinado.....	47
Resumo das propriedades do betão.....	48
3.5.1. c) Relações Momento-Curvatura.....	49
3.5.2. Esforço Transverso Resistente	50
ACI 318-11	50
Eurocódigo 8 e Eurocódigo 2	50
3.5.3. Parâmetros de Deformação.....	52
3.5.4. Modelação da Plasticidade Concentrada	54
3.6. RESUMO DO PROCEDIMENTO DE MODELAÇÃO	57
3.7. RESUMO DOS MODELO NUMÉRICOS	58
3.8. ANÁLISE DOS RESULTADOS.....	59
3.8.1. Relações Esforço – Deformação Determinadas Experimentalmente.....	59
3.8.2. Comparação dos Ensaios Laboratoriais com os Resultados Numéricos.....	61
Modos de rotura.....	62
Rigidez efetiva, valores de deformação e esforços resistentes	63
Viga CB-1	65
Viga CB-2	66
Viga CB-3	66
Viga CB-4	66
3.9. CONCLUSÕES.....	67

CAPÍTULO 4 – CASO PRÁTICO: SISTEMA DE PAREDES ACOPLADAS INSERIDO EM PÓRTICO	69
4.1. DESCRIÇÃO DO CASO PRÁTICO.....	71
4.2. CARACTERIZAÇÃO ESTRUTURAL	72
4.2.1. <i>Materiais</i>	72
4.2.2. <i>Carregamento</i>	72
4.3. DIMENSIONAMENTO SEGUNDO O EC 8	73
4.3.1. <i>Ação Sísmica</i>	73
Coeficiente de comportamento	74
Espectros de cálculo.....	75
4.3.2. <i>Combinações de Ações</i>	75
4.3.3. <i>Análise Estrutural e Dimensionamento</i>	76
Pilares.....	76
Paredes	76
Vigas.....	77
Vigas de acoplamento	77
Alçados.....	77
4.4. ANÁLISE ESTATICA NÃO LINEAR – MÉTODO N2.....	78
4.4.1. <i>Modelação Estrutural</i>	81
4.4.1. a) Relações Constitutivas dos Materiais	82
4.4.1. b) Modelo de Comportamento das Vigas de Acoplamento.....	83
Rigidez Efetiva.....	83
Esforços Resistentes	83
Parâmetros de Deformação.....	84
4.4.1. c) Modelos de Comportamento dos Restantes Elementos.....	84
Relações Momento-Curvatura.....	84
Comprimento de Rótulas Plásticas.....	86
4.4.2. <i>Curva de Capacidade Resistente</i>	87
4.4.3. <i>Sistema Equivalente de 1 GDL</i>	88
4.4.4. <i>Deslocamento-Alvo e Desempenho Sísmico</i>	88
4.5. ESTUDOS COMPLEMENTARES	90
4.5.1. <i>Influência da Rigidez Efetiva das Vigas de Acoplamento</i>	90
4.5.2. <i>Influência do Modelo de Comportamento das Vigas de Acoplamento</i>	93
4.5.3. <i>Vigas de Acoplamento Controladas por Corte</i>	98
4.6. CONCLUSÕES.....	101
CAPÍTULO 5 – CONSIDERAÇÕES FINAIS	105
5.1. DESENVOLVIMENTOS FUTUROS.....	109
REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS.....	111
ANEXO I – DIMENSIONAMENTO DOS ELEMENTOS DO CASO DE ESTUDO (CAPÍTULO 4)	117
ANEXO II – BILINEARIZAÇÃO DAS CURVAS DE CAPACIDADE.....	125

ÍNDICE DE FIGURAS

FIGURA 1 – (A) REPRESENTAÇÃO DE UM NÚCLEO COM ABERTURAS (B) SISTEMA DE PAREDES ACOPLADAS SUJEITAS A CARREGAMENTO HORIZONTAL, (C) DEFORMAÇÃO DO SISTEMA DE PAREDES ACOPLADAS E (D) CONSEQUENTES ESFORÇOS IMPOSTOS ÀS VIGAS DE ACOPLAMENTO, TRADUZIDO DE BREÑA ET AL. (2009)	3
FIGURA 2 – SISTEMAS ESTRUTURAIS PARA EDIFÍCIOS DE BETÃO ARMADO, TRADUZIDO (FIB BULLETIN 73, 2014).....	7
FIGURA 3 – NÚMERO MÉDIO DE ANDARES DOS EDIFÍCIOS PRESENTES NA BASE DE DADOS THE SKYSCRAPER CENTER (COUNCIL ON TALL BUILDINGS AND URBAN HABITAT, 2014)	8
FIGURA 4 – NÚMERO TOTAL DE EDIFÍCIOS COM 100M OU MAIS EXISTENTES NUM DADO ANO – CONSTRUÍDO A PARTIR DA BASE DE DADOS THE SKYSCRAPER CENTER (COUNCIL ON TALL BUILDINGS AND URBAN HABITAT, 2014)	9
FIGURA 5 – EDIFÍCIOS COM 100M OU MAIS, POR MATERIAL ¹ , CONTRUÍDOS NUMA DADA ÉPOCA – CONSTRUÍDO A PARTIR DA BASE DE DADOS THE SKYSCRAPER CENTER (COUNCIL ON TALL BUILDINGS AND URBAN HABITAT, 2014)	9
FIGURA 6 – REPRESENTAÇÃO ESQUEMÁTICA DE VIGAS DE ACOPLAMENTO	10
FIGURA 7 – (A) PLANTA DE UM EDIFÍCIO-TIPO, COM NÚCLEOS DE ESCADAS E ELEVADORES IDENTIFICADOS A AZUL, E (B) REPRESENTAÇÃO TRIDIMENSIONAL DOS NÚCLEOS LIGADOS POR VIGAS DE ACOPLAMENTO AO NÍVEL DOS DIFERENTES PISOS	11
FIGURA 8 – ESQUEMATIZAÇÃO DE UM SISTEMA DE DUAS PAREDES ACOPLADAS, ADAPTADO DE EL-TAWIL, ET AL. (2010).....	12
FIGURA 9 – REPRESENTAÇÃO ESQUEMÁTICA DO SISTEMA DE FORÇAS: (A) NUMA PAREDE ÚNICA, (B) NUMA PAREDE ACOPLADA COM VIGAS DE ACOPLAMENTO DE RIGIDEZ ELEVADA E (C) DE RIGIDEZ REDUZIDA, ADAPTADO DE SHEN (2006)	12
FIGURA 10 – EFEITO DO ACOPLAMENTO NO DESLOCAMENTO DE TOPO, NORMALIZADO A UM SISTEMA DE PAREDES EM CONSOLA, (NÃO ACOPLADAS), ADAPTADO DE EL-TAWIL ET AL. (2010)	14
FIGURA 11 – ENSAIOS LABORATORIAIS REALIZADOS POR PAULAY (1969): (A) GAIOLA DE ARMADURAS DE UMA DAS VIGAS DE ACOPLAMENTO TESTADAS, E (B) ENSAIO EXPERIMENTAL DA VIGA	16
FIGURA 12 – VIGA DE ACOPLAMENTO ARMADA CONVENCIONALMENTE, ADAPTADO DE HARRIES ET AL. (2000).....	17
FIGURA 13 – VIGA DE ACOPLAMENTO COM ARMADURAS NA DIAGONAL, E CONFINADAS INDIVIDUALMENTE (ACI, 2011)	17
FIGURA 14 – PORMENORIZAÇÃO ESQUEMÁTICA DE SOLUÇÕES HÍBRIDAS: (A) PERFIL METÁLICO COMO VIGA DE ACOPLAMENTO, E (B) SOLUÇÃO MISTA COMPOSTA POR PERFIL METÁLICO ENVOLVIDO POR BETÃO ARMADO, ADAPTADO DE EL-TAWIL ET AL. (2010)	18
FIGURA 15 – PORMENORES DA LIGAÇÃO DE UMA VIGA DE ACOPLAMENTO METÁLICA: (A) COM RECURSO A ESPESSAMENTO LOCAL DA PAREDE, E (B) UTILIZANDO PERFIL METÁLICO COMO ARMADURA PRINCIPAL DA PAREDE, TRADUZIDO DO DE HARRIES ET AL. (2000)	19
FIGURA 16 – VIGA DE ACOPLAMENTO COM CHAPA METÁLICA DE CORTE, TRADUZIDO DE FORTNEY (2005).....	20
FIGURA 17 – REPRESENTAÇÃO DE VIGAS DE ACOPLAMENTO COM FUSÍVEL: (A) VIGA DE ACOPLAMENTO EM BETÃO ARMADO COM ZONA FUSÍVEL CONSTITUÍDA POR UM PERFIL METÁLICO, E (B) VIGA DE ACOPLAMENTO E ZONA FUSÍVEL METÁLICAS, ADAPTADO DE FORTNEY (2005) E CHEN & LU (2012)	21
FIGURA 18 – REPRESENTAÇÃO ESQUEMÁTICA DE PAREDES ACOPLADAS POR SISTEMAS DE CORDÕES NÃO-ADERENTES PÓS-TENSIONADOS, TRADUZIDO DE SHEN & KURAMA (2002)	21
FIGURA 19 – ESQUEMA DE FORÇAS NUMA VIGA DE ACOPLAMENTO COM CORDÕES NÃO-ADERENTES PÓS-TENSIONADOS, TRADUZIDO DE WELDON (2010).....	22
FIGURA 20 – VIGA DE ACOPLAMENTO EM BETÃO ARMADO (PRÉ-FABRICADA) COM CORDÕES NÃO-ADERENTES PÓS-TENSIONADOS, TRADUZIDO DE WELDON (2010).....	22

FIGURA 21 – VIGA DE ACOPLAMENTO CONSTITUÍDA POR PERFIL METÁLICO, COM CORDÕES NÃO-ADERENTES PÓS-TENSIONADOS, TRADUZIDO DE WELDON (2010).....	23
FIGURA 22 – COMPARAÇÃO DE COMPORTAMENTO À TRAÇÃO ENTRE FRC E HPFRC, TRADUZIDO DE CANBOLAT ET AL. (2005)	23
FIGURA 23 – TIPOS DE FIBRAS USADAS TÍPICAMENTE EM HPFRC: (A) FIBRAS DE AÇO EM GANCHO, (B) FIBRAS DE AÇO TORCIDAS, E (C) FIBRAS DE POLIETILENO (PE) DE ALTA DENSIDADE (PARRA-MONTESINOS, 2007)	23
FIGURA 24 – COMPARAÇÃO DE COMPORTAMENTO DE HPFRC COM DIFERENTES FIBRAS, (A) À COMPRESSÃO, E (B) À TRAÇÃO, TRADUZIDO DE PARRA-MONTESINOS (2005)	24
FIGURA 25 – MÉTODOS DE ANÁLISES SÍSMICA, ADAPTADO DA TABELA DE LOPES (2008)	27
FIGURA 26 – MODELOS DE PLASTICIDADE CONCENTRADA E DISTRIBUÍDA, ADAPTADO DE DEIERLEIN ET AL. (2010).....	28
FIGURA 27 – DISCRETIZAÇÃO EM FIBRAS DE UMA SECÇÃO DE UMA VIGA EM BETÃO ARMADO (NEVES DE CARVALHO, 2011) .	29
FIGURA 28 – MODELO TRIDIMENSIONAL DE ELEMENTOS FINITOS DE UMA CANTONEIRA METÁLICA EM CONSOLA: (A) MODELO E GEOMETRIA, E (B) CONFIGURAÇÃO DEFORMADA (ŽIVKOVIĆ, KOJIĆ, SLAVKOVIĆ, & GRUJOVIĆ, 2001)	29
FIGURA 29 – RELAÇÕES GENERALIZADAS FORÇA-DEFORMAÇÃO PARA ELEMENTOS DE BETÃO ARMADO (ASCE/SEI, 2013)	30
FIGURA 30 – CURVAS DE COMPORTAMENTO MONOTÓNICO E ENVOLVENTES CÍCLICAS DA RESPOSTA HISTERÉTICA DO ELEMENTO, ADAPTADO DE PEER/ATC (2010).....	31
FIGURA 31 – GEOMETRIA E PORMENORIZAÇÃO DAS VIGAS DE ACOPLAMENTO ENSAIADAS (DIMENSÕES EM METROS): (A) VIGAS CB-1 E CB-3; (B) VIGAS CB-2 E CB-4, ADAPTADO DE BREÑA ET AL. (2009)	32
FIGURA 32 – (A) GEOMETRIA E NOMENCLATURA E (B) VIGA A SER ENSAIADA (BREÑA ET AL., 2009).....	33
FIGURA 33 – REPRESENTAÇÃO ESQUEMÁTICA DO MODELO PLANO CRIADO EM SAP2000	34
FIGURA 34 – VALORES DO MÓDULO DE ELASTICIDADE DO BETÃO EM FUNÇÃO DA SUA RESISTÊNCIA À COMPRESSÃO, SEGUNDO DIFERENTES PRESCRIÇÕES REGULAMENTARES	37
FIGURA 35 – GRÁFICO COM A VARIAÇÃO DO COEFICIENTE DE RIGIDEZ EFETIVA DE VIGAS DE ACOPLAMENTO EM BETÃO ARMADO, EM FUNÇÃO DA RESPECTIVA ESBELTEZA	40
FIGURA 36 – COMPONENTES DA DEFORMAÇÃO DE VIGAS DE ACOPLAMENTO: (A) FLEXÃO (θf), (B) CORTE (θv), E (C) DESLIZAMENTO DAS ARMADURAS LONGITUDINAIS (θs) (BREÑA ET AL., 2009)	41
FIGURA 37 – REPRESENTAÇÃO ESQUEMÁTICA DO CONCEITO DE RIGIDEZ EFETIVA	42
FIGURA 38 – RELAÇÕES GENERALIZADAS FORÇA-DEFORMAÇÃO PARA ELEMENTOS DE BETÃO ARMADO (ASCE/SEI, 2013)	43
FIGURA 39 – GRÁFICO ESQUEMÁTICO DA RELAÇÃO TENSÕES-EXTENSÕES DO AÇO PARA ARMADURAS, PROPOSTA POR MANDER (1983), COM (A) RESPOSTA ELÁSTICA LINEAR, (B) PATAMAR DE CEDÊNCIA E (C) CURVA DE ENDURECIMENTO.....	44
FIGURA 40 – GRÁFICO ESQUEMÁTICO DA RELAÇÃO TENSÕES-EXTENSÕES PROPOSTA PELO EC 2 (NP EN 1992-1-1, 2010) PARA BETÃO NÃO CONFINADO	46
FIGURA 41 – GRÁFICO ESQUEMÁTICO DA RELAÇÃO TENSÕES-EXTENSÕES PROPOSTA NO EC 8-2 (ANEXO E) PARA BETÃO CONFINADO.....	47
FIGURA 42 – GRÁFICOS MOMENTO-CURVATURA DAS SECÇÕES TRANSVERSAIS DAS DIFERENTES VIGAS DE ACOPLAMENTO ..	49
FIGURA 43 – RELAÇÕES GENERALIZADAS FORÇA-DEFORMAÇÃO PARA ELEMENTOS DE BETÃO ARMADO (ASCE/SEI, 2013)	52
FIGURA 44 – ROTAÇÃO DA CORDA DE VIGAS DE ACOPLAMENTO COMO DEFINIDA DO ASCE 41 (2013)	52
FIGURA 45 – DEFINIÇÃO DOS PARÂMETROS DAS RELAÇÕES ESFORÇO-DEFORMAÇÃO NO SAP2000, CONTROLADAS POR (A) MOMENTO, OU (B) ESFORÇO TRANSVERSO.....	55
FIGURA 46 – RELAÇÕES GENERALIZADAS FORÇA-DEFORMAÇÃO PARA ELEMENTOS DE BETÃO ARMADO (ASCE/SEI, 2013)	55

FIGURA 47 – ESFORÇOS ELÁSTICOS NA VIGA DE ACOPLAMENTO ORIGINADOS PELA IMPOSIÇÃO DE UMA ROTAÇÃO NA CORDA	56
FIGURA 48 – ESQUEMA ILUSTRATIVO DA IMPLEMENTAÇÃO PRÁTICA NO SAP2000 DA COMPONENTE NÃO LINEAR DAS RELAÇÕES ESFORÇO-DEFORMAÇÃO	56
FIGURA 49 – DEFINIÇÃO DA ROTAÇÃO DA CORDA PARA UMA VIGA DE ACOPLAMENTO	59
FIGURA 50 – RELAÇÕES ESFORÇO-DEFORMAÇÃO OBTIDAS PELO ENSAIO LABORATORIAL DAS VIGAS DE ACOPLAMENTO	60
FIGURA 51 – PORMENORIZAÇÃO DAS VIGAS DE ACOPLAMENTO (DIMENSÕES EM METROS), ADAPTADO DE BREÑA ET AL (2009)	60
FIGURA 52 – COMPARAÇÃO ENTRE CURVAS DE COMPORTAMENTO EXPERIMENTAIS E AS OBTIDAS PELOS MODELOS NUMÉRICOS	62
FIGURA 53 – COMPARAÇÃO ENTRE CURVAS DE COMPORTAMENTO EXPERIMENTAIS E AS OBTIDAS PELOS MODELOS NUMÉRICOS (CARREGAMENTO APENAS NUMA DIREÇÃO)	64
FIGURA 54 – EDIFÍCIO CORRENTE UTILIZADO NO CASO DE ESTUDO: (A) PLANTA, E (B) REPRESENTAÇÃO TRIDIMENSIONAL	71
FIGURA 55 – PÓRTICO MISTO ANALISADO: (A) REPRESENTAÇÃO TRIDIMENSIONAL, E (B) DIMENSÕES	71
FIGURA 56 – IDENTIFICAÇÃO DA ÁREA DE INFLUÊNCIA DO PÓRTICO E CARREGAMENTO CONSIDERADO	72
FIGURA 57 – ESPECTROS DE CÁLCULO DA AÇÃO SÍSMICA	75
FIGURA 58 – MODELO SAP2000 DO PÓRTICO EM ANÁLISE	76
FIGURA 59 – PORMENORIZAÇÃO DAS SECÇÕES DOS PILARES	76
FIGURA 60 – PORMENORIZAÇÃO DAS SECÇÕES DAS PAREDES	76
FIGURA 61 – PORMENORIZAÇÃO DAS SECÇÕES DAS VIGAS	77
FIGURA 62 – PORMENORIZAÇÃO DAS SECÇÕES DAS VIGAS DE ACOPLAMENTO	77
FIGURA 63 – ALÇADO COM AS ARMADURAS DOS ELEMENTOS HORIZONTAIS	77
FIGURA 64 – ALÇADO COM AS ARMADURAS DOS ELEMENTOS VERTICAIS	77
FIGURA 65 – RESUMO DO PROCEDIMENTO DE APLICAÇÃO DO MÉTODO N2	81
FIGURA 66 – RELAÇÃO CONSTITUTIVA DO AÇO PARA ARMADURAS, PROPOSTO POR MANDER (1983), E RESPECTIVOS PARÂMETROS	82
FIGURA 67 – RELAÇÃO CONSTITUTIVA DO BETÃO NÃO CONFINADO, PROPOSTA NO EUROCÓDIGO 2, E RESPECTIVOS PARÂMETROS	82
FIGURA 68 – RELAÇÃO CONSTITUTIVA DO BETÃO CONFINADO (EC 8-2 ANEXO E), E RESPECTIVOS PARÂMETROS	82
FIGURA 69 – RELAÇÕES GENERALIZADAS FORÇA-DEFORMAÇÃO PARA ELEMENTOS DE BETÃO ARMADO (ASCE/SEI, 2013)	83
FIGURA 70 – DETERMINAÇÃO DOS MOMENTOS DE CEDÊNCIA E ÚLTIMO E ESFORÇO TRANSVERSO RESISTENTE	83
FIGURA 71 – RELAÇÃO MOMENTO-CURVATURA PARA VIGAS OBTIDA DO SAP2000 (À ESQUERDA), E RESPETIVA BILINEARIZAÇÃO ADOTADA (À DIREITA)	85
FIGURA 72 – RELAÇÕES MOMENTO-CURVATURA PARA PILARES OBTIDAS DO SAP2000 (À ESQUERDA), E RESPETIVAS BILINEARIZAÇÕES ADOTADAS (À DIREITA)	85
FIGURA 73 – RELAÇÃO MOMENTO-CURVATURA PARA PAREDES OBTIDA DO SAP2000 (À ESQUERDA), E RESPETIVA BILINEARIZAÇÃO ADOTADA (À DIREITA)	85
FIGURA 74 – MODELO EM SAP2000 DO PÓRTICO EM ESTUDO, COM RÓTULAS PLÁSTICAS A AZUL	87
FIGURA 75 – CARREGAMENTO E RESPETIVA CURVA DE CAPACIDADE DO PÓRTICO EM ESTUDO	87

FIGURA 76 – BILINEARIZAÇÃO DA CURVA DE CAPACIDADE DO SISTEMA EQUIVALENTE DE 1 GDL	88
FIGURA 77 – DETERMINAÇÃO DO DESLOCAMENTO-ALVO PARA O SISTEMA EQUIVALENTE DE 1 GDL.....	88
FIGURA 78 – ESTADOS DE DANOS NO PÓRTICO, CONSIDERANDO A RIGIDEZ EFETIVA DAS VIGAS DE ACOPLAMENTO OBTIDA POR SON VU ET. AL (2014)	89
FIGURA 79 – ESPECTRO DO SISTEMA DE 1GDL PARA DIFERENTES VALORES DE RIGIDEZ EFETIVA DAS VIGAS DE ACOPLAMENTO	90
FIGURA 80 – ESTADOS DE DANOS NO PÓRTICO, CONSIDERANDO A RIGIDEZ EFETIVA DAS VIGAS DE ACOPLAMENTO IGUAL A METADE DA RIGIDEZ EM ESTADO NÃO FENDILHADO.....	91
FIGURA 81 – ESPECTRO DO SISTEMA EQUIVALENTE DE 1 GDL PARA AÇÃO SÍSMICA REGULAMENTAR (INFLUÊNCIA DA RIGIDEZ EFETIVA).....	92
FIGURA 82 – ESPECTRO DO SISTEMA EQUIVALENTE DE 1 GDL PARA AÇÃO SÍSMICA 2X SUPERIOR À REGULAMENTAR (INFLUÊNCIA DA RIGIDEZ EFETIVA)	92
FIGURA 83 – ESPECTRO DO SISTEMA EQUIVALENTE DE 1 GDL PARA AÇÃO SÍSMICA 3X SUPERIOR À REGULAMENTAR (INFLUÊNCIA DA RIGIDEZ EFETIVA)	92
FIGURA 84 – RELAÇÃO MOMENTO-CURVATURA PARA VIGAS DE ACOPLAMENTO OBTIDA DO SAP2000 (À ESQUERDA), E RESPECTIVA BILINEARIZAÇÃO ADOTADA (À DIREITA)	94
FIGURA 85 – ESPECTRO DO SISTEMA DE 1GDL PARA DIFERENTES VALORES DOS PARÂMETROS DE DEFORMAÇÃO DAS VIGAS DE ACOPLAMENTO	94
FIGURA 86 – ESTADOS DE DANOS NO PÓRTICO (VIGAS DE ACOPLAMENTO MODELADAS COM BASE NA RELAÇÃO MOMENTO-CURVATURA E COMPRIMENTO DE RÓTULA PLÁSTICA 0,30M)	96
FIGURA 87 – ESTADOS DE DANOS NO PÓRTICO (VIGAS DE ACOPLAMENTO MODELADAS COM BASE NA RELAÇÃO MOMENTO-CURVATURA E COMPRIMENTO DE RÓTULA PLÁSTICA 0,50M)	96
FIGURA 88 – ESPECTRO DO SISTEMA EQUIVALENTE DE 1 GDL PARA AÇÃO SÍSMICA REGULAMENTAR (INFLUÊNCIA DO MODELO DE COMPORTAMENTO)	97
FIGURA 89 – ESPECTRO DO SISTEMA EQUIVALENTE DE 1 GDL PARA AÇÃO SÍSMICA 2X SUPERIOR À REGULAMENTAR (INFLUÊNCIA DO MODELO DE COMPORTAMENTO)	97
FIGURA 90 – ESPECTRO DO SISTEMA EQUIVALENTE DE 1 GDL PARA AÇÃO SÍSMICA 3X SUPERIOR À REGULAMENTAR (INFLUÊNCIA DO MODELO DE COMPORTAMENTO)	97
FIGURA 91 – CURVAS DE CAPACIDADE DO PÓRTICO PARA DIFERENTES CASOS (VIGAS DE ACOPLAMENTO COM MENOR QUANTIDADE DE ARMADURA TRANSVERSAL).....	99
FIGURA 92 – ESPECTRO DO SISTEMA DE 1GDL:VIGAS DE ACOPLAMENTO COM MENOR QUANTIDADE DE ARMADURA TRANSVERSAL	99
FIGURA 93 – ESTADOS DE DANOS NO PÓRTICO: CASO DE REFERÊNCIA, COM VIGAS DE ACOPLAMENTO CONTROLADAS POR CORTE	100
FIGURA 94 – IDENTIFICAÇÃO DAS SECÇÕES CRÍTICAS PARA DIMENSIONAMENTO DAS VIGAS	119
FIGURA 95 – BILINEARIZAÇÃO DE CURVA DE CAPACIDADE RESISTENTE, ADAPTADO (GOSTIČ ET AL., 2012)	127

ÍNDICE DE TABELAS

TABELA 1 – CARACTERÍSTICAS GEOMÉTRICAS E DOS MATERIAIS DAS VIGAS (BREÑA ET AL., 2009).....	33
TABELA 2 – DETERMINAÇÃO DO MÓDULO DE ELASTICIDADE DO BETÃO EM FUNÇÃO DA RESISTÊNCIA À COMPRESSÃO	36
TABELA 3 – RELAÇÃO ENTRE OS VALORES MÉDIOS E VALORES CARACTERÍSTICOS DE RESISTÊNCIA À COMPRESSÃO DO BETÃO	36
TABELA 4 – MÓDULOS DE ELASTICIDADE DO BETÃO PARA CADA UMA DAS VIGAS	37
TABELA 5 – VALORES DE COEFICIENTES DE RIGIDEZ EFETIVA PARA AS VIGAS DE ACOPLAMENTO EM BETÃO ARMADO, SEGUNDO AS DIFERENTES FÓRMULAS EXISTENTES	40
TABELA 6 – VALORES PROPOSTOS EM DIFERENTES REGULAMENTOS PARA RIGIDEZ EFETIVA DE PAREDES EM BETÃO ARMADO	42
TABELA 7 – CARACTERÍSTICAS EXPERIMENTAIS E CALCULADAS ANALITICAMENTE PARA ARMADURAS LONGITUDINAIS	45
TABELA 8 – CARACTERÍSTICAS EXPERIMENTAIS E CALCULADAS ANALITICAMENTE PARA ARMADURAS TRANSVERSAIS	45
TABELA 9 – PROPRIEDADES DAS ARMADURAS COMPATÍVEIS COM A UTILIZAÇÃO DO EC 2, COMO DEFINIDAS NO ANEXO C (NP EN 1992-1-1, 2010)	46
TABELA 10 – CARACTERÍSTICAS EXPERIMENTAIS E DETERMINADAS ANALITICAMENTE PARA O BETÃO DAS DIFERENTES VIGAS	48
TABELA 11 – MOMENTOS DE CEDÊNCIA E MOMENTOS ÚLTIMOS PARA CADA VIGA	50
TABELA 12 – ESFORÇOS TRANSVERSOS RESISTENTES PARA CADA VIGA	51
TABELA 13 – PARÂMETROS DE MODELAÇÃO PARA ANÁLISE NÃO LINEAR DE VIGAS DE ACOPLAMENTO CONTROLADAS POR FLEXÃO (COM ARMADURAS LONGITUDINAIS CONVENCIONAIS), ADAPTADO PARA UNIDADES DO SISTEMA MÉTRICO (ASCE/SEI, 2013)	53
TABELA 14 – PARÂMETROS DE MODELAÇÃO PARA ANÁLISE NÃO LINEAR DE VIGAS DE ACOPLAMENTO CONTROLADAS POR CORTE (COM ARMADURAS LONGITUDINAIS CONVENCIONAIS), ADAPTADO PARA UNIDADES DO SISTEMA MÉTRICO (ASCE/SEI, 2013)	53
TABELA 15 – PARÂMETROS DAS RELAÇÕES ESFORÇO-DEFORMAÇÃO, SEGUNDO O ASCE 41-13, PARA CADA UMA DAS VIGAS	54
TABELA 16 – RESUMO DOS MODELOS NUMÉRICOS DOS ENSAIOS LABORATORIAIS	58
TABELA 17 – ESFORÇOS RESISTENTES NUMÉRICOS E MODO DE ROTURA ASSOCIADO.....	62
TABELA 18 – ESFORÇOS RESISTENTES ANALÍTICOS PARA A VIGA CB-3, CONSIDERANDO OU NÃO A ARMADURA DE ALMA	63
TABELA 19 – COMPARAÇÃO ENTRE RESULTADOS DOS ENSAIOS LABORATORIAIS E VALORES OBTIDOS ANALITICAMENTE, UTILIZANDO RIGIDEZ EFETIVA DE SON VU ET AL. (2014).....	65
TABELA 20 – DIMENSÕES DOS ELEMENTOS ESTRUTURAIS DO PÓRTICO	72
TABELA 21 – PROPRIEDADES DO BETÃO E DO AÇO	72
TABELA 22 – VALORES DOS PARÂMETROS DEFINIDORES DOS ESPECTROS DE RESPOSTA PARA AS AÇÕES SÍSMICAS TIPO 1 E 2	74
TABELA 23 – PARÂMETROS DAS RELAÇÕES ESFORÇO-DEFORMAÇÃO PARA VIGAS DE ACOPLAMENTO	84
TABELA 24 – EXPRESSÕES DE CÁLCULO DO COMPRIMENTO DE RÓTULA PLÁSTICA	86
TABELA 25 – VALORES DETERMINADOS PARA O COMPRIMENTO DAS RÓTULAS PLÁSTICAS EM VIGAS E PILARES	86
TABELA 26 – VALORES DETERMINADOS PARA O COMPRIMENTO DAS RÓTULAS PLÁSTICAS EM PAREDES.....	86

TABELA 27 – PARÂMETROS OBTIDOS PELA APLICAÇÃO DO MÉTODO N2	89
TABELA 28 – PARÂMETROS DO MÉTODO N2 PARA DIFERENTES VALORES DE RIGIDEZ EFETIVA DAS VIGAS DE ACOPLAMENTO	90
TABELA 29 – VALORES DETERMINADOS PARA O COMPRIMENTO DAS RÓTULAS PLÁSTICAS DAS VIGAS DE ACOPLAMENTO	93
TABELA 30 – DIMENSIONAMENTO DAS ARMADURAS TRANSVERSAIS DAS VIGAS DE ACOPLAMENTO COM BASE NO ESFORÇO TRANSVERSO ATUANTE.....	98
TABELA 31 – DIMENSIONAMENTO DAS ARMADURAS LONGITUDINAIS DAS VIGAS.....	119
TABELA 32 – DIMENSIONAMENTO DAS ARMADURAS TRANSVERSAIS DAS VIGAS.....	120
TABELA 33 – DIMENSIONAMENTO DAS ARMADURAS LONGITUDINAIS DAS VIGAS DE ACOPLAMENTO	121
TABELA 34 – DIMENSIONAMENTO DAS ARMADURAS TRANSVERSAIS DAS VIGAS DE ACOPLAMENTO	121
TABELA 35 – DIMENSIONAMENTO DAS ARMADURAS LONGITUDINAIS DOS PILARES	121
TABELA 36 – DIMENSIONAMENTO DAS ARMADURAS DE CONFINAMENTO DOS PILARES.....	122
TABELA 37 – DIMENSIONAMENTO DAS ARMADURAS TRANSVERSAIS DOS PILARES	122
TABELA 38 – DIMENSIONAMENTO DAS ARMADURAS LONGITUDINAIS DOS PILARES FICTÍCIOS DAS PAREDES	123
TABELA 39 – DIMENSIONAMENTO DAS ARMADURAS DE ESFORÇO TRANSVERSO DAS PAREDES	123
TABELA 40 – DIMENSIONAMENTO DAS ARMADURAS DE CONFINAMENTO DOS PILARES FICTÍCIOS DAS PAREDES	124

SIMBOLOGIA

Abreviaturas

ACI	<i>American Concrete Institute</i>
ADRS	Espectro Aceleração versus Deslocamento (<i>Acceleration-Displacement Response Spectrum</i>)
AS	<i>Ação sísmica</i>
ASCE	<i>American Society of Civil Engineers</i>
ATC	<i>Applied Technology Council</i>
CR	Coeficiente (ou rácio) de acoplamento (<i>Coupling Ratio</i>)
EC	Eurocódigo
FEMA	<i>Federal Emergency Management Agency</i>
FRC	Betão reforçado com fibras (<i>Fiber Reinforced Concrete</i>)
GDL	Grau de liberdade
HPFRC	Betão de elevado desempenho reforçado com fibras (<i>High Performance Fiber-Reinforced Concrete</i>)

Letras maiúsculas latinas

A	Área
A_{Ed}	Valor de cálculo da ação sísmica
A_c	Área total da secção transversal
A_{cv}	Área de corte da secção transversal
A_{sl}	Área das armaduras longitudinais
A_{sw}	Área das armaduras transversais
E_c	Módulo de elasticidade do betão
E_{cm}	Valor médio do módulo de elasticidade do betão
E_s	Módulo de elasticidade do aço
E_{sh}	Módulo de elasticidade do aço no patamar de endurecimento
E_{sec}	Módulo de elasticidade secante à resistência máxima do betão
F	Força
F^*	Força de um sistema equivalente com um grau de liberdade
G	Módulo de distorção
G_c	Módulo de distorção do betão
$G_{k,j}$	Valor característico das cargas permanentes j
I	Inércia
I_e	Inércia efetiva
I_g	Inércia total (em estado não fendilhado)
L	Distância entre os centros de gravidade de duas paredes acopladas
L_p	Comprimento da rótula plástica
M	Momento fletor
M_u	Momento fletor último
M_y	Momento fletor de cedência
P_i	Força lateral a aplicar no piso i
Q	Esforço (genérico)
$Q_{k,1}$	Valor característico da ação variável de base da combinação 1
$Q_{k,i}$	Valor característico da ação variável i

S	Coeficiente de solo
S_{ae}	Espectro de resposta elástica de aceleração
S_{de}	Espectro de resposta elástica de deslocamento
T	Período de vibração do sistema
T^*	Período de um sistema equivalente com um grau de liberdade
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	Esforço transversal
V_b	Esforço de corte basal
V_{pk}	Esforço transversal máximo no historial do carregamento
$V_{pk,exp}$	Esforço transversal máximo no historial do carregamento, valor experimental
V_R	Esforço transversal resistente
V_y	Esforço transversal aquando da cedência das armaduras longitudinais
$V_{y,exp}$	Esforço transversal aquando da cedência das armaduras longitudinais, valor experimental

Letras minúsculas latinas

a_g	Valor de cálculo da aceleração à superfície para um terreno do tipo A
b	Largura total da secção transversal
d	Altura útil da secção transversal
d^*	Deslocamento de um sistema equivalente com um grau de liberdade
d_{bL}	Diâmetro das armaduras longitudinais
d_{et}^*	Deslocamento-alvo de um sistema equivalente com um grau de liberdade com resposta elástica
d_t	Deslocamento-alvo de um sistema com vários graus de liberdade
d_t^*	Deslocamento-alvo de um sistema equivalente com um grau de liberdade
f_c	Tensão de rotura do betão à compressão
f_{ck}	Valor característico da tensão de rotura do betão à compressão
f_{cm}	Valor médio da resistência à compressão do betão
$f_{cm,c}$	Valor médio da resistência à compressão do betão confinado
f_s	Tensão no aço
f_{su}	Tensão última do aço
f_y	Tensão de cedência
f_{yl}	Tensão de cedência à tração do aço das armaduras longitudinais
f_{yw}	Tensão de cedência à tração do aço das armaduras de esforço transversal
h	Altura total da secção transversal
h_w	Altura da parede
k	Relação entre resistência máxima e resistência de cedência
k_w	Coeficiente que reflete o modo de rotura predominante nos sistemas estruturais de paredes
l	Comprimento longitudinal de um elemento
l_b	Comprimento da viga (vão livre)
l_{cr}	Comprimento da zona crítica de elementos
l_w	Altura da secção transversal das paredes
m^*	Massa de um sistema equivalente com um grau de liberdade
m_i	Massa do piso i
p	Fator de intensidade do carregamento

q_0	Valor básico do coeficiente de comportamento
q	Coeficiente de comportamento
z	Braço do binário das forças interiores

Letras gregas

α_1	Coeficiente que reflete o modo de rotura predominante nos sistemas estruturais de paredes
α_u	Valor pelo qual a ação sísmica horizontal de cálculo é multiplicada para formar rótulas plásticas num número de secções suficiente para provocar a instabilidade global da estrutura, mantendo-se constantes todas as outras ações de cálculo
β	Coeficiente correspondente ao limite inferior do espectro de cálculo
Γ	Coeficiente de transformação
$\gamma_{G,j}$	Coeficiente parcial relativo à ação permanente j
$\gamma_{Q,i}$	Coeficiente parcial relativo à ação variável i
Δ	Deformação
Δ_{top}	Deslocamento no topo da parede
ε_c	Extensão no betão
ε_{c1}	Extensão correspondente à tensão máxima no betão
$\varepsilon_{c1,c}$	Extensão correspondente à tensão máxima no betão confinado
ε_{cu1}	Extensão última no betão
$\varepsilon_{cu,c}$	Extensão última no betão confinado
ε_s	Extensão no aço
ε_{sh}	Extensão no início do patamar de endurecimento do aço
ε_{su}	Extensão última do aço
ε_y	Extensão de cedência
η	Coeficiente de correção do amortecimento
θ	Rotação
θ_c	Rotação da corda
$\theta_{c,max}$	Rotação da corda máxima
$\theta_{c,pk}$	Rotação da corda no momento de ocorrência da capacidade resistente máxima
$\theta_{c,pk,exp}$	Rotação da corda no momento de ocorrência da capacidade resistente máxima, valor experimental
$\theta_{c,R}$	Rotação elástica da corda aquando da ocorrência do esforço transversal resistente
$\theta_{c,y}$	Rotação da corda aquando da cedência das armaduras longitudinais
$\theta_{c,y,exp}$	Rotação da corda aquando da cedência das armaduras longitudinais, valor experimental
θ_f	Componente de rotação da corda devido à flexão
θ_s	Componente de rotação da corda devido ao deslizamento das armaduras longitudinais
θ_v	Componente de rotação da corda devido ao corte
κ	Coeficiente de rigidez efetiva
ρ_{sl}	Taxa de armaduras longitudinais
ρ_{sw}	Taxa de armaduras transversais
σ_c	Tensão no betão
σ_e	Tensão efetiva de confinamento
$\psi_{0,i}$	Coeficiente para a determinação do valor de combinação da ação variável i
$\psi_{2,i}$	Coeficiente de combinação para o valor quase-permanente da ação variável i
ϕ_i	Deslocamento modal normalizado do piso i

CAPÍTULO 1

INTRODUÇÃO

Neste capítulo é introduzido o tema da dissertação e a motivação que levou ao seu estudo. Apresentam-se ainda os objetivos que se pretendem atingir e enuncia-se a estrutura do documento.

1.1. Introdução e Objetivos

Tradicionalmente o dimensionamento e avaliação sísmica de edifícios de betão armado são realizados com base em critérios de resistência, nos quais se exige aos elementos estruturais que apresentem uma capacidade resistente superior aos esforços neles induzidos, por uma determinada ação. Simultaneamente, adota-se um conjunto de disposições construtivas com o objetivo de dotar a estrutura de um nível de ductilidade adequado.

Mais recentemente têm sido propostos novos métodos de dimensionamento, baseados em critérios de desempenho: um comportamento sísmico adequado da estrutura é assegurado, para um determinado nível de ação, desde que seja controlado o nível de deformação global e local da estrutura.

Neste sentido, foram propostos e implementados em alguns regulamentos – ATC-40 (ATC, 1996), FEMA 273 (FEMA, 1997), FEMA 356 (FEMA, 2000), FEMA 440 (FEMA, 2005), ASCE 41-13 (ASCE/SEI, 2013), Eurocódigo 8-1 (NP EN 1998-1, 2010) e Eurocódigo 8-3 (EN 1998-3, 2005) – novos processos de dimensionamento e avaliação sísmica, com controlo de deslocamentos e recorrendo a análises estáticas não lineares, na forma de carregamento imposto – *Pushover Analysis*.

O desempenho sísmico de edifícios em betão armado depende significativamente do comportamento das regiões críticas. Estas definem-se como regiões com elevadas exigências de capacidade de deformação inelástica, onde ocorre uma grande parte da dissipação de energia da estrutura (EC 8-1).

As vigas de acoplamento constituem uma dessas regiões, e é sobre elas que incide a presente dissertação. Geralmente, as vigas de acoplamento encontram-se associadas a paredes resistentes ou núcleos em betão armado. De modo a permitir o acesso a elevadores ou outros espaços, os núcleos e paredes geralmente apresentam aberturas largas, alinhadas verticalmente (Figura 1 a, b), entre as quais se situam vigas curtas, denominadas vigas de acoplamento (Figura 1 d).

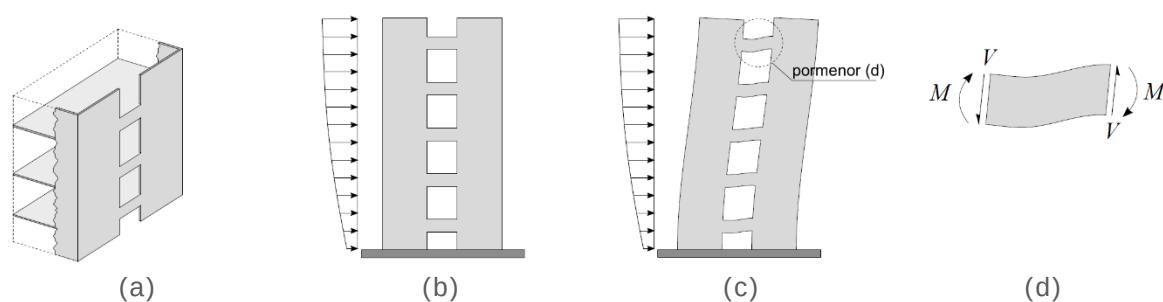


Figura 1 – (a) representação de um núcleo com aberturas (b) sistema de paredes acopladas sujeitas a carregamento horizontal, (c) deformação do sistema de paredes acopladas e (d) consequentes esforços impostos às vigas de acoplamento, traduzido de Breña et al. (2009)

Quando o sistema de paredes sofre deslocamentos laterais (devido ao vento ou à ação sísmica), as vigas de acoplamento estão sujeitas a deformações elevadas (Figura 1 c), constituindo um componente estrutural preponderante na resposta do sistema de paredes ou núcleo e, consequentemente, do edifício na sua globalidade.

Para uma simulação rigorosa e fiável do desempenho estrutural de um edifício é essencial partir de hipóteses de comportamento corretas para os vários componentes da estrutura, com uma especial

atenção para as regiões críticas. No caso particular das vigas de acoplamento, em que a influência do corte desempenha um papel importante, os procedimentos de modelação para simular o seu comportamento têm uma grande influência na resposta do modelo global.

A presente dissertação tem como objetivo o estudo e a proposta de um procedimento de modelação simplificado, para utilização em análises estáticas não lineares, que represente com rigor o comportamento (caracterização da deformação e resistência) de vigas de acoplamento em betão armado, quando submetidas a ações cíclicas. Nesse sentido pretende-se:

- (i) analisar a literatura no âmbito do comportamento de vigas de acoplamento em betão armado;
- (ii) construir e propor um modelo numérico que represente adequadamente a sua resposta;
- (iii) comparar os resultados obtidos pela aplicação do modelo proposto com os decorrentes das atuais prescrições regulamentares.

O modelo tem como suporte experimental os ensaios laboratoriais de Breña & Ihtiyar (2007) de modo a permitir a validação e comparação dos resultados obtidos. Ao modelar-se um caso experimental, está-se também a fornecer uma metodologia de modelação passível de ser utilizada na representação do comportamento de vigas de acoplamento já construídas, uma vez que as análises estáticas não lineares são uma importante ferramenta para a avaliação de estruturas existentes.

O estudo do procedimento de modelação é focado nas vigas de acoplamento em betão armadas convencionalmente, isto é, com armaduras longitudinais de flexão, e estribos transversais para o corte.

Espera-se que o procedimento de modelação e as conclusões retiradas do seu estudo, para além de servirem de base a futuros trabalhos no âmbito das vigas de acoplamento, tenham aplicação prática no projeto e na avaliação do desempenho sísmico de edifícios de betão armado.

1.2. Estrutura da Dissertação

No Capítulo 2 é feito um enquadramento ao domínio geral das vigas de acoplamento, no qual se introduz o tema e se salientam os aspetos mais importantes destes elementos estruturais. É ainda realizado um estado da arte, não só do caso específico de vigas de acoplamento em betão com armaduras convencionais, mas também de outras variações que têm vindo a ser desenvolvidas.

No Capítulo 3 é estudado e proposto um procedimento de modelação simplificado de vigas de acoplamento, para utilização em análises estáticas não lineares. São descritos e analisados os diferentes passos do procedimento, com o suporte experimental dos ensaios de Breña & Ihtiyar (2007). Os resultados obtidos do modelo numérico são comparados aos decorrentes dos ensaios laboratoriais.

No Capítulo 4 é dimensionado e avaliado o desempenho sísmico de uma estrutura pórtico-parede, no qual se utiliza o procedimento estudado no Capítulo 3 para modelar as vigas de acoplamento. Avalia-se ainda a influência do procedimento proposto, comparativamente às atuais prescrições regulamentares.

Por fim, no Capítulo 5 são sumariadas as conclusões globais da dissertação e propostas eventuais linhas de desenvolvimentos futuro que se consideram relevantes.

CAPÍTULO 2

VIGAS DE ACOPLAMENTO

Neste capítulo apresenta-se e enquadra-se o tema das vigas de acoplamento. É explorada a importância das paredes resistentes em betão armado como sistemas estruturais resistentes a ações horizontais, e a relevância e vantagens do seu acoplamento por meio de vigas. É ainda feito um estudo do estado da arte das vigas de acoplamento, abrangendo não só as soluções convencionais mas também as soluções alternativas que têm vindo a ser desenvolvidas.

2.1. Enquadramento

Existem inúmeras soluções que podem ser utilizadas para resolver um dado problema de Engenharia Civil, garantindo a segurança estrutural (em todas as suas dimensões – resistência última e condições de serviço) para as solicitações atuantes. É fundamental que a solução adotada seja eficiente, isto é, ao mesmo tempo que garante a segurança estrutural, deve respeitar a idealização arquitetónica desejada e a funcionalidade pretendida, utilizando para isso um conjunto de materiais e elementos estruturais resistentes que tornem a solução economicamente viável.

No caso de edifícios existem diversas funções possíveis (edifícios residenciais, escritórios, hospitais, escolas, entre outros) e diversos materiais construtivos que podem ser utilizados (madeira, alvenaria, betão armado, aço, ou uma associação destes), e que vão determinar as solicitações verticais para as quais é necessário dimensionar o edifício, nomeadamente peso próprio, restantes cargas permanentes e cargas de utilização. No entanto, para além de se assegurar a resistência às cargas verticais, é também necessário garantir a segurança para cargas horizontais, como é o caso do vento e da ação sísmica, que assumem especial importância no caso de edifícios de média e grande altura.

A escolha de uma solução estrutural em detrimento das restantes deve ser alvo de um estudo rigoroso, tendo em vista satisfazer todos os critérios acima enunciados. No caso de edifícios de betão armado (assim como noutros materiais), existe já uma longa tradição de dimensionamento e construção, pelo que existem diversas tipologias estruturais já estudadas ao dispor do engenheiro projetista.

Com a experiência acumulada, é possível estimar critérios de aplicabilidade para cada uma delas, isto é, limites entre os quais as diferentes soluções podem ser consideradas eficientes. No caso de edifícios, estes critérios traduzem-se, por exemplo, na altura do edifício a construir (embora estejam também dependentes de outros fatores, como o uso do edifício, ou a sismicidade da zona de construção). Na Figura 2 indicam-se sistemas estruturais de construção em betão armado e o correspondente número de andares para o qual são eficientes.

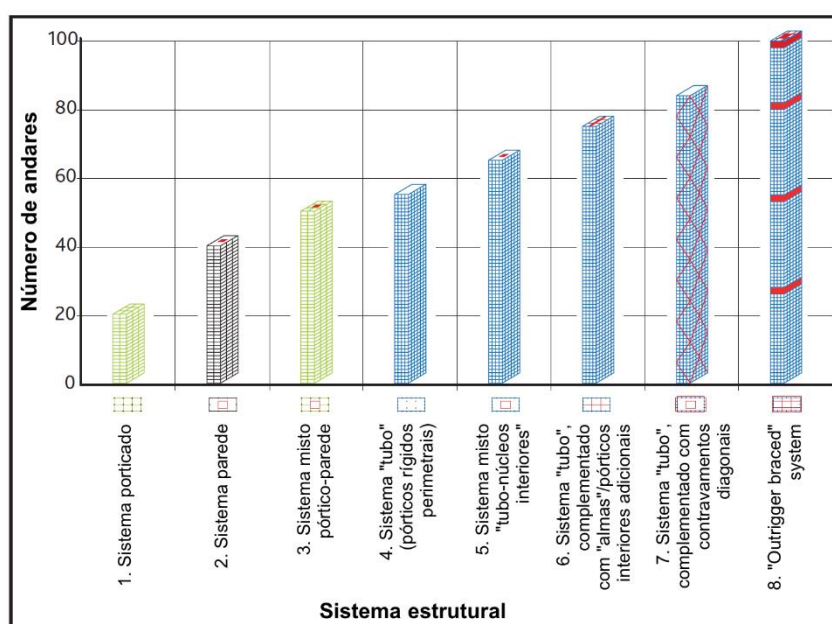


Figura 2 – Sistemas estruturais para edifícios de betão armado, traduzido (fib Bulletin 73, 2014)

2.2. Importância das Paredes de Betão Armado

Na Figura 2 observa-se que diversos sistemas incorporam paredes resistentes. Estas constituem um elemento estrutural muito importante para a transmissão das cargas horizontais até às fundações, e conferem uma maior rigidez aos edifícios que integram, reduzindo a possibilidade de deformações excessivas e consequentes danos (Taranath, 2009).

As solicitações horizontais podem causar esforços axiais, de corte e momentos fletores nos elementos verticais resistentes. Uma vez que uma grande parte dos esforços de corte horizontais são equilibrados pelas paredes resistentes, devido à sua elevada rigidez, estas são também muitas vezes designadas por paredes de corte (do inglês, *shear walls*). Apesar do nome, pretende-se evitar que a rotura das paredes seja condicionada pelo corte, já que este é um modo de rotura frágil e que compromete a capacidade de dissipação da energia histerética da estrutura e a capacidade resistente das paredes às cargas verticais (Moehle et al., 2011).

É assim notória a elevada importância das paredes como sistema resistente para solicitações horizontais – é um sistema extremamente eficiente, e cada vez mais premente dado o elevado crescimento e desenvolvimento da construção em altura.

Na Figura 3 é possível observar que o número médio de pisos dos edifícios presentes na base de dados *The Skyscraper Center* (mantida pelo *Council on Tall Buildings and Urban Habitat*) tem vindo a crescer ao longo dos anos.

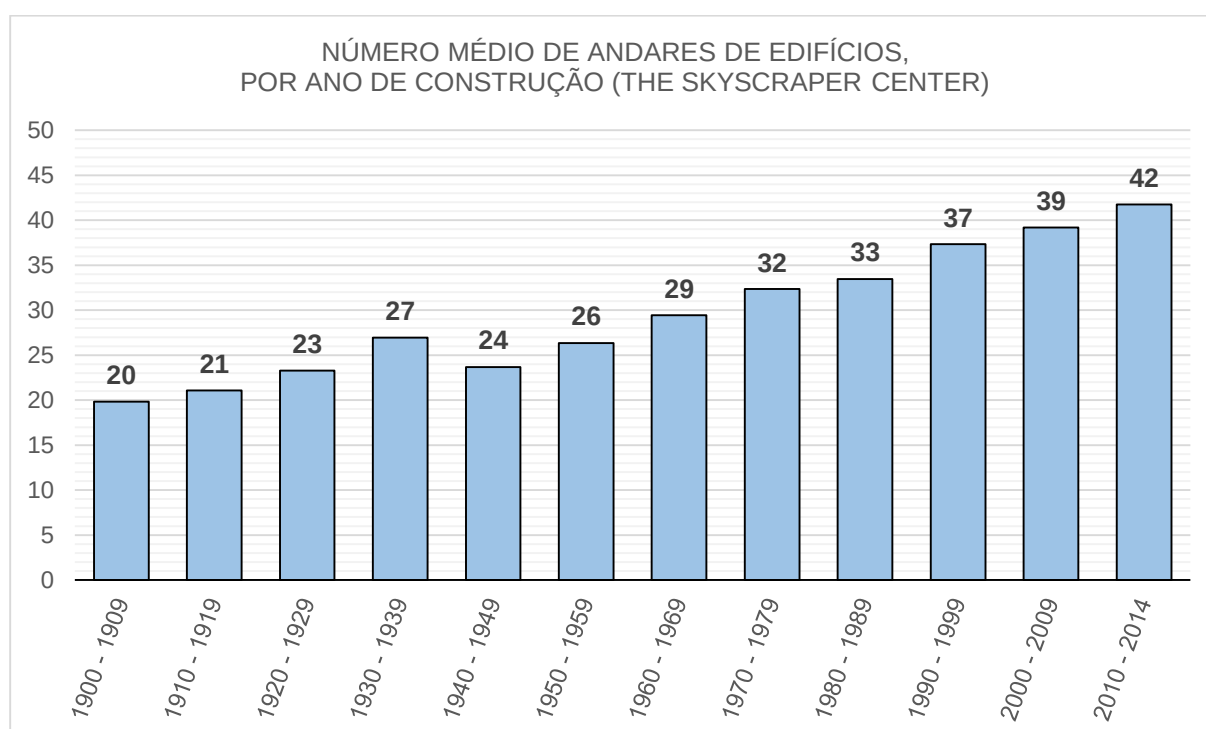


Figura 3 – Número médio de andares dos edifícios presentes na base de dados *The Skyscraper Center* (Council on Tall Buildings and Urban Habitat, 2014)

Os edifícios de média e grande altura, ao permitirem acomodar um maior número de pessoas por unidade de área de terreno de implantação, constituem uma forma muito eficiente de acomodar o crescimento populacional e a pressão imposta pelos movimentos migratórios para as cidades.

Tem assim existido uma crescente necessidade de construção em altura, verificando-se que edifícios de média e grande altura são hoje em dia uma visão comum em muitas cidades mundiais – na Figura 4 é visível o elevado crescimento do número total de edifícios com 100m ou mais.

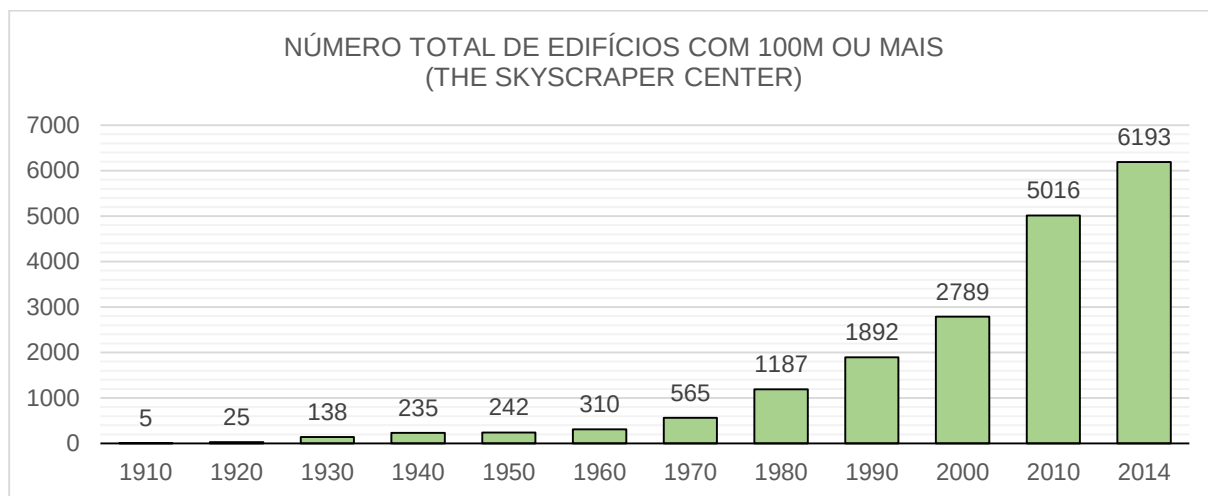


Figura 4 – Número total de edifícios com 100m ou mais¹ existentes num dado ano – construído a partir da base de dados The Skyscraper Center (Council on Tall Buildings and Urban Habitat, 2014)

É também interessante notar que a tendência recente para a construção em altura tem sido a de utilizar mais o betão armado em detrimento do aço – Figura 5.

O betão armado, devido à sua rigidez e massa, e ao amortecimento intrínseco que confere aos elementos, é preferível para a construção em altura, por melhor permitir controlar as deformações e acelerações da estrutura. Além disso, é mais resistente ao fogo e a forças de impacto acidentais, e confere um melhor isolamento térmico e acústico.

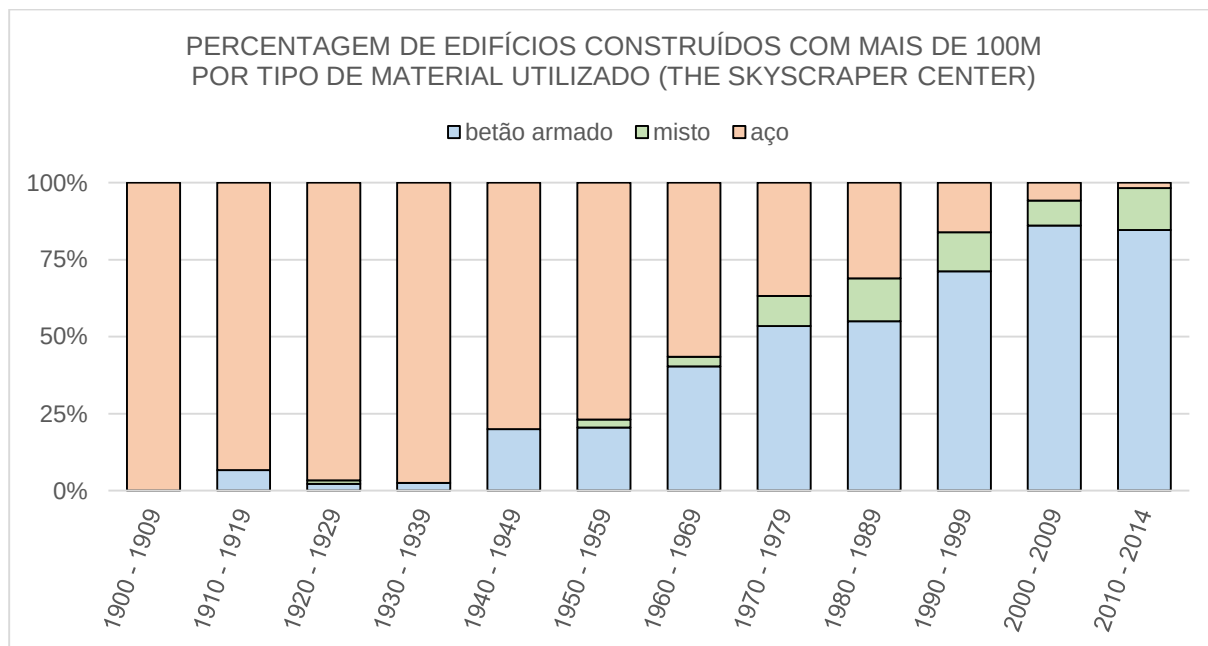


Figura 5 – Edifícios com 100m ou mais, por material¹, contruídos numa dada época – construído a partir da base de dados The Skyscraper Center (Council on Tall Buildings and Urban Habitat, 2014)

¹ Os critérios de medição das alturas dos edifícios e de classificação por material podem ser consultados em: <http://www.ctbuh.org/TallBuildings/HeightStatistics/Criteria/tabid/446/language/en-US/Default.aspx>

Contudo, apenas mais recentemente, com o desenvolvimento de betões de alta resistência, betões auto-compactáveis, e outros avanços tecnológicos – como a capacidade de bombear o betão a alturas significativamente superiores às tradicionais (mais de 600m no caso do *Burj Khalifa*, o edifício mais alto do mundo), e o desenvolvimento de cofragem auto-trepante – foi possível construção em betão armado de edifícios de média e grande altura, de modo viável e economicamente competitivo (Baker, 2010).

Se forem necessárias estruturas mais leves, ou o aço constituir uma solução mais competitiva (muitas vezes o custo dos materiais é dependente da zona geográfica em questão), pode-se recorrer a soluções mistas que reúnam os benefícios dos dois materiais.

Com o aumento da construção em altura e com a preferência pelo betão armado como material de construção, é evidente a importância que as paredes resistentes assumem como componentes do sistema estrutural.

Segundo Taranath (2009), enquanto para edifícios com até 20 andares o recurso a paredes resistentes é muitas vezes uma questão de escolha, para edifícios com mais de 30 andares as paredes resistentes tornam-se essenciais do ponto de vista económico e de controlo de deslocamentos laterais.

2.3. Conceito de Vigas de Acoplamento

Realizado o enquadramento da utilização de paredes de betão armado como componentes do sistema estrutural resistente a cargas horizontais, e realçada a grande relevância que este sistema adquire na construção de edifícios de média e grande altura, cujo número tem vindo a crescer ao longo do tempo, explica-se agora o conceito de vigas de acoplamento – Figura 6.

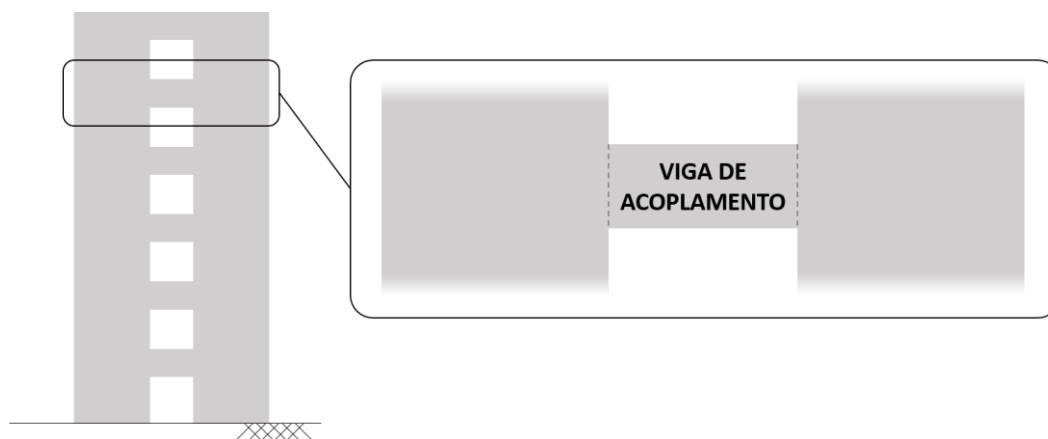


Figura 6 – Representação esquemática de vigas de acoplamento

Existe alguma diversidade de definições no que diz respeito às vigas de acoplamento. Tanto o ASCE 41-13 (ASCE/SEI, 2013) como o FEMA 356 (FEMA, 2000) definem viga de acoplamento de um modo simplificado, como “um componente que junta ou liga paredes resistentes adjacentes atuantes no mesmo plano”.

Já o Eurocódigo 8 (NP EN 1998-1, 2010) não define diretamente vigas de acoplamento, mas sim parede acoplada, e é mais restritivo na sua classificação: “elemento estrutural constituído por duas ou mais

paredes simples, ligadas de modo regular por vigas de ductilidade adequada ('vigas de acoplamento'), capaz de reduzir em pelo menos 25% a soma dos momentos fletores na base de cada parede obtidos se cada uma funcionasse separadamente”.

A definição do Eurocódigo 8 (EC 8) impõe um valor mínimo para a contribuição das vigas de acoplamento uma vez que a classificação de “paredes acopladas” terá influência na obtenção do coeficiente de comportamento.

Na presente dissertação não se pretende analisar especificamente o dimensionamento de paredes acopladas pelo método presente no EC 8, mas sim o estudo geral de vigas de acoplamento como elemento estrutural. Assim, seleciona-se uma definição mais genérica, tomando-se preferência pela presente no ASCE 7-10 (ASCE/SEI, 2010): “vigas que ligam paredes de betão adjacentes para as fazer funcionar em conjunto como uma unidade para resistir a cargas horizontais”.

A expressão “vigas de acoplamento” vem do inglês *coupling beams*. Na literatura nacional – Santos (2010), Monteiro et al. (2012), entre outros – é também utilizada muitas vezes a expressão “vigas de ligação”. Contudo, é necessária alguma atenção, já que na literatura inglesa por vezes surge a expressão “*linked walls*”, para indicar paredes conectadas por ligações biarticuladas, por oposição a “*coupled walls*”, em que as ligações apresentam rigidez – por exemplo em Harries et al. (2004). Na presente dissertação dá-se preferência à expressão “vigas de acoplamento”.

Nos edifícios de média ou grande altura, devido à presença indispensável das caixas de escadas e elevadores, é muitas vezes normal que estas zonas sejam preferenciais para a implantação de paredes estruturais em betão armado no seu perímetro, formando núcleos.

Uma vez que o acesso às escadas e aos elevadores exige aberturas nas paredes, estas podem-se encontrar desligadas entre si, ou ligadas por pequenos segmentos de parede em cima e em baixo das aberturas – vigas de acoplamento (Figura 7).

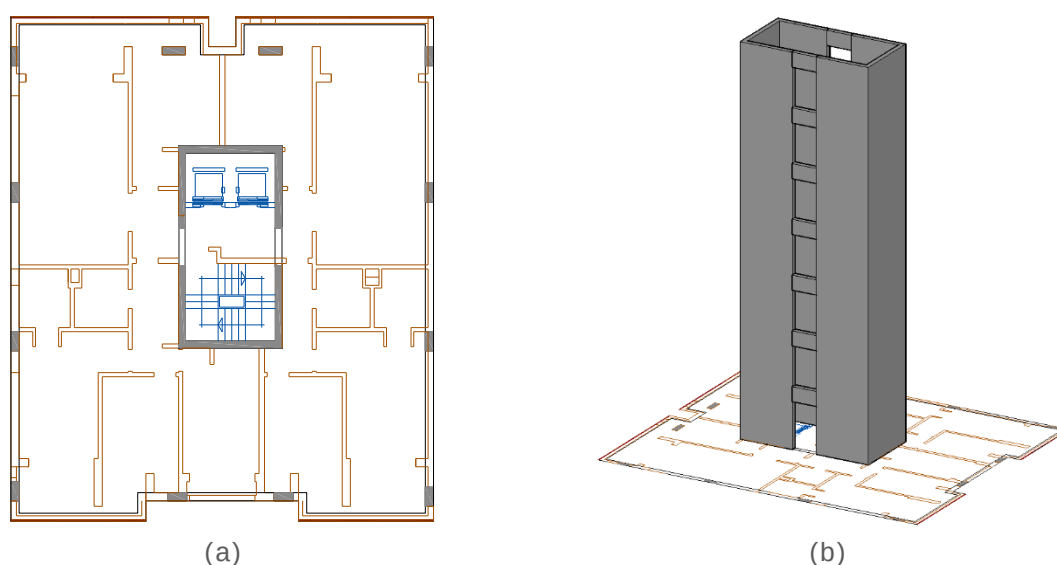


Figura 7 – (a) Planta de um edifício-tipo, com núcleos de escadas e elevadores identificados a azul, e (b) representação tridimensional dos núcleos ligados por vigas de acoplamento ao nível dos diferentes pisos

Um sistema de paredes acopladas resiste a carregamentos horizontais não só através dos esforços de flexão na base de cada uma das paredes acopladas, mas também pelo efeito binário gerado na base das paredes pela acumulação de esforços de corte ao longo das vigas de acoplamento (Harries & McNeice, 2006) – Figura 8.

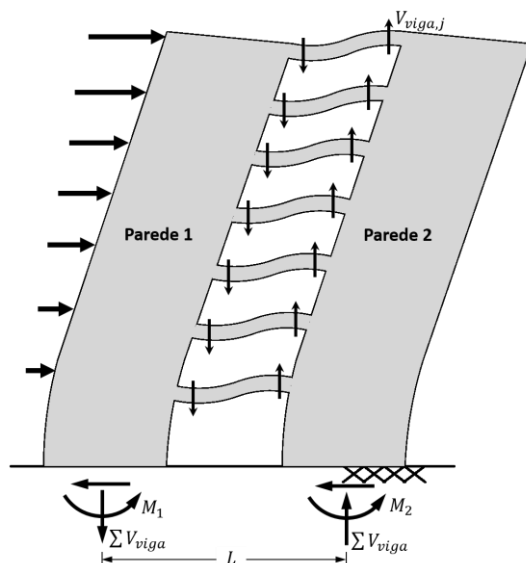


Figura 8 – Esquematização de um sistema de duas paredes acopladas, adaptado de El-Tawil, et al. (2010a)

2.4. Coeficiente de Acoplamento

Para o estudo das vigas de acoplamento é importante introduzir o conceito de coeficiente de acoplamento, ou rácio de acoplamento (CR, do inglês *Coupling Ratio*), que representa o momento resistente do binário das forças axiais das paredes, geradas pelo efeito de acoplamento, como uma fração do momento resistente global do sistema de paredes acopladas. Na Figura 9 encontra-se representado um sistema de paredes no qual se assinalam as grandezas referidas.

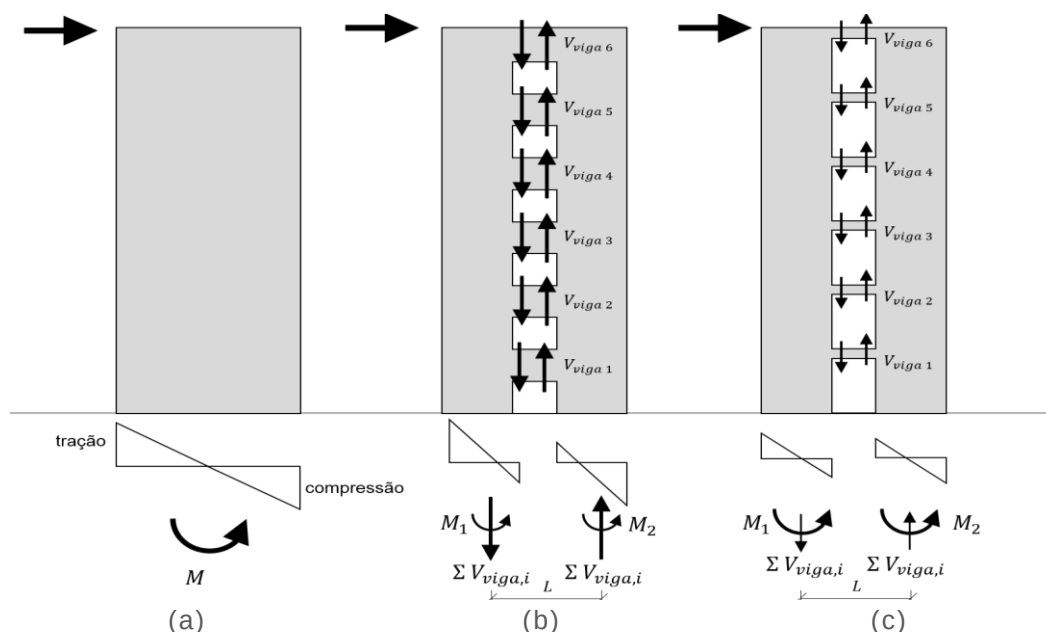


Figura 9 – Representação esquemática do sistema de forças: (a) numa parede única, (b) numa parede acoplada com vigas de acoplamento de rigidez elevada e (c) de rigidez reduzida, adaptado de Shen (2006)

Para os sistemas de paredes representados na Figura 9, este conceito é expresso pela Equação (1):

$$CR = \frac{L \sum_i V_{viga,i}}{L \sum_i V_{viga,i} + \sum_j M_j} \quad (1)$$

Onde $\sum_i V_{viga,i}$ representa a acumulação dos esforços de corte que atuam à face de cada uma das vigas de acoplamento, L é a distância a eixo das paredes, e M_j é o momento resistente na base de cada parede.

De modo a tornar o conceito universal, o cálculo do coeficiente de acoplamento é feito quando o sistema de paredes forma um mecanismo, assumindo-se que as vigas de acoplamento mantêm a sua capacidade resistente por esforço transversal (El-Tawil et al., 2010a).

O coeficiente de acoplamento é um parâmetro fundamental no comportamento sísmico de paredes acopladas, e como tal deve ser pensado desde as fases de conceção e de dimensionamento.

Um coeficiente de acoplamento baixo resulta num sistema com comportamento similar a paredes não acopladas, pelo que as vantagens resultantes do acoplamento são mínimas.

Não é, porém, aconselhada a escolha de um coeficiente de acoplamento muito elevado, já que torna o sistema excessivamente rígido, comportando-se as paredes acopladas como uma única. Neste caso as deformações plásticas concentram-se na base das paredes, existindo pouca ou nenhuma dissipação de energia por parte das vigas de acoplamento (El-Tawil et al., 2010b).

Adicionalmente, no caso de um coeficiente de acoplamento muito alto, as vigas de acoplamento ficam sujeitas a esforços de cortes elevados, e as paredes, consoante o sentido da ação sísmica, a esforços de compressão e tração também elevados. A tração pode favorecer o aparecimento de fenómenos de fendilhação, diminuindo a capacidade resistente das paredes. Harries (2001) recomenda que o coeficiente de acoplamento não deve exceder o valor de 0,50.

2.5. Vantagens das Vigas de Acoplamento

O efeito de acoplamento apresenta três vantagens principais (El-Tawil et al., 2010b):

- Primeiro, reduz o momento fletor que teria que ser resistido pelas paredes, caso funcionassem individualmente, devido ao efeito de binário gerado pelos esforços de corte nas extremidades das vigas de acoplamento.
- Em segundo lugar, proporciona um mecanismo através do qual é feita a dissipação da energia histerética, ao longo de toda a altura do sistema de paredes, à medida que as vigas de acoplamento sofrem deformações inelásticas.
- Por fim, providencia uma rigidez lateral significativamente maior que a soma individual das paredes caso estas atuassem independentemente.

El-Tawil et al. (2010a) ilustraram os efeitos benéficos de acoplar duas paredes idênticas, por meio de vigas de acoplamento distribuídas uniformemente na sua altura. Para isso colocaram o deslocamento de topo das paredes normalizado pelo deslocamento de duas paredes não acopladas, em função do coeficiente de acoplamento – Figura 10.

As equações utilizadas basearam-se nas equações deduzidas por Harries et al. (2004) e Smith & Coull (1991) através de uma análise elástica baseada na técnica do meio contínuo, para um carregamento triangular invertido.

É visível na Figura 10 que mesmo para pequenos valores do coeficiente de acoplamento, a diminuição dos deslocamentos no topo é significativa, devido ao aumento de rigidez do sistema acoplado.

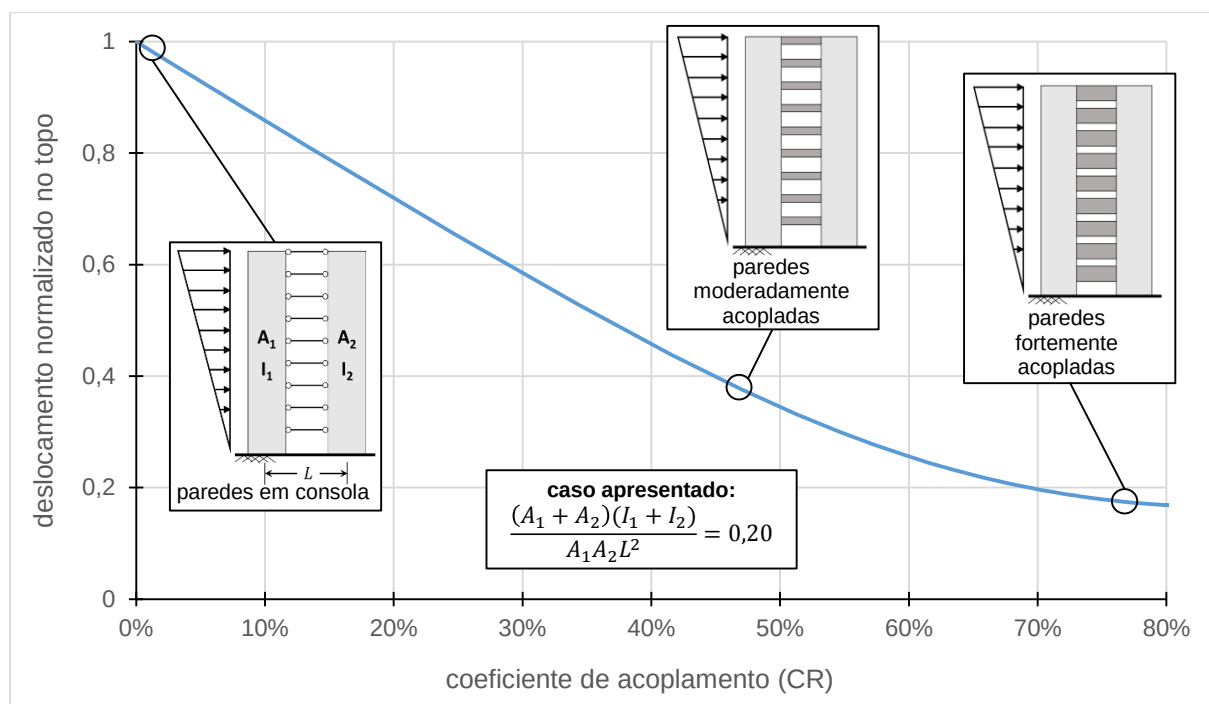


Figura 10 – Efeito do acoplamento no deslocamento de topo, normalizado a um sistema de paredes em consola, (não acopladas), adaptado de El-Tawil et al. (2010a)

2.6. Características e Particularidades

Tradicionalmente as vigas de acoplamento encontram-se presentes em muitos edifícios da maneira já referida, ligando as paredes dos núcleos de elevadores e caixas de escadas, e sem ser dada uma especial atenção às particularidades do seu comportamento e à sua importância (Taranath, 2009).

As paredes em betão armado, quando sujeitas a carregamentos laterais, comportam-se fundamentalmente como consolas encastradas na base, impondo rotações elevadas às vigas de acoplamento que as ligam. Quando corretamente dimensionadas, as vigas podem contribuir significativamente para a dissipação de energia ao longo da altura das paredes e para a redundância e capacidade de redistribuição de esforços do sistema estrutural (Shen, 2006).

As vigas de acoplamento devem ser dimensionadas para apresentarem um comportamento inelástico dúctil e dissiparem energia, mantendo as suas capacidades resistentes, mesmo sob deformações cíclicas elevadas. Pretende-se que a maior parte do comportamento inelástico se concentre nas vigas de acoplamento de modo a diminuir os danos nas paredes, já que estas são um importante elemento estrutural resistente aos carregamentos horizontais e verticais, e a sua reparação é significativamente mais complexa (Chopra & Goel, 2002; White & Adebar, 2004).

A quantidade de energia dissipada dependerá do momento de cedência e da capacidade de deformação plástica das vigas de acoplamento. Caso o momento de cedência seja muito alto, as vigas de acoplamento sofrerão apenas pequenas deformações plásticas e, como tal, a energia dissipada será também pequena. Por outro lado se o momento de cedência for muito baixo as vigas sofrerão rotações que poderão ser muito mais altas que a sua capacidade de rotação plástica (Bhunia et al., 2013).

As vigas de acoplamento são tipicamente elementos curtos e altos, com esbeltezas baixas (na ordem de 2 ou até menos, essencialmente devido aos pequenos vãos que têm que vencer), e o seu comportamento inelástico é regido pelos elevados esforços de corte que nelas atuam (FEMA, 2000).

É pelo seu potencial a roturas por corte, diretamente relacionado com os procedimentos de dimensionamento e pormenorização das armaduras, assim como pelas elevadas deformações que lhe são impostas, associadas a ações cíclicas e de grande intensidade, que as vigas de acoplamento se identificam como regiões críticas, com um comportamento muito particular.

2.7. Estado da Arte das Vigas de Acoplamento

O estudo e construção das vigas de acoplamento tem vindo a evoluir ao longo do tempo. Nas secções seguintes apresenta-se o estado da arte das vigas de acoplamento. Apesar da presente dissertação se concentrar num procedimento de modelação para vigas de acoplamento em betão, armadas convencionalmente, considera-se interessante apresentar as soluções alternativas que têm vindo a ser desenvolvidas para colmatar algumas das desvantagens das soluções tradicionais.

Na secção 2.7.1 é apresentada a origem e evolução dos estudos das vigas de acoplamento em betão armado, e na secção 2.7.2 expõem-se diferentes tipos de pormenorização que podem ser aplicados. Na secção 2.7.3. são introduzidas soluções alternativas, tais como sistemas de acoplamento híbridos, a introdução de chapas metálicas de corte, entre outras.

Dada a natureza da presente dissertação, o estado da arte das vigas de acoplamento de betão armado, em particular no que respeita ao seu comportamento estrutural, é apresentado de modo mais pormenorizado ao longo do Capítulo 3, à medida que se estuda e desenvolve o procedimento de modelação que se pretende propor.

2.7.1. Vigas de Acoplamento em Betão Armado

A investigação do comportamento das vigas de acoplamento teve início no fim da década de 1960 na Universidade de Canterbury, Nova Zelândia – Figura 11 (Paulay, 1969, 1971, 1980; Paulay & Binney, 1974; Paulay & Santhakumar, 1976).

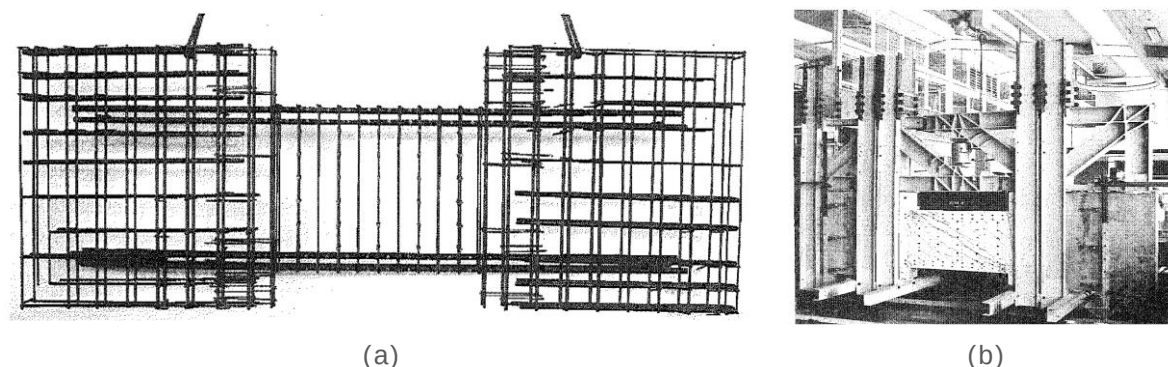


Figura 11 – Ensaios laboratoriais realizados por Paulay (1969): (a) gaiola de armaduras de uma das vigas de acoplamento testadas, e (b) ensaio experimental da viga

No âmbito deste estudo, e decorrente dos ensaios laboratoriais realizados, ao longo das décadas seguintes foram investigados temas como a ductilidade, o comportamento das vigas em flexão, as tensões diagonais, o confinamento do betão e encurvadura das armaduras, o deslizamento por corte, a instabilidade para fora do plano, o comportamento de paredes acopladas com aberturas irregulares, entre outros (Paulay, 1980, 1986; Paulay et al., 1982; Paulay & Priestley, 1992, 1993).

As conclusões destas investigações contribuíram e serviram de base a diversas prescrições regulamentares na Nova Zelândia, Estados Unidos, Europa e outros países (FEMA, 1997, 1998, 2000; NZS, 2006; NP EN 1998-1, 2010; ACI, 2011; ASCE/SEI, 2013).

Para além de alguns trabalhos experimentais já referidos, diversos outros ensaios laboratoriais foram desenvolvidos por diferentes autores com o objetivo de estudarem e desenvolverem a compreensão do comportamento das vigas de acoplamento (Binney, 1972; Barney et al., 1980; Tegos & Penelis, 1988; Tassios et al., 1996; Bristowe, 2000; Galano & Vignoli, 2000; Kwan & Zhao, 2002a, 2002b; Shimazaki, 2004; Naish, 2010; Parra-Montesinos et al., 2010; Breña & Ihtiyar, 2011; Wallace, 2012).

Vários outros estudos foram feitos no domínio das vigas de acoplamento, incidindo em temas como a capacidade resistente ao corte de vigas de acoplamento armadas em diagonal, aplicação de campos de tensões para avaliar o comportamento e resistência de vigas de acoplamento, desenvolvimento de modelos trilineares para prever o comportamento de vigas armadas em diagonal, entre outros (Lee & Watanabe, 2003; Zhao et al., 2004; Harries et al., 2004; Hindi & Hassan, 2004a, 2004b, 2007; Inel & Ozmen, 2006; Xuan et al., 2008; Breña et al., 2009, 2010; Eom et al., 2009; Naish et al., 2009; Walunj et al., 2013; Son Vu et al., 2014; Zhou et al., 2014).

2.7.2. Tipos de Pormenorização

Na maioria dos edifícios de betão armado antigos as vigas de acoplamento apresentam-se armadas convencionalmente, isto é, com armaduras longitudinais de flexão, e armaduras transversais (estribos) para o esforço de corte, como representado na Figura 12 (FEMA, 2000).

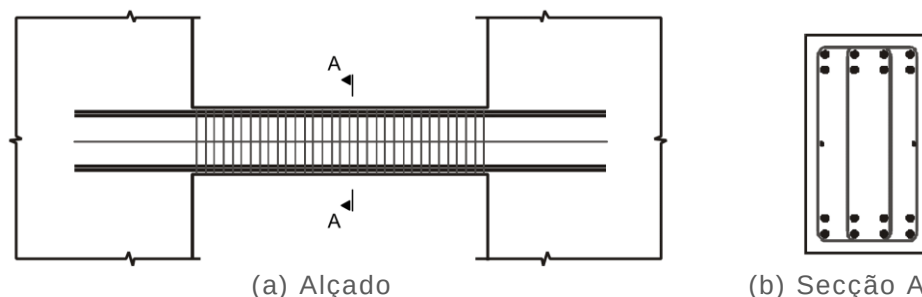


Figura 12 – Viga de acoplamento armada convencionalmente, adaptado de Harries et al. (2000)

Atualmente diversos regulamentos, dos quais se destacam o ACI 318M-08 (ACI, 2008) e o EC 8 (NP EN 1998-1, 2010), aconselham que as vigas de acoplamento, mediante certos critérios, sejam armadas diagonalmente – ver Figura 13. Verifica-se experimentalmente que o comportamento pós-cedência de vigas armadas deste modo é significativamente melhor em termos de rigidez, resistência estrutural e capacidade de dissipação de energia, face a vigas armadas convencionalmente (FEMA, 2000).

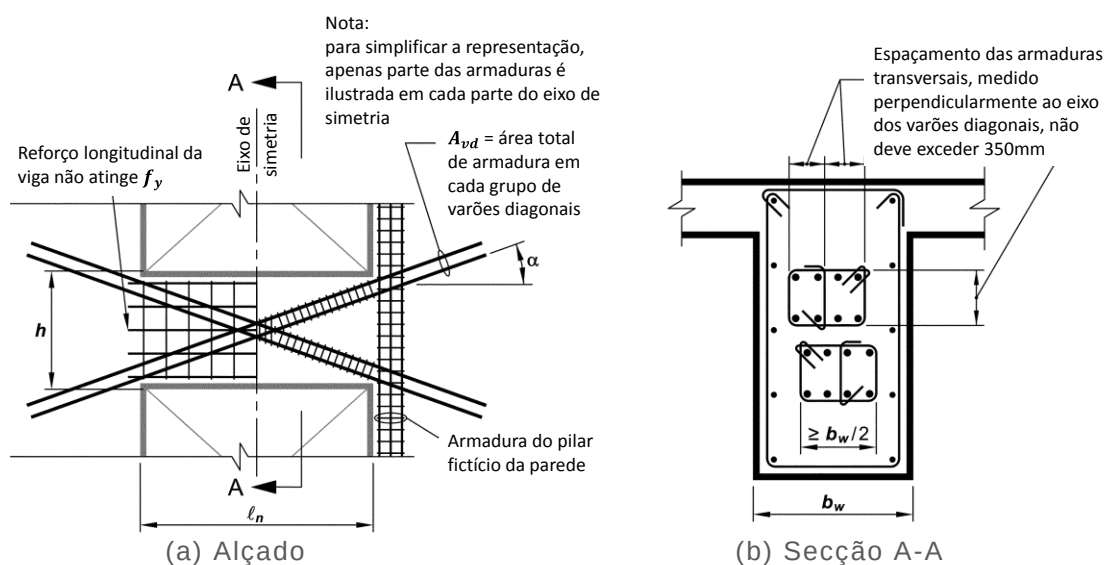


Figura 13 – Viga de acoplamento armadas em diagonal, e confinadas individualmente, traduzido (ACI, 2011)

Assim, em edifícios mais recentes ou em edifícios em que se recorre ao acoplamento de paredes para reabilitação sísmica, as armaduras em diagonal são muitas vezes usadas para resistência à flexão e ao esforço transversal.

Contudo, esta disposição construtiva apenas é eficiente para esbeltezas relativamente baixas, uma vez que a resistência ao corte depende da inclinação das armaduras. Paulay (1974) propôs a utilização de uma disposição construtiva em diagonal para esbeltezas aproximadamente inferiores a 2.

Mais tarde, Shiu et al. (1980) confirmaram o melhor comportamento de vigas armadas diagonalmente face a vigas armadas convencionalmente quando sujeitas a ações cíclicas, mas salientam que para

esbeltezas superiores (entre 2,5 e 5) as armaduras em diagonal perdem eficiência, já que a sua baixa inclinação resulta numa reduzida contribuição na resistência ao corte.

O sistema de armaduras em diagonal, desenvolvido por Paulay e Binney (1974), foi estudado por diversos autores posteriormente, destacando-se, a título de exemplo, Barney et al. (1980), Tegos e Penelis (1988), Tassios et al. (1996), Galano e Vignoli (2000), Kwan e Zhao (2002a), e Eom et al. (2009).

Um dos primeiros regulamentos a adotar esta disposição construtiva foi o ACI 318-95, prescrevendo a utilização de armaduras em diagonal para vigas de acoplamento com esbelteza inferior a 4. As armaduras consistem em dois grupos de barras em diagonal, uma das quais à tração e a outra à compressão, consoante o sentido da ação sísmica. Para aumentar a resistência à compressão das barras, assim como prevenir a sua encurvadura, é necessário colocar armaduras transversais confinando os grupos de armaduras em diagonal. São também necessárias armaduras transversais a confinar a secção transversal ao longo da viga de acoplamento.

Esta disposição construtiva é complexa e de difícil execução devido ao grande número de interseções entre armaduras, nomeadamente no centro da viga (onde se interseitam os grupos de barras em diagonal), e na zona de ligação às paredes (Naish et al., 2009).

2.7.3. Soluções Alternativas

Para além das vigas de acoplamento em betão armado, nas quais se foca a presente dissertação, é interessante referir que outras alternativas têm sido estudadas e desenvolvidas, com vista a colmatar algumas das falhas ou desvantagens das soluções tradicionais.

Sistemas de acoplamento híbridos

Os sistemas de acoplamento híbridos diferenciam-se pelo facto de o acoplamento das paredes de betão armado ser feito por vigas metálicas, ou por uma solução mista que combina um perfil metálico com betão armado – Figura 14 (a) e (b), respetivamente.

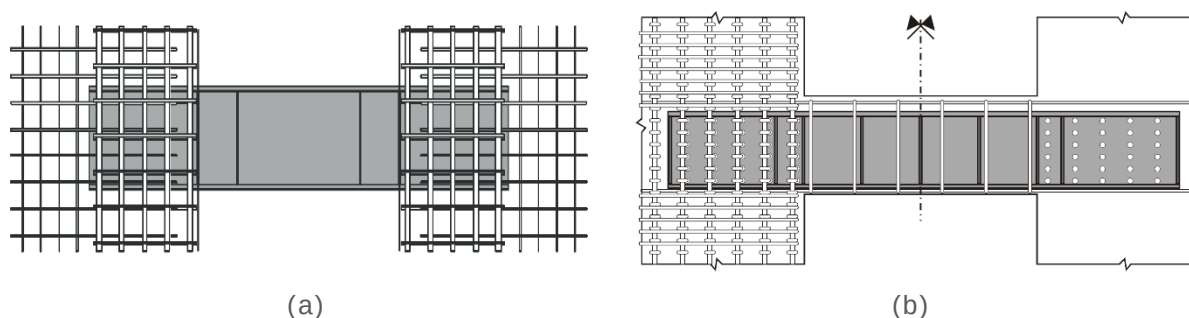


Figura 14 – Pormenorização esquemática de soluções híbridas: (a) perfil metálico como viga de acoplamento, e (b) solução mista composta por perfil metálico envolvido por betão armado, adaptado de El-Tawil et al. (2010a)

Segundo Harries et al. (2010b) os sistemas de acoplamento híbridos têm sido estudados desde a década de 1960. Nos Estados Unidos foram investigados, com particular relevância, ao abrigo de um

programa de investigação conjunto entre este país e o Japão, promovido pela *US National Science Foundation* (“*U.S.-Japan Cooperative Earthquake Research Program on Composite and Hybrid Structures*”), assim como por muitos outros autores (Harries et al., 2000; Gong & Shahrooz, 2001a, 2001b, 2001c; El-Tawil & Kuenzli, 2002; El-Tawil et al., 2002, 2010a, 2010b; Hassan & El-Tawil, 2004; Fortney et al., 2007a, 2007b).

A utilização de perfis metálicos nas vigas de acoplamento dota o sistema de paredes acopladas de uma alta ductilidade e capacidade de dissipação de energia.

O recurso a esta forma de acoplamento torna-se vantajoso quando existem restrições de altura, já que a opção por uma solução tradicional de vigas de acoplamento em betão armado, armadas convencionalmente, pode conduzir a uma altura elevada da secção transversal, devido aos elevados esforços de corte a que estes elementos estão sujeitos. Também no caso em que as vigas são armadas em diagonal, o ângulo necessário para as armaduras serem eficazes na resistência ao esforço transversal pode resultar em alturas pouco práticas (Harries et al., 2000).

Contudo, os sistemas híbridos são propensos a danos elevados, particularmente nas zonas de ligação às paredes, devido ao arrancamento e fissuração do betão. Por este motivo, as ligações aço-betão numa solução híbrida são extremamente importantes e introduzem um maior nível de complexidade na solução (Harries et al., 1997).

Por outro lado, a entrega e amarração dos perfis metálicos nas paredes de betão armado podem colocar problemas de compatibilidade dos elementos, nomeadamente com as armaduras principais e malhas existentes nas paredes.

Como consequência pode ser necessário espessar localmente a parede – Figura 15 (a) – ou optar-se também por perfis metálicos como armadura principal (pilares fictícios) das paredes acopladas, aos quais são ligados os perfis constituintes das vigas de acoplamento – Figura 15 (b).

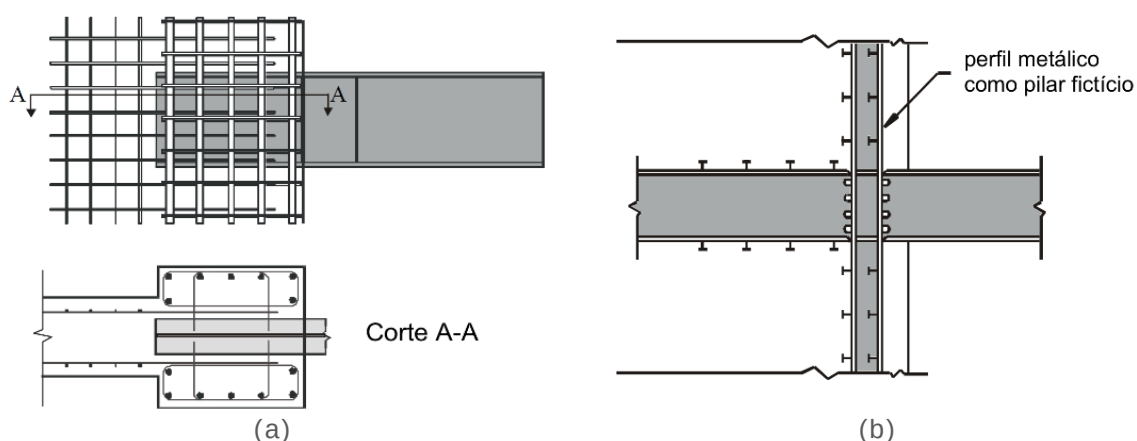


Figura 15 – Pormenores da ligação de uma viga de acoplamento metálica: (a) com recurso a espessamento local da parede, e (b) utilizando perfil metálico como armadura principal da parede, traduzido do de Harries et al. (2000)

Vigas de acoplamento com chapa metálica de corte

A introdução de uma chapa metálica em vigas em betão armado surge como uma alternativa às armaduras tradicionais de resistência ao esforço transverso (estribos), mantendo-se as armaduras longitudinais para resistência aos esforços de flexão – Figura 16. Este sistema foi estudado no final da década de 1980 por Subedi (1989).

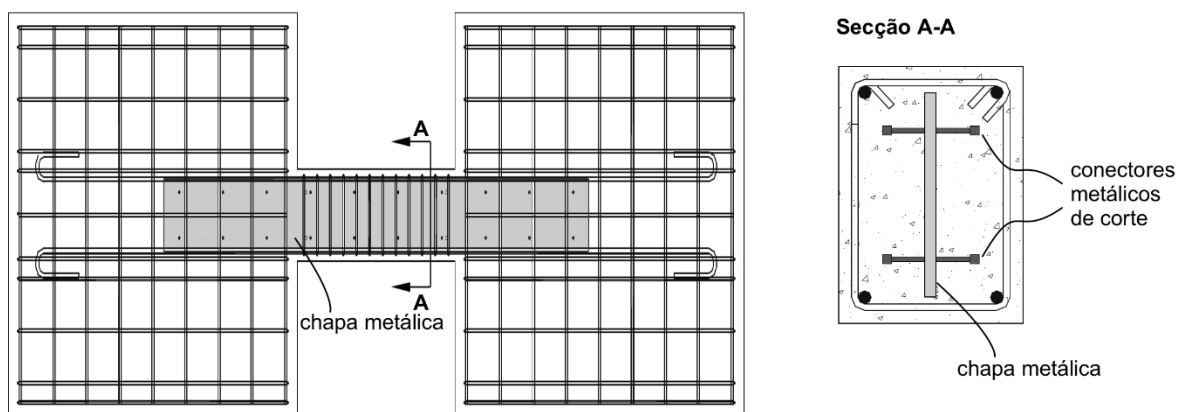


Figura 16 – Viga de acoplamento com chapa metálica de corte, traduzido de Fortney (2005)

A diferença fundamental da chapa metálica em relação aos estribos é a de constituir um meio contínuo para a transferência do esforço transverso entre as paredes e a viga de acoplamento. Um dos problemas críticos em soluções convencionais de vigas de acoplamento é a fendilhação nas suas extremidades e a consequente perda de capacidade resistente ao corte, o que conduz a uma rotura frágil. A chapa metálica permite que o esforço transverso continue a ser equilibrado mesmo após a fendilhação e deformações inelásticas pronunciadas. A estabilidade da placa é assegurada pelo betão envolvente (Lam et al., 2004).

Para este sistema ser eficaz é importante que sejam soldados conectores de corte em ambas as faces da chapa metálica, que assegurem a transmissão de forças entre a chapa e o betão envolvente (El-Tawil et al., 2010a).

Foram realizados alguns ensaios laboratoriais que apresentam as vigas de acoplamento com chapas metálicas como uma alternativa competitiva em relação às soluções tradicionais, apresentando uma boa capacidade de dissipação de energia (Lam et al., 2004).

Outros autores desenvolveram e calibraram modelos numéricos com base em ensaios experimentais, a partir dos quais procuraram desenvolver alguns critérios de dimensionamento para este tipo de sistema. Destacam-se a sugestão de uma altura mínima para a chapa metálica, correspondente a 70% da altura da viga de acoplamento (Zhang et al., 2008) e uma equação para pré-dimensionamento do comprimento de ancoragem da chapa metálica dentro da parede (L_a), baseada no vão livre da viga da viga (l_b) e na altura da secção transversal (h) (Lam et al., 2013):

$$\frac{L_a}{l_b} = 0,03 \left(\frac{l_b}{h} \right)^2 - 0,27 \left(\frac{l_b}{h} \right) + 1, \quad \text{para } 1,0 \leq \frac{l_b}{h} \leq 4,0 \quad (2)$$

Vigas de acoplamento com fusível metálico

A utilização de um fusível metálico nas vigas de acoplamento tem como objetivo proteger as paredes de danos locais nas zonas de ligação. O fusível funciona como o elemento mais fraco do sistema, onde se concentram as deformações plásticas decorrentes da ação sísmica, procurando-se assim evitar danos nas paredes e nas restantes secções da viga de acoplamento.

Uma das vantagens principais deste sistema é o facto de permitir uma fácil reparação dos danos após a ação sísmica. A zona fusível é ligada à restante viga de acoplamento por meio de ligações aparafusadas. Os fusíveis metálicos podem ser aplicados tanto em vigas de acoplamento em betão armado, como em vigas de acoplamento metálicas – Figura 17 (a) e (b), respetivamente.

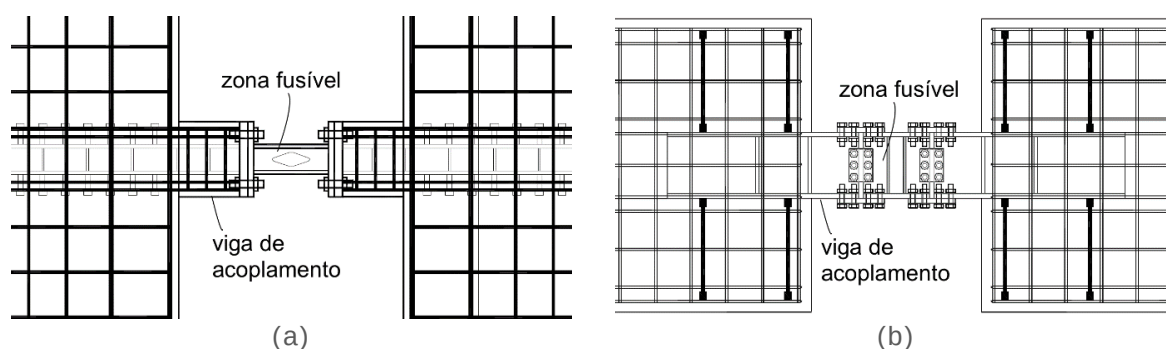


Figura 17 – Representação de vigas de acoplamento com fusível: (a) viga de acoplamento em betão armado com zona fusível constituída por um perfil metálico, e (b) viga de acoplamento e zona fusível metálicas, adaptado de Fortney (2005) e Chen & Lu (2012)

Foram realizados alguns ensaios laboratoriais que demonstraram um bom comportamento das vigas de acoplamento com fusíveis metálicos, no que diz respeito às suas capacidades de rotação, dissipação de energia e rigidez (Fortney, 2005).

Outros autores investigaram este tema (Fortney et al., 2007a; Chen & Lu, 2012), tendo sido proposta uma metodologia de dimensionamento para vigas de acoplamento metálicas com fusível metálico (Mitchell, 2013).

Vigas de acoplamento com cordões não-aderentes pós-tensionados

Uma outra alternativa no acoplamento de paredes é o recurso a cordões não-aderentes pós-tensionados, como ilustrado na Figura 18. Este sistema foi estudado por diversos autores (Shen & Kurama, 2002; Kurama & Shen, 2004; Weldon & Kurama, 2005, 2007, 2011; Kurama et al., 2006; Shen, 2006; Shen et al., 2006; Weldon, 2010).

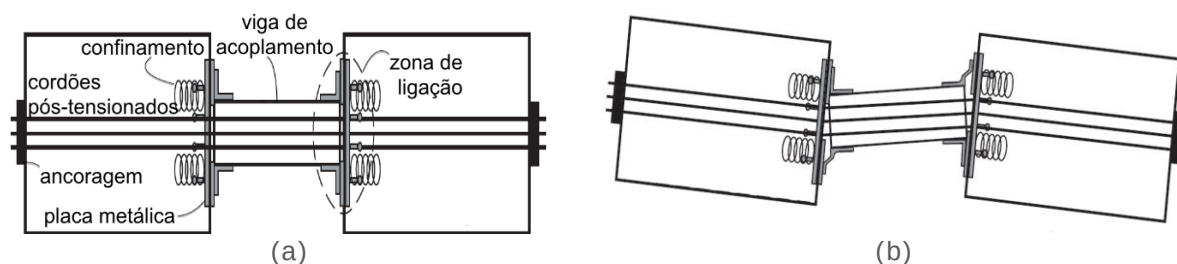


Figura 18 – Representação esquemática de paredes acopladas por sistemas de cordões não-aderentes pós-tensionados, traduzido de Shen & Kurama (2002)

A principal característica desta solução é o facto das vigas de acoplamento não se encontrarem diretamente ligadas às paredes. O efeito de acoplamento é derivado do pós-tensionamento de cordões não-aderentes que unem as paredes às vigas de acoplamento, com o auxílio de cantoneiras e chapas metálicas na interface de ligação, que contribuem para a dissipação de energia (Shen, 2006).

O aparecimento de aberturas por consequência da deformação das cantoneiras concentra as tensões de compressão nos cantos da viga de acoplamento, formando uma biela diagonal de compressão. É esta biela de compressão que dá origem às forças de acoplamento V_b , representadas na Figura 19.

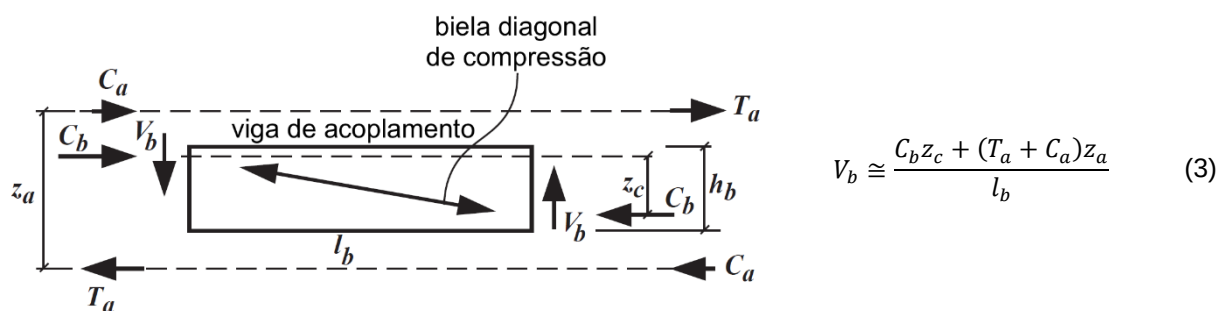


Figura 19 – Esquema de forças numa viga de acoplamento com cordões não-aderentes pós-tensionados, traduzido de Weldon (2010)

Os sistemas com cordões não-aderentes pós-tensionados oferecem duas vantagens principais face às restantes. Em primeiro lugar, as vigas de acoplamento e paredes sofrem poucos danos quando sujeitas a ações sísmicas, já que o sistema é concebido tendo em vista a concentração dos danos em alguns elementos específicos das zonas de ligação das vigas às paredes (como é o caso das cantoneiras metálicas), que podem ser substituídos após o sismo.

Em segundo lugar a força de pós-tensionamento dota o sistema de uma capacidade de se recentrar na posição inicial, após sofrer deformações inelásticas provocadas por deslocamentos laterais significativos (Shen, 2006).

Este sistema pode ser usado em vigas de acoplamento em betão armado (pré-fabricadas), aço, ou mistas. A utilização de vigas de acoplamento pré-fabricadas em betão armado (Figura 20) oferece algumas vantagens face à utilização de perfis metálicos (Figura 21), tais como melhor proteção ao fogo dos cordões de pré-esforço devido ao betão envolvente, maior atrito na superfície de contacto com a parede o que resulta numa maior resistência ao deslizamento por corte, possibilidade de colocar todos os cordões de pré-esforço numa única localização (centro da viga), simplificando a operação de pós-tensionamento, entre outras (Weldon, 2010).

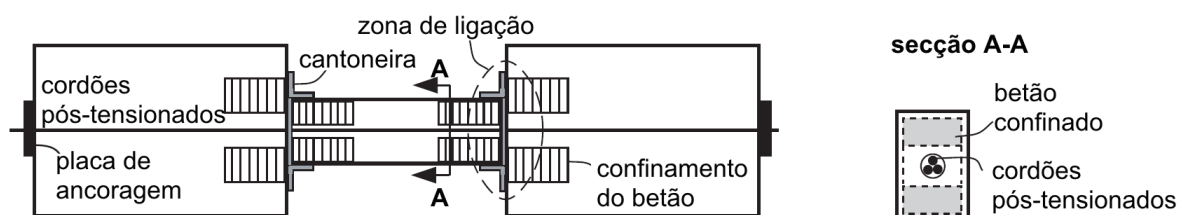


Figura 20 – Viga de acoplamento em betão armado (pré-fabricada) com cordões não-aderentes pós-tensionados, traduzido de Weldon (2010)

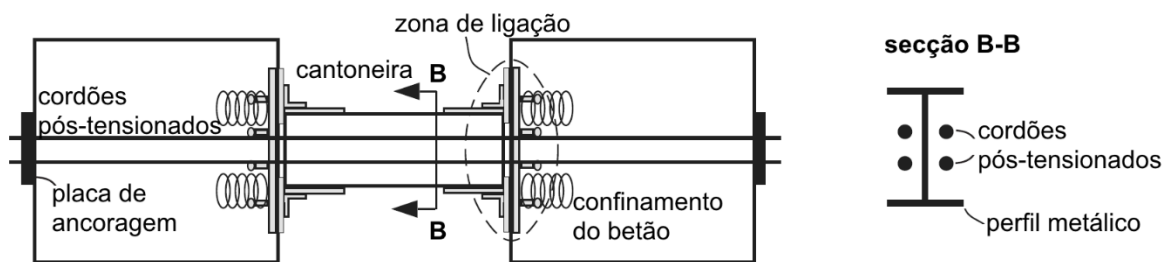


Figura 21 – Viga de acoplamento constituída por perfil metálico, com cordões não-aderentes pós-tensionados, traduzido de Weldon (2010)

Vigas de acoplamento em betão de elevado desempenho reforçado com fibras (HPFRC)

A expressão “elevado desempenho” refere-se a uma classificação do comportamento à tração dos materiais compósitos reforçados com fibras.

No caso do betão, a distinção entre o FRC tradicional (do inglês *Fiber Reinforced Concrete*) e o HPFRC (do inglês *High Performance Fiber Reinforced Concrete*), é que o primeiro é caracterizado por uma perda de resistência após o aparecimento da primeira fenda, enquanto no segundo se verifica um aumento na resistência pós-fendilhação (fenómeno de “*strain hardening*”) – Figura 22 (Canbolat et al., 2005).

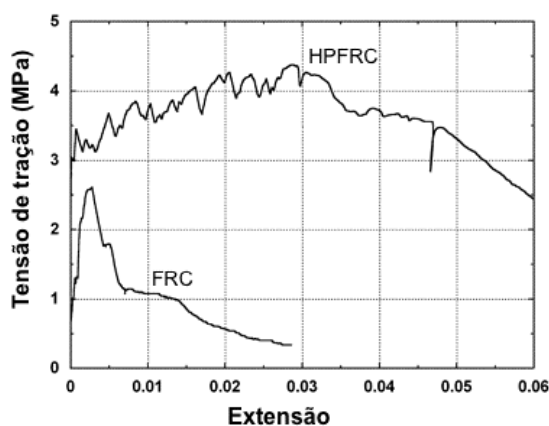


Figura 22 – Comparação de comportamento à tração entre FRC e HPFRC, traduzido de Canbolat et al. (2005)

As fibras utilizadas como reforço podem ser de vários tipos, destacando-se as fibras de aço (torcidas, ou em gancho) e polietileno – Figura 23.

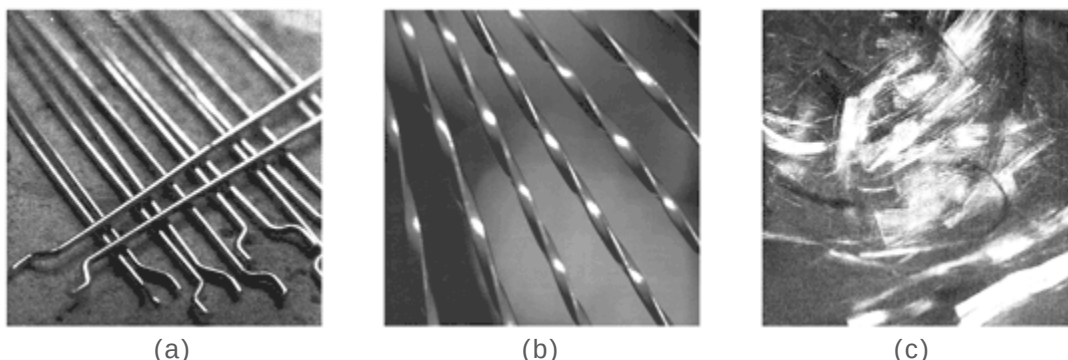


Figura 23 – Tipos de fibras usadas tipicamente em HPFRC: (a) fibras de aço em gancho, (b) fibras de aço torcidas, e (c) fibras de polietileno (PE) de alta densidade (Parra-Montesinos, 2007)

De um modo geral, as fibras de aço em gancho apresentam um comprimento de 30 mm e um diâmetro de 0,5 mm, as fibras de aço torcidas um comprimento de 15 a 50 mm e um diâmetro equivalente de 0,2 a 0,7 mm (podem apresentar diferentes tipos de secção transversal – circular, triangular, entre outras), e as fibras de polietileno (PE) de alta densidade um comprimento de 15 a 38 mm e um diâmetro de 0,038 mm. Tipicamente as fibras são utilizadas num valor de fração de volume (V_f) entre 1,5 e 2% (percentagem de volume das fibras relativamente ao volume total do material) (Parra-Montesinos, 2007).

Na Figura 24 encontra-se uma comparação do comportamento à compressão e à tração de HPFRC com as diferentes fibras enunciadas.

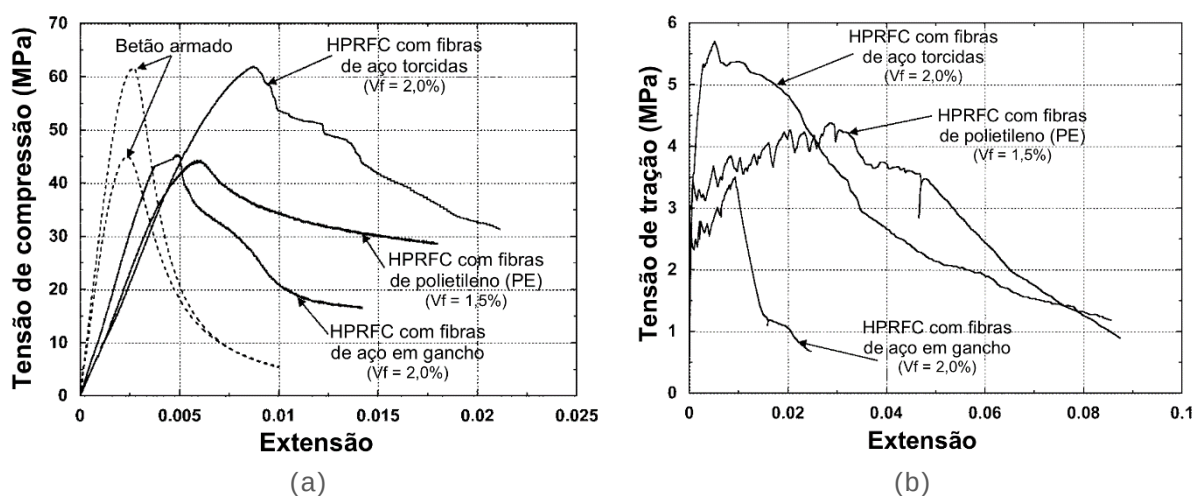


Figura 24 – Comparação de comportamento de HPFRC com diferentes fibras, (a) à compressão, e (b) à tração, traduzido de Parra-Montesinos (2005)

Devido à sua resposta dúctil, a utilização de betão de elevado desempenho reforçado com fibras (HPFRC) melhora o comportamento dos elementos estruturais relativamente à sua resistência ao esforço transversal, capacidade de dissipação de energia, e comportamento face a ações cíclicas.

Estas vantagens são especialmente relevantes nas chamadas regiões críticas, com elevadas exigências de capacidade de deformação induzidas pela ação sísmica, como é o caso das vigas de acoplamento (Parra-Montesinos, 2005).

Diversos ensaios experimentais realizados mostram que com a utilização de HPFRC é possível obter uma diminuição significativa na quantidade de armaduras de esforço transversal nas vigas de acoplamento, comparativamente a vigas tradicionais em betão armado, mantendo os níveis de resistência ao esforço transversal e confinamento necessários para um comportamento dúctil. É assim possível uma simplificação das disposições construtivas destes elementos, muitas vezes de elevada complexidade e de difícil execução (Lequesne et al., 2012).

CAPÍTULO 3

MODELAÇÃO DE VIGAS DE ACOPLAMENTO EM BETÃO ARMADO

Neste capítulo estuda-se um procedimento de modelação simplificado, para utilização em análises estáticas não lineares, que represente os aspetos principais do comportamento sísmico de vigas de acoplamento de betão armado. São estudados e sistematizados os diferentes passos do procedimento, adotando-se um modelo de comportamento que serve de base a um estudo detalhado, com o suporte experimental dos ensaios realizados por Breña & Ihtiyar (2007). No final do capítulo comparam-se os resultados numéricos e experimentais, e fazem-se algumas considerações sobre todo o procedimento.

3.1. Análise Sísmica

Existem diferentes métodos para avaliar os efeitos da ação sísmica sobre uma estrutura, podendo estes basear-se num comportamento linear ou não linear da estrutura. Na Figura 25 encontram-se os métodos de análise sísmica presentes tanto no Eurocódigo 8 (NP EN 1998-1, 2010), como no ASCE 41-13 (ASCE/SEI, 2013).

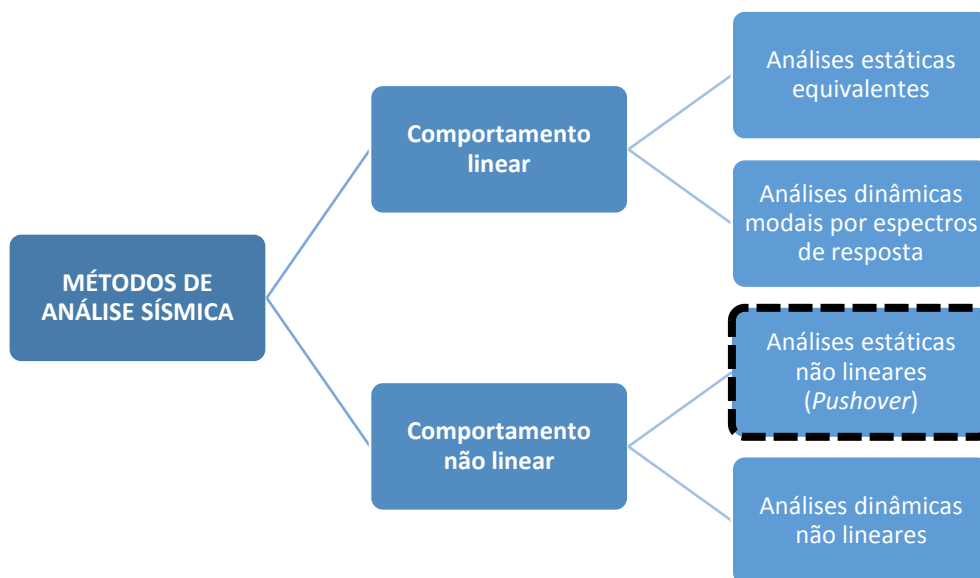


Figura 25 – Métodos de análises sísmica, adaptado da tabela de Lopes (2008)

3.1.1. Métodos de Análise Sísmica

As análises em que se assume um comportamento linear das estruturas são as mais expeditas e simples de efetuar, sendo correntemente utilizadas na análise e avaliação dos efeitos da ação sísmica. Nestas análises, o comportamento não linear pós-cedência das estruturas é tido em conta, de um modo simplificado, através da utilização de um coeficiente de comportamento – “coeficiente utilizado para efeitos de cálculo, que reduz as forças obtidas numa análise linear de modo a ter em conta a resposta não linear de uma estrutura e que está associado ao material, ao sistema estrutural e aos procedimentos de projecto” (NP EN 1998-1, 2010).

As análises não lineares surgem, em diversos regulamentos mais recentes, como alternativa às análises lineares. São mais complexas e menos expeditas na sua implementação, já que necessitam de um modelo matemático que incorpore as características não lineares da resposta “carga-deformação” dos diferentes elementos constituintes da estrutura. Assim, a não linearidade do comportamento estrutural é explicitamente considerada e evita-se o recurso a coeficientes de comportamento.

Dentro dos modelos não lineares existem diversos modos de representar o comportamento dos componentes estruturais, com diferentes graus de complexidade, consoante o nível de detalhe que se pretende atingir.

3.1.2. Modelos Não Lineares de Elementos Estruturais

A não linearidade dos elementos estruturais pode ser considerada de diferentes maneiras (Figura 26), dependendo da forma como esta é modelada ao nível da secção transversal e ao longo dos elementos estruturais. Aos diferentes modelos estão associados diferentes níveis de simplificação do comportamento dos elementos que pretendem representar.

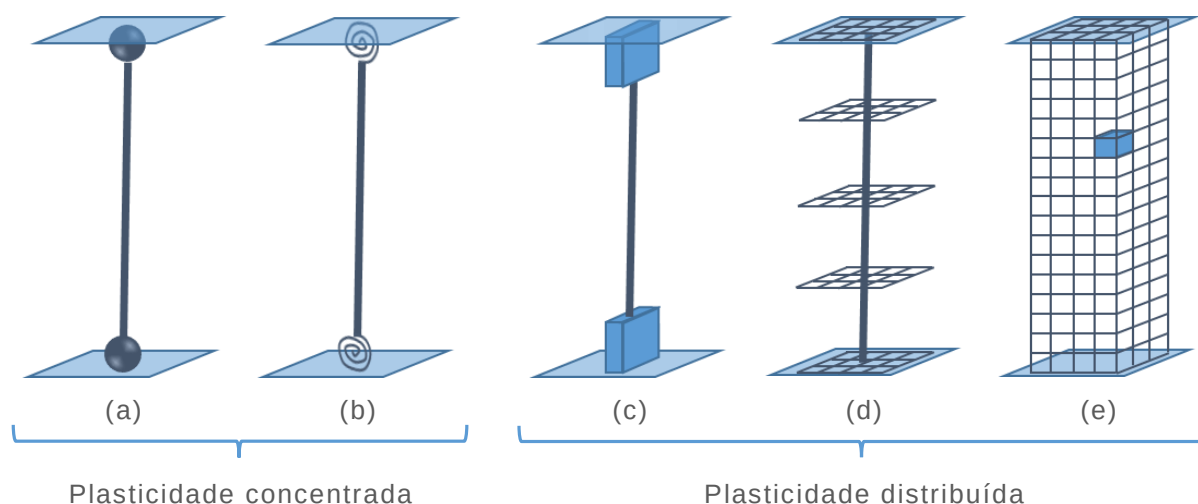


Figura 26 – Modelos de plasticidade concentrada e distribuída, adaptado de Deierlein et al. (2010)

Os modelos mais simples são os de plasticidade concentrada – Figura 26 (a) e (b). Nestes, a não linearidade pode ser modelada por rótulas plásticas simples (a) ou com troços multi-lineares representativos do comportamento histerético do elemento (b). O conceito de rótula plástica é utilizado para descrever a zona de um elemento estrutural onde ocorre deformação plástica, isto é, onde o comportamento passa a não linear. Nos modelos de plasticidade concentrada considera-se que esta zona é pontual (discreta).

Os modelos de plasticidade concentrada são normalmente modelos fenomenológicos, ou seja, em que a não linearidade é definida na sua totalidade através da resposta força-deformação global do elemento, com base em testes e resultados experimentais (PEER/ATC-72-1, 2010).

A Figura 26 (c) representa um modelo não linear com plasticidade distribuída num comprimento limitado. Neste caso a rótula plástica deixa de ser discreta e passa a ser definido um comprimento ao longo do qual é feita a integração das relações momento-curvatura das secções, para um dado nível de esforço axial.

Na Figura 26 (d) identifica-se um modelo de fibras. Neste caso o elemento é dividido em diferentes secções ao longo do seu comprimento e cada uma das secções transversais é, por sua vez, discretizada em diversas fibras representativas dos materiais que compõem o elemento. No caso de uma viga em betão armado os materiais serão o betão e o aço (Figura 27) e a cada fibra é atribuída a relação constitutiva do material correspondente. As relações constitutivas permitem a determinação das tensões nas diferentes fibras, a partir da respetiva extensão, e que por sua vez podem ser integradas na secção transversal. A integração dos esforços em cada secção ao longo do comprimento do elemento permite a definição da sua resposta. Estes modelos, em relação aos de plasticidade

concentrada, permitem reproduzir a propagação da plasticidade ao longo dos elementos (Neves de Carvalho, 2011; Monteiro et al., 2012).

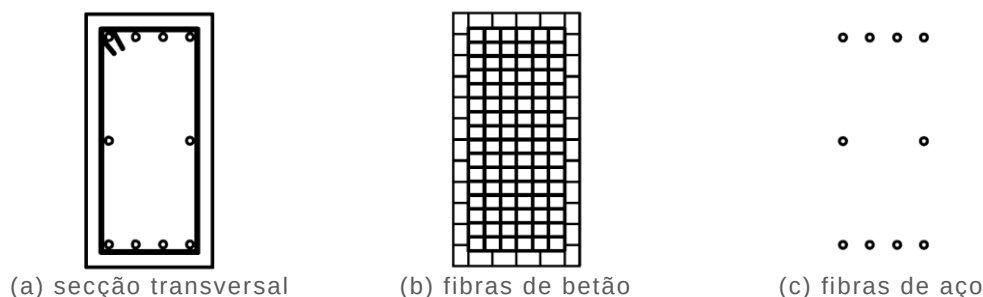


Figura 27 – Discretização em fibras de uma secção de uma viga em betão armado (Neves de Carvalho, 2011)

Por fim, na Figura 26 (e) encontra-se representado um modelo contínuo de plasticidade distribuída, em que o elemento é constituído, de modo contínuo, por elementos finitos de pequena dimensão representativos dos seus diferentes constituintes: betão, armaduras longitudinais, armaduras transversais, entre outros. Devido à complexidade dos parâmetros e elementos que é necessário definir, os modelos contínuos de elementos finitos são mais facilmente aplicáveis a elementos simples de um só material, como é o caso dos elementos metálicos (Figura 28).

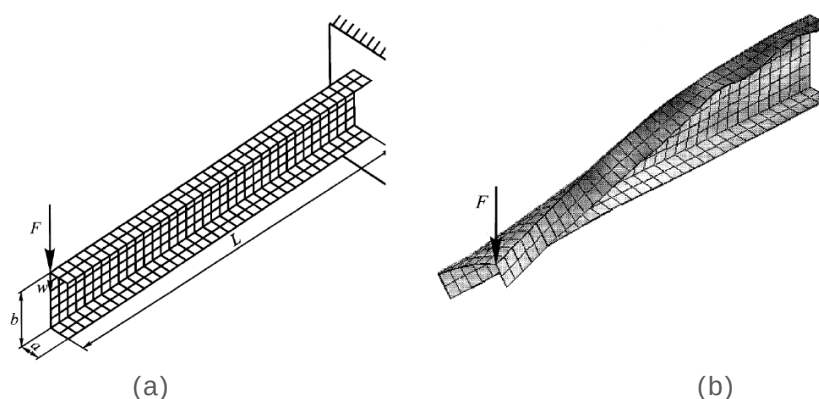


Figura 28 – Modelo tridimensional de elementos finitos de uma cantoneira metálica em consola: (a) modelo e geometria, e (b) configuração deformada – note-se que o modelo representado tem em conta também a não linearidade geométrica (Živković et al., 2001)

Os modelos contínuos de elementos finitos, por oposição aos modelos fenomenológicos, são modelos matemáticos em que o comportamento não linear de todos os materiais e componentes que constituem o elemento é definido explicitamente, a um nível mais elementar. Este facto permite melhor representar comportamentos locais, tais como o início da fissuração do betão e cedência das armaduras, fenómenos de encurvadura local, entre outros (Deierlein et al., 2010).

Apesar de os modelos contínuos de elementos finitos – Figura 26 (e) – simularem com mais detalhe o comportamento dos elementos, a sua complexidade obriga a alguma atenção na modelação e na análise dos resultados, de modo a se garantir que todos os aspetos do comportamento relevantes para a análise são tidos em conta. Os modelos de plasticidade concentrada ou plasticidade distribuída num comprimento limitado – Figura 26 (a) a (c) –, mais simples e fáceis de executar, podem conseguir capturar com detalhe os aspetos mais importantes da resposta não linear dos elementos, desde que corretamente calibrados com base em testes e resultados experimentais (PEER/ATC-72-1, 2010; NEHRP, 2013).

3.2. Modelo de Comportamento de Vigas de Acoplamento em Betão Armado

Neste capítulo pretende-se estudar um procedimento de modelação que represente o comportamento não linear de vigas de acoplamento em betão armado. Devem ser cumpridos os seguintes requisitos:

- (1) Pretende-se que seja um procedimento simplificado, que possa ser facilmente aplicado na prática comum da engenharia, em métodos de análise estática não linear, para avaliação de desempenho sísmico de edifícios de betão armado.
- (2) O modelo deve ser representativo de todo o comportamento dos elementos, desde o início da deformação, passando pela cedência, até ao colapso (deformação última).
- (3) As particularidades do comportamento das vigas de acoplamento, das quais se destaca a influência da deformação por corte, devem ser contabilizadas.
- (4) O modelo deve igualmente simular a degradação da resistência devido ao carácter cíclico da ação sísmica.

No seguimento do estudo dos modelos não lineares (ver secção 3.1.2), considera-se que os modelos de plasticidade concentrada são os que melhor cumprem o ponto (1): constituem o modo mais eficiente e expedito de modelação, e que ao mesmo tempo é representativo de todo o comportamento do elemento.

Assim, e após uma recolha e análise da literatura existente no âmbito do comportamento de vigas de acoplamento, opta-se por recorrer às curvas de comportamento presentes no ASCE 41-13. Na Figura 29 encontram-se as relações força-deformação generalizadas, tal como são definidas no documento, para a modelação de elementos estruturais em análises estáticas não lineares.

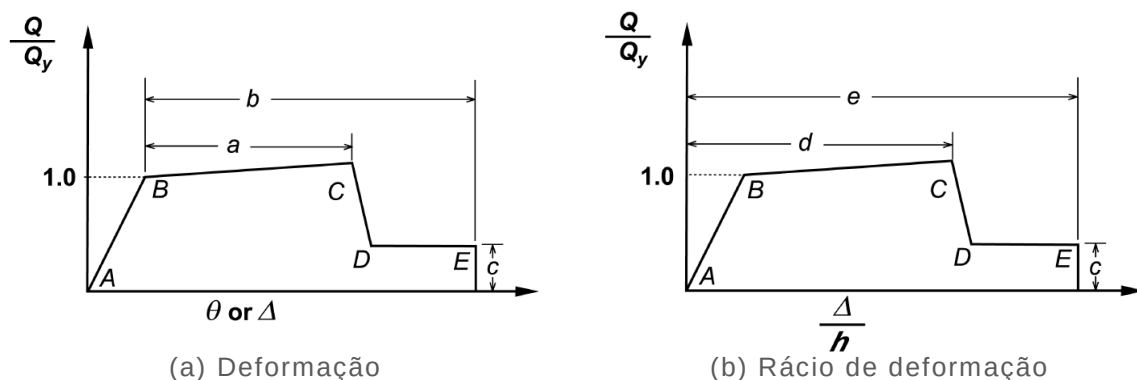


Figura 29 – Relações generalizadas força-deformação para elementos de betão armado (ASCE/SEI, 2013)

O ponto A representa o elemento descarregado, admitindo-se a sua resposta como linear até à cedência, identificada pelo ponto B. Depois da cedência, entre os pontos B e C existe uma redução significativa da rigidez relativamente ao troço inicial (representativa do fenómeno de *strain hardening*). O ponto C representa a resistência máxima do elemento, e a partir deste ponto inicia-se uma degradação importante da sua capacidade resistente, até ao ponto D, que se mantém até finalmente ocorrer a rotura no ponto E (ASCE/SEI, 2013). Ao ser representado todo o comportamento do elemento, até à rotura, encontra-se cumprido o requisito (2).

O ASCE 41-13 prescreve valores para os parâmetros de deformação “a”, “b”, “d” e “e”, assim como para a resistência residual “c”, para serem utilizados na definição das relações esforço-deformação (Figura 29) representativas da resposta de diferentes elementos estruturais.

Da pesquisa efetuada, apesar de outros regulamentos, como por exemplo o Eurocódigo 8-3 (EN 1998-3, 2005), sugerirem modos de calcular parâmetros de deformação em elementos estruturais, o ASCE 41-13 é o que o faz de um modo mais direto e sistemático, e é o único regulamento que prescreve valores especificamente para o caso de vigas de acoplamento.

Este é um dos principais motivos pelo qual se opta pela sua utilização: como foi referido no requisito (3), pretende-se que o modelo seja ajustado às particularidades do comportamento das vigas de acoplamento. De facto, o ASCE 41-13 prescreve diferentes valores consoante o modo de rotura condicionante (flexão ou corte) das vigas de acoplamento.

Relativamente ao ponto (4), dentro dos modelos de plasticidade concentrada para análises estáticas não lineares é importante distinguir dois tipos de relações esforço-deformação: as curvas monotónicas e as envolturas cíclicas – Figura 30. As primeiras representam a resposta de um elemento sob carregamento monotónico, isto é, carregamento efetuado apenas num sentido. As segundas são curvas envolturas da resposta de um elemento sujeito a carregamento cíclico.

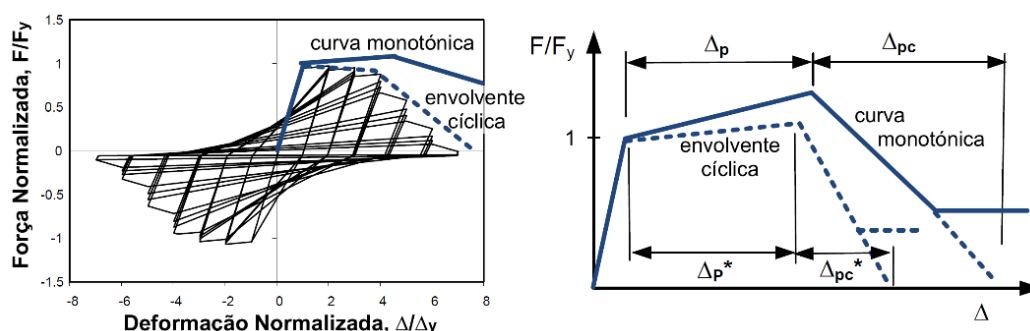


Figura 30 – Curvas de comportamento monotónico e envolturas cíclicas da resposta histerética do elemento, adaptado de PEER/ATC (2010)

Em análise estática não linear a alternância de sentido da ação sísmica não é modelada diretamente, pelo que se devem utilizar modelos de comportamento baseados na envoltura cíclica. Estes têm em conta o comportamento histerético do elemento, reproduzindo os efeitos de degradação da resistência e rigidez ao longo do carregamento cíclico (Deierlein et al., 2010).

Estes efeitos, e a consequente degradação face à curva monotónica, estão implicitamente incluídos nos parâmetros de deformação prescritos no ASCE 41-13 para definição das curvas de comportamento dos elementos, através da sua calibração com base em testes e resultados experimentais (PEER/ATC-72-1, 2010), cumprindo-se assim o requisito (4).

Concluindo, opta-se por recorrer a modelos de plasticidade concentrada, na forma de relações esforço-deformação, para a representação do comportamento não linear de vigas de acoplamento em betão armado. Recorre-se ao ASCE 41-13 para a determinação dos parâmetros de deformação (abscissas das curvas de comportamento), sendo esta apenas uma parte do procedimento que vai ser estudado e detalhado ao longo do presente capítulo.

3.3. Metodologia de Modelação e Análise

Como suporte ao estudo do procedimento de modelação, utilizam-se os ensaios laboratoriais de vigas de acoplamento realizados por Breña & Ihtiyar (2007). Estes são descritos na secção 3.3.1 e servem de suporte a toda a metodologia de modelação e análise desenvolvida neste Capítulo 3.

Posteriormente, na secção 3.3.2, é descrito o modo de construção dos modelos numéricos das vigas de acoplamento ensaiadas, nos quais se utilizam modelos de plasticidade concentrada, na forma das relações esforço-deformação referidas na secção anterior (3.2. Modelo de Comportamento).

3.3.1. Descrição dos Ensaios Laboratoriais

A construção de modelos numéricos de vigas de acoplamento feita na presente dissertação é suportada experimentalmente nos resultados dos ensaios de Breña & Ihtiyar (2007). Nestes ensaios foram testadas em laboratório quatro vigas de acoplamento em betão, armadas convencionalmente, com o objetivo de capturar diferentes tipos de comportamento. Para isso fizeram-se variar os três parâmetros que condicionam o modo de rotura existente nas vigas (flexão ou corte): esbelteza, quantidade de armadura longitudinal e quantidade de armadura transversal (Breña & Ihtiyar, 2011).

A possibilidade de testar a fiabilidade do procedimento de modelação para diferentes tipos de comportamento (e modos de rotura associados) das vigas de acoplamento é um dos principais motivos que levaram à escolha dos ensaios experimentais de Breña & Ihtiyar (2007).

Na Figura 31 ilustra-se a geometria e pormenorização das vigas ensaiadas. Todas as vigas apresentavam uma secção de 0,25 m de largura (b) por 0,38 m de altura (h), e uma altura útil (d) de 0,34 m. As vigas CB-1 e CB-3 apresentavam um comprimento à face da parede (l_b) de 0,51 m, resultando numa esbelteza (l_b/h) de 1,34; e as vigas CB-2 e CB-4 apresentavam um comprimento à face da parede de 1,02 m, resultando numa esbelteza de 2,68.

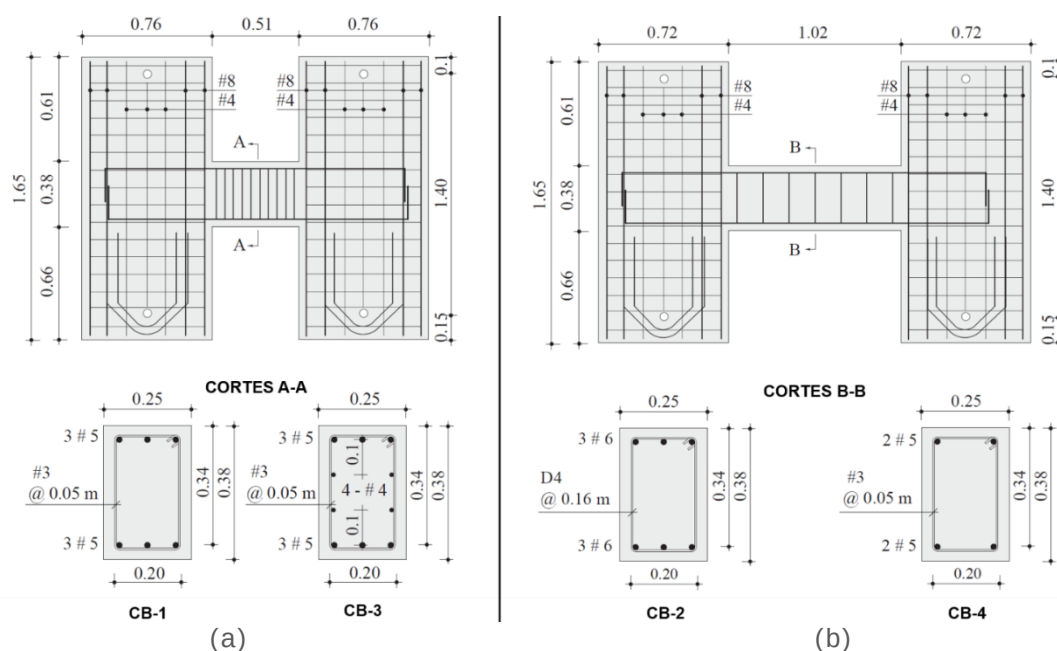


Figura 31 – Geometria e pormenorização das vigas de acoplamento ensaiadas (dimensões em metros):
(a) vigas CB-1 e CB-3; (b) vigas CB-2 e CB-4, adaptado de Breña et al. (2009)

A viga CB-1 encontrava-se armada longitudinalmente com 3 varões No. 5 (16 mm), tanto na face superior como na face inferior. A viga CB-3 apresentava uma armadura longitudinal semelhante mas com quatro varões adicionais No. 4 (13 mm) colocados ao longo da alma da secção. Ambas as vigas estavam armadas transversalmente com estribos No. 3 (9 mm) espaçados de 50 mm.

Na viga CB-2 a armadura longitudinal era constituída por 3 varões No. 6 (19 mm) nas faces superior e inferior, e a armadura transversal era constituída por estribos D4 (6 mm) espaçados de 160 mm. Na viga CB-4 foram usados 2 varões No. 5 (16 mm) tanto face inferior como na face superior, para a armadura longitudinal, e estribos No. 3 (9 mm) espaçados de 50 mm, para a armadura transversal.

As vigas encontravam-se ligadas a duas paredes de betão armado nas suas extremidades, com uma altura útil h_w (entre os pontos de apoio) de 1,40 m. Foi aplicado um carregamento lateral incremental, transmitido ao topo das paredes por meio de uma barra metálica rígida que impunha iguais deslocamentos laterais a cada parede (Breña et al., 2010).

A configuração do ensaio encontra-se representada na Figura 32.

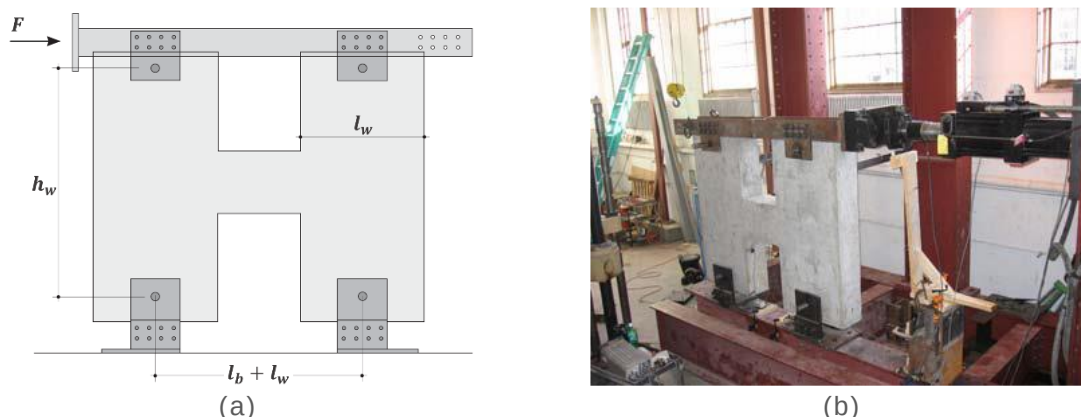


Figura 32 – (a) Geometria e nomenclatura e (b) viga a ser ensaiada (Breña et al., 2009)

Na Tabela 1 encontra-se um resumo da geometria e dos materiais das diferentes vigas testadas. A resistência à compressão do betão (f_c) foi determinada no dia de ensaio das vigas, através da média das resistências de três provetes cilíndricos fabricados usando o mesmo betão e estando sujeitos às mesmas condições de cura que as respetivas vigas. As variáveis A_s e ρ_s identificam as áreas e rácios de armaduras, e os índices sl e sw identificam as armaduras longitudinais e transversais, respetivamente. A tensão de cedência do aço das armaduras (f_y) foi determinada através de três ensaios de tração para cada diâmetro de varão diferente utilizado (Breña & Ihtiyar, 2011).

Tabela 1 – Características geométricas e dos materiais das vigas (Breña et al., 2009)

Viga	d (m)	l_b (m)	Esbelteza l_b/h	Armadura longitudinal			Armadura transversal			f_c (MPa)
				A_{sl} (mm ²)	f_{yl} (MPa)	ρ_{sl} (%)	A_{sw} (mm ²)	f_{yw} (MPa)	ρ_{sw} (%)	
CB-1	0,34	0,51	1,3	600	517	0,69	142	524	1,1	39
CB-2	0,34	1,02	2,7	851	448	0,99	52	607	0,13	39
CB-3	0,27	0,51	1,3	860	517	1,25	142	524	1,1	31
CB-4	0,34	1,02	2,7	400	517	0,47	142	524	1,1	30

3.3.2. Modelação Numérica dos Ensaios Laboratoriais

Com o objetivo de desenvolver um procedimento de modelação que tenha aplicação prática na avaliação sísmica e dimensionamento de estruturas, opta-se pela utilização de um *software* de análise estrutural de uso corrente em Engenharia Civil, o SAP2000² (CSI, 2014).

As paredes e a viga de acoplamento são simuladas por elementos barra, representados na Figura 33 pelas linhas a azul claro. Tanto a barra metálica, que impõe iguais deslocamentos a cada parede, como o comprimento da secção transversal das paredes são simuladas com recurso a barras rígidas (linhas a azul escuro).

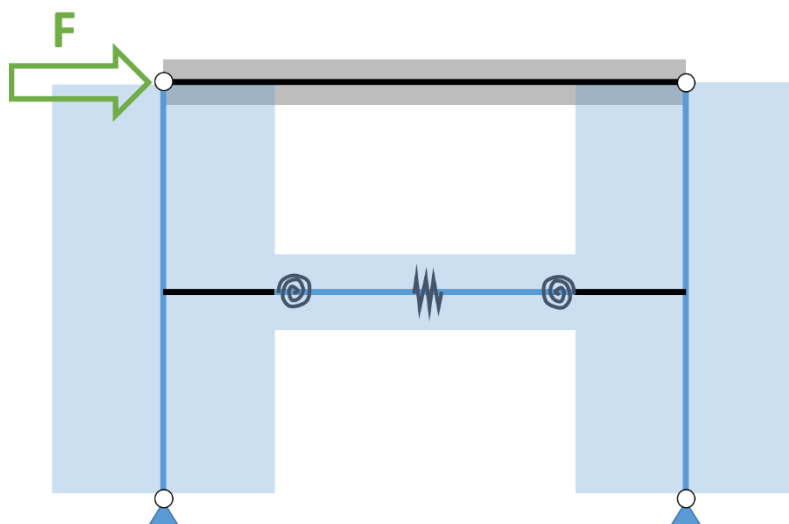


Figura 33 – Representação esquemática do modelo plano criado em SAP2000

Para simular o ensaio das vigas de acoplamento utiliza-se uma análise *Pushover*, na qual se aplica uma força lateral incremental até à rotura (representada na Figura 33 pela letra “F”), de modo análogo aos ensaios laboratoriais.

O comportamento do modelo divide-se em duas fases fundamentais: pré-cedência e pós-cedência. Esta divisão ocorre devido à maneira como a plasticidade concentrada é modelada no SAP2000.

Na fase pré-cedência –secção 3.4. Comportamento Linear – toda a deformação é linear e ocorre nos elementos barra, pelo que o comportamento da estrutura é dado pela resposta elástica linear dos diversos elementos, resultante da geometria dos mesmos e respetivas secções, e do comportamento elástico linear dos materiais que os constituem.

É importante clarificar que se designa o comportamento pré-cedência como elástico linear por corresponder ao modo como é modelado. Na realidade, na fase pré-cedência, o comportamento deixa de ser linear após o aparecimento da primeira fenda. Os fenómenos não lineares na pré-cedência são indiretamente considerados através da adoção de uma rigidez efetiva para os diferentes elementos, que tem em conta não só a fendilhação, mas também outros fenómenos particularmente significativos nas vigas de acoplamento, como é o caso da distorção por corte e da perda de rigidez devido a ações

² Foi utilizada a versão v17.1.1 do programa.

cíclicas (ver secção 3.4.2. Rigidez Efetiva das Vigas de Acoplamento). Este comportamento é designado em alguns regulamentos americanos por “*quasi-elastic*” (PEER/ATC-72-1, 2010).

Na fase pós-cedência – secção 3.5. Comportamento Não Linear – o comportamento não linear das vigas de acoplamento é simulado através de modelos de plasticidade concentrada. A deformação inelástica é assim concentrada nas rótulas plásticas.

Os modelos de plasticidade são inseridos nas zonas dos elementos onde é mais provável que a plastificação ocorra. Tal não é considerado nas paredes uma vez que, nos ensaios laboratoriais, as extremidades não estavam restringidas à rotação. No caso do momento fletor este atinge os valores mais elevados nas extremidades da viga, pelo que nesses locais são definidas duas rótulas plásticas. Quanto ao esforço transversal é colocada uma “rótula” de corte a meio-vão.

Para cada uma das rótulas são definidas relações esforço-deformação rígido-plásticas (o comportamento elástico é dado pelos elementos barra), baseadas nas curvas de comportamento descritas na secção 3.2. Modelo de Comportamento. Para além dos parâmetros de deformação, que o ASCE 41-13 prescreve (abscissas), são necessários os valores das ordenadas – momentos de cedência e últimos, e esforços transversos resistentes.

Uma vez que se pretende simular o comportamento real das vigas de acoplamento, para comparação com os ensaios laboratoriais, e não o seu dimensionamento com as inerentes considerações de segurança, para as propriedades dos materiais são utilizados os valores resultantes dos respetivos ensaios experimentais, e para os esforços resistentes e outros parâmetros necessários são utilizados coeficientes de redução unitários.

3.4. Comportamento Linear

Como foi referido, a resposta elástica linear dos elementos estruturais está dependente da geometria dos mesmos e respetivas secções, e do comportamento elástico linear dos materiais que os constituem.

Tratando-se de elementos de betão armado, a resposta elástica linear da viga de acoplamento e dos restantes elementos, para além da geometria, está apenas dependente das propriedades elásticas do betão. A fendilhação do betão, e respetiva transferência de tensões para as armaduras, assim como outros fenómenos, são tidos em conta simplificadamente através de uma redução da rigidez, assumindo-se um comportamento linear do elemento até à cedência, como já foi referido.

Para o efeito, define-se um coeficiente de rigidez efetiva, κ , que relaciona a rigidez efetiva do elemento ($E_c I_e$) com a rigidez em estado não fendilhado ($E_c I_g$):

$$\kappa = \frac{E_c I_e}{E_c I_g} \quad (4)$$

É portanto essencial, para a representação do comportamento elástico da estrutura, a definição do módulo de elasticidade do betão e a respetiva redução da rigidez (de modo a ter em conta a fendilhação nas vigas de acoplamento e paredes em betão armado).

3.4.1. Módulo de Elasticidade do Betão

Uma vez que o módulo de elasticidade do betão não foi determinado experimentalmente, é necessária a utilização de fórmulas empíricas para estimar este parâmetro. Para tal, recorre-se às normas neozelandesa NZS 3101 (NZS, 2006), canadiana CSA A23.3 (CSA, 2004), americana ACI 318 (ACI, 2011) e europeia Eurocódigo 2 (NP EN 1992-1-1, 2010), a partir das quais se constrói a Tabela 2.

Tabela 2 – Determinação do módulo de elasticidade do betão em função da resistência à compressão

NZS 3101	CSA A23.3-2004	ACI 318-11	Eurocódigo 2
$E_c = 3320\sqrt{f'_c} + 6900$ (5)	$E_c = 4500\sqrt{f'_c}$ (6)	$E_c = 4700\sqrt{f'_c}$ (7)	$E_{cm} = 22 \left(\frac{f_{cm}}{10} \right)^{0,3}$ (8)

Nas normas americana, canadiana e neozelandesa f'_c representa o valor característico da tensão de rotura do betão à compressão. No Eurocódigo 2, f_{cm} representa o valor médio da tensão de rotura do betão à compressão, sendo feita a distinção entre este valor e f_{ck} , denominado valor característico da resistência à compressão (quantilho de 5%). Qualquer um dos valores diz respeito a provetes cilíndricos.

O ACI 318-11 descreve E_c como o declive da linha que une os pontos de tensão nula e de tensão de compressão igual a $0,45f'_c$ (no gráfico tensão deformação). Já o Eurocódigo 2 (EC 2) define E_{cm} como o módulo de elasticidade secante entre $\sigma_c = 0$ e $0,4f_{cm}$. De modo análogo ao EC 2, a norma canadiana define E_c como a média dos módulos de elasticidades secantes a uma tensão igual a $0,40f'_c$.

Todos os regulamentos alertam que o valor do módulo de elasticidade do betão é dependente dos módulos de elasticidade dos seus componentes, e como tal é sensível à composição dos agregados do betão (entre 70 a 120% de variação).

Mais informações sobre o tipo de ensaios e conceitos estatísticos associados à determinação dos valores pode ser encontrada em cada uma das respetivas normas (CSA, 2004; NZS, 2006; NP EN 1992-1-1, 2010; ACI, 2011).

É ainda importante referir que enquanto as normas americana, canadiana e neozelandesa dependem do valor característico da resistência à compressão do betão (f'_c) para o cálculo do módulo de elasticidade, a formulação do Eurocódigo 2 é baseada no valor médio (f_{cm}).

Para ser possível uma comparação das diferentes formulações é necessário referi-las à mesma variável. Procedeu-se então à recolha nos diversos regulamentos da relação entre as duas variáveis, que se reproduz na Tabela 3.

Tabela 3 – Relação entre os valores médios e valores característicos de resistência à compressão do betão

NZS 3101	CSA A23.3-2004	ACI 318-11	Eurocódigo 2
$f_{cm} = f'_c + 10$ (9)	$f_{cm} = f'_c + 10$ (10)	$f_{cm} = f'_c + 3,5$ a 5 (11)	$f_{cm} = f'_c + 8$ (12)

Uma vez que os valores disponíveis dos ensaios laboratoriais se referem ao valor médio de resistência à compressão do betão, opta-se por utilizar esta variável para realizar uma análise de sensibilidade às diferentes fórmulas, da qual resulta o gráfico da Figura 34.

Na figura encontra-se representado o módulo de elasticidade do betão em função do valor médio de resistência à compressão. Como se pode observar, para uma gama corrente de resistência à compressão do betão, as fórmulas resultam em valores próximos entre si.

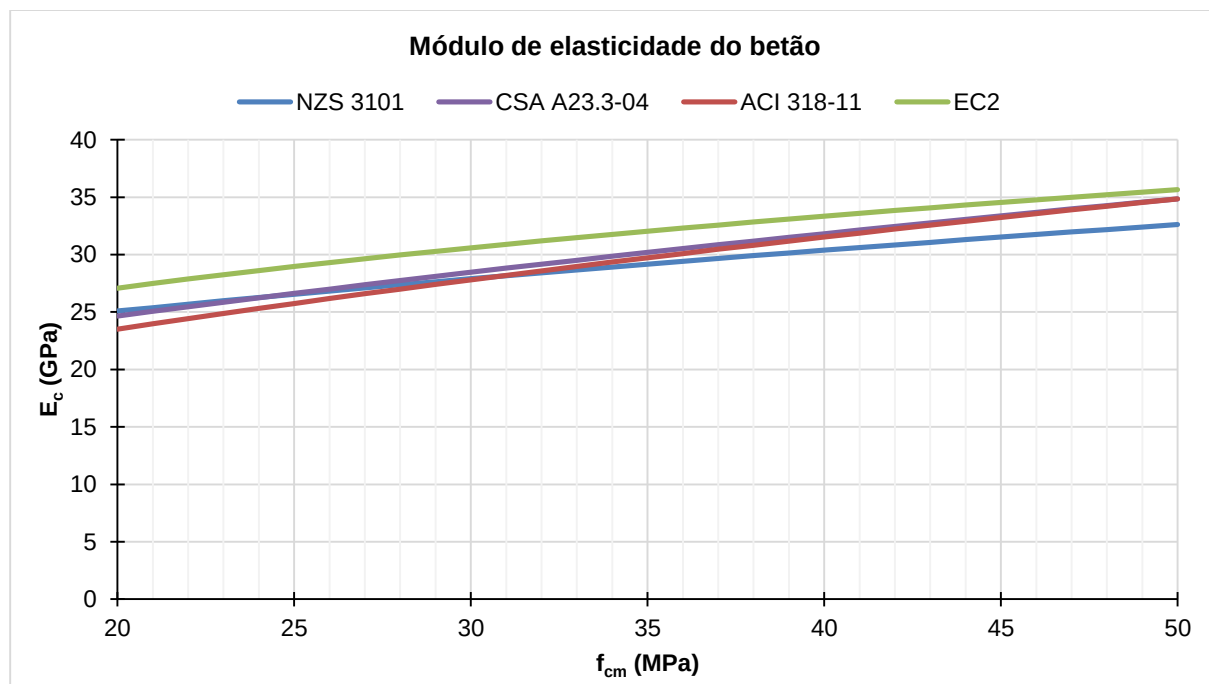


Figura 34 – Valores do módulo de elasticidade do betão em função da sua resistência à compressão, segundo diferentes prescrições regulamentares

Na Tabela 4 apresentam-se os valores estimados do módulo de elasticidade do betão para cada uma das vigas, segundo os diferentes regulamentos mencionados. Em todas as fórmulas são utilizados os valores de resistência à compressão do betão obtidos experimentalmente.

Adota-se um valor inteiro para o módulo de elasticidade do betão das vigas de acoplamento em estudo, baseado numa ponderação das diferentes estimativas, tal como é indicado na coluna da direita da Tabela 4.

Tabela 4 – Módulos de elasticidade do betão para cada uma das vigas

Viga	f_{cm} (MPa)	Módulo de elasticidade, E_c (GPa)				
		NZS 3101	CSA A23.3-2004	ACI 318-11	Eurocódigo 2	Valor adotado
CB-1	39	30,1	31,5	31,2	33,1	31
CB-2	39	30,1	31,5	31,2	33,1	31
CB-3	31	28,2	28,8	28,2	30,9	29
CB-4	30	27,9	28,5	27,8	30,6	29

3.4.2. Rigidez Efetiva das Vigas de Acoplamento

A rigidez efetiva das vigas de acoplamento influencia a resposta sísmica das paredes acopladas e de todo o sistema estrutural, uma vez que pode afetar de modo significativo o período fundamental da estrutura, os deslocamentos, e a distribuição de esforços internos (Son Vu et al., 2014).

É assim extremamente importante estimar com precisão este parâmetro na modelação das vigas de acoplamento, com vista a um correto dimensionamento ou avaliação do desempenho estrutural de todo o sistema. Para isso é feita uma extensa recolha das diferentes fórmulas e procedimentos existentes na literatura sobre o tema, que se apresentam em seguida.

FEMA 356 e ASCE 41-06

Tanto o FEMA 356 (FEMA, 2000) como o ASCE 41-06 (ASCE/SEI, 2006) recomendam que para vigas de acoplamento se usem os valores de rigidez efetiva propostos nesses mesmos regulamentos para vigas não pré-esforçadas. Não é feita qualquer distinção pelo facto de serem vigas de acoplamento, ou por estas serem armadas convencionalmente ou em diagonal. O valor recomendado para a rigidez de flexão efetiva corresponde a 50% da rigidez correspondente à secção não fendilhada:

$$E_c I_e = 0,50 E_c I_g \quad (13)$$

Em que $E_c I_e$ e $E_c I_g$ representam a rigidez efetiva e total, respetivamente.

Relativamente à rigidez de corte ($G_c A$) ambos os regulamentos sugerem o valor:

$$G_c A = 0,40 E_c A_{cv} \quad (14)$$

Em que A_{cv} representa a área de corte da secção transversal do elemento.

Eurocódigo 8

O EC 8 sugere que se tome a rigidez de elementos de betão armado como metade da rigidez correspondente a um estado não fendilhado, de maneira semelhante aos regulamentos anteriormente referidos, ou que seja feita uma análise mais rigorosa à fendilhação dos elementos.

$$E_c I_e = 0,50 E_c I_g \quad (15)$$

Não é feita distinção para as vigas de acoplamento, nem sugerido um valor para a rigidez de corte.

ACI 318-08 e ACI 318-11

As versões de 2008 e 2011 do ACI (ACI, 2008, 2011), para além de permitirem genericamente considerar a rigidez efetiva de um componente estrutural como metade da correspondente ao estado não fendilhado, sugerem duas outras alternativas:

- a) no caso de vigas sugerem uma rigidez efetiva de 35% da rigidez em estado não fendilhado:

$$E_c I_e = 0,35 E_c I_g \quad (16)$$

- b) propõem uma fórmula para o cálculo da inércia efetiva, I_e , de elementos em flexão que tem em conta a geometria da secção e as armaduras de flexão:

$$I_e = (0,10 + 25\rho_l) \left(1,2 - 0,2 \frac{b_w}{d}\right) I_g \leq 0,50 I_g \quad (17)$$

Em que ρ_l é a taxa de armadura longitudinal, b_w e d correspondem à largura e altura útil da secção transversal do elemento, respetivamente, e I_g é a inércia da secção não fendilhada.

Os regulamentos não sugerem um valor para a rigidez de corte.

Nenhuma das formulações é direcionada em particular para as vigas de acoplamento, embora a equação (17) já seja dependente da quantidade de armadura (mas não do modo como a viga é armada) e da geometria da secção transversal (mas não da esbelteza).

ASCE 41-13

De modo análogo à versão anterior (ASCE 41-06), o ASCE 41-13 recomenda, para as vigas de acoplamento, a utilização dos valores de rigidez efetiva indicados para vigas não pré-esforçadas. No entanto, o valor recomendado foi reduzido de 50% da rigidez em estado não fendilhado, para 30% dessa mesma rigidez:

$$E_c I_e = 0,30 E_c I_g \quad (18)$$

O regulamento sugere ainda um valor para a rigidez de corte ($G_c A$):

$$G_c A = 0,40 E_c A_{cv} \quad (19)$$

Paulay e Priestley (1992)

Paulay e Priestley propõem duas equações para estimar a rigidez de vigas de acoplamento, dependendo se estas forem armadas convencionalmente ou em diagonal. Para vigas armadas convencionalmente, a inércia efetiva, I_e , pode ser calculada por:

$$I_e = \frac{0,2 I_g}{1 + 3 \left(\frac{h}{l_b} \right)^2} \quad (20)$$

Em que h corresponde à altura da secção transversal e l_b ao vão livre da viga. Paulay e Priestley não mencionam, para as vigas de acoplamento, um valor de rigidez de corte (assume-se que está incluído no valor obtido pela fórmula).

Son Vu et al. (2014)

Son Vu et al. indicam duas fórmulas para estimar a rigidez efetiva de vigas de acoplamento, dependendo se estas se encontram armadas convencionalmente ou em diagonal.

Para a conceção das fórmulas basearam-se em modelos analíticos simples, calibrados experimentalmente, para cada uma das situações, de forma a considerar a influência das deformações por flexão, por corte e outros efeitos de degradação na rigidez do elemento. Com base nos modelos, apresentam um estudo paramétrico que, no caso das vigas armadas convencionalmente, analisou a influência da esbelteza (l_b/h), rácio de armadura transversal (ρ_{sw}), rácio de armadura longitudinal (ρ_{sl}), e resistência à compressão do betão (f_c) no valor da rigidez efetiva (Son Vu et al., 2014).

Para vigas armadas convencionalmente a fórmula proposta é (adaptada para estar de acordo com a notação utilizada nesta dissertação):

$$\kappa_{CCB} = 0,67 \left(1,8 \frac{l_b}{h} + 0,4 \frac{l_b^2}{h^2} \right) (0,009 + 0,7 \rho_{sw} + 1,1 \rho_{sl}) \left(0,5 + \frac{11}{f_c} \right) \quad (21)$$

Em que κ_{CCB} representa a relação entre a rigidez efetiva da secção e a sua rigidez elástica (para vigas armadas convencionalmente), e f_c a resistência à compressão do betão, em MPa.

Análise

Similarmente ao que foi apresentado para o módulo de elasticidade do betão, realiza-se uma análise de sensibilidade às diferentes fórmulas de cálculo da rigidez efetiva de vigas de acoplamento. Conforme se identifica na Figura 35, existe uma elevada dispersão dos valores obtidos pelas diferentes formulações.

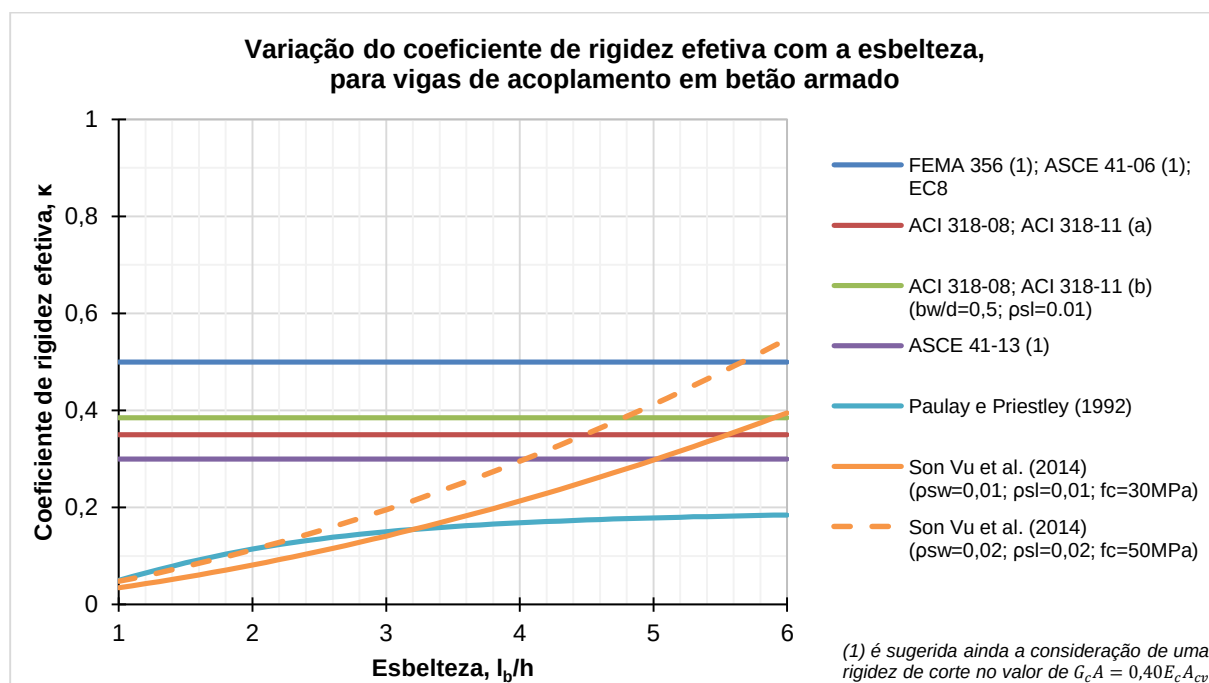


Figura 35 – Gráfico com a variação do coeficiente de rigidez efetiva de vigas de acoplamento em betão armado, em função da respetiva esbelteza

Na Tabela 5 encontra-se o resumo dos valores de coeficiente de rigidez efetiva calculados para as vigas ensaiadas, segundo as diferentes formulações referidas.

Tabela 5 – Valores de coeficientes de rigidez efetiva para as vigas de acoplamento em betão armado, segundo as diferentes fórmulas existentes

Viga	Coeficientes de Rigidez Efetiva, $\kappa = \frac{E_c I_e}{E_c I_g}$					
	FEMA 356 ASCE 41-06 EC 8	ACI 318-08 ACI 318-11		ASCE 41-13	Paulay e Priestley (1992)	Son Vu et al. (2014)
		a)	b)			
CB-1	0,50 ⁽¹⁾	0,35	0,29	0,30 ⁽¹⁾	0,08	0,05
CB-2			0,37		0,14	0,10
CB-3			0,42		0,08	0,09
CB-4			0,23		0,14	0,12

(1) é sugerida ainda a consideração de uma rigidez de corte no valor de $G_c A = 0,40 E_c A_{cv}$

Grande parte das prescrições regulamentares, relativamente à rigidez efetiva, não distingue o caso especial das vigas de acoplamento, e quando o faz remete para o valor de referência genérico de vigas.

Este valor é geralmente constante e insensível aos parâmetros preponderantes no comportamento das vigas de acoplamento, dos quais se destacam a esbelteza, a quantidade de armadura e a respetiva pormenorização (convencional ou em diagonal).

Por esse motivo, na contabilização da rigidez, são desprezadas ou subestimadas componentes da deformação, que apresentam especial relevância para as vigas de acoplamento. O parâmetro de deformação utilizado para descrever o comportamento de vigas é, em geral, a rotação da corda. Esta pode ser considerada como a soma das rotações devido a três fenômenos fundamentais, representados na Figura 36: flexão (θ_f), corte (θ_v), e deslizamento das armaduras longitudinais (θ_s), (em inglês *bar slippage*).

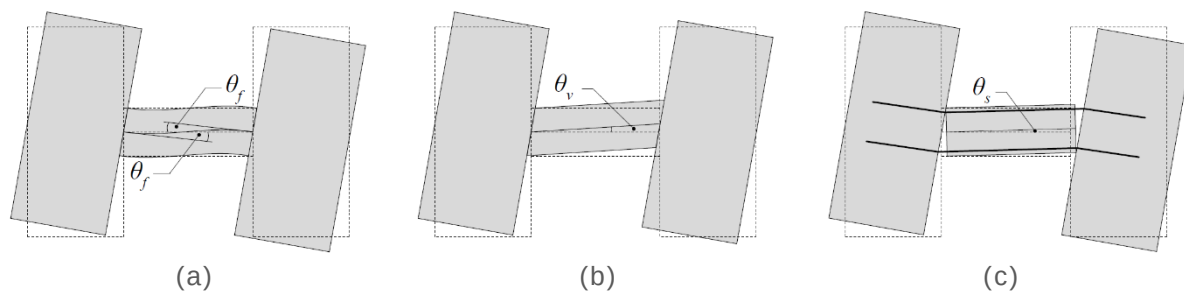


Figura 36 – Componentes da deformação de vigas de acoplamento: (a) flexão (θ_f), (b) corte (θ_v), e (c) deslizamento das armaduras longitudinais (θ_s) (Breña et al., 2009)

Em vigas correntes, a componente de flexão apresenta a maior contribuição, sendo as restantes praticamente desprezáveis. Contudo, em vigas de acoplamento a deformação por corte e o deslizamento de armaduras apresentam contribuições importantes. Enquanto esta última se revela mais significativa apenas para deformações superiores, a deformação por corte é muito importante, inclusive para pequenas rotações da corda (Breña et al., 2009).

É portanto fundamental que, na determinação de um coeficiente de rigidez para vigas de acoplamento, essas componentes da deformação sejam contabilizadas. Se se examinar novamente o gráfico, observa-se que nas fórmulas de Paulay e Priestley (1992) e de Son Vu et al. (2014) o coeficiente de rigidez efetiva é significativamente afetado (reduzido) para esbeltezas baixas. A esbelteza é um parâmetro importante que tem em conta a influência da deformação por corte: quanto menor a esbelteza mais importante será este fenómeno, e esse facto é bem visível para as fórmulas referidas.

A formulação de Son Vu et al. (2014), que exhibe resultados próximos da de Paulay e Priestley (1992) para esbeltas baixas (inferiores a 3), foi desenvolvida especificamente para vigas de acoplamento, considerando no modelo a componente de deformação por corte. Os seus resultados foram comparados pelos autores com os resultados experimentais de 37 vigas armadas convencionalmente, e mostraram uma boa coerência³ com estes. É ainda interessante notar que para esbeltezas superiores (maiores que 4), os resultados de Son Vu et al. (2014) se aproximam dos valores regulamentares para vigas tradicionais.

Na construção do modelo numérico da presente dissertação faz-se uma comparação dos resultados considerando diferentes valores de rigidez efetiva para as vigas de acoplamento.

³ O estudo mostra um valor médio de 0,90 para a relação entre os coeficientes de rigidez efetiva determinados com base nos ensaios experimentais e os obtidos pela formulação dos autores, com um desvio padrão de 0,30 (Son Vu et al., 2014).

Como último comentário considera-se importante esclarecer que o conceito de rigidez efetiva utilizado por Son Vu et al. (2014) e Paulay e Priestley (1992) integra apenas as componentes de deformação até à cedência, em linha com o conceito utilizado na presente dissertação. Uma vez que os valores obtidos são significativamente baixos, poder-se-ia assumir erradamente que o conceito de rigidez efetiva utilizado pelos autores inclui também o comportamento e efeitos pós-cedência (esta conceção é vocacionada para utilização na verificação da capacidade resistente de estruturas, com resultados de esforços obtidos a partir de um modelo de análise elástico linear).

Com efeito, tanto nos artigos referidos como nos restantes regulamentos analisados, a rigidez efetiva é definida como o valor secante ao ponto de cedência do elemento em estudo – ilustrado na Figura 37.

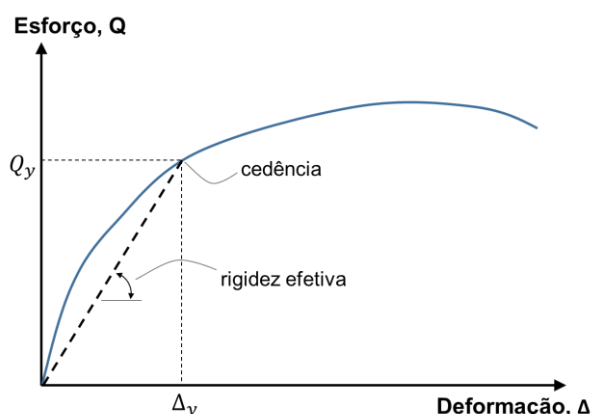


Figura 37 – Representação esquemática do conceito de rigidez efetiva

3.4.3. Rigidez Efetiva das Paredes

A maior parte dos regulamentos consultados prescreve um valor idêntico para a rigidez efetiva das paredes de betão armado, como se pode observar na Tabela 6.

Tabela 6 – Valores propostos em diferentes regulamentos para rigidez efetiva de paredes em betão armado

Coeficientes de Rigidez Efetiva, $\kappa = E_c I_e / E_c I_g$			
ASCE 41-06 ASCE 41-13	FEMA 356	ACI 318-08 ACI 318-11	EC 8
0,50	0,50	0,35	0,50

Existem metodologias mais complexas para a determinação da rigidez efetiva de paredes resistentes, que incluem a consideração do nível de esforço axial presente nas paredes (Paulay & Priestley - Eq. 5.7, 1992; NZS, 2006), ou ainda a quantidade de armaduras existentes (fib Bulletin 27, 2003; ACI 318 - Eq. 9-8, 2011).

Contudo, para efeitos do presente estudo e comparação com resultados experimentais, e uma vez que as paredes não estão sujeitas a esforço axial significativo, nem restringidas à rotação nas extremidades, opta-se por considerar, de modo mais simples, o valor sugerido de 0,50.

3.4.4. Modelação da Rigidez Efetiva

Como foi anteriormente analisado, o conceito de “rigidez efetiva” permite considerar, na análise da estrutura, a influência da redução de rigidez das vigas de acoplamento em relação ao seu valor elástico. Contudo, em termos práticos de modelação, e uma vez que a rigidez é o produto da inércia I pelo módulo de elasticidade E , é comum em análise estrutural a aplicação do parâmetro de redução ao módulo de elasticidade do betão, E_c , mantendo-se a inércia igual à da secção não fendilhada ($I = I_g$):

$$E_c I_e = (\kappa E_c) I_g \quad (22)$$

Todavia é importante notar que, geralmente, ao alterar-se o módulo de elasticidade está-se indiretamente a alterar o módulo de distorção (G), uma vez que estão relacionados pela equação (23):

$$G = \frac{E_c}{2(1 + \nu)} \quad (23)$$

Normalmente, opta-se por reduzir o módulo de elasticidade do betão pois constitui um modo mais simples e abrangente de considerar a redução da rigidez para todos os elementos de betão armado da estrutura.

Contudo, é importante notar que a esse procedimento está associado o pressuposto implícito que a deformação por corte não tem influência significativa nos resultados finais. Embora seja uma hipótese válida para muitos componentes estruturais, não pode ser tomada no caso das vigas de acoplamento, elementos com vãos pequenos e esbeltezas baixas, onde a deformação por corte não é desprezável.

Recomenda-se assim que se afete diretamente o parâmetro de redução (κ) à inércia das vigas de acoplamento (no SAP2000 é possível fazê-lo recorrendo à opção *Frame Property Modifiers*).

3.5. Comportamento Não Linear

Nesta secção são apresentados os parâmetros necessários para a definição do comportamento não linear das vigas de acoplamento. Como já foi referido, as curvas de comportamento a utilizar são definidas genericamente pelo ponto A (elemento descarregado), ponto B (cedência efetiva), ponto C (resistência máxima), ponto D (resistência residual) e ponto E (deformação última) – Figura 38.

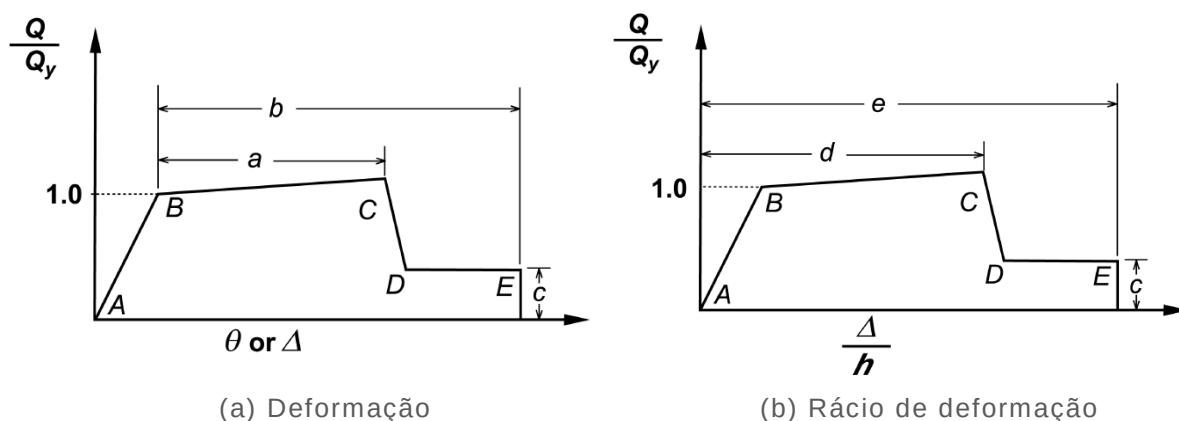


Figura 38 – Relações generalizadas força-deformação para elementos de betão armado (ASCE/SEI, 2013)

Quando o elemento é controlado por flexão, as ordenadas dos pontos B e C das relações esforço-deformação relacionam-se com o momento de cedência e momento último da secção, respetivamente. A determinação do valor destes é feita na secção 3.5.1.

Quando o elemento é controlado por corte as ordenadas dos pontos B e C representam a sua resistência ao esforço transversal, não existindo diferença entre as duas (ASCE/SEI, 2013). O cálculo do esforço transversal resistente é feito na secção 3.5.2.

O declive descendente de C para D é de difícil definição, pelo que no próprio regulamento (ASCE/SEI, 2013), assim como em outras publicações (Deierlein et al., 2010), é recomendado que a degradação de resistência seja linear do ponto C (resistência máxima), até E (deformação última).

Os parâmetros de deformação são determinados na secção 3.5.3. Por fim, na secção 3.5.4 é analisada a implementação do modelo de plasticidade concentrada no SAP2000.

3.5.1. Momentos Fletores de Cedência e Últimos

Para o cálculo dos momentos efetua-se uma análise das relações momento-curvatura das secções transversais das vigas de acoplamento. Para o efeito, é primeiro necessário proceder-se à definição das relações constitutivas dos materiais.

3.5.1. a) Relação Constitutiva do Aço

A definição da relação constitutiva do aço para as armaduras das diferentes vigas é feita com base no modelo de Mander (1983) – Figura 39.

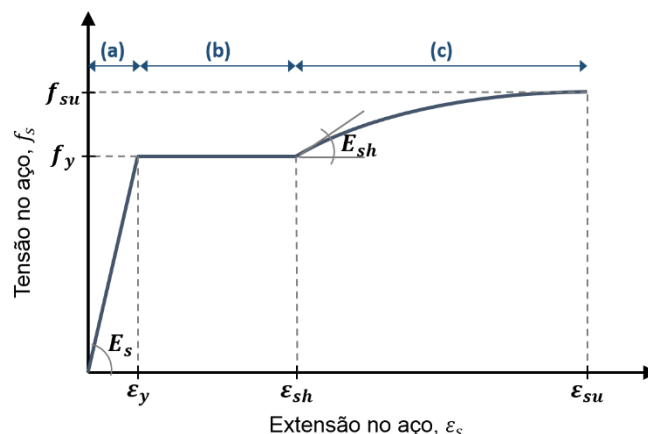


Figura 39 – Gráfico esquemático da relação tensões-extensões do aço para armaduras, proposta por Mander (1983), com (a) resposta elástica linear, (b) patamar de cedência e (c) curva de endurecimento

A curva de Mander é definida pelos seguintes troços:

(a) Resposta elástica ($0 \leq \varepsilon_s \leq \varepsilon_y$)

$$f_s = E_s \varepsilon_s \quad (24)$$

(b) Patamar de cedência ($\varepsilon_y < \varepsilon_s \leq \varepsilon_{sh}$)

$$f_s = f_y \quad (25)$$

(c) Curva de endurecimento ($\varepsilon_{sh} < \varepsilon_s < \varepsilon_{su}$)

$$f_s = f_{su} + (f_y - f_{su}) \left| \frac{\varepsilon_{su} - \varepsilon_s}{\varepsilon_{su} - \varepsilon_{sh}} \right|^p \quad (26)$$

onde

$$p = E_{sh} \left(\frac{\varepsilon_{su} - \varepsilon_{sh}}{f_{su} - f_y} \right) \quad (27)$$

É utilizado um módulo de elasticidade de 200 GPa, e as tensões de cedência determinadas pelos ensaios de tração realizados pelos autores (Breña & Ihtiyar, 2007).

Não estando disponível informação relativa às extensões no início do endurecimento (ε_{sh}), extensões últimas (ε_{su}), tensões últimas (f_{su}), e módulo de elasticidade no início do endurecimento (E_{sh}), são utilizadas as seguintes expressões empíricas (Pipa, 1993):

$$\varepsilon_{sh} = 5,93 - 0,0077f_y \quad (28)$$

$$\varepsilon_{su} = 23,8 - 0,0244f_y \quad (29)$$

$$f_{su} = 161 + 0,88f_y \quad (30)$$

$$E_{sh} = 6,32f_y - 225 \quad (31)$$

Na Tabela 7 e na Tabela 8 encontram-se as tensões de cedência do aço das armaduras longitudinais e transversais (respetivamente) determinadas experimentalmente, assim como as propriedades determinadas analiticamente através destas.

Tabela 7 – Características experimentais e calculadas analiticamente para armaduras longitudinais

Viga	Armadura longitudinal							
	f_y (MPa)	f_{su} (MPa)	$k = f_{su}/f_y$	ε_y (%)	ε_{sh} (%)	ε_{su} (%)	E_s (GPa)	E_{sh} (GPa)
CB-1	517	616	1,19	0,26	1,9	11,2	200	3,0
CB-2	448	555	1,24	0,22	2,5	12,9		2,6
CB-3	517	616	1,19	0,26	1,9	11,2		3,0
CB-4	517	616	1,19	0,26	1,9	11,2		3,0

Tabela 8 – Características experimentais e calculadas analiticamente para armaduras transversais

Viga	Armadura transversal							
	f_y (MPa)	f_{su} (MPa)	$k = f_{su}/f_y$	ε_y (%)	ε_{sh} (%)	ε_{su} (%)	E_s (GPa)	E_{sh} (GPa)
CB-1	524	622	1,19	0,26	1,9	11,0	200	3,1
CB-2	607	695	1,15	0,30	1,3	9,0		3,6
CB-3	524	622	1,19	0,26	1,9	11,0		3,1
CB-4	524	622	1,19	0,26	1,9	11,0		3,1

De referir que, apesar de ser desconhecida a classe do aço, para qualquer uma delas os valores estimados cumprem as disposições presentes no EC 2 para as propriedades das armaduras, como se observa na Tabela 9 (NP EN 1992-1-1, 2010).

Tabela 9 – Propriedades das armaduras compatíveis com a utilização do EC 2, como definidas no Anexo C (NP EN 1992-1-1, 2010)

Classe	A	B	C
Armaduras	A500 ER	A400 ou A500 NR	A400 ou A500 NR de ductilidade especial
Valor mínimo de $k = f_{su}/f_y$	$\geq 1,05$	$\geq 1,08$	$\geq 1,15$ $< 1,35$
ε_{su} (%)	$\geq 2,5$	$\geq 5,0$	$\geq 7,5$

3.5.1. b) Relação Constitutiva do Betão

Para o betão são utilizadas as relações sugeridas no EC 2 e EC 8-2 (Anexo E) para betão não confinado e confinado, respetivamente (EN 1998-2, 2005; NP EN 1992-1-1, 2010).

Betão não confinado

O Eurocódigo 2 sugere a relação tensões-extensões, representada esquematicamente na Figura 40, para a análise estrutural não linear.

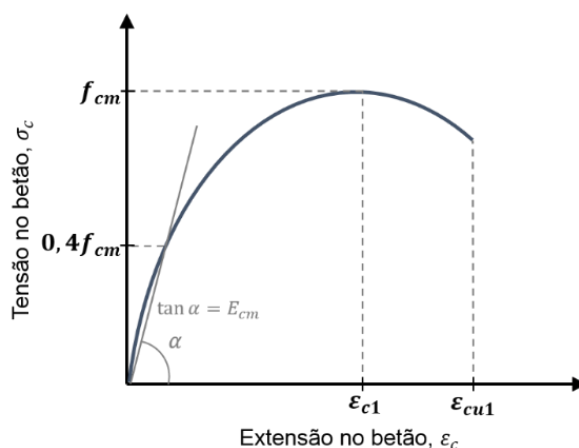


Figura 40 – Gráfico esquemático da relação tensões-extensões proposta pelo EC 2 (NP EN 1992-1-1, 2010) para betão não confinado

A tensão no betão σ_c , é dada por:

$$\frac{\sigma_c}{f_{cm}} = \frac{k\eta - \eta^2}{1 + (k - 2)\eta} \quad (32)$$

Válida para $0 < |\varepsilon_c| < |\varepsilon_{cu1}|$, em que f_{cm} é o valor médio da resistência máxima à compressão do betão, ε_{cu1} é o valor nominal da extensão última, e:

$$\eta = \frac{\varepsilon_c}{\varepsilon_{c1}} \quad (33)$$

$$k = 1,05E_{cm} \times \frac{|\varepsilon_{c1}|}{f_{cm}} \quad (34)$$

Uma vez que para o betão apenas foi determinada experimentalmente a resistência à compressão (f_{cm}), os restantes parâmetros são determinados pelas expressões do Quadro 3.1 do EC 2:

$$E_{cm} = 22 \left(\frac{f_{cm}}{10} \right)^{0,3} \quad (35)$$

$$f_{cm} = f_{ck} + 8 \quad (36)$$

$$\varepsilon_{c1}(\text{‰}) = 0,7 f_{cm}^{0,31} \leq 2,8 \quad (37)$$

$$\varepsilon_{cu1}(\text{‰}) = 3,5 \quad (f_{ck} < 50 \text{ MPa}) \quad (38)$$

Em que E_{cm} é o valor médio do módulo de elasticidade do betão, f_{ck} é o valor característico da resistência à compressão do betão, ε_{c1} é a extensão correspondente à tensão máxima no betão, e ε_{cu1} é a extensão última.

Betão confinado

Para o betão confinado, utiliza-se a relação constitutiva sugerida no Eurocódigo 8-2, Anexo E, e representada na Figura 41.

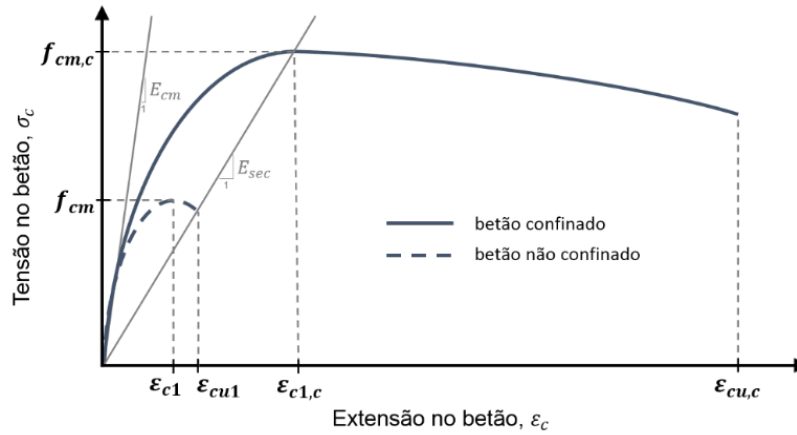


Figura 41 – Gráfico esquemático da relação tensões-extensões proposta no EC 8-2 (Anexo E) para betão confinado

O valor da tensão no betão confinado, σ_c , é dado por:

$$\frac{\sigma_c}{f_{cm,c}} = \frac{x^r}{r - 1 + x^r} \quad (39)$$

Onde $f_{cm,c}$ representa o valor médio de resistência máxima à compressão de betão confinado, e:

$$x = \frac{\varepsilon_c}{\varepsilon_{c1,c}} \quad (40)$$

$$r = \frac{E_{cm}}{E_{cm} - E_{sec}} \quad (41)$$

Em que $\varepsilon_{c1,c}$ representa a extensão correspondente à tensão máxima no betão confinado, e E_{sec} é o módulo de elasticidade secante à resistência máxima:

$$E_{sec} = \frac{f_{cm,c}}{\varepsilon_{c1,c}} \quad (42)$$

A extensão na resistência máxima é dada por:

$$\varepsilon_{c1,c} = 0,002 \left[1 + 5 \left(\frac{f_{cm,c}}{f_{cm}} - 1 \right) \right] \quad (43)$$

E o valor da resistência máxima é dado por:

$$f_{cm,c} = f_{cm} \lambda_c \quad (44)$$

$$\lambda_c = 2,254 \sqrt{1 + 7,94 \frac{\sigma_e}{f_{cm}} - \frac{2\sigma_e}{f_{cm}}} - 1,254 \quad (45)$$

Em que σ_e representa a tensão efetiva de confinamento, atuante nas duas direções transversais ($\sigma_e = \sigma_{e2} = \sigma_{e3}$), estimada com base no rácio de armadura transversal ρ_{sw} e tensão de cedência provável f_{ym} , para estribos retangulares:

$$\sigma_e = \alpha \rho_{sw} f_{ym} \quad (46)$$

Onde α é o fator de eficácia de confinamento definido no EC 8-1:

$$\alpha = \alpha_n \alpha_s \quad (47)$$

Para secções retangulares:

$$\alpha_n = 1 - \sum_n b_i^2 / 6b_o h_o \quad (48)$$

$$\alpha_s = (1 - s/2b_o)(1 - s/2h_o) \quad (49)$$

Em que b_o é a largura do núcleo confinado, h_o é a altura do núcleo confinado, n é o número total de varões longitudinais abraçados lateralmente por cintas ou por ganchos, e b_i é a distância entre varões consecutivos abraçados.

A extensão última no betão $\varepsilon_{cu,c}$ corresponde à primeira fratura dos estribos de confinamento. Pode ser definida por:

$$\varepsilon_{cu,c} = 0,004 + \frac{1,4\rho_s f_{ym} \varepsilon_{su}}{f_{cm,c}} \quad (50)$$

Onde:

$\rho_s = 2\rho_{sw}$ para estribos ortogonais

$\varepsilon_{su} = \varepsilon_{um}$ é o valor médio da extensão do aço à máxima força – estimado por Pipa (1993)

Resumo das propriedades do betão

Na Tabela 10 encontram-se as propriedades do betão para as diferentes vigas, com e sem o efeito de confinamento.

Tabela 10 – Características experimentais e determinadas analiticamente para o betão das diferentes vigas

Viga	Betão não confinado				Betão confinado			
	f_{cm} (MPa)	E_{cm} (GPa)	ε_{c1} (‰)	ε_{cu1} (‰)	$f_{cm,c}$ (MPa)	E_{sec} (GPa)	$\varepsilon_{c1,c}$ (‰)	$\varepsilon_{cu,c}$ (‰)
CB-1	39	30	2,2	3,5	49,6	10,5	4,7	41,5
CB-2	39	30	2,2		39,8	18,0	2,2	9,1
CB-3	31	28	2,0		41,3	7,8	5,3	49,0
CB-4	30	28	2,0		40,3	7,4	5,4	50,2

É interessante realçar a importância do confinamento do betão no valor da sua extensão última: nas vigas dotadas de uma quantidade de armadura transversal significativa, com um espaçamento curto, a extensão última do betão aumenta cerca de 15 vezes quando considerado o efeito do confinamento.

3.5.1. c) Relações Momento-Curvatura

Os valores dos momentos necessários à definição das curvas de plasticidade concentrada, prescritas no ASCE, são obtidos pela análise das curvas momento-curvatura de cada uma das vigas. Estas curvas, presentes na Figura 42, são determinadas no *Section Designer* do software de análise estrutural SAP2000 com base nas relações constitutivas dos materiais descritas anteriormente.

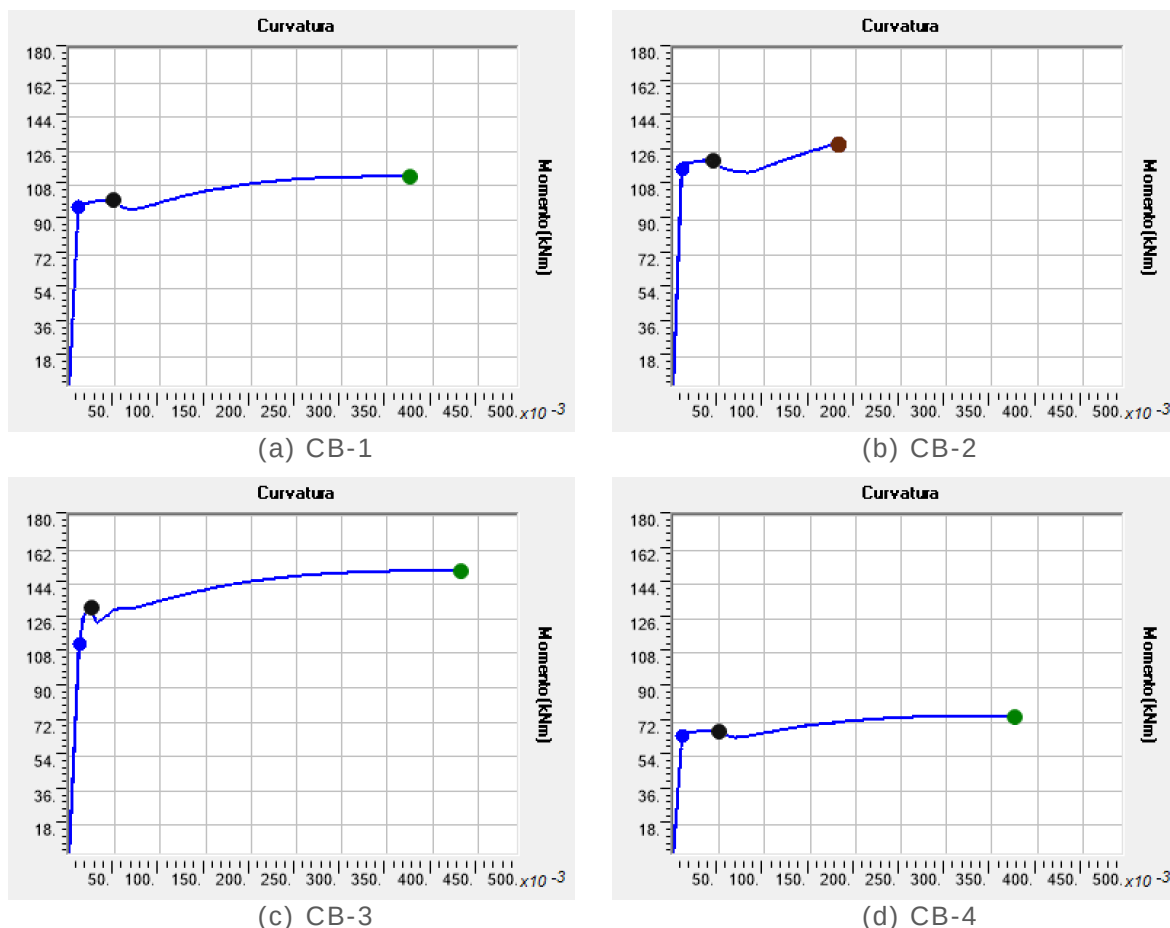


Figura 42 – Gráficos momento-curvatura das secções transversais das diferentes vigas de acoplamento

O momento de cedência da secção é identificado pelo círculo a azul. É definido como o momento em que a extensão nas armaduras longitudinais atinge a extensão de cedência do aço.

O momento último ocorre quando uma das fibras atinge a sua extensão última, podendo ser condicionado pela rotura das armaduras ou do betão, dependendo de em qual dos materiais se atinge primeiro. Na Figura 42 a rotura pelo aço é identificada por um círculo verde, e a rotura pelo betão por um círculo castanho.

É importante realçar que no caso do betão se define que apenas ocorre a rotura quando se atinja a extensão última no betão confinado. Opta-se por também determinar o instante de rotura caso ocorresse no betão não confinado, que se assinala com o círculo a preto.

Na Figura 42 observa-se que a viga CB-2 é a única onde a capacidade resistente é condicionada pelo betão. Isto deve-se tanto à maior quantidade de armadura longitudinal, como ao maior espaçamento entre os estribos transversais, que resulta num confinamento menos eficaz do betão, e

consequentemente num menor valor de extensão última (como observado na secção 3.5.1. b) Relação Constitutiva do Betão.)

O andamento da relação momento-curvatura da viga CB-3 distingue-se da viga CB-1 devido à armadura de alma que possui, elevando a capacidade resistente da secção transversal. Já a viga CB-4 apresenta uma capacidade resistente inferior às restantes devido à menor quantidade de armadura longitudinal que apresenta.

Na Tabela 11 encontram-se resumidos os valores obtidos, a aplicar nos modelos de plasticidade concentrada.

Tabela 11 – Momentos de cedência e momentos últimos para cada viga

Viga	M_y (kNm)	M_u (kNm)	$k = M_u/M_y$
CB-1	97	113	1,16
CB-2	117	130	1,11
CB-3	113	151	1,35
CB-4	65	75	1,15

3.5.2. Esforço Transverso Resistente

A avaliação da resistência ao esforço transverso é feita por duas formulações: a do ACI 318 e a do EC 2, que se julga interessante para efeitos de comparação.

ACI 318-11

O ASCE 41-13 remete o cálculo do esforço transverso resistente para os procedimentos do Capítulo 21 do ACI 318 (a notação está ligeiramente alterada para ficar coerente com as restantes fórmulas):

$$V_{Rd} = A_c \left(\alpha_c \lambda \sqrt{f'_c} + \rho_{sw} f_{yw} \right) \quad (51)$$

Em que $A_c = bh$ é a área da secção transversal da viga (b e h são a largura e altura da viga, respetivamente), α_c é um coeficiente igual a 0,25 para esbeltezas $l/h \leq 1,5$, igual a 0,17 para $l/h \geq 2,0$, e variando linearmente entre os dois limites, λ é um fator que tem em conta a redução das propriedades mecânicas do betão leve, sendo que toma um valor unitário para betão normal, f'_c é a resistência à compressão do betão, sendo que no presente caso $f'_c = f_{cm}$, $\rho_{sw} = A_{sw}/(bs)$ é a taxa de armadura transversal, e f_{yw} é a tensão de cedência da armadura transversal.

O ACI 318 impõe ainda um limite superior para o valor de resistência ao esforço transverso calculado pela equação (51):

$$V_{Rd} \leq 0,83 A_c \sqrt{f'_c} \quad (52)$$

Eurocódigo 8 e Eurocódigo 2

O EC 8 (Parte 1), relativamente ao cálculo da resistência ao esforço transverso de vigas, remete para o procedimento descrito no EC 2 (NP EN 1998-1, 2010).

No EC 2 a resistência ao esforço transversal, V_{Rd} , de elementos com armadura de esforço transversal é dada por:

$$V_{Rd} = V_{Rd,s} + V_{ccd} + V_{td} \quad (53)$$

Em que $V_{Rd,s}$ é o valor de cálculo do esforço transversal equilibrado pela armadura de esforço transversal na tensão de cedência. Os termos V_{ccd} e V_{td} apenas são definidos para secções de altura variável: V_{ccd} é o valor de cálculo da componente de esforço transversal da força de compressão, no caso de um banzo comprimido inclinado; e V_{td} é o valor de cálculo da componente de esforço transversal da força na armadura de tração, no caso de um banzo tracionado inclinado.

Resulta assim, para os casos em estudo:

$$V_{Rd} = V_{Rd,s} = \frac{A_{sw}}{s} z f_{ywd} \cot \theta \quad (54)$$

Estando este valor limitado por um esforço transversal resistente máximo definido por:

$$V_{Rd,max} = \alpha_{cw} b_w z v_1 f_{cd} / (\cot \theta + \tan \theta) \quad (55)$$

Em que A_{sw} é a área da secção transversal das armaduras de esforço transversal; s é o espaçamento dos estribos; z é o braço do binário das forças interiores (utilizou-se de um modo aproximado $z = 0,9d$); f_{ywd} é o valor de cálculo da tensão de cedência das armaduras de esforço transversal; θ é o ângulo formado pela escora comprimida de betão com o eixo da viga; α_{cw} é um coeficiente que tem em conta o estado de tensão no banzo comprimido ($\alpha_{cw} = 1$ para estruturas não pré-esforçadas); b_w é a menor largura da secção entre os banzos tracionado e comprimido; v_1 é um coeficiente de redução da resistência do betão fendilhado por esforço transversal (o valor recomendado de v_1 é $v = 0,6[1 - f_{ck}/250]$); f_{cd} é o valor de cálculo da tensão de rotura do betão à compressão.

Os valores de cálculo presentes nas fórmulas são substituídos pelos valores determinados experimentalmente, e o ângulo das bielas de compressão, θ , é considerado igual a 30° , resultando em $\cot \theta \approx 1,7$ (o EC 2 tem como limites recomendados $1 \leq \cot \theta \leq 2,5$).

Na Tabela 12 encontram-se resumidos os valores de esforço transversal resistente determinados para cada uma das vigas. Uma vez que não correspondem a valores de cálculo, opta-se por excluir o índice “d” da simbologia.

Tabela 12 – Esforços transversos resistentes para cada viga

Viga	ACI 318-11			EC 2		
	V_R (kN)	$V_{R,lim}$ (kN)	V_R (kN)	V_R (kN)	$V_{R,max}$ (kN)	V_R (kN)
CB-1	714	492	492	774	660	660
CB-2	187	492	187	103	660	103
CB-3	698	439	439	615	433	433
CB-4	654	432	432	774	530	530

Os esforços resistentes (V_R) obtidos pelo EC 2 são geralmente superiores aos obtidos pelo ACI 318-11 (exceto no caso da viga CB-2). Contudo, após serem limitados pelo valor máximo imposto pelo

respetivo regulamento, os esforços resistentes aproximam-se. Para efeitos da presente modelação opta-se por utilizar os valores obtidos pelo ACI 318-11.

3.5.3. Parâmetros de Deformação

Para os valores das abcissas das relações esforço-deformação recorre-se ao ASCE 41-13. Dependendo do elemento em análise, o ASCE 41-13 indica que pode ser mais conveniente utilizar a deformação, Figura 38 (a), ou o rácio de deformação, Figura 38 (b), para descrever o seu comportamento.

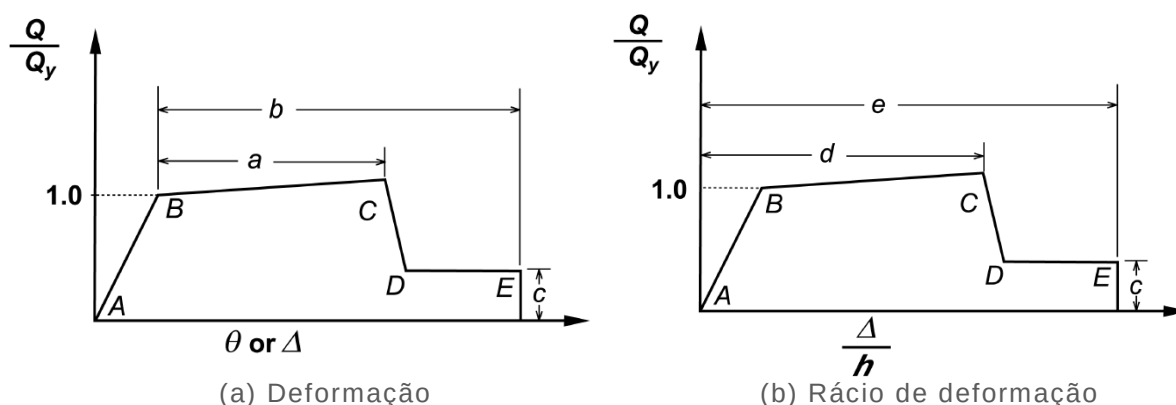


Figura 43 – Relações generalizadas força-deformação para elementos de betão armado (ASCE/SEI, 2013)

No caso de vigas de acoplamento é indicado que o eixo das abcissas da Figura 43 (b) deve ser tomado como a rotação da corda (θ_c). Esta informação é facilmente perceptível se se observar a Figura 44, na qual se encontra a definição do ASCE 41-13 dos parâmetros de deformação para vigas de acoplamento. Como se pode observar, neste caso, o rácio de deformação, Δ/L , é aproximadamente igual à rotação da corda, θ_c (ASCE/SEI, 2013).

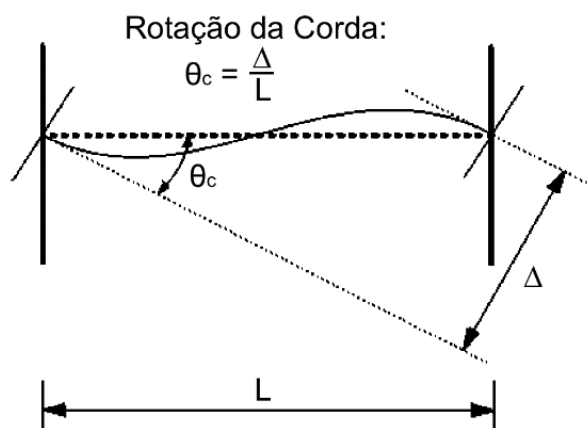


Figura 44 – Rotação da corda de vigas de acoplamento como definida do ASCE 41 (2013)

Na Tabela 13 e na Tabela 14 reproduzem-se as tabelas presentes no ASCE 41-13 com os parâmetros de deformação para vigas de acoplamento controladas por flexão e por corte, respetivamente. Nestas tabelas V representa o valor de esforço transversal (expresso em Newtons), b e h representam a largura e altura da secção transversal, respetivamente (em milímetros), e f_c o valor da tensão resistente à compressão do betão (em MPa).

Tabela 13 – Parâmetros de modelação para análise não linear de vigas de acoplamento controladas por flexão (com armaduras longitudinais convencionais), adaptado para unidades do sistema métrico (ASCE/SEI, 2013)

Vigas de acoplamento controladas por flexão	$\frac{V}{bh\sqrt{f_c}}$	Rotação da rótula plástica (rad)		Rácio de resistência residual
		a	b	
Armadura transversal em conformidade	$\leq 0,25$	0,025	0,050	0,750
	$\geq 0,50$	0,020	0,040	0,500
Armadura transversal em não conformidade	$\leq 0,25$	0,020	0,035	0,500
	$\geq 0,50$	0,010	0,025	0,250

Tabela 14 – Parâmetros de modelação para análise não linear de vigas de acoplamento controladas por corte (com armaduras longitudinais convencionais), adaptado para unidades do sistema métrico (ASCE/SEI, 2013)

Vigas de acoplamento controladas por corte	$\frac{V}{bh\sqrt{f_c}}$	Rotação da corda (rad)		Rácio de resistência residual
		d	e	
Armadura transversal em conformidade	$\leq 0,25$	0,020	0,030	0,600
	$\geq 0,50$	0,016	0,024	0,300
Armadura transversal em não conformidade	$\leq 0,25$	0,012	0,025	0,400
	$\geq 0,50$	0,008	0,014	0,200

A armadura transversal encontra-se em conformidade quando os estribos se encontram espaçados a uma distância inferior ou igual a um terço da altura útil da secção e quando a resistência ao corte dos estribos (V_s) é igual ou superior a três quartos da resistência ao corte necessária para a viga de acoplamento.

Os parâmetros de deformação que regem o comportamento das vigas de acoplamento dependem de três aspetos: o modo de rotura condicionante (flexão ou corte), a pormenorização das armaduras transversais (em conformidade ou não), e o nível de esforço transversal.

Os parâmetros “a” e “b” representam rotações na corda em vigas de acoplamento controladas por flexão, enquanto os parâmetros “d” e “e” referem-se a vigas controladas por corte. O valor “c” representa o rácio de resistência residual das vigas de acoplamento (relação entre a resistência das vigas sob deformações elevadas e a sua resistência aquando da cedência das armaduras longitudinais). É interessante notar que os valores para vigas controladas por corte são aproximadamente 20 a 40% inferiores aos valores referentes a uma rotura por flexão.

O nível de esforço transversal é representado pelo parâmetro $\frac{V}{bh\sqrt{f_c}}$. Para valores entre 0,25 e 0,50 utiliza-se uma interpolação linear para a determinação dos parâmetros de deformação.

Às vigas de acoplamento que não cumpram o critério da conformidade para as armaduras transversais, ou que apresentem níveis de esforço transverso elevados, estão associados valores mais baixos dos parâmetros de deformação e rácios de resistência residual. Isto sugere que estas vigas apresentam uma rotura menos dúctil, possivelmente relacionada com fenómenos de deslizamento por corte ou elevados valores de compressão nas bielas.

Como foi referido na secção 3.3.2, os modelos de plasticidade são concentrados nas extremidades da viga de acoplamento (momento fletor) e a meio-vão (esforço transverso). Consoante seja atingido primeiro o momento fletor de cedência ou o esforço transverso resistente, assim são ativadas as “rótulas” de momento fletor ou esforço transverso, respetivamente. Por conseguinte, considera-se que o esforço transverso a aplicar no parâmetro $\frac{V}{bh\sqrt{f_c}}$ é $V = 2M_u/l_b$ no caso das rótulas de flexão (já que no caso de haver uma rotura por flexão o nível de esforço transverso não excede este valor), e $V = V_R$ no caso das rótulas de corte.

Com base nos resultados dos esforços resistentes (obtidos nas secções anteriores) e nas tabelas anteriormente transcritas, obtêm-se os parâmetros indicados na Tabela 15, para as curvas de comportamento.

Tabela 15 – Parâmetros das relações esforço-deformação, segundo o ASCE 41-13, para cada uma das vigas

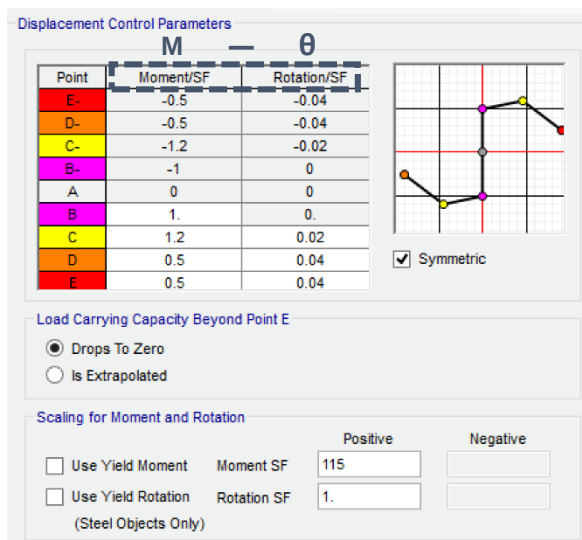
Viga	Controlado por flexão						Controlado por corte				
	M_y (kNm)	M_u/M_y	$\frac{V=2M_u/l_b}{bh\sqrt{f_c}}$	a	b	c	V_R (kN)	$\frac{V=V_R}{bh\sqrt{f_c}}$	d	e	c
CB-1	97	1,16	0,7	0,020	0,040	0,500	492	0,8	0,016	0,024	0,300
CB-2	117	1,11	0,4	0,013	0,028	0,320	187	0,4	0,010	0,018	0,280
CB-3	113	1,35	1,1	0,010	0,025	0,250	439	0,8	0,016	0,024	0,300
CB-4	65	1,15	0,3	0,024	0,049	0,717	432	0,8	0,016	0,024	0,300

3.5.4. Modelação da Plasticidade Concentrada

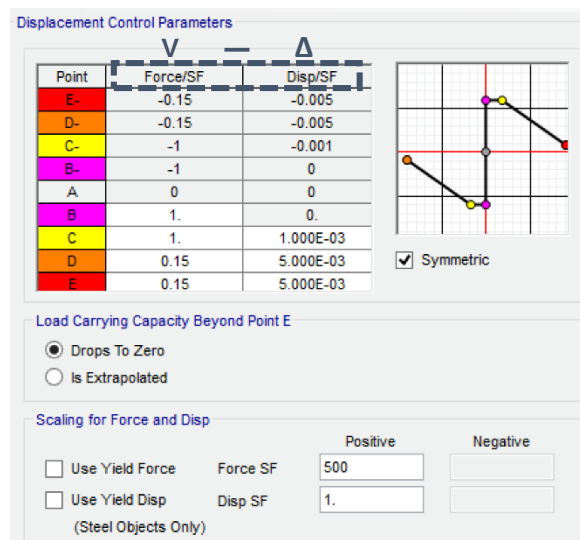
Embora alguns artigos e trabalhos tenham já estudado o comportamento de vigas de acoplamento (secção 2.7. Estado da Arte das Vigas de Acoplamento), não se encontrou referência a nenhum que analise explicitamente a implementação prática das relações esforço-deformação num *software* de análise estrutural. Considera-se assim interessante fazê-lo na presente dissertação, de modo a analisar algumas particularidades do procedimento.

No SAP2000, para modelações com plasticidade concentrada, as relações esforço-deformação não lineares são definidas como rígido-plásticas e apenas são tidas em conta após a cedência, como se observa na Figura 45.

O troço inicial A-B (resposta elástica) das curvas do ASCE 41-13 é dado pelo comportamento dos elementos barra e respetivas propriedades elásticas efetivas (caso se considere comportamento cíclico) dos materiais e secções, como definidas anteriormente (secção 3.4).



(a) Curva M-θ

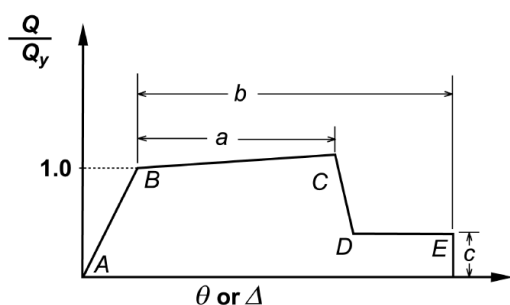


(b) curva V-Δ

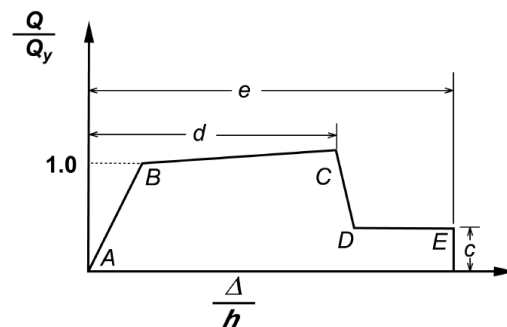
Figura 45 – Definição dos parâmetros das relações esforço-deformação no SAP2000, controladas por (a) momento, ou (b) esforço transversal

No caso do momento fletor a definição das curvas é direta. Uma vez que os parâmetros “a” e “b” se referem a rotações pós-cedência (Figura 46) podem ser usados diretamente no SAP2000 para a definição da curva rígido-plástica, que está também em função da rotação na corda.

Já no caso do esforço transversal, os valores “d” e “e” referem-se a rotações totais, pelo que é necessário retirar o valor da rotação elástica para a definição das curvas rígido-plásticas no SAP2000.



(a) Deformação



(b) Rácio de deformação

Figura 46 – Relações generalizadas força-deformação para elementos de betão armado (ASCE/SEI, 2013)

O valor a retirar aos parâmetros “d” e “e” corresponde ao valor da rotação na corda quando se atinge a resistência ao esforço transversal. Uma vez que este aspeto do procedimento de modelação não é mencionado no ASCE 41-13, opta-se por formular um método simplificado que permita o seu cálculo.

Para o efeito, assume-se como hipótese que o valor resistente de esforço transversal é atingido antes de se iniciar a cedência das armaduras longitudinais ($M < M_y$), isto é, que a viga ainda se encontra no troço A-B da Figura 46. Neste caso, a viga apresenta uma resposta elástica linear, dada pelo comportamento do elemento barra.

Assume-se ainda que todos os fenómenos de deformação (entre os quais a deformação por corte e a deformação por deslizamento das armaduras longitudinais) estão contabilizados no valor considerado para a rigidez de flexão efetiva, o que permite desprezar a rigidez de corte. Assim, é possível relacionar

os esforços na barra com a sua deformação através da formulação presente na Figura 47 e equação (56).

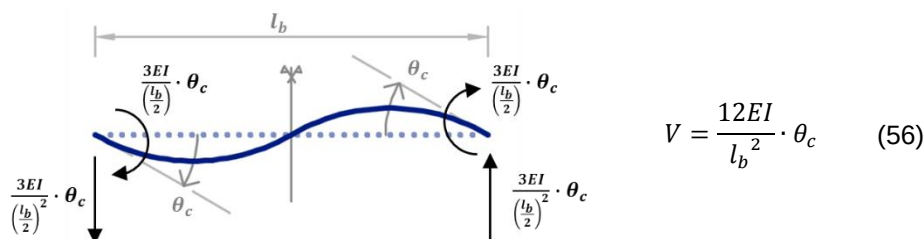


Figura 47 – Esforços elásticos na viga de acoplamento originados pela imposição de uma rotação na corda

Resulta finalmente que a rotação da corda quando se atinge o valor resistente ao esforço transverso ($\theta_{c,R}$) é dada por:

$$\theta_{c,R} = \frac{V_R}{12E_c I_e} \cdot l_b^2 \quad (57)$$

Adicionalmente, é ainda importante realçar que no ASCE 41-13 os parâmetros “d” e “e” se referem a rotações da corda (como foi explicado na secção 3.5.3), enquanto as curvas de esforço transverso no SAP 2000 se encontram em função do deslocamento, como se observa na Figura 45 (b), pelo que é necessário efetuar a devida transformação ($\Delta = \theta_c \cdot L$, ver Figura 44).

O procedimento referente à implementação prática das curvas de comportamento num modelo numérico de plasticidade concentrada (em que as rótulas são rígido-plásticas e a resposta elástica é dada pelos elementos barra) encontra-se resumido e representado esquematicamente na Figura 48.

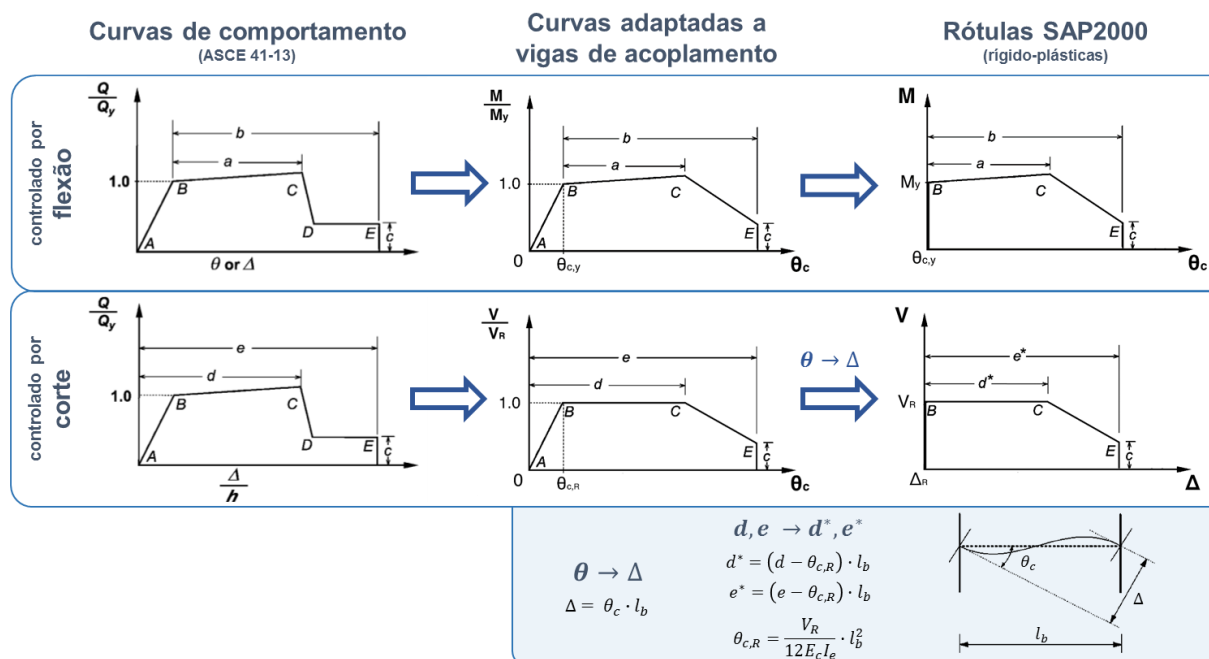


Figura 48 – Esquema ilustrativo da implementação prática no SAP2000 da componente não linear das relações esforço-deformação

3.6. Resumo do Procedimento de Modelação

Na Figura 49 encontra-se esquematizado o resumo do procedimento de modelação estudado ao longo deste capítulo para análise não linear de vigas de acoplamento em betão, armadas convencionalmente.

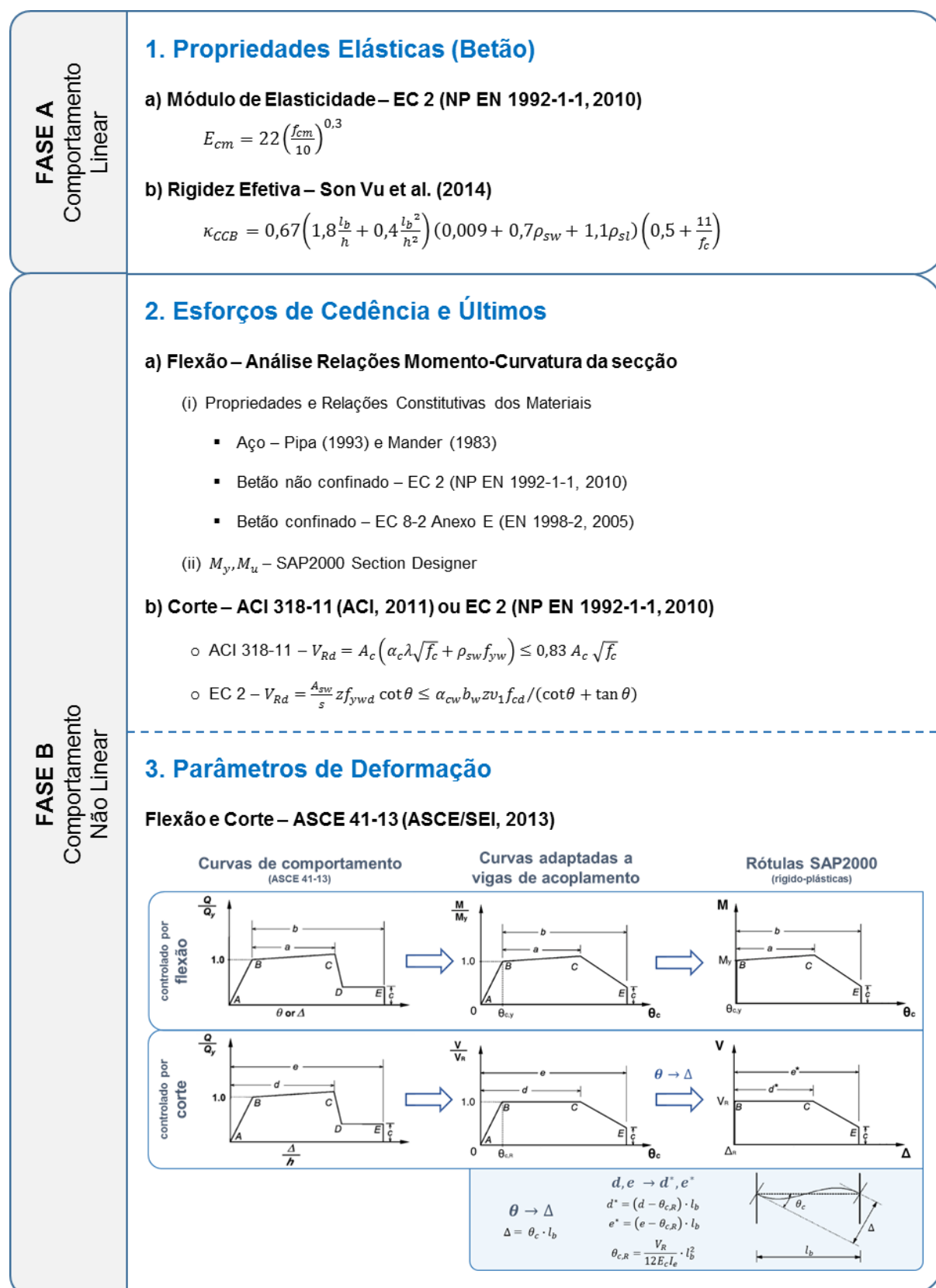
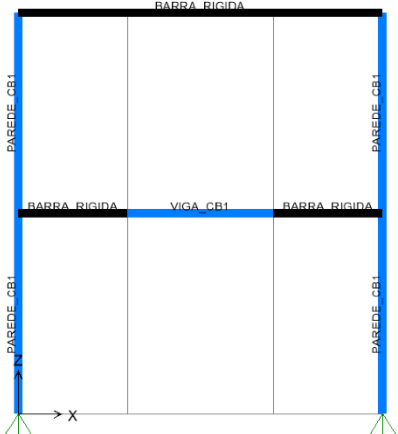
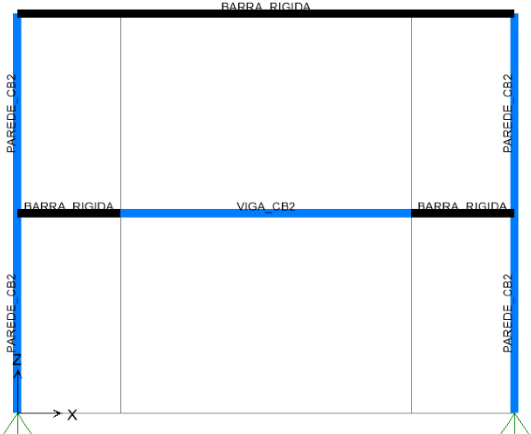
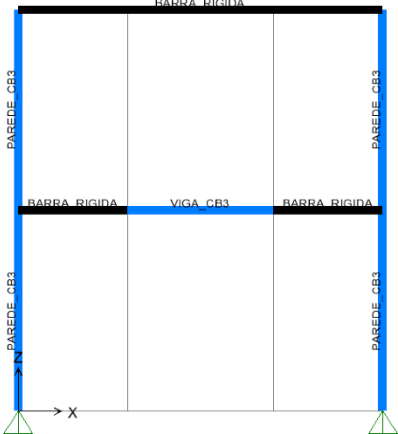
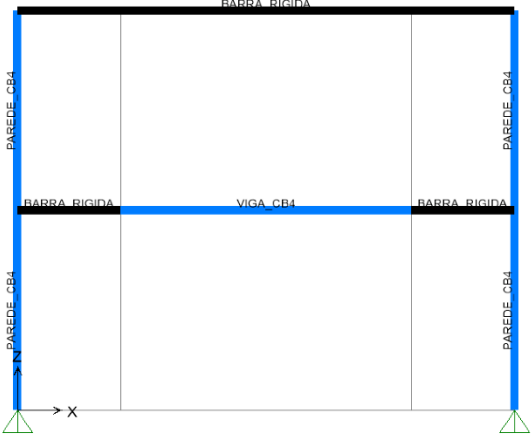


Figura 49 – Resumo do procedimento de modelação para vigas de acoplamento em betão armado

3.7. Resumo dos Modelo Numéricos

Na Tabela 16 encontra-se um resumo dos parâmetros mais importantes do procedimento de modelação de cada ensaio laboratorial, assim como imagens dos respetivos modelos numéricos, retiradas do SAP2000.

Tabela 16 – Resumo dos modelos numéricos dos ensaios laboratoriais

VIGA CB-1  $l_b/h = 1,3$ $E_c = 31 \text{ GPa}$ $\kappa = 0,05$ (Son Vu et al., 2014) $M_y = 97 \text{ kNm}$ $M_u = 113 \text{ kNm}$ $V_R = 492 \text{ kN}$ Rótula de Flexão: Rótula de Corte: $a = 0,020$ $d^* = 0,005$ $b = 0,040$ $e^* = 0,009$ $c = 0,500$ $c = 0,300$	VIGA CB-2  $l_b/h = 2,7$ $E_c = 31 \text{ GPa}$ $\kappa = 0,10$ (Son Vu et al., 2014) $M_y = 117 \text{ kNm}$ $M_u = 130 \text{ kNm}$ $V_R = 187 \text{ kN}$ Rótula de Flexão: Rótula de Corte: $a = 0,013$ $d^* = 0,000$ $b = 0,028$ $e^* = 0,008$ $c = 0,320$ $c = 0,280$
VIGA CB-3  $l_b/h = 1,3$ $E_c = 29 \text{ GPa}$ $\kappa = 0,09$ (Son Vu et al., 2014) $M_y = 113 \text{ kNm}$ $M_u = 151 \text{ kNm}$ $V_R = 439 \text{ kN}$ Rótula de Flexão: Rótula de Corte: $a = 0,010$ $d^* = 0,006$ $b = 0,025$ $e^* = 0,010$ $c = 0,250$ $c = 0,300$	VIGA CB-4  $l_b/h = 2,7$ $E_c = 29 \text{ GPa}$ $\kappa = 0,12$ (Son Vu et al., 2014) $M_y = 65 \text{ kNm}$ $M_u = 75 \text{ kNm}$ $V_R = 432 \text{ kN}$ Rótula de Flexão: Rótula de Corte: $a = 0,024$ $d^* = 0,006$ $b = 0,049$ $e^* = 0,014$ $c = 0,717$ $c = 0,300$

3.8. Análise dos Resultados

Nesta secção, primeiro discutem-se as curvas de comportamento obtidas experimentalmente por Breña & Ihtiyar (2007). Em seguida, estas são comparadas às curvas obtidas pelo modelo numérico, cujo procedimento de modelação foi desenvolvido e descrito ao longo do capítulo.

3.8.1. Relações Esforço – Deformação Determinadas Experimentalmente

A rotação da corda das vigas de acoplamento ensaiadas foi obtida através da medição do deslocamento no topo da parede (Δ), ao longo do carregamento.

Breña & Ihtiyar (2011) indicam que a rotação da corda foi obtida com base na seguinte relação:

$$\theta_c = \frac{\Delta_{top}}{h_w} \cdot \frac{l_w}{l_b} \quad (58)$$

Contudo, a fórmula acima indicada não tem em conta a totalidade das deformações da viga de acoplamento, como se encontra ilustrado na Figura 50.

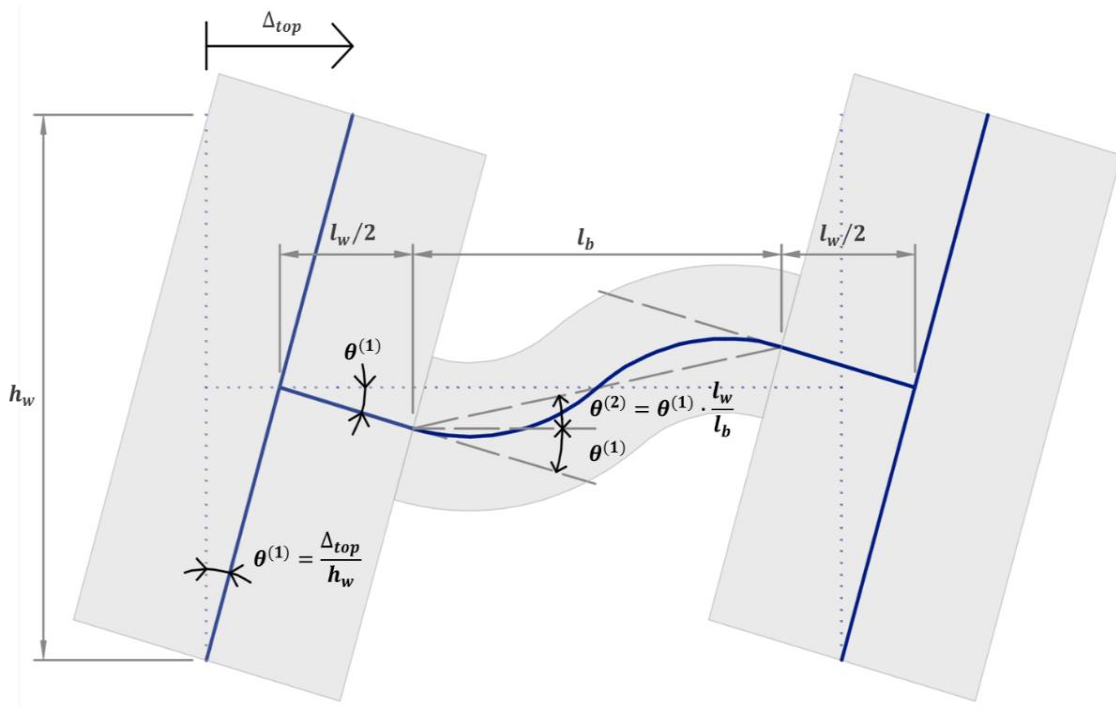


Figura 50 – Definição da rotação da corda para uma viga de acoplamento

Conclui-se da análise da Figura 50 que a rotação total da corda para uma viga de acoplamento, θ_c , é dada por:

$$\theta_c = \theta^{(1)} + \theta^{(2)} = \frac{\Delta_{top}}{h_w} \left(1 + \frac{l_w}{l_b} \right) \quad (59)$$

As relações esforço-deformação são traçadas de novo, tendo por base a equação (59) para a determinação da rotação na corda.

Na Figura 51 encontra-se uma comparação entre as curvas originais de cada uma das vigas de acoplamento (a cinzento) e as curvas modificadas para ter em conta a totalidade das componentes de rotação da corda (a azul).

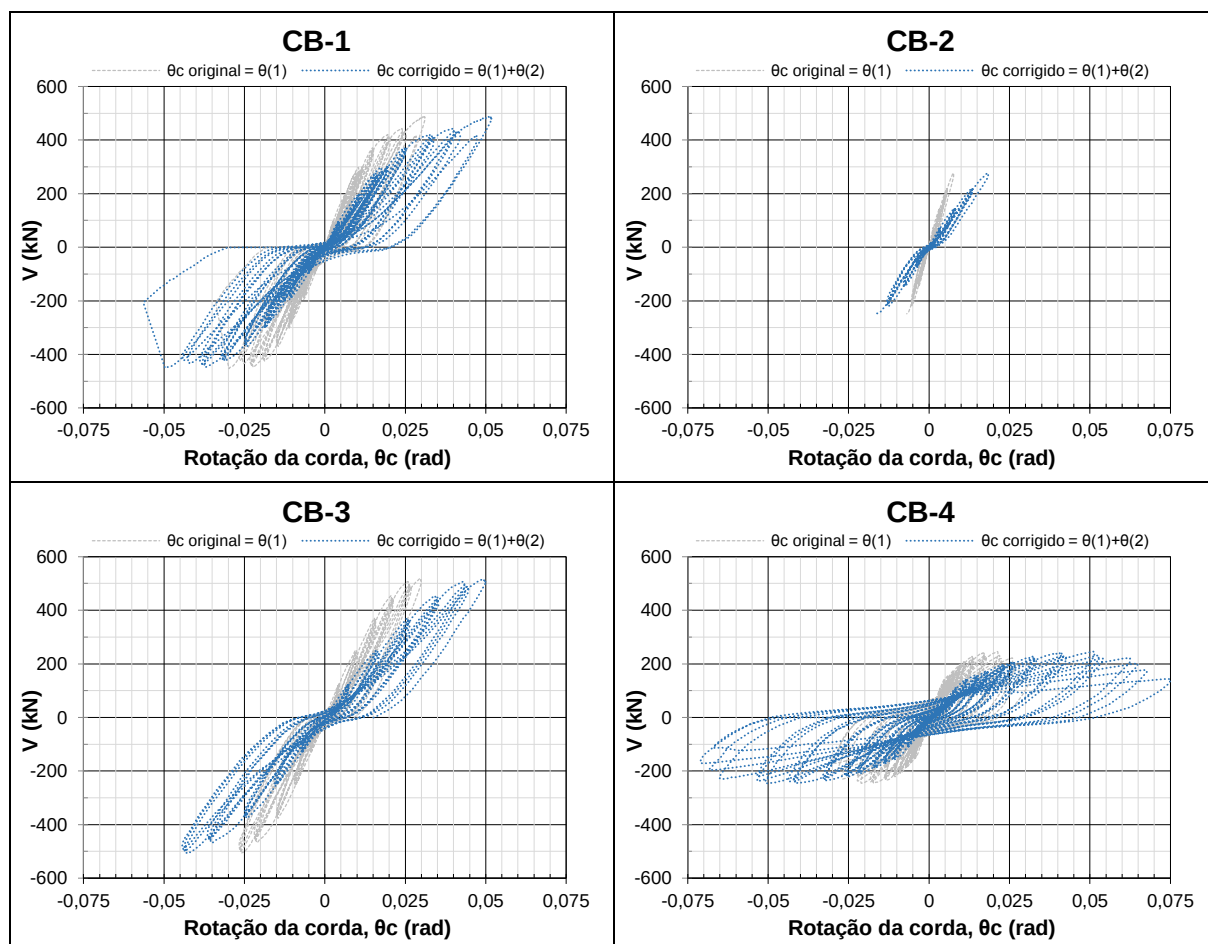


Figura 51 – Relações esforço-deformação obtidas pelo ensaio laboratorial das vigas de acoplamento

Antes de se fazer a comparação dos resultados experimentais com os numéricos, é relevante efetuar-se uma breve análise do comportamento observado nas diferentes vigas.

Para o efeito, reproduzem-se novamente na Figura 52 as características das quatro vigas ensaiadas.

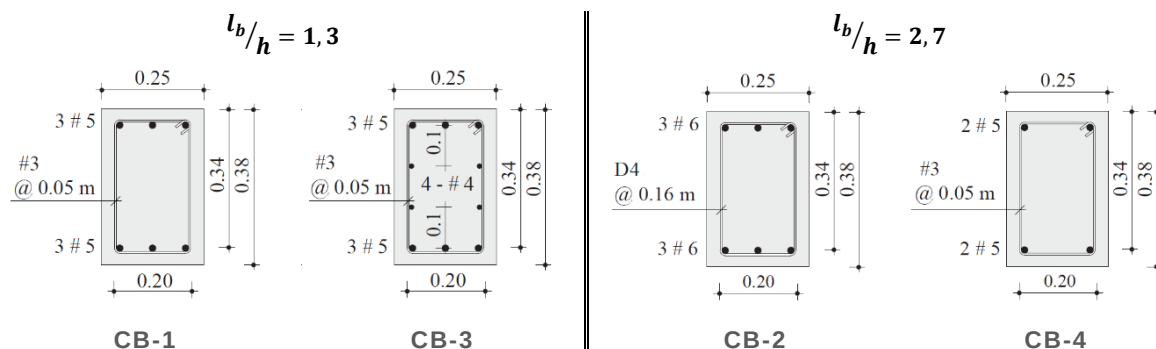


Figura 52 – Pormenorização das vigas de acoplamento (dimensões em metros), adaptado de Breña et al (2009)

Como se observa na Figura 51, as vigas CB-1 e CB-3 apresentam um comportamento semelhante, com valores muito próximos de resistência ao carregamento e de rotação na corda. Apesar de os esforços resistentes serem ligeiramente superiores na viga CB-3, verifica-se que a presença de armadura de alma na viga CB-3 não alterou significativamente o seu comportamento histerético.

É importante realçar que o troço descendente, caracterizado pela degradação de resistência após se atingir o valor máximo, não foi capturado nestas duas vigas devido a limitações nos equipamentos dos ensaios laboratoriais (Breña & Ihtiyar, 2007).

Assim, a rotação máxima da corda apresentada nos gráficos para as vigas CB-1 e CB-3 não corresponde à rotura das vigas. Teria sido interessante observar a influência da armadura de alma na capacidade de deformação máxima das vigas.

Já as vigas CB-2 e CB-4, com a mesma esbelteza mas quantidades de armaduras transversais e longitudinais diferentes, apresentaram uma resposta significativamente distinta.

A viga CB-2 apresentou uma rotura frágil, com um valor de rotação da corda muito inferior às restantes vigas. Segundo Breña & Ihtiyar (2011), a rotura foi caracterizada pela súbita abertura de uma fenda diagonal, próxima de uma das extremidades da viga. A reduzida quantidade de armadura transversal foi insuficiente para resistir ao esforço de corte atuante, resultando numa súbita perda da capacidade resistente da viga.

A viga CB-4 apresentou uma resposta bastante dúctil. Depois de ter atingido o valor de esforço atuante máximo, a viga manteve parte da sua capacidade resistente sob rotações da corda elevadas.

3.8.2. Comparação dos Ensaios Laboratoriais com os Resultados Numéricos

Na Figura 53 encontram-se as curvas de comportamento obtidas experimentalmente, assim como curvas obtidas analiticamente considerando diferentes valores de rigidez efetiva para as vigas de acoplamento.

Opta-se por apenas incluir nos gráficos as curvas dos modelos numéricos referentes aos valores de rigidez efetiva mais elevados, dados no FEMA 356, ASCE 41-06 e EC 8, e mais baixos, obtidos pela formulação de Son Vu et al. (2014). Incluem-se também as curvas referentes a um modelo numérico no qual se utilizou o valor de rigidez efetiva verificado experimentalmente nos ensaios laboratoriais.

Não se incluem as curvas referentes aos restantes valores recolhidos (secção 3.4.2) por dois motivos: para facilitar a leitura dos gráficos, e por tal não acrescentar valor à análise (como explicado mais à frente, os valores de Son Vu et al. são os que melhor se adaptam aos resultados experimentais).

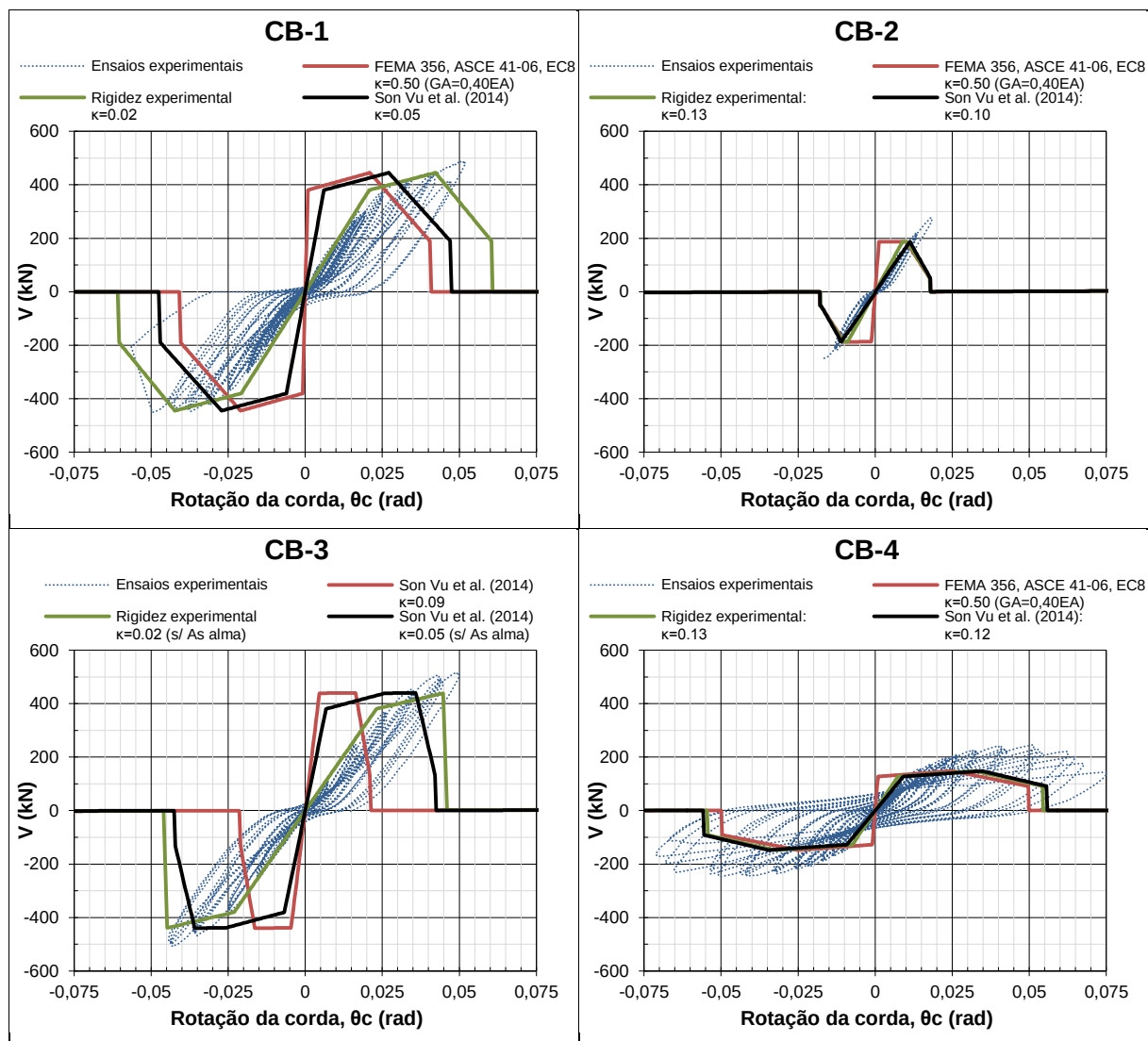


Figura 53 – Comparação entre curvas de comportamento experimentais e as obtidas pelos modelos numéricos

Modos de rotura

Em primeiro lugar é interessante analisar os modos de rotura das vigas de acoplamento dados pelos modelos numéricos. Como já foi atrás referido, experimentalmente verificou-se que a viga CB-2 foi a única a desenvolver uma rotura frágil por falta de capacidade resistente ao esforço transversal. Contudo, como é possível observar na Tabela 17, nos modelos numéricos tanto a viga CB-2 como a viga CB-3 atingem a capacidade resistente ao corte (V_R) antes da resistência à flexão ($V = 2M_u/l_b$).

Tabela 17 – Esforços resistentes numéricos e modo de rotura associado

VIGA	M_y (kNm)	$V = 2M_y/l_b$ (kN)	M_u (kNm)	$V = 2M_u/l_b$ (kN)	V_R (kN)	Modo de rotura ⁽¹⁾
CB-1	97	380	113	443	492	flexão
CB-2	117	229	130	255	187	corte
CB-3	113	443	151	592	439	corte
CB-4	65	127	75	147	432	flexão

(1) A rotura será por corte se $V_R < \frac{2M_u}{l_b}$, e por flexão caso contrário

O facto de, nos modelos numéricos, ocorrer uma rotura por corte na viga CB-3 mas não na viga CB-1 deve-se a dois motivos.

Em primeiro lugar, o esforço transversal resistente foi determinado pela formulação do ACI 318, que tem em conta a resistência à compressão do betão; uma vez que o valor determinado experimentalmente é inferior para a viga CB-3 (31 MPa, face a 39 MPa para a viga CB-1), então o valor resistente ao esforço transversal será também inferior.

Em segundo lugar, a armadura de alma da viga CB-3 contribui para um maior valor de resistência à flexão M_u , levando assim a que se atinja primeiro a capacidade resistente da viga ao esforço transversal.

Uma vez que experimentalmente se verifica que a presença de armadura de alma não influencia de modo significativo a resposta da viga, opta-se por criar também um modelo numérico em que esta é desprezada (nomeadamente no cálculo dos esforços resistentes e da rigidez efetiva).

Observa-se na Tabela 18 que ao se desprezar a armadura de alma continua a existir uma rotura por corte na viga CB-3, mas que esta ocorre agora depois da cedência das armaduras longitudinais (e quase simultaneamente com uma rotura por flexão).

Tabela 18 – Esforços resistentes analíticos para a viga CB-3, considerando ou não a armadura de alma

VIGA	M_y (kNm)	$V = 2M_y/l_b$ (kN)	M_u (kNm)	$V = 2M_u/l_b$ (kN)	V_R (kN)
CB-3	113	443	151	592	439
CB-3 s/ $A_{s, alma}$	97	380	113	443	439

Esta constitui uma situação muito particular do modelo numérico uma vez que inicialmente a viga é controlada pelas rótulas de flexão, mas quando se atinge o valor resistente ao esforço transversal passa a ser controlada pela rótula de corte.

Apesar de o método utilizado para modelar a plasticidade concentrada (secção 3.5.4) não prever esta situação, analisa-se em seguida o resultado numérico obtido pelo modelo

Rigidez efetiva, valores de deformação e esforços resistentes

Para permitir uma melhor visualização e facilitar a comparação entre os resultados experimentais e os numéricos, estes são reproduzidos na Figura 54 representando o carregamento apenas numa direção.

É possível observar que, para qualquer uma das vigas, os valores de rigidez efetiva sugeridos nos regulamentos FEMA 356, ASCE 41-06 e EC 8 são elevados ($0,50E_cI_g$ para rigidez de flexão, e $0,40E_cA_{cv}$ para rigidez de corte), subestimando em muito as deformações na viga no troço elástico linear (troço A-B, segundo a nomenclatura já utilizada).

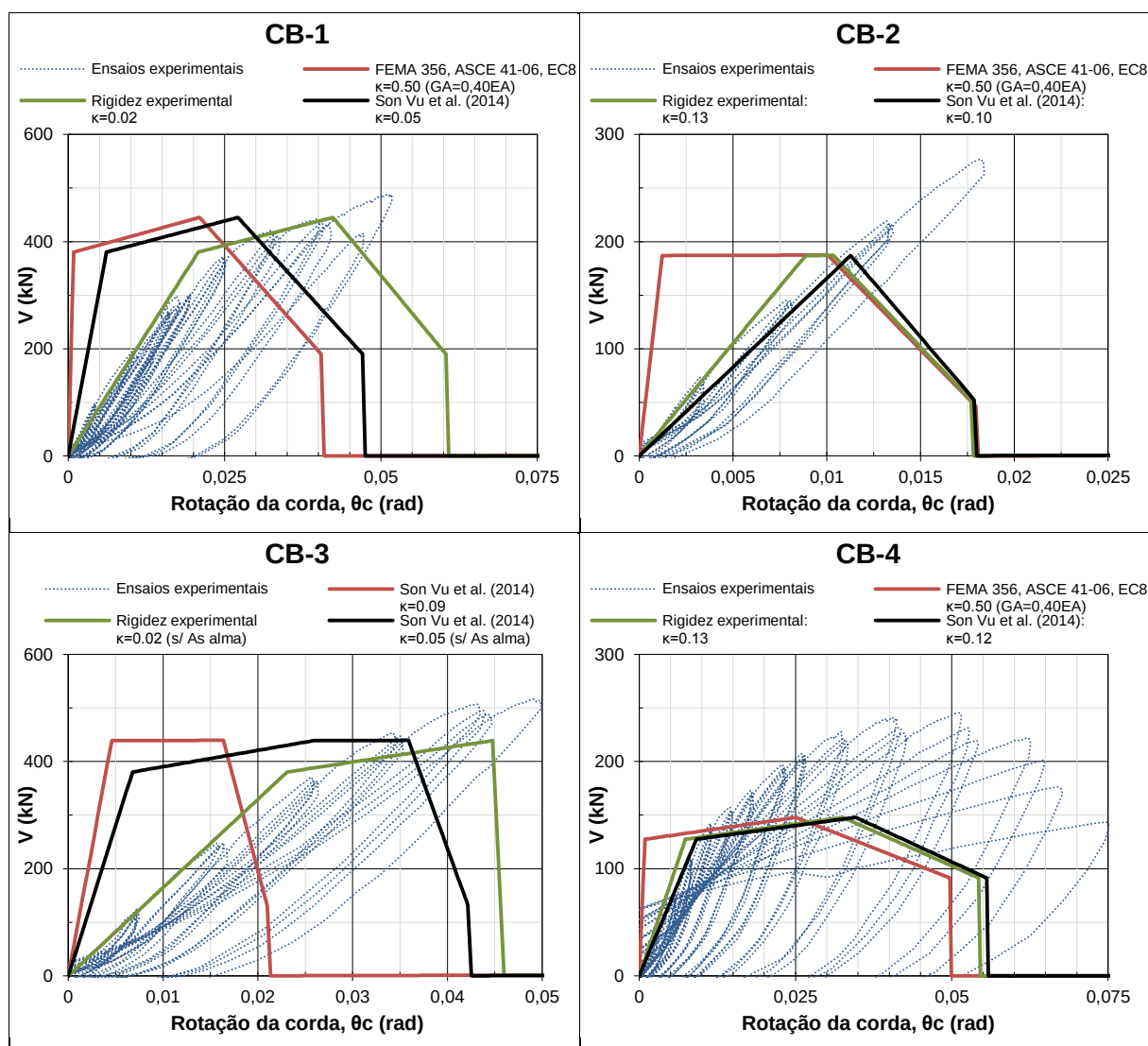


Figura 54 – Comparação entre curvas de comportamento experimentais e as obtidas pelos modelos numéricos (carregamento apenas numa direção)

Os valores de rigidez determinados pela formulação de Son Vu et al. (2014) são bastante inferiores e aproximam-se significativamente melhor dos resultados experimentais. De facto, olhando para as curvas de comportamento experimentais, nas vigas CB-2 e CB-4 a aproximação é quase exata.

Já nas vigas CB-1 e CB-3 a aproximação é mais grosseira. Embora os valores de rigidez obtidos por Son Vu et al. (2014) sejam relativamente próximos da rigidez experimental, acaba por existir uma diferença maior entre as deformações no troço elástico. Isto acontece uma vez que os valores de rigidez efetiva em questão são já bastante pequenos, pelo que uma disparidade entre eles conduz a um aumento considerável da deformação.

Os restantes valores de rigidez efetiva que foram recolhidos e analisados na secção 3.4.2 situam-se entre os obtidos pela formulação de Son Vu et al. (2014) e o valor presente no FEMA 356, ASCE 41-13 e EC 8. Uma vez que os valores de Son Vu et al. são os que melhor se adaptam aos resultados experimentais, doravante adotam-se estes como termos de comparação.

Na Tabela 19 encontram-se quantificados os valores de deformação e resistência mais relevantes, assim como a rigidez efetiva:

κ	Coeficiente de rigidez efetiva
$\theta_{c,y}$	Rotação da corda na cedência
V_y	Esforço transversal na cedência
$\theta_{c,pk}$	Rotação da corda na capacidade resistente máxima da viga
V_{pk}	Esforço transversal na capacidade resistente máxima da viga
$\theta_{c,max}$	Rotação da corda máxima

Os valores referentes aos resultados experimentais apresentam o índice “exp” e encontram-se sombreados a cinza.

Tabela 19 – Comparação entre resultados dos ensaios laboratoriais e valores obtidos analiticamente, utilizando rigidez efetiva de Son Vu et al. (2014)

VIGA	$\kappa^{(1)}$ (%)	$\kappa_{exp}^{(2)}$ (%)	$\theta_{c,y}^{(1)}$ (rad)	$\theta_{c,y,exp}^{(3)}$ (rad)	V_y (kN)	$V_{y,exp}^{(4)}$ (kN)	$\theta_{c,pk}$ (rad)	$\theta_{c,pk,exp}^{(3)}$ (rad)	$V_{pk}^{(5)}$ (kN)	$V_{pk,exp}^{(4)}$ (kN)	$\theta_{c,max}$ (rad)	$\theta_{c,max,exp}$ (rad)
CB-1	5	1,6	0,0061	0,0257	380	371	0,0265	0,0520	443	480	0,0465	0,0520
CB-2	10	13,2	-	-	-	-	0,0113	0,0184	187	275	0,0179	0,0184
CB-3	9	2,1	-	0,0353	-	447	0,0164	0,0500	439	506	0,0227	0,0501
CB-3 sl/ A _{s,alma}	5		0,0068		380		0,0359		439		0,0422	
CB-4	12	12,9	0,0092	0,0121	127	141	0,0346	0,0507	147	240	0,0575	0,0756

(1) Rigidez efetiva determinada pela formulação de Son Vu et al. (2014)

(2) Valores presentes no artigo de Son Vu et al. (2014)

(3) Breña et al. (2010)

(4) Breña et al. (2009)

(5) Caso a rotura seja por flexão $V_{pk} = \frac{2M_u}{l_b}$, caso seja por corte $V_{pk} = V_R$

Viga CB-1

A rigidez efetiva da viga CB-1 é sobrestimada no modelo numérico, resultando em rotações da corda na cedência ($\theta_{c,y}$) e na resistência máxima ($\theta_{c,pk}$) inferiores às verificadas experimentalmente. Apesar de a rotação última ($\theta_{c,max}$) se aproximar do valor experimental, é importante recordar que não foi capturado o historial desta viga após se atingir a resistência máxima. Caso tal ocorresse seria expectável que o valor de rotação última experimental fosse maior.

O modelo numérico representa com uma boa aproximação os esforços resistentes verificados no ensaio laboratorial (o esforço transversal na cedência é ligeiramente superior ao experimental, e na resistência máxima é ligeiramente inferior).

No caso das vigas controladas por flexão as rotações na resistência máxima e rotações últimas estão dependentes da rotação na cedência (como foi analisado na secção 3.5.3), pelo que a rigidez efetiva utilizada é muito importante. Efetivamente, caso se utilize um modelo numérico com um valor de rigidez efetiva de aproximadamente 0,02 observa-se que a envolvente resultante (a verde na Figura 54) se aproxima dos resultados experimentais com bastante detalhe. Como já referido, o troço descendente do ensaio laboratorial não foi capturado.

Viga CB-2

A viga apresenta uma rotura por corte, que é capturada corretamente no modelo numérico. A rigidez efetiva calculada é ligeiramente inferior à sugerida pelos resultados experimentais, mas verifica-se ainda assim que o troço elástico da envolvente se adapta bem aos ensaios.

Apesar de o esforço transversal resistente obtido com base no ACI 318 subestimar a capacidade resistente verificada experimentalmente na viga, os valores de rotação última são muito próximos.

É interessante notar que caso se tivesse utilizado no modelo numérico uma capacidade resistente próxima da real, o valor da rotação última não se alteraria e continuaria bem ajustado ao verificado experimentalmente, já que este não depende do valor da rotação em que é atingida a resistência da viga (ver secção 3.5.3).

Viga CB-3

Na viga CB-3 a rigidez efetiva determinada no modelo numérico é superior à decorrente dos ensaios laboratoriais. Mesmo ignorando a armadura da alma, a rigidez efetiva resultante ($\kappa = 0,05$, idêntico à viga CB-1) subestima os valores de rotação da corda verificados experimentalmente.

Adicionalmente, no modelo numérico da viga CB-3 a rotura é condicionada pelo corte, ocorrendo um colapso frágil da viga, o que não sucedeu no ensaio laboratorial. Apesar de a rotação última do modelo parecer ajustada aos ensaios, é importante referir que esta viga não foi ensaiada até à rotura. Caso o carregamento tivesse continuado seria expectável um valor superior de deformação última.

Como já foi discutido antes, a viga CB-3 difere da CB-1 devido à presença de armadura de alma e ao facto de o ensaio ao betão ter resultado num valor inferior de resistência à compressão. Essa diferença tem influência no cálculo do valor resistente ao esforço transversal (492 kN para a viga CB-1 e 439 kN para a viga CB-3), o que conduz a uma rotura prematura por corte no modelo numérico da viga CB-3.

Caso essas diferenças fossem desprezadas, é interessante notar que o modelo numérico da viga CB-1 se ajustaria bem aos resultados da viga CB-3.

Viga CB-4

O troço elástico do modelo da viga CB-4 encontra uma boa concordância com os resultados laboratoriais. Tanto a rotação como o esforço transversal no instante de cedência das armaduras longitudinais, obtidos no modelo numérico, são uma boa aproximação dos valores experimentais.

Já o comportamento pós cedência é retratado de modo muito conservador pelo modelo: tanto os valores de resistência máxima e de rotação na corda nesse instante, como o valor da rotação última, são subestimados face aos obtidos nos ensaios. No entanto, ainda que de modo aproximado e com valores mais baixos, a forma da envolvente obtida representa corretamente a resposta da viga.

3.9. Conclusões

Neste capítulo foi feito o estudo de um procedimento de modelação numérica de vigas de acoplamento, para utilização em análises estáticas não lineares, o qual foi em seguida aferido tendo como suporte os ensaios experimentais de Breña & Ihtiyar (2007). Optou-se pela utilização de um modelo fenomenológico de plasticidade concentrada, pela simplicidade de implementação face aos restantes. O comportamento das vigas foi dividido na sua fase linear (pré-cedência), e não linear (pós-cedência).

Como se observa na comparação dos resultados do modelo numérico com os obtidos por Breña & Ihtiyar (2007), a rigidez efetiva utilizada na modelação é um parâmetro importante para um bom ajustamento aos resultados experimentais. Nomeadamente, este parâmetro vai ditar o valor da rotação da corda no instante de cedência das armaduras longitudinais ou de rotura por corte.

Caso a viga seja controlada por flexão a influência da rigidez efetiva ainda será maior, uma vez que os parâmetros de deformação utilizados para definir o ponto de resistência máxima e a deformação última são contabilizados a partir do valor da rotação de cedência.

No tópico da rigidez efetiva considera-se ainda importante referir que os valores decorrentes dos ensaios laboratoriais estudados (Breña & Ihtiyar, 2007) são extremamente baixos, situando-se numa gama de valores na ordem dos 1-15% da rigidez bruta da secção (estado não fendilhado).

Estes valores são significativamente inferiores aos prescritos em diversos regulamentos. A maior parte destes não distingue o caso especial das vigas de acoplamento, sugerindo um valor constante de 50% para a maioria dos elementos estruturais (FEMA 356, ASCE 41-06, EC 8).

No entanto, é interessante notar que se tem vindo a assistir a uma tendência de reduzir o valor de rigidez efetiva: o ACI 318-11 propõe um valor de 35% para vigas, e o ASCE 41-13 sugere 30%.

Ainda assim, os valores previstos nos regulamentos são valores de rigidez efetiva muito altos que não têm em conta as particularidades do comportamento das vigas de acoplamento, sendo insensíveis aos parâmetros mais importantes na sua resposta: a esbelteza, a quantidade de armadura longitudinal e a quantidade de armadura transversal. Estes parâmetros influenciam a contribuição das diversas parcelas de deformação que existem em vigas de acoplamento, e que não podem ser desprezadas: deformação por flexão, por corte, e por deslizamento das armaduras longitudinais.

As componentes de deformação podem ser tidas em conta separadamente no modelo numérico, considerando diferentes valores para a rigidez de flexão e corte, ou integradas globalmente dentro de um valor reduzido para a rigidez de flexão. Tanto o método de Paulay e Priestley (1992) como de Son Vu et al. (2014) fornecem um valor global de rigidez para vigas de acoplamento, que é em ambos os casos dependente da esbelteza das vigas.

Verifica-se que a formulação de Son Vu et al. (2014) resultou nos valores de rigidez efetiva mais adequados aos ensaios laboratoriais estudados na presente dissertação. De facto, em duas das vigas (CB-2 e CB-4) a aproximação foi quase exata. Os resultados experimentais das outras duas (CB-1 e

CB-3), de esbelteza inferior, sugerem valores de rigidez efetiva na ordem dos 2% pelo que o valor estimado (5%), embora próximo, ainda conduziu a algumas diferenças nos valores de rotação.

No par de vigas CB-1 e CB-3 realça-se também que a presença de armadura de alma (a única diferença entre as duas), não teve influência significativa nos resultados dos ensaios laboratoriais. Uma vez que a armadura de alma não chegou a ser mobilizada, concluiu-se que a sua inclusão (nomeadamente na análise da relação momento-curvatura da secção e no cálculo da rigidez efetiva) estaria a distorcer o modelo numérico, não estando em coerência com a realidade. Optou-se assim por considerar um novo modelo em que a armadura de alma foi desprezada, e obteve-se uma melhor aproximação aos resultados experimentais.

Nos ensaios laboratoriais estudados, as vigas de acoplamento foram armadas e construídas de modo diferente, de forma a mobilizar diferentes tipos de rotura. A viga CB-2 exibiu uma rotura frágil por corte, e, no modelo numérico, também a viga CB-3 apresentou uma capacidade resistente ao esforço transversal ligeiramente inferior à resistência à flexão. Na prática real da Engenharia estas situações devem ser evitadas. Idealmente devem-se dimensionar as vigas para o tipo de rotura pretendido (*capacity design*), evitando o colapso frágil por corte, e permitindo desenvolver uma rotura dúctil.

O tipo de rotura e a ductilidade associada foram corretamente capturadas pelos parâmetros de deformação usados (ASCE 41-13). Efetivamente, verifica-se que a capacidade de rotação dos modelos numéricos fica seriamente comprometida quando a rotura das vigas é controlada por corte, tal como seria expectável. Na generalidade, os valores de deformação resultantes dos modelos mostraram uma boa concordância com os resultados experimentais de Breña & Ihtiyar (2007). Este aspeto é bastante importante para uma análise não linear, nomeadamente no caso das rotações últimas.

Relativamente aos esforços resistentes, também estes se mostram coerentes com os verificados experimentalmente (exceto na viga CB-4). Recorde-se que não foi utilizado nenhum fator corretivo para ter em conta a degradação cíclica, já que o ASCE 41-13 não refere nada a esse respeito. A propósito dos esforços resistentes, o documento remete o seu cálculo para o ACI 318-11, o que foi seguido.

Ainda assim, as diferenças que se verificaram no cálculo dos esforços resistentes foram por defeito: esforços transversos resistentes no caso das vigas CB-2 e CB-3, e momento fletor último no caso das vigas CB-2 e CB-4. Os momentos flectores de cedência determinados analiticamente mostraram-se ajustados aos experimentais.

Apesar das disparidades já apontadas e analisadas, a resposta das vigas de acoplamento estudadas nesta dissertação foi corretamente modelada e, na maior parte dos casos, as diferenças observadas nos valores correspondem a uma aproximação conservadora do comportamento das vigas.

Conclui-se assim que o procedimento proposto, desenvolvido neste capítulo e resumido na secção 3.6, resulta numa boa aproximação ao comportamento global das vigas de acoplamento ensaiadas por Breña & Ihtiyar (2007).

CAPÍTULO 4

CASO PRÁTICO: SISTEMA DE PAREDES ACOPLADAS INSERIDO EM PÓRTICO

Neste capítulo é estudada a influência do modelo de comportamento de vigas de acoplamento desenvolvido no Capítulo 3 no comportamento estrutural de um edifício corrente. Para esse efeito dimensiona-se um dos pórticos de um edifício, com paredes acopladas, pelo procedimento habitual de projeto (segundo os Eurocódigos 2 e 8). Posteriormente utiliza-se o modelo proposto para a representação do comportamento não linear das vigas de acoplamento, e estuda-se o desempenho sísmico do pórtico por meio de análises estáticas não lineares (Método N2). No final do capítulo, este pórtico e respetivo desempenho servem como referência em análises de sensibilidade adicionais.

4.1. Descrição do Caso Prático

Após a análise do modelo de vigas de acoplamento realizada no capítulo anterior considera-se relevante o estudo da sua influência no desempenho sísmico estrutural, quando inserido num sistema de paredes acopladas de um edifício, que se apresenta na Figura 55. Procurou-se que o edifício fosse representativo do parque residencial corrente.

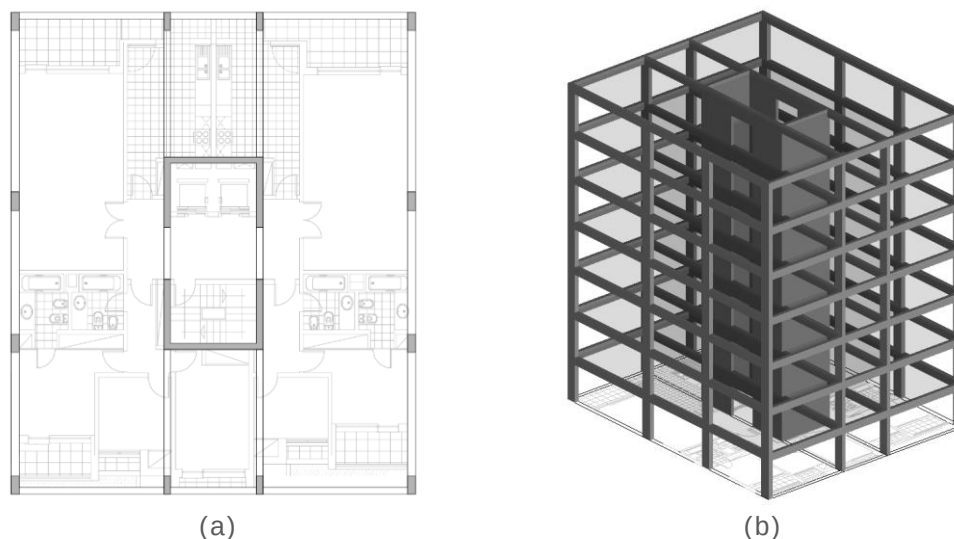


Figura 55 – Edifício corrente utilizado no caso de estudo: (a) planta, e (b) representação tridimensional

Para a análise deste capítulo toma-se um dos pórticos mistos, representado na Figura 56, constituído por pilares, vigas, e sistema de paredes acopladas.

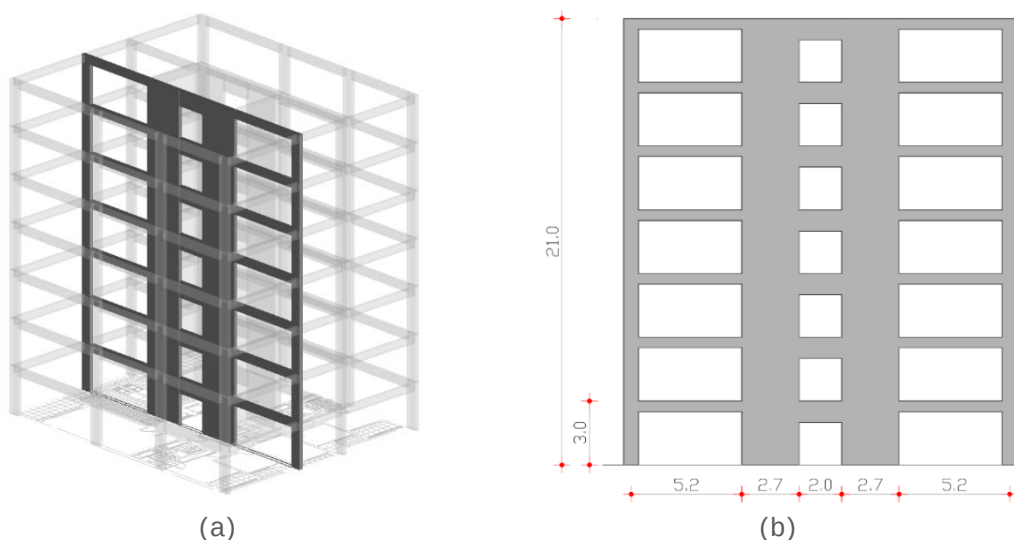


Figura 56 – Pórtico misto analisado: (a) representação tridimensional, e (b) dimensões em metros

Numa primeira fase o pórtico é dimensionado segundo o Eurocódigo 2 (EC 2) e Eurocódigo 8 (EC 8), por uma análise dinâmica modal por espectro de resposta.

Numa segunda fase, com os elementos estruturais já dimensionados e com as armaduras definidas, é efetuada uma análise *Pushover* (análise estática não linear), utilizando-se o modelo de vigas de acoplamento estudado no capítulo anterior, e estuda-se o desempenho sísmico do pórtico com base no método N2.

4.2. Caracterização Estrutural

Para os elementos do pórtico tomam-se as dimensões identificadas na Tabela 20, em que b e h representam, respetivamente, as menores e maiores dimensões da secção transversal, e l representa o comprimento longitudinal dos elementos.

Tabela 20 – Dimensões dos elementos estruturais do pórtico

Elemento	b (m)	h (m)	l (m)
Vigas	0,25	0,5	5,2
Vigas de acoplamento	0,25	1,0	2,0
Pilares	0,25	0,7	3,0
Paredes	0,25	2,7	21,0

4.2.1. Materiais

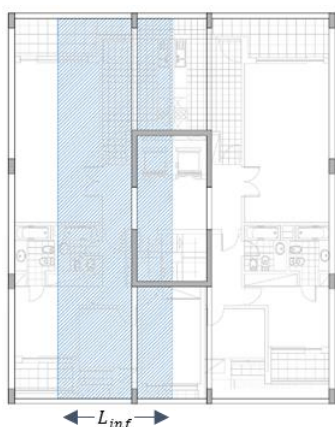
O betão adotado é da classe C30/37 e o aço das armaduras o A500NR. Considera-se um peso volúmico do betão armado igual a 25 kN/m³. As propriedades do betão e do aço adotadas estão definidas na Tabela 21.

Tabela 21 – Propriedades do betão e do aço

Betão C30/37	f_{cm} (MPa)	38	Valor médio da tensão de rotura do betão à compressão
	f_{ck} (MPa)	30	Valor característico da tensão de rotura do betão à compressão
	f_{cd} (MPa)	20	Valor de cálculo da tensão de rotura do betão à compressão
	f_{ctm} (MPa)	2,9	Valor médio da tensão de rotura do betão à tração simples
	E_{cm} (GPa)	33	Módulo de elasticidade secante do betão
Aço A500NR	f_{yk} (MPa)	500	Valor característico da tensão de cedência à tração do aço das armaduras para betão armado
	f_{yd} (MPa)	435	Valor de cálculo da tensão de cedência à tração do aço das armaduras para betão armado
	E_s (GPa)	200	Módulo de elasticidade do aço de armaduras para betão armado

4.2.2. Carregamento

Para além dos pesos próprios dos elementos estruturais dos pórticos, considera-se o carregamento correspondente à largura de influência do pórtico L_{inf} , cuja área está indicada a azul na Figura 57.



Ação	Carga distribuída no piso	Carga no pórtico ($L_{inf} = 5,4m$)
Peso próprio das lajes ($e = 0,20m$)	5,0 kN/m ²	27,0 kN/m
Restantes cargas permanentes ⁽¹⁾	3,9 kN/m ²	21,1 kN/m
Sobrecarga (edifício residencial)	2,0 kN/m ²	10,8 kN/m

(1) Revestimentos usuais de pavimentos: 1,5 kN/m²
Paredes interiores não estruturais: 2,4 kN/m²

Figura 57 – Identificação da área de influência do pórtico e carregamento considerado

4.3. Dimensionamento Segundo o EC 8

Em primeiro lugar é feito o dimensionamento do pórtico assumindo-se um comportamento linear dos elementos estruturais (a não linearidade é considerada simplificada a partir do coeficiente de comportamento q) e recorrendo a uma análise dinâmica linear por espectros de resposta. Pela sua simplicidade, este método de análise é correntemente utilizado no dimensionamento estrutural e na avaliação dos efeitos da ação sísmica.

4.3.1. Ação Sísmica

A ação sísmica é definida indiretamente através de um espectro de resposta de acelerações, representativo do movimento sísmico à superfície do terreno. Este é definido em função do período de vibração do sistema, T , e depende de vários fatores, tais como o tipo de terreno de fundação, a localização da estrutura em análise e a sua classe de importância.

O Eurocódigo 8 possibilita a consideração da capacidade de deformação não linear dos elementos estruturais, reduzindo os esforços correspondentes a um comportamento elástico linear puro. Para esse efeito, e como foi já referido na secção 3.1.1, é utilizado o conceito de coeficiente de comportamento (q). Este corresponde à relação entre os esforços a que estrutura estaria sujeita caso a sua resposta fosse perfeitamente elástica linear, e os esforços reduzidos que se podem adotar para ter em conta a capacidade de dissipação de energia da estrutura e a ductilidade disponível dos elementos constituintes (NP EN 1998-1, 2010).

O espectro de cálculo de acelerações prescrito no EC 8 é definido com base nas seguintes expressões:

$$0 \leq T \leq T_B : S_d(T) = a_g \cdot S \cdot \left[\frac{2}{3} + \frac{T}{T_B} \cdot \left(\frac{2,5}{q} - \frac{2}{3} \right) \right] \quad (60)$$

$$T_B \leq T \leq T_C : S_d(T) = a_g \cdot S \cdot \frac{2,5}{q} \quad (61)$$

$$T_C \leq T \leq T_D : S_d(T) \begin{cases} = a_g \cdot S \cdot \frac{2,5}{q} \cdot \left[\frac{T_C}{T} \right] \\ \geq \beta \cdot a_g \end{cases} \quad (62)$$

$$T_D \leq T : S_d(T) \begin{cases} = a_g \cdot S \cdot \frac{2,5}{q} \cdot \left[\frac{T_C T_D}{T^2} \right] \\ \geq \beta \cdot a_g \end{cases} \quad (63)$$

Em que:

$S_d(T)$	Espectro de cálculo de acelerações em função do período de vibração do sistema, T
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
a_g	Valor de cálculo da aceleração à superfície para um terreno do tipo A ($a_g = \gamma_I a_{gR}$)
S	Coeficiente de solo
q	Coeficiente de comportamento
β	Coeficiente correspondente ao limite inferior do espectro de cálculo (tomado $\beta = 0,2$)

É ainda importante referir que, no caso de Portugal, o Anexo Nacional ao EC 8 considera dois tipos de ações sísmicas (AS) que podem afetar o território português:

- Ação sísmica tipo 1 (AS 1), correspondente a sismos com fonte “afastada” (de forma geral com epicentro na região Atlântica).
- Ação sísmica tipo 2 (AS 2), correspondente a sismos com fonte “próxima” (de forma geral com epicentro em Portugal Continental ou no Arquipélago dos Açores).

Para o presente caso prático, consideram-se as seguintes condições:

- **Zona:** Lisboa – zonas sísmicas 1.3 e 2.3 (AS 1.3 e AS 2.3, respetivamente).
- **Tipo de terreno:** B – “depósitos de areia muito compacta, de seixo (cascalho) ou de argila muito rija, com uma espessura de, pelo menos, várias dezenas de metros, caracterizada por um aumento gradual das propriedades mecânicas com a profundidade”.
- **Classe de importância:** II ($\gamma_I = 1,0$) – “edifícios correntes, não pertencentes às outras categorias” (NP EN 1998-1, 2010).

Na Tabela 22 encontram-se resumidos os parâmetros necessários para a definição dos espectros de resposta para as ações sísmicas do tipo 1 e 2 (AS 1.3 e AS 2.3, respetivamente).

Tabela 22 – Valores dos parâmetros definidores dos espectros de resposta para as ações sísmicas tipo 1 e 2

Tipo de ação sísmica	a_{gR} (m/s ²)	a_g (m/s ²)	S_{max}	S	T_B (s)	T_C (s)	T_D (s)
AS 1.3	1,5	1,5	1,35	1,29	0,1	0,6	2,0
AS 2.3	1,7	1,7	1,35	1,27	0,1	0,25	2,0

Coeficiente de comportamento

O coeficiente de comportamento é definido no EC 8 da seguinte forma:

$$q = q_0 k_w \geq 1,5 \quad (64)$$

Em que:

- q_0 Valor básico do coeficiente de comportamento, função do tipo do sistema estrutural e da sua regularidade em altura
- k_w Coeficiente que reflete o modo de rotura predominante nos sistemas de paredes

Para uma classe de ductilidade média (DCM), e para sistemas porticados, sistemas mistos, ou sistemas de paredes acopladas, o valor básico do coeficiente de acoplamento é igual a:

$$q_0 = 3,0 \alpha_u / \alpha_1 \quad (65)$$

Em que:

- α_u Valor pelo qual a ação sísmica horizontal de cálculo é multiplicada para formar rótulas plásticas num número de secções suficiente para provocar a instabilidade global da estrutura, mantendo-se constantes todas as outras ações de cálculo
- α_1 Valor pelo qual a ação sísmica horizontal de cálculo é multiplicada para ser atingida pela primeira vez a resistência à flexão em qualquer elemento da estrutura, mantendo-se constantes todas as outras ações de cálculo;

Para sistemas mistos equivalentes a paredes ou sistemas de paredes acopladas, o EC 8 define:

$$\alpha_u / \alpha_1 = 1,2 \quad (66)$$

Por fim, para sistemas de paredes ou sistemas equivalentes a paredes, o coeficiente k_w é igual a:

$$k_w = (1 + \alpha_0) / 3 \leq 1, \text{ mas não inferior a } 0,5 \quad (67)$$

Em que α_0 representa a esbelteza predominante das paredes do sistema estrutural. No pórtico em análise existem duas paredes idênticas, com esbelteza igual a 7,8. Resulta então:

$$q = (3,0 \times 1,2) \times 1,0 = 3,6 \quad (68)$$

É interessante notar que caso as paredes não se encontrassem acopladas o coeficiente de comportamento assumiria o valor de 3,0. A consideração do efeito de acoplamento no sistema em estudo resulta assim num aumento do coeficiente de comportamento de 20%, mas a diferença pode ir até 50% (já que o EC8 limita o parâmetro α_u/α_1 a um valor máximo de 1,5).

Espectros de cálculo

Com base nas equações (60) – (63) e nos coeficientes indicados, obtêm-se os espectros de cálculo presentes na Figura 58, para os dois tipos de ação sísmica.

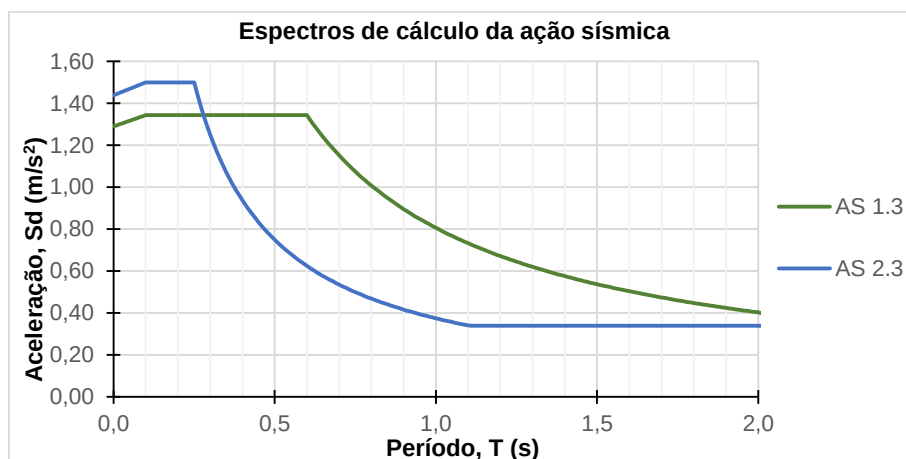


Figura 58 – Espectros de cálculo da ação sísmica

4.3.2. Combinações de Ações

Para a verificação dos Estados Limite Últimos (ELU) utiliza-se a combinação fundamental, equação (69), e a combinação sísmica, equação (70):

$$\text{Combinação Fundamental} \quad \sum \gamma_{G,j} G_{k,j} + \gamma_{Q,1} Q_{k,1} + \sum \gamma_{Q,i} \psi_{0,i} Q_{k,i} \quad (69)$$

$$\text{Combinação Sísmica} \quad \sum G_{k,j} + \sum \psi_{2,i} Q_{k,i} + A_{Ed} \quad (70)$$

Em que:

$G_{k,j}$	Valor característico das cargas permanentes j
$Q_{k,1}$	Valor característico da ação variável de base da combinação 1
$Q_{k,i}$	Valor característico da ação variável i
A_{Ed}	Valor de cálculo da ação sísmica (neste caso é igual ao valor característico dado que o coeficiente de importância é unitário)
$\gamma_{G,j}$	Coeficiente parcial relativo à ação permanente j
$\gamma_{Q,i}$	Coeficiente parcial relativo à ação variável i
$\psi_{0,i}$	Coeficiente para a determinação do valor de combinação da ação variável i
$\psi_{2,i}$	Coeficiente de combinação para o valor quase-permanente da ação variável i

No caso do pórtico em análise, e uma vez que apenas se considera um tipo de ação variável, consideram-se os seguintes coeficientes de combinação:

- $\gamma_G = 1,35$
- $\gamma_Q = 1,5$
- $\psi_2 = 0,3$ (categoria A: zonas de habitação)

4.3.3. Análise Estrutural e Dimensionamento

Com base nas propriedades geométricas e dos materiais definidas na secção 4.2, o pórtico é modelado no *software* de análise estrutural SAP2000 (ilustrado na Figura 59). Todos os elementos são modelados com elementos finitos lineares (tipo barra). O comprimento da secção transversal das paredes é modelado com recurso a barras rígidas (de modo a possibilitar a ligação às vigas).

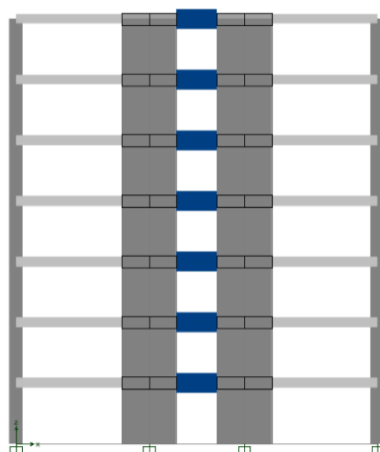


Figura 59 – Modelo SAP2000 do pórtico em análise

Na análise dos esforços sísmicos, por espectro de resposta, tem-se em conta o efeito da redução da rigidez dos seus elementos. Para isso segue-se a indicação do EC 8 (4.3.1) e considera-se a rigidez elástica dos elementos igual a 50% do valor de rigidez correspondente ao estado não fendilhado.

Do dimensionamento (detalhado no Anexo I) resultam as armaduras apresentadas em seguida na Figura 60, na Figura 61, na Figura 62 e na Figura 63, referentes às pormenorizações dos pilares, das paredes, das vigas e das vigas de acoplamento, respetivamente.

Pilares

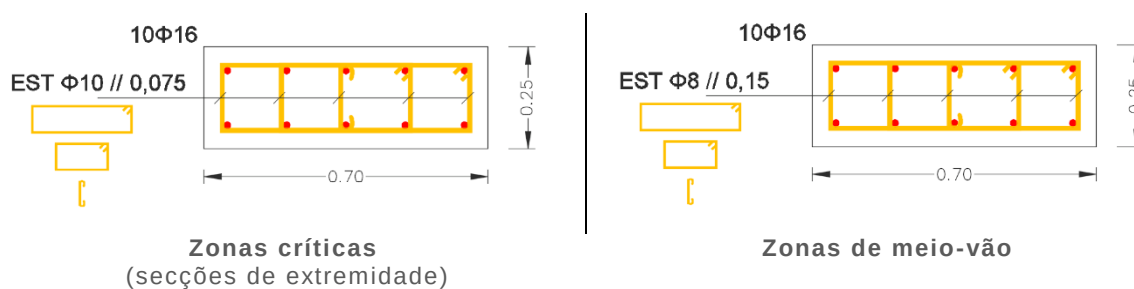


Figura 60 – Pormenorização das secções dos pilares

Paredes

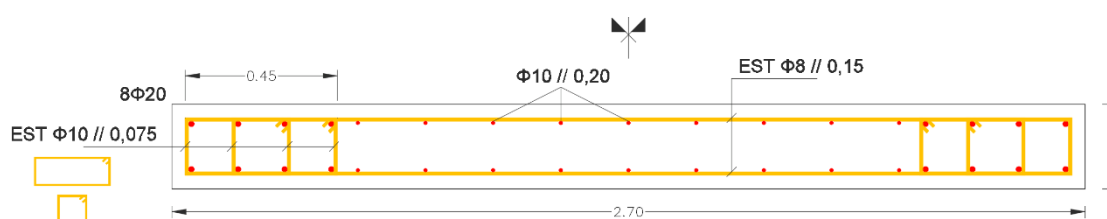


Figura 61 – Pormenorização das secções das paredes

Vigas

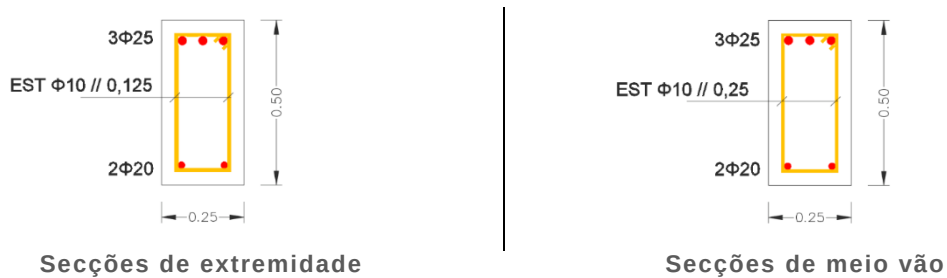


Figura 62 – Pormenorização das secções das vigas

Vigas de acoplamento

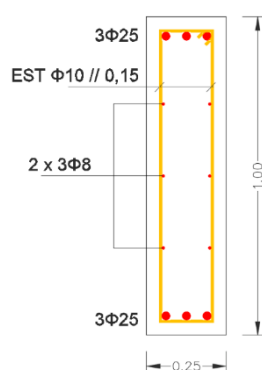


Figura 63 – Pormenorização das secções das vigas de acoplamento

Alçados

Na Figura 64 e na Figura 65 encontram-se os alçados com as armaduras dos elementos horizontais e elementos verticais, respetivamente.

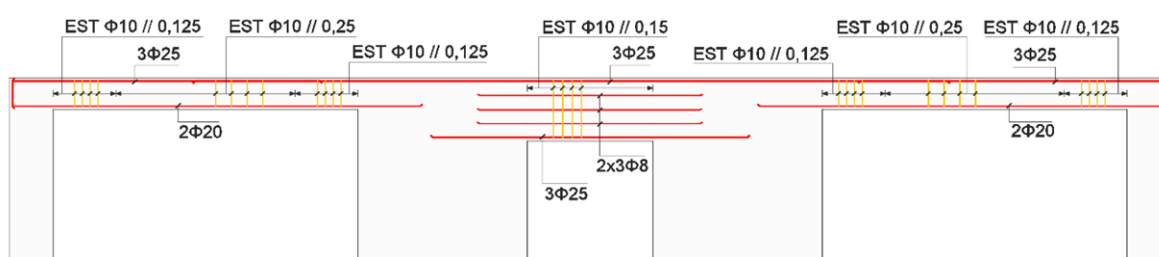


Figura 64 – Alçado com as armaduras dos elementos horizontais

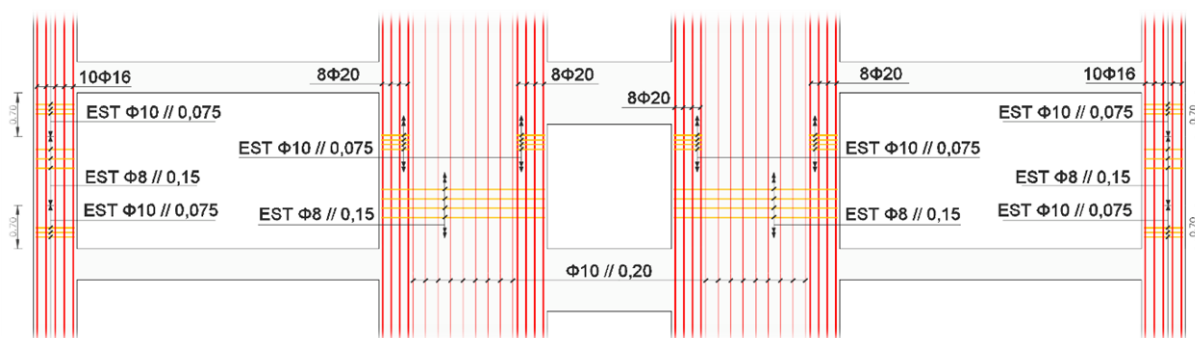


Figura 65 – Alçado com as armaduras dos elementos verticais

4.4. Análise Estática Não Linear – Método N2

Para a avaliação do desempenho sísmico do pórtico é utilizado o Método N2 (Fajfar, 2000), proposto no Eurocódigo 8. Este método recorre a análises estáticas não lineares (*Pushover*), na forma de carregamento imposto com controlo de deslocamentos.

O Método N2 apresenta várias fases, iniciando-se com a modelação da estrutura e terminando com a obtenção do deslocamento-alvo, para o qual o desempenho sísmico da estrutura é avaliado. É feita em seguida uma apresentação dos diversos passos que foram seguidos para a aplicação do método.

Passo 1 – Modelação Estrutural

O primeiro passo consiste na modelação dos elementos estruturais tendo em conta o seu comportamento não linear, com base em relações constitutivas e modelos de comportamento adequados. As propriedades dos elementos devem basear-se nos valores médios das propriedades dos materiais (NP EN 1998-1, 2010).

Passo 2 – Definição da Curva de Capacidade Resistente

A curva de capacidade resistente representa o valor de corte basal, V_b (esforço transversal na base da estrutura), em função do deslocamento de topo, Δ_{topo} .

Para a obtenção da curva recorre-se a uma análise *Pushover*, em que se aplica uma distribuição de cargas laterais incrementais até se atingir um deslocamento pré-definido. O Método N2 propõe a aplicação, em cada piso, de cargas proporcionais à massa do piso e ao deslocamento modal normalizado, em relação a um nó de controlo (tipicamente o centro de gravidade da cobertura, ou qualquer ponto deste piso caso apresente comportamento de diafragma):

$$P_i = p m_i \phi_i \quad (71)$$

Em que:

P_i	Força lateral a aplicar no piso i
p	Fator de intensidade do carregamento
m_i	Massa do piso i
ϕ_i	Deslocamento modal normalizado do piso i

Passo 3 – Transformação num Sistema de 1 Grau de Liberdade (GDL) Equivalente

No Método N2 a solicitação sísmica é determinada com base no espectro de resposta, sendo que o comportamento não linear é tido em conta de forma explícita. Como tal é necessário representar a estrutura, de forma equivalente, por um sistema de um grau de liberdade (1 GDL).

A massa do sistema equivalente com 1 GDL, m^* , é calculada por:

$$m^* = \sum m_i \phi_i^2 \quad (72)$$

A transformação é feita com o recurso a um coeficiente de transformação, Γ , definido por:

$$\Gamma = \frac{m^*}{\sum m_i \phi_i^2} \quad (73)$$

Com base neste coeficiente, a força e o deslocamento do sistema de 1 GDL podem então ser calculados:

$$F^* = \frac{V_b}{\Gamma} \quad (74)$$

$$d^* = \frac{\Delta_{topo}}{\Gamma} \quad (75)$$

Recorrendo à transformação de variáveis indicadas nas equações (74) e (75) é possível traçar a curva de capacidade do sistema equivalente de 1 GDL.

Passo 4 – Determinação do Deslocamento-Alvo

Para a determinação do período do sistema de 1 GDL, T^* , é necessária uma representação bilinear da curva de capacidade resistente. O Método N2 exige que a rigidez pós-cedência da curva idealizada seja nula (Fajfar, 2000).

Com a curva bilinear ficam definidos a resistência (F_y^*) e o deslocamento de cedência (d_y^*) do sistema equivalente de 1 GDL, e é assim possível calcular o respetivo período elástico, T^* :

$$T^* = 2\pi \sqrt{\frac{m^* d_y^*}{F_y^*}} \quad (76)$$

A resposta sísmica da estrutura idealizada é obtida através do espectro de resposta elástico. O procedimento pode ser formulado num gráfico Aceleração *versus* Deslocamento Espectral (formato ADRS), no qual se traçam duas curvas: (i) a curva de capacidade resistente do sistema com 1 GDL, e (ii) o espectro de resposta elástica.

O espectro de resposta elástica é definido pelas seguintes expressões (NP EN 1998-1, 2010):

$$0 \leq T \leq T_B : S_{ae}(T) = a_g \cdot S \cdot \left[1 + \frac{T}{T_B} \cdot (\eta \cdot 2,5 - 1) \right] \quad (77)$$

$$T_B \leq T \leq T_C : S_{ae}(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot 2,5 \quad (78)$$

$$T_C \leq T \leq T_D : S_{ae}(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot 2,5 \cdot \left[\frac{T_C}{T} \right] \quad (79)$$

$$T_D \leq T : S_{ae}(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot 2,5 \cdot \left[\frac{T_C T_D}{T^2} \right] \quad (80)$$

Em que:

$S_{ae}(T)$	Espectro de resposta elástica de aceleração
T	Período de vibração do sistema
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
a_g	Valor de cálculo da aceleração à superfície para um terreno do tipo A ($a_g = \gamma_I a_{gR}$)
S	Coeficiente de solo
η	Coeficiente de correção do amortecimento ($\eta = 1$ para amortecimento $\xi = 5\%$)

De modo a relacionar os espectros de resposta elástica de aceleração (S_{ae}) e de deslocamento (S_{de}) recorre-se à seguinte expressão:

$$S_{ae} = \frac{4\pi^2}{T^2} S_{de} \quad (81)$$

Para um comportamento elástico, o deslocamento-alvo d_{et}^* é dado pela expressão:

$$d_{et}^* = S_{ae}(T^*) \left[\frac{T^*}{2\pi} \right]^2 \quad (82)$$

A determinação do deslocamento alvo d_t^* é dependente das características dinâmicas da estrutura, com base nas seguintes condições:

a) Períodos baixos ($T^* < T_C$)

Se a estrutura apresenta resposta elástica ($F_y^*/m^* \geq S_{ae}(T^*)$)

$$d_t^* = d_{et}^* \quad (83)$$

Se a estrutura apresenta resposta inelástica ($F_y^*/m^* < S_{ae}(T^*)$)

$$d_t^* = \frac{d_{et}^*}{q_u} \left(1 + (q_u - 1) \frac{T_C}{T^*} \right) \geq d_{et}^* \quad (84)$$

$$\text{Em que } q_u = \frac{S_{ae}(T^*)}{F_y^*/m^*}$$

b) Períodos médios e longos ($T^* \geq T_C$)

$$d_t^* = d_{et}^* \quad (85)$$

Por fim, o deslocamento-alvo do sistema original com vários graus de liberdade, d_t , é determinado multiplicando o deslocamento-alvo do sistema de 1 GDL, d_t^* , pelo coeficiente de transformação já definido (Γ):

$$d_t = \Gamma \cdot d_t^* \quad (86)$$

Passo 5 – Desempenho Sísmico

O desempenho sísmico é avaliado aplicando à estrutura, de modo incremental, uma distribuição de forças igual à indicada no Passo 3, até se atingir um deslocamento de topo, Δ_{topo} , igual ao deslocamento-alvo determinado, d_t :

$$\Delta_{topo} = d_t \quad (87)$$

Para este valor de deslocamento podem ser avaliados os deslocamentos entre pisos, as deformações e esforços nos elementos, assim como a distribuição do comportamento não linear na estrutura.

Resumo e Aplicação

Na Figura 66 encontra-se esquematizado, em resumo, o procedimento de aplicação do Método N2, tal como foi descrito nos passos acima expostos.

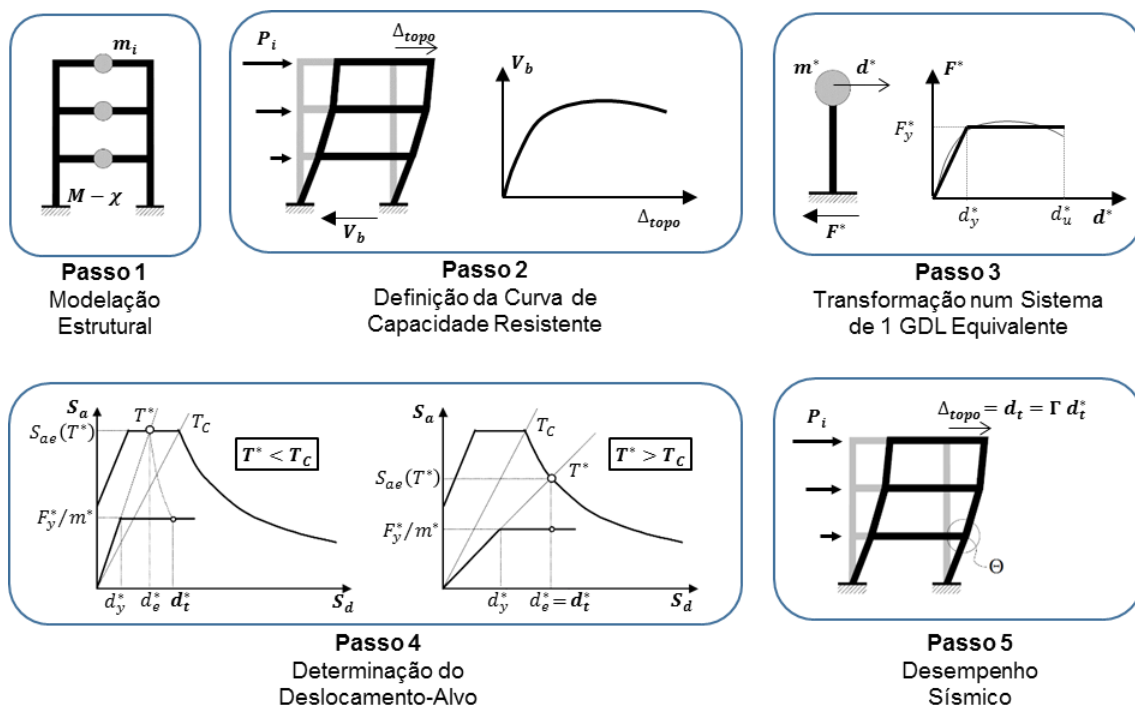


Figura 66 – Resumo do procedimento de aplicação do Método N2

A aplicação do Método N2 ao pórtico em estudo é elaborada e apresentada em seguida.

Em primeiro lugar, na secção 4.4.1, é feita a modelação não linear dos elementos do pórtico (Passo 1), o que permite a obtenção da curva de capacidade resistente na secção 4.4.2 (Passo 2).

Posteriormente, na secção 4.4.3, é feita a transformação do pórtico num sistema equivalente de um grau de liberdade (Passo 3).

Por último, na secção 4.4.4, é determinado o deslocamento-alvo do sistema equivalente de 1 GDL e avaliado o desempenho sísmico do pórtico (Passos 4 e 5).

O pórtico estudado serve de referência a análises de sensibilidade a realizar na secção 4.5.

Na secção 4.6 são retiradas conclusões relativamente aos estudos efetuados ao longo do capítulo.

4.4.1. Modelação Estrutural

A modelação do pórtico baseia-se no modelo linear já realizado e apresentado na secção 4.3, mas adicionando-se “rótulas” plásticas para representar o comportamento não linear dos vários elementos.

No caso das vigas de acoplamento é seguido o procedimento desenvolvido no Capítulo 3. Para os restantes elementos são utilizadas as relações momento-curvatura analisadas em seguida. Em qualquer um dos casos é primeiro necessário a definição das relações constitutivas dos materiais.

4.4.1. a) Relações Constitutivas dos Materiais

As relações constitutivas das materiais são baseadas nos modelos já descritos em detalhe na secção 3.5.1. a) Relação Constitutiva do Aço e 3.5.1. b) Relação Constitutiva do Betão.

Recorde-se que para o aço das armaduras foi seguido o modelo de Mander (1983), enquanto para o betão foram utilizadas as relações propostas no Eurocódigo 2 (NP EN 1992-1-1, 2010) e Eurocódigo 8, Parte 2 – Anexo E (EN 1998-2, 2005), relativas a betão não confinado e confinado, respetivamente.

Na Figura 67 e na Figura 68 encontram-se os parâmetros determinados para o aço das armaduras e para o betão não confinado do caso em estudo. Na Figura 69 encontram-se os parâmetros para a relação constitutiva do betão confinado, presente nos pilares e nas paredes. Note-se que nos casos das vigas correntes e vigas de acoplamento do sistema em estudo, devido às suas dimensões e armaduras adotadas, não se considera que exista confinamento do núcleo de betão.

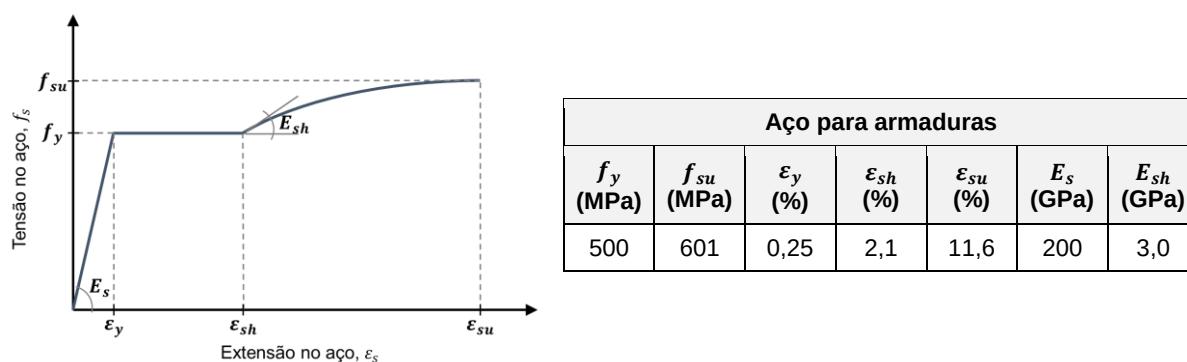


Figura 67 – Relação constitutiva do aço para armaduras, proposta por Mander (1983), e respetivos parâmetros

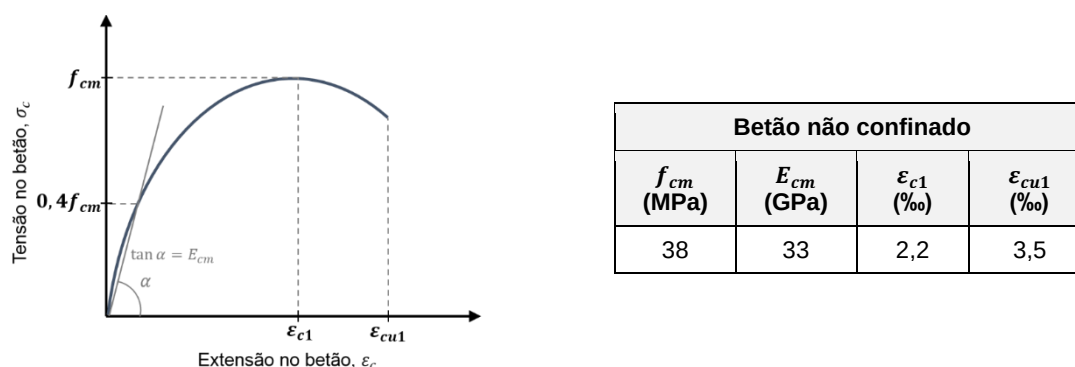


Figura 68 – Relação constitutiva do betão não confinado, proposta no Eurocódigo 2, e respetivos parâmetros

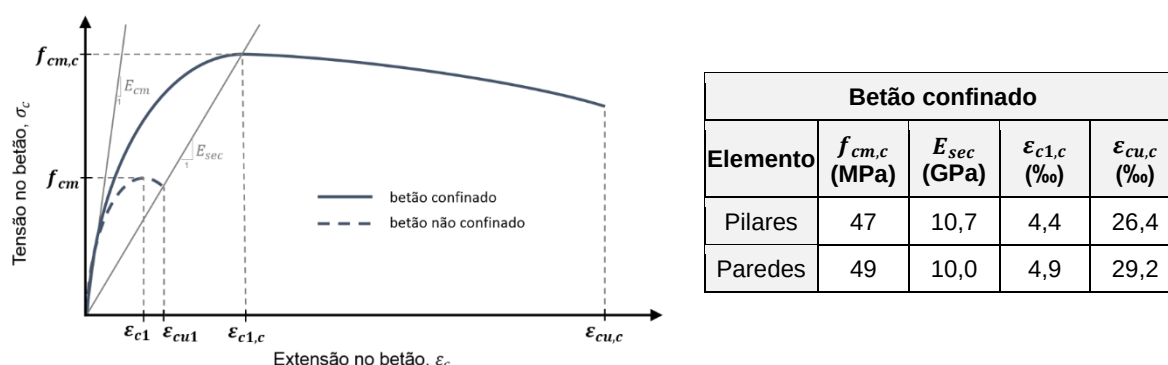


Figura 69 – Relação constitutiva do betão confinado (EC 8-2 Anexo E), e respetivos parâmetros

4.4.1. b) Modelo de Comportamento das Vigas de Acoplamento

Para a representação do comportamento não linear das vigas de acoplamento executa-se o procedimento estudado no Capítulo 3, baseado no modelo de plasticidade concentrada ilustrado na Figura 70.

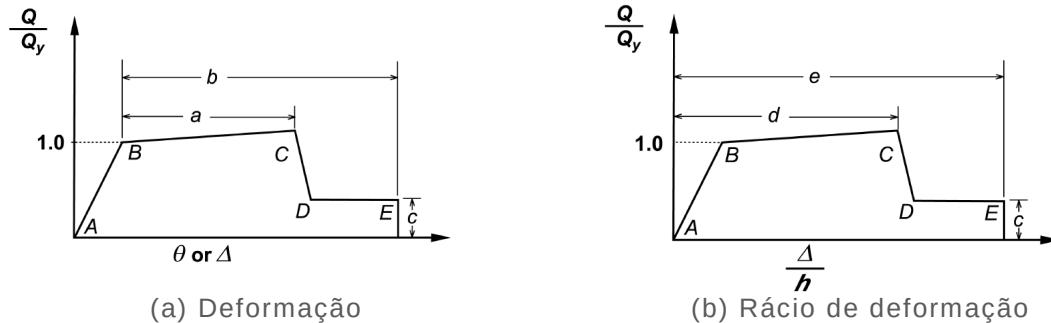


Figura 70 – Relações generalizadas força-deformação para elementos de betão armado (ASCE/SEI, 2013)

Rigidez Efetiva

O coeficiente de rigidez efetiva das vigas de acoplamento, κ , necessário para a representação do comportamento elástico, é determinado pela formulação de Son Vu et al. (2014):

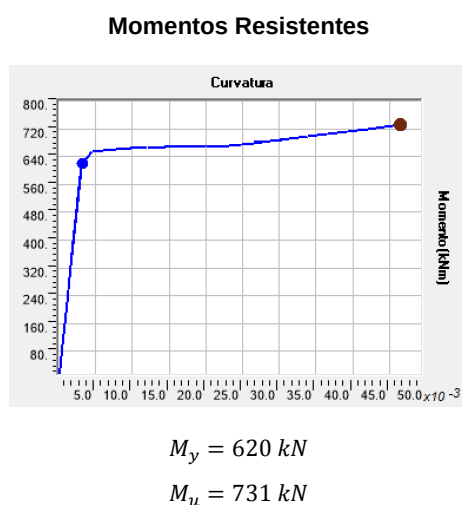
$$\kappa = 0,67 \left(1,8 \frac{l_b}{h} + 0,4 \frac{l_b^2}{h^2} \right) (0,009 + 0,7\rho_{sw} + 1,1\rho_{sl}) \left(0,5 + \frac{11}{f_c} \right) \quad (88)$$

Em que κ representa a relação entre a rigidez efetiva da secção e a sua rigidez em estado não fendilhado, e f_c a resistência à compressão do betão, em MPa. Resulta assim o valor:

$$\kappa = 0,06 \quad (89)$$

Esforços Resistentes

Os momentos fletores de cedência e último são determinados com base nas relações momento-curvatura obtidas no módulo *Section Designer* do software de análise estrutural SAP2000, e o esforço transversal resistente é determinado pelo procedimento indicado no EC 2 – Figura 71.



Esforço Transverso Resistente

$$V_R = \frac{A_{sw}}{s} z f_{yw} \cot \theta$$

Em que:

- A_{sw} Área da secção transversal das armaduras de esforço transversal
 - s Espaçamento dos estribos
 - z Braço do binário das forças interiores (utilizou-se de um modo aproximado $z=0,9d$)
 - f_{yw} Tensão de cedência das armaduras de esforço transversal
 - θ Ângulo formado pela escora comprimida de betão com o eixo da viga (tomou-se $\theta = 30^\circ$)
 - f_{yw} Tensão de cedência da armadura transversal
- $V_R = 766 \text{ kN}$

Figura 71 – Determinação dos momentos de cedência e último e esforço transversal resistente

Note-se que a rotura da viga de acoplamento do pórtico em estudo se dá pelo betão (círculo a castanho representado na Figura 71).

Parâmetros de Deformação

Por último, os parâmetros de deformação são determinados através das disposições presentes no ASCE 41-13, e já referidas no Capítulo 3 (secção 3.5.3. Parâmetros de Deformação).

Os valores resultantes encontram-se na Tabela 23, ficando assim perfeitamente definidos os modelos de plasticidade concentrada representativos do comportamento das vigas de acoplamento.

Tabela 23 – Parâmetros das relações esforço-deformação para vigas de acoplamento

Controlado por flexão						Controlado por corte				
M_y (kNm)	M_u/M_y	$\frac{V=2M_u/l_b}{bh\sqrt{f_c}}$	a	b	c	V_R (kN)	$\frac{V=V_R}{bh\sqrt{f_c}}$	d*	e*	c
620	1,18	0,5	0,011	0,026	0,276	766	0,5	0,003	0,015	0,200

4.4.1. c) Modelos de Comportamento dos Restantes Elementos

A modelação não linear dos restantes elementos estruturais é feita com base num modelo de plasticidade em que se admite um comprimento limitado de rótula plástica ao longo do qual é feita a integração das relações momento-curvatura das secções (ver secção 3.1.2. Modelos Não Lineares de Elementos Estruturais).

Após a determinação das relações momento-curvatura e dos comprimentos das rótulas plásticas, estas são inseridas nas extremidades de vigas e pilares, e na base das paredes. Em todos os elementos (excluindo as vigas de acoplamento), na modelação do comportamento elástico é utilizado o valor de rigidez efetiva prescrito em vários regulamentos, $\kappa = 0,50$ (FEMA, 2000; NP EN 1998-1, 2010).

Relações Momento-Curvatura

As secções dos diferentes elementos são modeladas no *Section Designer* do *software* de análise estrutural SAP2000, tendo por base os modelos de comportamento dos materiais já definidos. A partir das relações momento-curvatura obtidas da análise das secções é definido um modelo bilinear, cuja rigidez elástica é a secante no ponto de cedência, como indicado no EC 8 (ponto 4.3.3.4.1-2). Após a cedência considera-se um troço linear até à resistência última da secção.

As relações momento-curvatura obtidas do SAP2000 e as respetivas bilinearizações para vigas, pilares e paredes encontram-se na Figura 72, na Figura 73, e na Figura 74, respetivamente.

O ponto assinalado com um círculo de cor igual à respetiva curva representa o instante de cedência das armaduras longitudinais. O último ponto das curvas representa a rotura: um círculo castanho indica que a rotura se dá pelo betão, enquanto um círculo verde indica rotura pelo aço das armaduras longitudinais. A rotura ocorre quando uma das fibras atinge a sua extensão última.

Na determinação das relações momento-curvatura das secções transversais dos pilares e paredes são considerados os esforços axiais devidos à presença de forças gravíticas (combinação de ações $G + \psi_2 Q$), de acordo com o prescrito no EC 8 (pontos 4.3.3.4.1 5P e 6). Nos pilares são tidos em conta os níveis de esforço axial em cada piso, e nas paredes é considerado o esforço axial na sua base.

Vigas

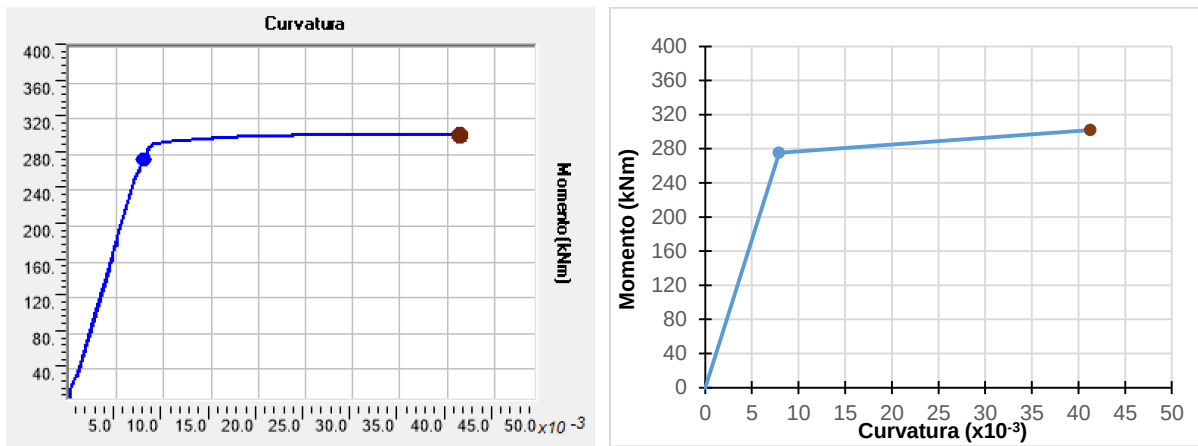


Figura 72 – Relação momento-curvatura para vigas obtida do SAP2000 (à esquerda), e respectiva bilinearização adotada (à direita)

Pilares

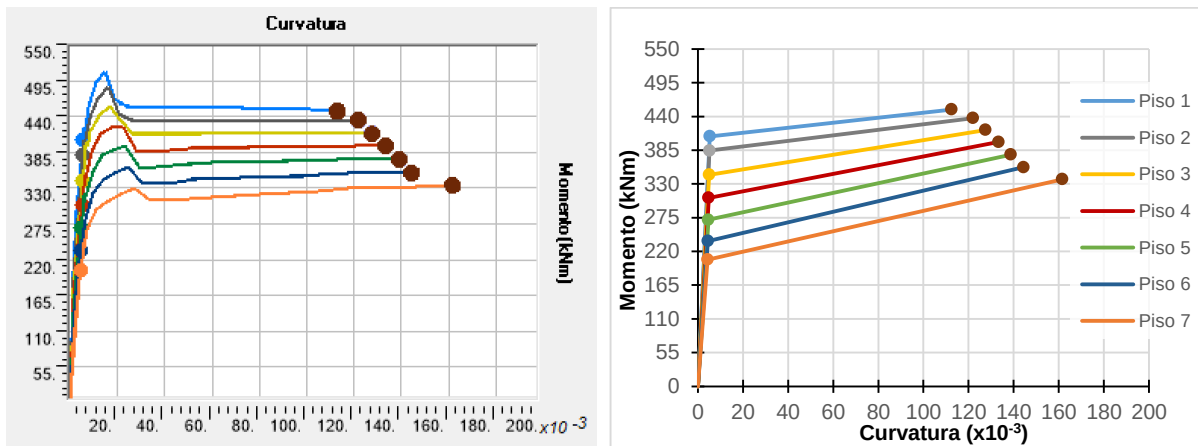


Figura 73 – Relações momento-curvatura para pilares obtidas do SAP2000 (à esquerda), e respectivas bilinearizações adotadas (à direita)

Paredes

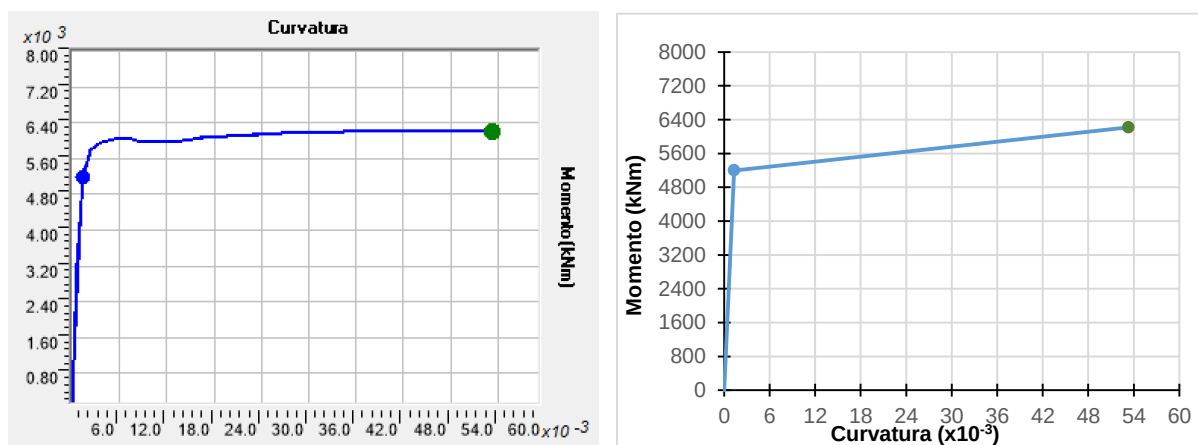


Figura 74 – Relação momento-curvatura para paredes obtida do SAP2000 (à esquerda), e respectiva bilinearização adotada (à direita)

Comprimento de Rótulas Plásticas

O Eurocódigo 8 – Parte 2 (EN 1998-2, 2005) e Paulay & Priestley (1992) sugerem equações para estimar o comprimento de rótula plástica, L_p , dependentes da tensão de cedência (f_y , em MPa), do diâmetro (d_{bL}) das armaduras longitudinais, e da distância à secção de momento fletor nulo (L).

Paulay & Priestley (1992) indicam ainda que para elementos de dimensões correntes pode ser utilizado, de modo mais simples, um valor igual a metade da altura da secção transversal (h).

Foram ainda investigadas expressões especificamente desenvolvidas para paredes, das quais se destacam: a de Priestley (2000), dependente da altura da secção transversal da parede (l_w), da altura total da parede (h_w), e do diâmetro (d_{bL}) e tensão de cedência (f_y) das armaduras longitudinais; e a de Kazaz (2013), dependente da altura da secção transversal da parede (l_w) e da relação entre o momento fletor e o esforço transversal atuantes na parede (M/V).

As expressões recolhidas encontram-se reproduzidas na Tabela 24.

Tabela 24 – Expressões de cálculo do comprimento de rótula plástica

Paulay & Priestley (1992)	$L_p = 0,5h$	(90)
	$L_p = 0,08L + 0,022f_y d_{bL}$	(91)
EC 8-2	$L_p = 0,10L + 0,015f_y d_{bL}$	(92)
Priestley (2000)	$\max \begin{cases} L_{p,w} = 0,2l_w + 0,03h_w \\ L_{p,w} = 0,054h_w + 0,022f_y d_{bL} \end{cases}$	(93)
Kazaz (2013)	$L_{p,w} = 0,143l_w + 0,072(M/V)$	(94)

Na Tabela 25 e na Tabela 26 apresentam-se os valores obtidos para o comprimento das rótulas plásticas, para os diferentes elementos estruturais, assim como o valor adotado.

Tabela 25 – Valores determinados para o comprimento das rótulas plásticas em vigas e pilares

Rótula plástica	L (m)	d_{bL} (m)	f_{yk} (MPa)	Comprimento da rótula plástica (m)			
				0,5 h	Paulay & Priestley	EC 8-2	Adotado
Viga – Pilar	1,0	25 x10 ⁻³	500	0,25	0,36	0,29	0,30
Viga – Parede	1,2	25 x10 ⁻³		0,25	0,37	0,31	0,30
Pilares	1,5	16 x10 ⁻³		0,35	0,30	0,27	0,30

Tabela 26 – Valores determinados para o comprimento das rótulas plásticas em paredes

Rótula plástica	$L = h_w$ (m)	l_w (m)	d_{bL} (m)	f_{yk} (MPa)	M/V (m)	Comprimento da rótula plástica (m)					
						0,5 h	Paulay & Priestley	EC 8-2	Priestley	Kazaz	Adotado
Parede	21,0	2,7	20 x10 ⁻³	500	10,3	1,35	1,90	2,25	1,35	1,15	2,00

Na Figura 75 apresenta-se o modelo em SAP2000 do pórtico em estudo. As rótulas plásticas encontram-se representadas com círculos a azul.

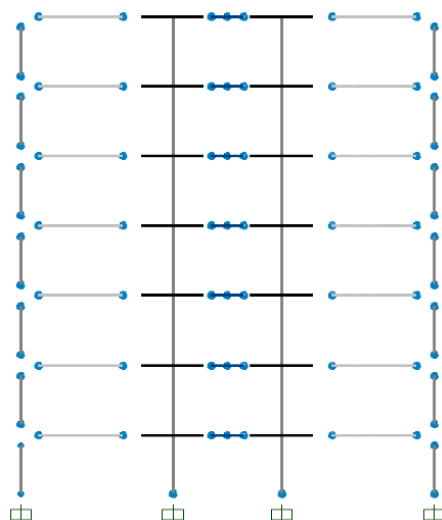


Figura 75 – Modelo em SAP2000 do pórtico em estudo, com rótulas plásticas a azul

4.4.2. Curva de Capacidade Resistente

Como já foi referido no início da secção 4.4, o Método N2 propõe a aplicação, em cada piso, de cargas proporcionais à massa do piso e ao deslocamento modal normalizado, que pretendem reproduzir as forças de inércia geradas na estrutura quando esta é sujeita a uma ação sísmica.

O carregamento é aplicado, de modo incremental, até se atingir o colapso do pórtico.

Na Figura 76 encontra-se a distribuição do carregamento aplicado para o pórtico em estudo, e a curva de capacidade determinada.

Piso	m_i (ton)	δ_{modal} (m)	ϕ_i	$m_i \phi_i$
0	6,5	0,000	0,00	0,0
1	110,8	0,004	0,06	7,2
2	110,8	0,012	0,20	22,6
3	110,8	0,022	0,38	41,8
4	110,8	0,032	0,56	61,8
5	110,8	0,042	0,73	80,5
6	110,8	0,050	0,87	96,9
7	104,8	0,057	1,00	104,3
TOTAL	775,5	-	$\sum m_i \phi_i$	415,1

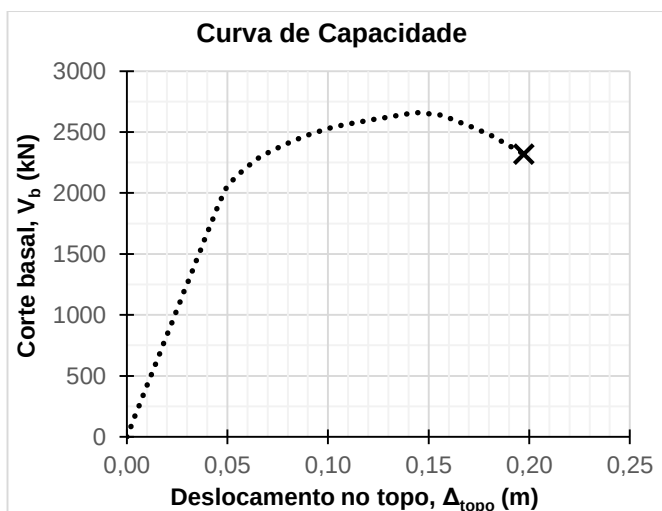


Figura 76 – Carregamento e respetiva curva de capacidade do pórtico em estudo

4.4.3. Sistema Equivalente de 1 GDL

Com base no procedimento de transformação do Método N2 (descrito na secção 4.4), obtém-se a curva de capacidade do sistema equivalente de 1 GDL.

Para a determinação do ponto de cedência (d_y^*, F_y^*), e do período T^* do sistema de 1 GDL é necessário proceder-se à linearização da curva de capacidade resistente. Opta-se pelo método proposto em Gostič et al. (2012), em que a curva bilinear idealizada apresenta uma área igual à curva original (o que traduz uma igual capacidade de dissipação de energia).

Na Figura 77 apresenta-se a curva de capacidade do sistema equivalente de 1 GDL, assim como a respetiva curva bilinear. Os detalhes do procedimento de bilinearização são apresentados no Anexo II.

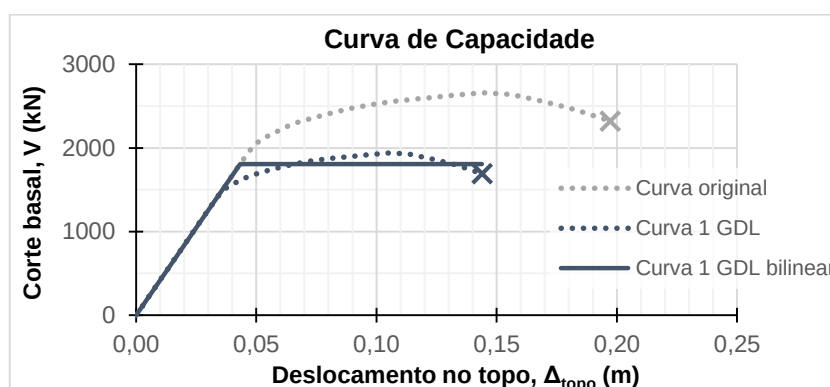


Figura 77 – Bilinearização da curva de capacidade do sistema equivalente de 1 GDL

4.4.4. Deslocamento-Alvo e Desempenho Sísmico

A obtenção do deslocamento-alvo encontra-se representada graficamente na Figura 78, onde se traça o espectro de resposta elástico no formato Aceleração *versus* Deslocamento Espectral (ADRS), assim como a curva de capacidade do sistema equivalente de 1 GDL.

O ponto assinalado com uma cruz representa o deslocamento último do sistema, o ponto assinalado com um quadrado permite definir o deslocamento-alvo para um comportamento elástico e o ponto assinalado com um círculo representa o deslocamento-alvo tendo em conta as características não lineares do sistema de 1 GDL.

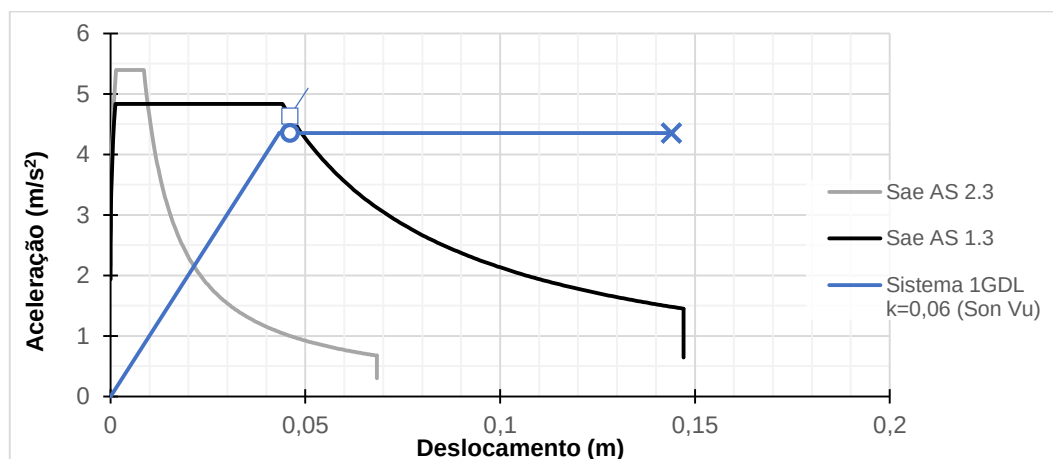


Figura 78 – Determinação do deslocamento-alvo para o sistema equivalente de 1 GDL

Na Tabela 27 encontram-se os principais parâmetros obtidos pela aplicação do Método N2. Note-se que se utiliza o espectro da ação sísmica do tipo 1, que se observa ser a condicionante.

Tabela 27 – Parâmetros obtidos pela aplicação do Método N2

m^* (ton)	d_y^* (m)	F_y^* (kN)	Γ	T^* (s)	$S_{ae}(T^*)$ (m/s ²)	d_{et}^* (m)	q_u	d_t^* (m)	d_t (m)
415	0,043	1808	1,37	0,63	4,63	0,046	1,06	0,046	0,063

Na Figura 79 encontra-se o estado de danos no pórtico para o deslocamento-alvo e no colapso, e a respetiva legenda.

Pela análise do espectro da Figura 78 conclui-se que, para o sismo regulamentar, a estrutura explora muito pouco o comportamento não linear, já que o deslocamento-alvo se encontra muito próximo do limite de regime elástico.

Efetivamente, ao analisar-se o estado do pórtico para $\Delta_{topo} = d_t$ (Figura 79) observa-se que, embora as duas paredes, parte das vigas de acoplamento, metade das secções de extremidade das vigas e a base das paredes tenham atingido a cedência e entrado em regime não linear, nenhuma secção atingiu 1/3 da sua capacidade de deformação plástica.

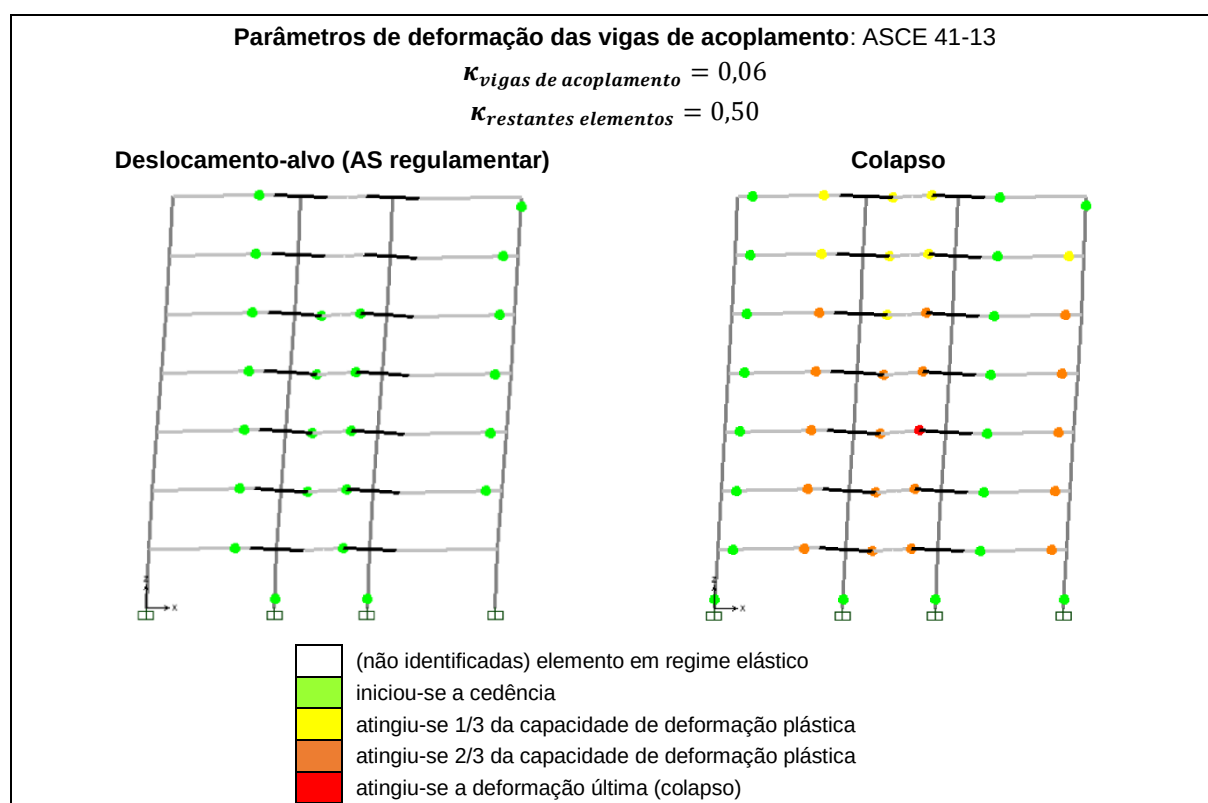


Figura 79 – Estados de danos no pórtico, considerando a rigidez efetiva das vigas de acoplamento obtida por Son Vu et. al (2014)

O colapso no pórtico dá-se com a rotura por flexão de uma das vigas de acoplamento – na Figura 79 encontra-se representada a vermelho a rótula plástica em que é atingida a capacidade de deformação última (3º piso).

O cálculo do coeficiente de acoplamento (CR), que representa o momento resistente do binário das forças axiais das paredes, geradas pelo efeito de acoplamento, como uma fração do momento resistente global do sistema de paredes acopladas (secção 2.4), resulta em:

$$CR = 0,60 \quad (95)$$

O dimensionamento e o procedimento de modelação utilizados nesta secção 4.4, e respetivo desempenho sísmico do pórtico, servem de referência a estudos complementares a realizar na secção 4.5.

4.5. Estudos Complementares

Nesta secção estuda-se a influência de determinados parâmetros de modelação e do comportamento das vigas de acoplamento no desempenho sísmico global da estrutura.

4.5.1. Influência da Rigidez Efetiva das Vigas de Acoplamento

Para efeitos de comparação considera-se relevante determinar a resposta da estrutura caso se utilize, para as vigas de acoplamento, o valor de rigidez efetiva prescrito por diversos regulamentos e normalmente aplicado a todos os elementos, $\kappa = 0,50$. Recorde-se que no capítulo anterior se concluiu que a utilização deste valor é inadequado na representação da resposta das vigas de acoplamento ensaiadas por Breña & Ihtiyar (2007), resultando numa resposta do modelo numérico significativamente mais rígida do que aquela observada experimentalmente.

É aplicado o procedimento já descrito para obtenção do deslocamento alvo pelo Método N2, chegando-se aos parâmetros da Tabela 28 e ao espectro presente na Figura 80.

Tabela 28 – Parâmetros do Método N2 para diferentes valores de rigidez efetiva das vigas de acoplamento

Vigas de acoplamento	m^* (ton)	d_y^* (m)	F_y^* (kN)	Γ	T^* (s)	$S_{ae}(T^*)$ (m/s ²)	d_{et}^* (m)	q_u	d_t^* (m)	d_t (m)
$\kappa = 0,06$	415	0,043	1808	1,37	0,63	4,63	0,046	1,06	0,046	0,063
$\kappa = 0,50$	415	0,028	1796	1,38	0,51	4,84	0,031	1,12	0,033	0,045

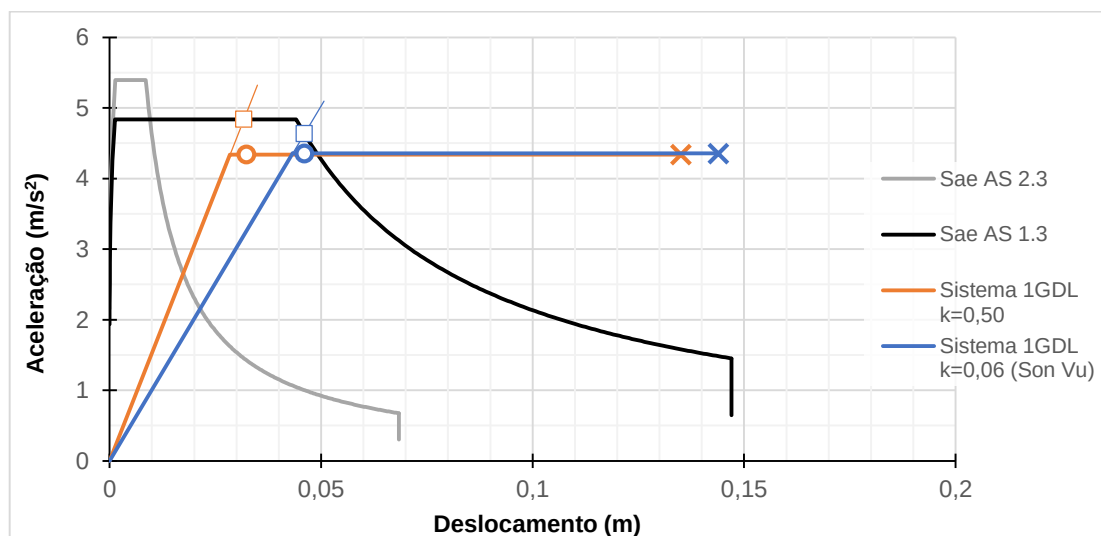


Figura 80 – Espectro do sistema de 1GDL para diferentes valores de rigidez efetiva das vigas de acoplamento

Como é de esperar verifica-se que ao se considerar uma rigidez superior para as vigas de acoplamento o sistema responde de um modo mais rígido, e entra em regime inelástico para um deslocamento inferior (d_y^*).

Observa-se ainda que o deslocamento-alvo se encontra ligeiramente mais afastado do limite de resposta elástica. Este facto é confirmado pela análise do estado de danos do pórtico para $\Delta_{topo} = d_t$. Enquanto na análise de referência (secção 4.4), em que se considerou uma rigidez menor, as vigas de acoplamento que entraram em cedência se encontravam ainda no início da deformação inelástica, no caso em estudo, presente na Figura 81, metade das vigas de acoplamento que entraram em cedência já ultrapassaram 1/3 da sua capacidade de deformação plástica.

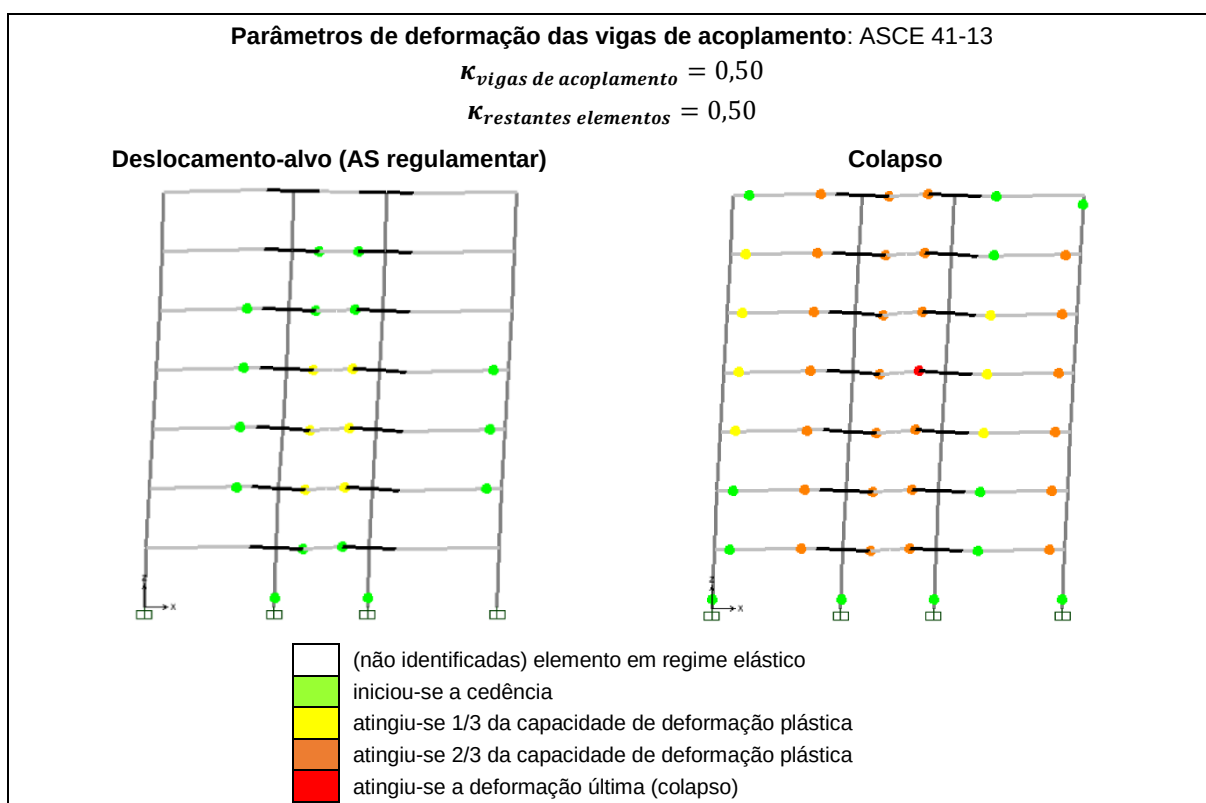
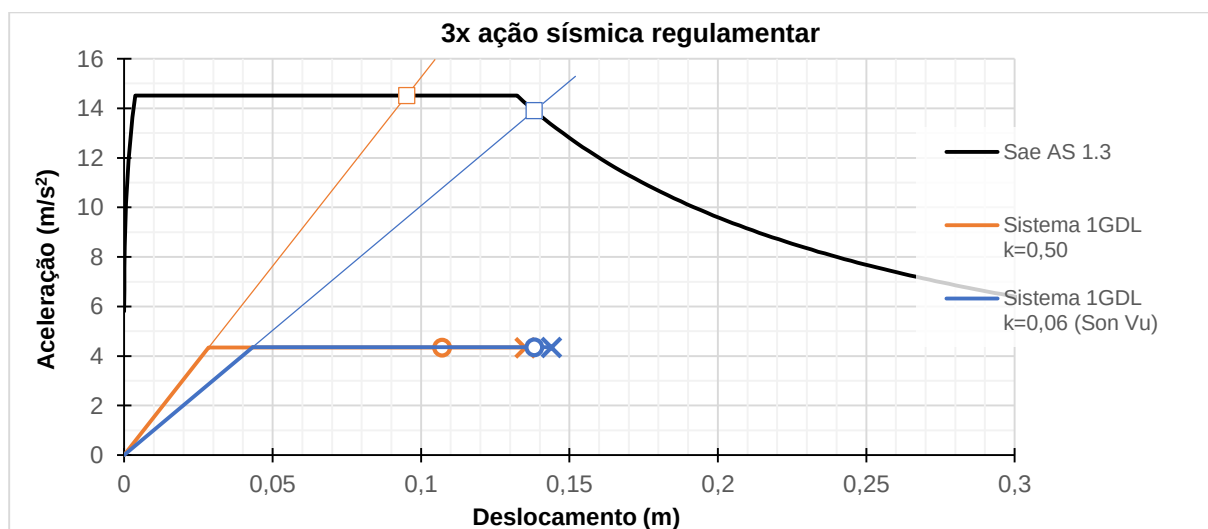
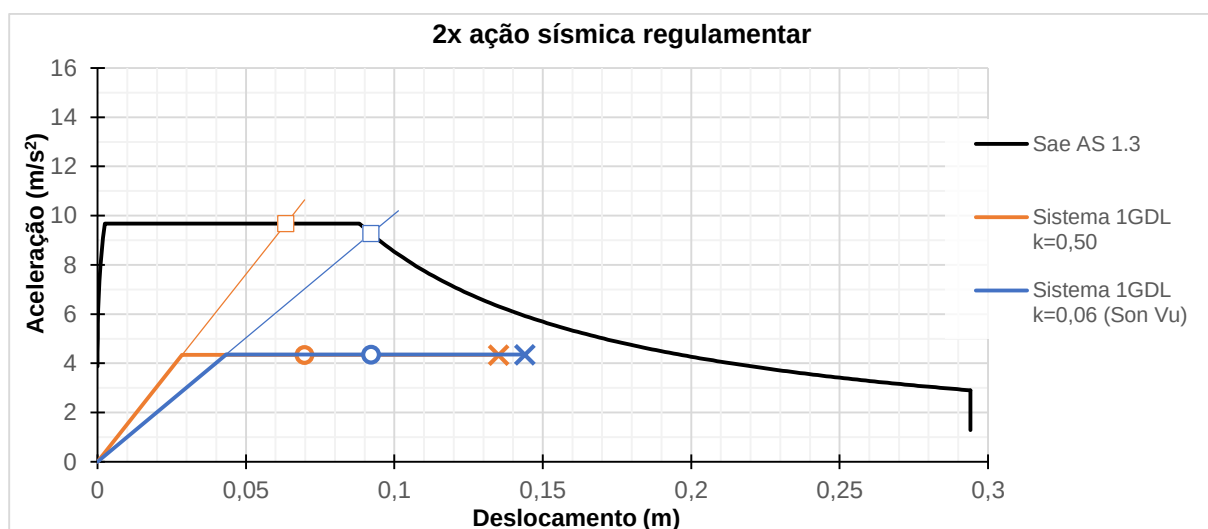
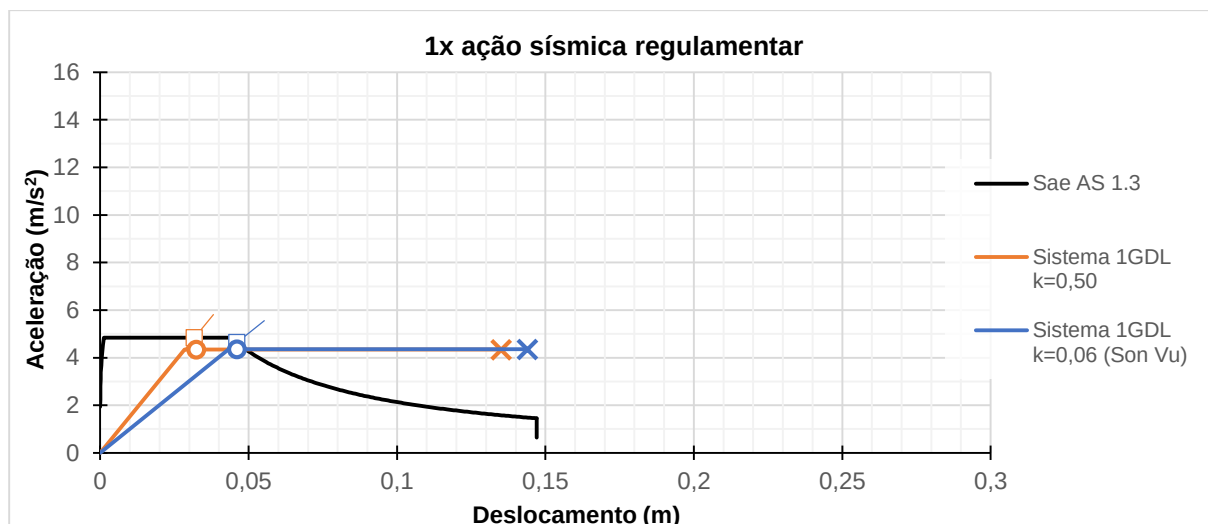


Figura 81 – Estados de danos no pórtico, considerando a rigidez efetiva das vigas de acoplamento igual a metade da rigidez em estado não fendilhado

Ainda assim, em qualquer uma das duas situações o deslocamento-alvo encontra-se muito próximo do limite de resposta elástica, sendo explorado muito pouco o comportamento não linear da estrutura.

Como tal, opta-se por aumentar a intensidade da ação sísmica, de modo a melhor explorar a sensibilidade da estrutura face às diferenças de modelação da rigidez das vigas de acoplamento.

Na Figura 82 reproduz-se o espectro já exibido, no qual é determinado o deslocamento-alvo da estrutura equivalente, para a ação sísmica regulamentar. Determina-se ainda o deslocamento-alvo para ações sísmicas de intensidade duas e três vezes superior à ação sísmica regulamentar, cujos espectros se exibem na Figura 83 e na Figura 84, respetivamente.



Como já foi referido, para a ação sísmica regulamentar, a estrutura aproveita muito pouco a sua capacidade de deformação inelástica, existindo poucas diferenças face ao valor de rigidez efetiva considerado para as vigas de acoplamento.

Contudo, é interessante notar que para intensidades superiores da ação sísmica as diferenças deixam de ser desprezáveis. Quanto maior a intensidade da ação sísmica, maior a diferença que a disparidade entre os valores de rigidez efetiva produz na determinação do deslocamento-alvo. Por este motivo, o pórtico em que se considera uma rigidez inferior para as vigas de acoplamento aproxima-se mais rapidamente do colapso comparativamente ao pórtico em que as vigas de acoplamento apresentam uma rigidez superior.

Efetivamente, para uma ação sísmica de intensidade três vezes superior à regulamentar (Figura 84) o pórtico em que as vigas de acoplamento apresentam a rigidez inferior atinge praticamente a sua capacidade de deformação última, enquanto o pórtico em que se utiliza o valor corrente de rigidez efetiva ainda apresenta alguma folga (contra a segurança).

4.5.2. Influência do Modelo de Comportamento das Vigas de Acoplamento

Nas análises realizadas utilizou-se o modelo de comportamento de vigas de acoplamento estudado no Capítulo 3, e cuja aplicação ao pórtico em estudo foi descrita na secção 4.4.1. b) Modelo de Comportamento das Vigas de Acoplamento.

Contudo, um modelo de comportamento alternativo é o proposto no EC 8-2 e seguido para os restantes elementos estruturais, nos quais se determinaram as relações momento-curvatura para as secções críticas e se definiu um comprimento de rótula plástica, como descrito na secção 4.4.1. c) Modelos de Comportamento dos Restantes Elementos.

Pretende-se assim estudar a influência, no desempenho sísmico do pórtico, da consideração de duas alternativas de modelação para as vigas de acoplamento: (i) um modelo em que se utilizam os parâmetros de deformação prescritos no ASCE 41-13 (estudados no Capítulo 3), ou (ii) um modelo em que estes são obtidos através de uma análise da relação momento-curvatura da secção, e posteriormente integrados ao longo de um determinado comprimento de rótula plástica.

Na Tabela 29 encontram-se os valores determinados para o comprimento das rótulas plásticas segundo as fórmulas já recolhidas (secção 4.4.1. c) . São estudados dois casos, (i) um em que se considera um valor de 0,30m para o comprimento das rótulas plásticas das vigas de acoplamento, e (ii) outro em que se utiliza um valor de 0,50m.

Tabela 29 – Valores determinados para o comprimento das rótulas plásticas das vigas de acoplamento

Rótula plástica	L (m)	d_{bL} (m)	f_{yk} (MPa)	Comprimento da rótula plástica (m)		
				0,5 h	Paulay & Priestley	EC 8-2
Viga de acoplamento	1,0	25×10^{-3}	500	0,50	0,36	0,29

Na Figura 85 está a relação momento-curvatura obtida da análise da secção transversal das vigas de acoplamento, assim como a respetiva bilinearização.

Vigas de Acoplamento

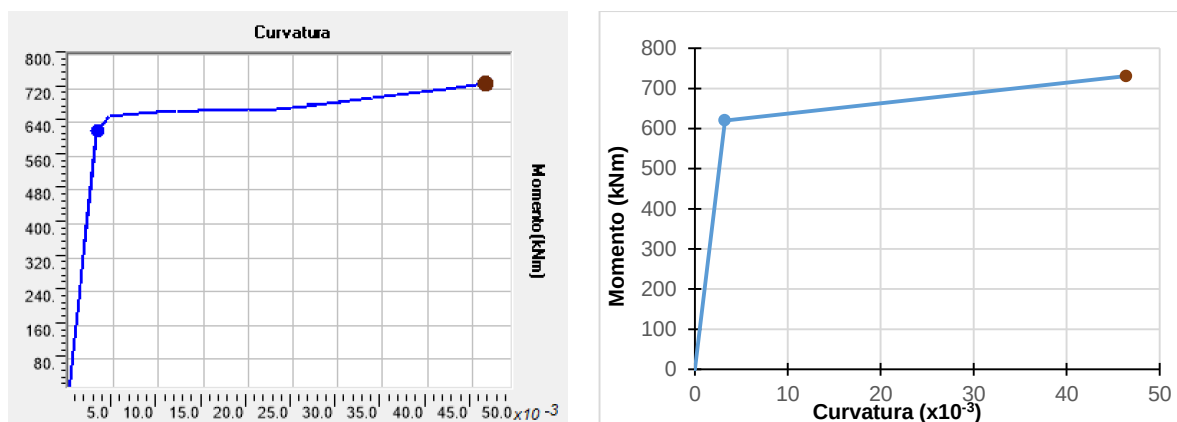


Figura 85 – Relação momento-curvatura para vigas de acoplamento obtida do SAP2000 (à esquerda), e respetiva bilinearização adotada (à direita)

Considerando este modelo de comportamento para as vigas de acoplamento, é novamente realizada uma análise estática não linear, à qual se aplica o Método N2, chegando-se ao espectro presente na Figura 86.

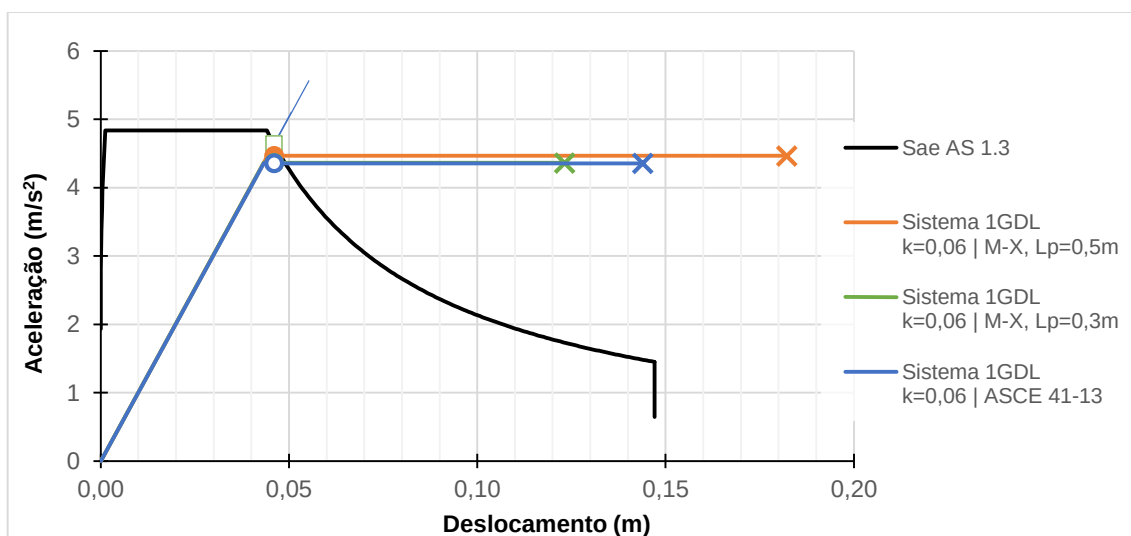


Figura 86 – Espectro do sistema de 1GDL para diferentes valores dos parâmetros de deformação das vigas de acoplamento

Como se observa, as fases de regime elástico dos dois casos estudados (a laranja e verde) e do caso de referência (a azul) são idênticas. Este facto era expectável já que a diferença entre os casos apenas diz respeito à capacidade de deformação plástica das vigas de acoplamento.

É ainda possível verificar que o deslocamento-alvo continua muito próximo do limite de regime elástico, e é praticamente igual nos três casos, e que a capacidade resistente é também muito semelhante.

Por outro lado, a capacidade de deformação última difere significativamente. A consideração de um comprimento de rótula plástica de 0,30m para as vigas de acoplamento resulta na estrutura com menor capacidade de deformação, e a consideração de um comprimento de 0,50m resulta na estrutura com

maior capacidade de deformação. Este resultado está também coerente com o que seria esperado, já que o comprimento de rótula plástica representa a distância ao longo da qual as curvaturas são integradas. Logo, para a mesma relação momento-curvatura, um menor comprimento de integração resulta numa menor capacidade de deformação.

Os estados de danos nos pórticos para os casos em que se utilizam as relações momento-curvatura e comprimentos de rótula plástica de 0,30m e 0,50m encontram-se representados na Figura 87 e na Figura 88, respetivamente (os estados relativos ao caso de referência encontram-se na Figura 79).

Observa-se que, para o deslocamento-alvo, os danos são iguais nos três casos. Como se referiu, o deslocamento-alvo encontra-se muito próximo do limite de regime elástico, e o comportamento elástico é idêntico nos três casos.

Já o estado de danos no colapso difere bastante. No caso em que se considera o comprimento de rótula plástica de 0,30m o estado de danos é bastante semelhante ao do caso de referência, e o colapso do pórtico também se dá pela rotura de uma das vigas de acoplamento. Por outro lado, no caso em que o comprimento de rótula plástica é de 0,50m a rotura do pórtico dá-se pelo colapso de uma das vigas, e as deformações plásticas do sistema são bastante mais acentuadas. Recorde-se que o deslocamento último neste caso é superior, o que resulta em maiores deformações nos diferentes elementos aquando do colapso da estrutura.

Para além da ação sísmica regulamentar, também se determinou o deslocamento-alvo para ações sísmicas duas e três vezes superiores, cujos espectros se encontram na Figura 89, na Figura 90 e na Figura 91, respetivamente.

Como se observa, o deslocamento-alvo dos três casos em análise aumenta de igual modo com o aumento da ação sísmica. Já a proximidade do colapso do pórtico difere, uma vez que apresentam diferentes valores de deslocamento último.

Efetivamente, para uma ação sísmica três vezes superior à regulamentar (Figura 91) o pórtico em que se consideram as relações momento-curvatura decorrentes da análise da secção transversal e um comprimento de rótula plástica de 0,30m já colapsou, enquanto para o comprimento de rótula plástica de 0,50m o sistema ainda apresenta alguma folga. No caso de referência (onde se utilizam os parâmetros do ASCE 41-13) o pórtico está muito próximo do colapso.

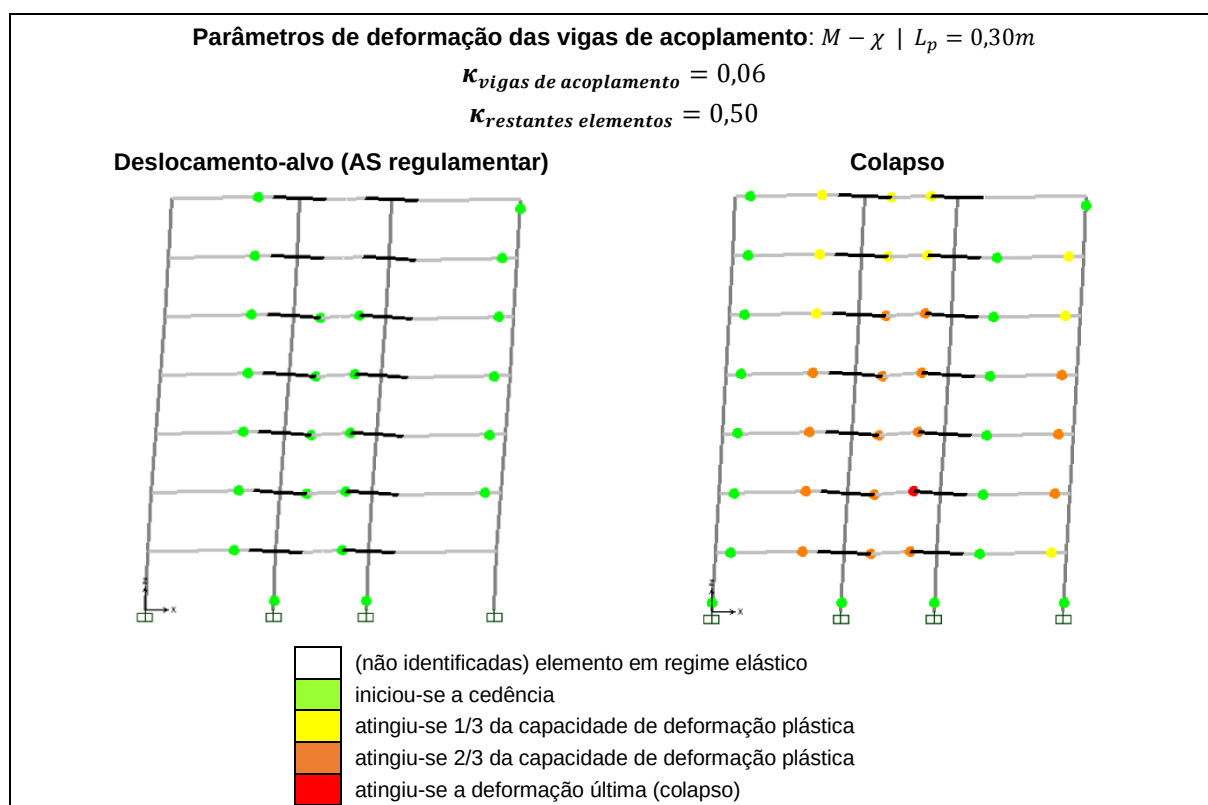


Figura 87 – Estados de danos no pórtico (vigas de acoplamento modeladas com base na relação momento-curvatura e comprimento de rótula plástica 0,30m)

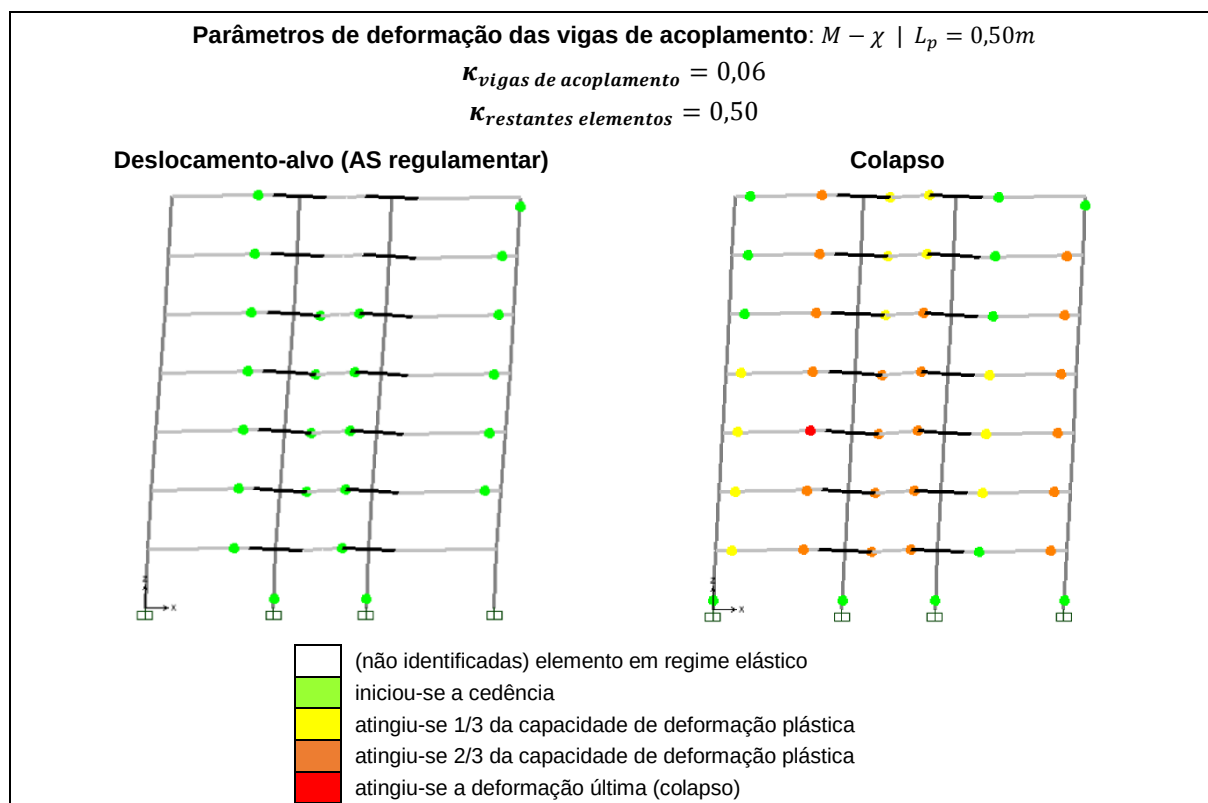


Figura 88 – Estados de danos no pórtico (vigas de acoplamento modeladas com base na relação momento-curvatura e comprimento de rótula plástica 0,50m)

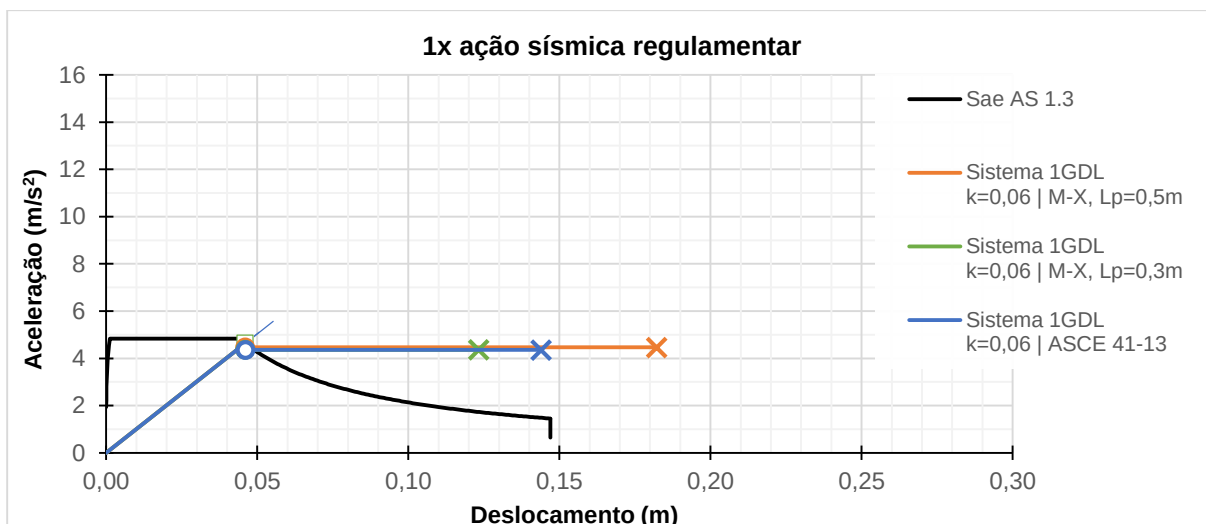


Figura 89 – Espectro do sistema equivalente de 1 GDL para ação sísmica regulamentar (influência do modelo de comportamento)

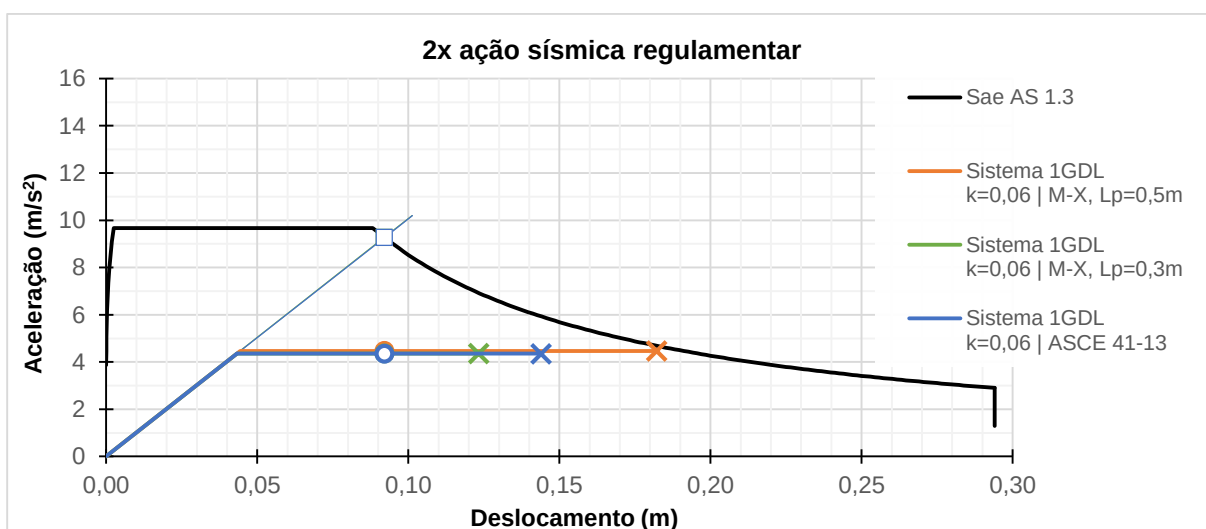


Figura 90 – Espectro do sistema equivalente de 1 GDL para ação sísmica 2x superior à regulamentar (influência do modelo de comportamento)

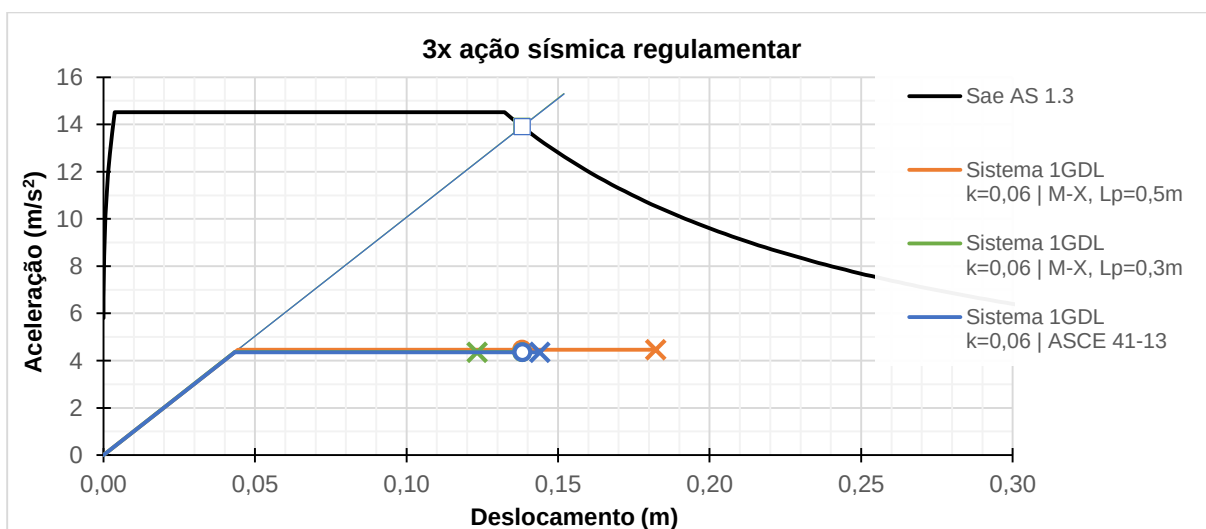


Figura 91 – Espectro do sistema equivalente de 1 GDL para ação sísmica 3x superior à regulamentar (influência do modelo de comportamento)

4.5.3. Vigas de Acoplamento Controladas por Corte

A aplicação do Eurocódigo 2 e do Eurocódigo 8 conduz ao dimensionamento dos elementos pela sua “capacidade real”, ou seja, “com base no equilíbrio da viga sob a ação de: a) a carga transversal que nela atua na situação de projeto sísmico e b) os momentos nas extremidades, associados à formação de rótulas plásticas para os sentidos positivos e negativos da ação sísmica” (NP EN 1998-1, 2010). Deste modo, pretende-se que os elementos sejam controlados por flexão (associado a uma rotura dúctil) e não por corte (associado a uma rotura frágil).

Contudo, o dimensionamento por capacidades resistentes não estava previsto nos regulamentos nacionais anteriores aos Eurocódigos, pelo que a maioria dos edifícios existentes em Portugal foi dimensionada sem ter sido seguida esta regra de dimensionamento.

Nesta secção avalia-se a diferença no desempenho sísmico do pórtico para os modelos de comportamento de vigas de acoplamento já estudados na secção anterior (4.5.2), mas considerando uma armadura transversal inferior.

Para isso, em vez de se ter em conta o dimensionamento por capacidades resistentes (*Capacity Design*) como preconizado no EC 8, dimensionam-se as armaduras de corte com base no esforço transversal atuante, conforme indicado na Tabela 30.

Tabela 30 – Dimensionamento das armaduras transversais das vigas de acoplamento com base no esforço transversal atuante

Dimensionamento	V_{Ed} (kN)	A_{sw}/s (cm ² /m)	Armadura adotada	$(A_{sw}/s)_{ef}$ (cm ² /m)	V_R (kN)
Capacidade real	608	9,62	Φ10//0,15	10,48	766
Esforço atuante	483	7,64	Φ10//0,20	7,86	574

Na Figura 92 apresentam-se as curvas de capacidade resistente obtidas pela análise *Pushover* do pórtico.

A laranja e verde encontram-se as curvas referentes aos casos em que as vigas de acoplamento são modeladas com base nas relações momento-curvatura da secção. Estes modelos apenas têm em conta o comportamento por flexão, sendo insensíveis à influência da quantidade de armaduras transversais, pelo que as respetivas curvas são iguais às obtidas na secção 4.5.2.

A azul-escuro encontra-se a resposta do pórtico considerando o modelo de comportamento estudado e proposto no Capítulo 3 (caso de referência). Esta resposta é significativamente distinta da obtida no modelo cujas vigas de acoplamento são armadas por “capacidade real” (que se repete a azul-claro na Figura 92 para efeitos de comparação).

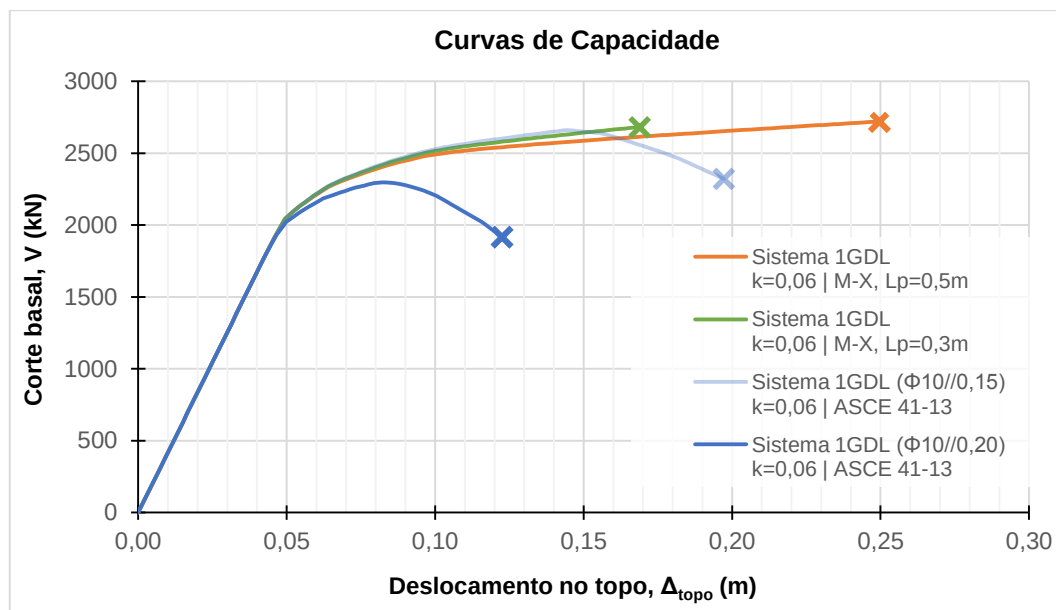


Figura 92 – Curvas de capacidade do pórtico para diferentes casos (vigas de acoplamento com menor quantidade de armadura transversal)

A aplicação do Método N2 conduz aos resultados apresentados na Figura 93.

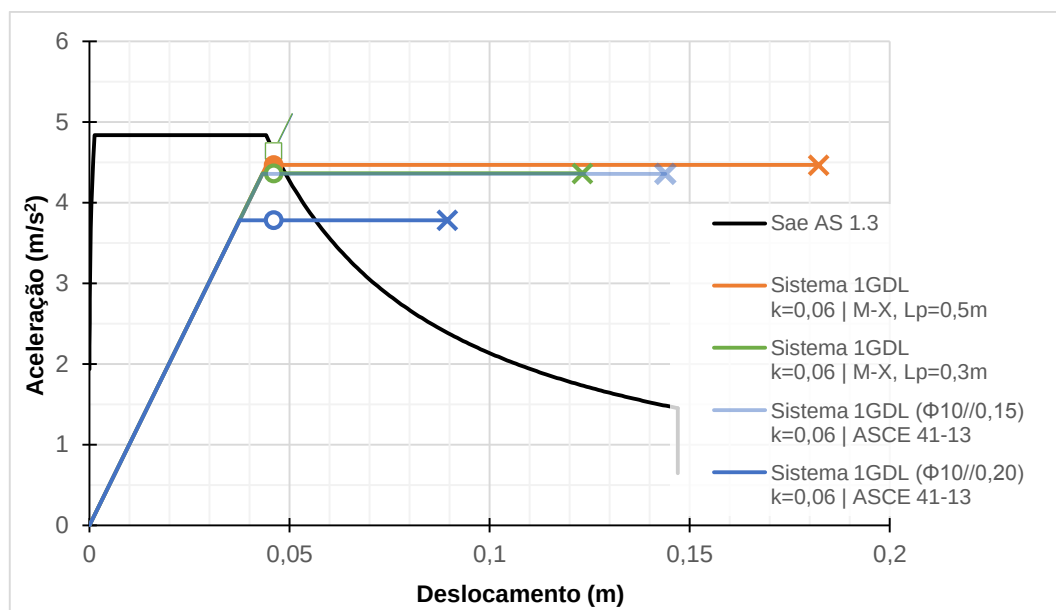


Figura 93 – Espectro do sistema de 1GDL: vigas de acoplamento com menor quantidade de armadura transversal

Como se observa nas curvas da Figura 92 e na Figura 93, não só a capacidade de deformação última é significativamente inferior à do modelo de referência (resultando numa menor ductilidade), como também a resistência máxima é inferior.

Adicionalmente, o sistema encontra-se num estado de deformação plástica mais avançado para o deslocamento-alvo (já que a resistência é inferior e o regime elástico se mantém igual aos restantes casos).

Na Figura 94 exibem-se os estados de danos no pórtico para o caso de referência (no deslocamento-alvo e no colapso).

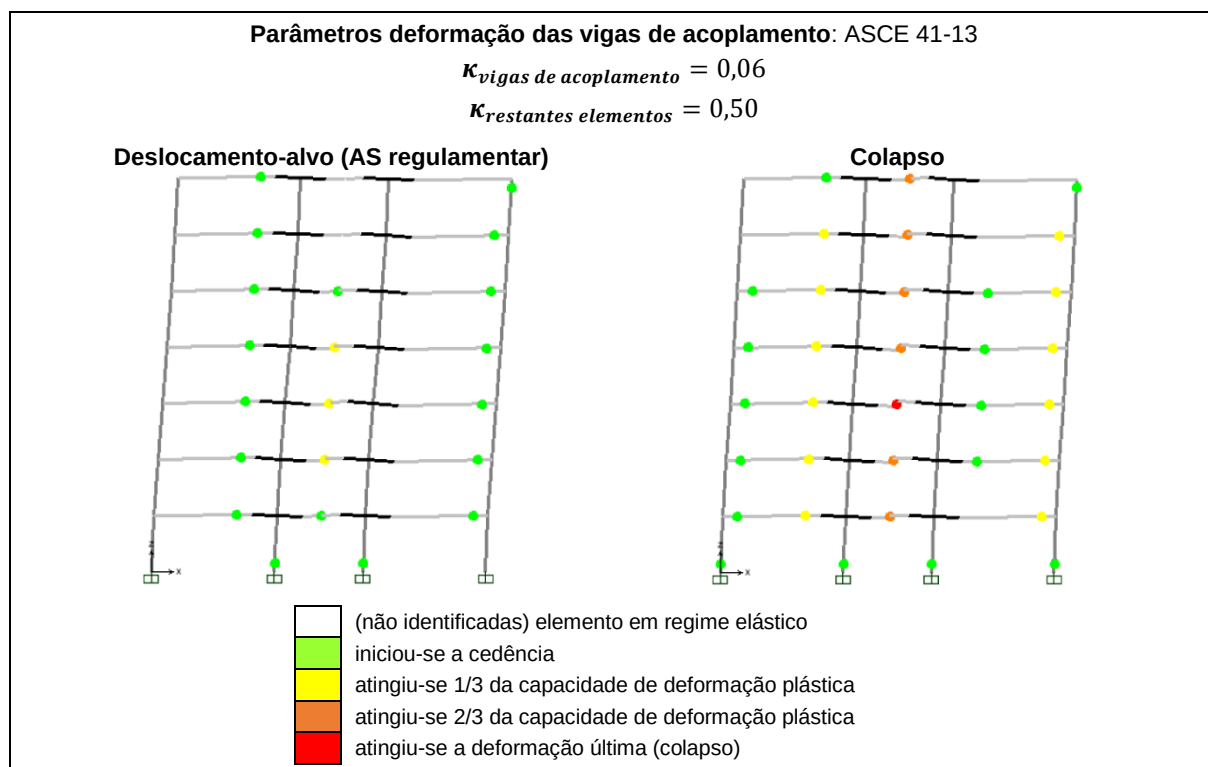


Figura 94 – Estados de danos no pórtico: caso de referência, com vigas de acoplamento controladas por corte

Ao se analisar o estado de danos do caso de referência para o deslocamento-alvo (Figura 94), verifica-se que de facto parte das vigas de acoplamento já atingiu um terço da sua capacidade de deformação plástica (o que não aconteceu nos outros casos analisados anteriormente, em que os elementos ainda estavam no início do comportamento não linear).

É também muito interessante verificar que as vigas de acoplamentos estão agora a ser condicionadas por corte. Observando-se o estado de danos no colapso (Figura 94) verifica-se que este é provocado pela rotura por corte de uma das vigas de acoplamento.

É pelo facto das vigas de acoplamento serem condicionadas por corte, cuja rotura é significativamente mais frágil comparativamente a uma rotura por flexão, que a capacidade de deformação última do pórtico, no caso de referência, é expressivamente menor.

O modelo do caso de referência é o único que tem em conta a rotura e deformabilidade por corte. Os restantes casos (cujos modelos das vigas de acoplamento têm por base as relações momento-curvatura das secções) são insensíveis à diminuição da quantidade de armadura transversal. É por esta razão que as curvas se mantêm iguais às obtidas na secção 4.5.2 (face às análises efetuadas nessa secção apenas se reduziu a quantidade de armadura transversal das vigas de acoplamento).

4.6. Conclusões

Neste capítulo estudou-se o desempenho sísmico de um pórtico representativo de um edifício corrente, no qual foi utilizado o modelo de comportamento de vigas de acoplamento em betão armado proposto no Capítulo 3. Para melhor compreender a influência do modelo de comportamento adotado foram realizadas análises adicionais, cujos resultados foram comparados a esse caso de referência.

É importante referir que as conclusões retiradas são relativas. Não se pretende, nem é possível, concluir qual o modelo que melhor representaria o comportamento real do edifício em estudo, pois não se dispõe de resultados experimentais que o comprovem. O objetivo é retirar conclusões relativas, com base nas análises de sensibilidade efetuadas, que permitam avaliar o modelo de comportamento de vigas de acoplamento proposto. As conclusões dizem respeito ao pórtico em estudo, nas quais se utilizou uma esbelteza de valor igual a 2 para as vigas de acoplamento, e que se verificou apresentar um coeficiente de acoplamento de 0,60.

Em todos os casos estudados, para a ação sísmica regulamentar e respetivo deslocamento-alvo, foi pouco explorada a capacidade de deformação não linear do pórtico. Apesar de ser à partida expectável um maior comportamento inelástico, já que no seu dimensionamento foi utilizado um coeficiente de comportamento igual a 3,6 (ou seja, a estrutura foi dimensionada para esforços 3,6 vezes inferiores aos que se verificariam para uma resposta perfeitamente elástica), existem alguns fatores que podem ajudar a explicar a sobrerresistência do pórtico, tais como:

- A análise *Pushover* é baseada nas propriedades médias dos materiais, não sendo considerados os coeficientes de minoração utilizados no dimensionamento.
- No dimensionamento do pórtico as ações são majoradas pelos respetivos coeficientes de segurança.
- O efeito do confinamento aumenta a resistência e capacidade de deformação dos pilares e paredes.
- Na análise *Pushover* considerou-se o endurecimento das armaduras pós-cedência, que também conduz a um aumento da resistência dos elementos
- Os elementos são armados por excesso face à armadura necessária.

As análises de sensibilidade incidiram principalmente sobre três aspetos da modelação das vigas de acoplamento: (i) a rigidez efetiva utilizada na análise (referente ao comportamento linear), (ii) o modelo de comportamento utilizado para representar o comportamento não linear (nomeadamente os parâmetros de deformação plástica) e (iii) a influência do esforço transversal e respetiva armadura transversal. Quando se considerou apropriado foi variada também a intensidade da ação sísmica de modo a melhor perceber a sensibilidade da estrutura ao parâmetro de modelação em análise.

A consideração de uma rigidez efetiva igual para todos os elementos, correspondente a metade da sua rigidez inicial, conduz a que o pórtico se encontre mais longe do colapso quando comparado com o caso em que se adota uma rigidez efetiva inferior para as vigas de acoplamento, segundo a formulação de Son Vu et al. (2014).

Para o pórtico em estudo, a consideração de uma rigidez efetiva inferior para as vigas de acoplamento é a recomendada, de acordo com o estudo desenvolvido no Capítulo 3, e é mais conservadora do que a adoção de um valor global para todos os elementos como indicado no Eurocódigo 8.

Relativamente à influência do modelo de comportamento das vigas de acoplamento no desempenho sísmico do pórtico, comparou-se a utilização de um modelo baseado nas relações momento-curvatura das secções e num comprimento de rótula plástica (proposto por exemplo no Eurocódigo 8 – Parte 2), com o modelo prescrito no ASCE 41-13 em que são fornecidos diretamente os valores de capacidade de deformação.

Em termos de capacidade resistente máxima do pórtico os dois modelos conduzem a resultados semelhantes, já que as capacidades resistentes das vigas de acoplamento são determinadas de igual modo. A única diferença reside no facto de no modelo do ASCE 41-13 se considerar uma capacidade resistente residual após se ter atingido a resistência máxima.

Já na capacidade de deformação do pórtico existem diferenças significativas. A deformação última do pórtico é significativamente influenciada pelo valor que se escolhe para o comprimento das rótulas plásticas das vigas de acoplamento. Uma vez que a relação momento-curvatura se mantém igual (apenas depende das propriedades da secção), o facto de se considerar que a plasticidade se desenvolve num comprimento superior resulta numa maior capacidade de deformação das vigas de acoplamento, o que se traduz num aumento considerável do deslocamento-último do pórtico.

No caso estudado, um aumento de 0,30 m para 0,50 m no comprimento das rótulas plásticas das vigas de acoplamento resulta num aumento em 50% da capacidade de deformação última do pórtico, e o colapso deixa de estar condicionado pela rotura de uma das vigas de acoplamento para estar condicionado pela rotura de uma viga corrente. Ambos os comprimentos de rótula plástica analisados foram obtidos por fórmulas existentes na literatura, sendo que não se encontrou nenhuma especificamente desenvolvida para vigas de acoplamento.

O deslocamento último obtido quando se utiliza o modelo de comportamento do ASCE 41-13 para vigas de acoplamento situa-se entre os dois referidos (modelos com base nas relações momento-curvatura, com comprimentos de rótula plástica de 0,30 m e 0,50 m). O modelo mais conservador, para o pórtico em estudo, é portanto o que considerou o comprimento de rótula plástica de 0,30 m, cuja fórmula se encontra no EC 8-2 (EN 1998-2, 2005).

Por último, analisou-se a influência do esforço transversal e do modelo de comportamento adotado para as vigas de acoplamento no desempenho sísmico do pórtico. Uma vez que o pórtico foi inicialmente dimensionado pelo Eurocódigo 8, sendo adotado o critério do dimensionamento pela capacidade real, em todos os casos analisados a rotura dos elementos era condicionada pelo momento fletor resistente. Para tornar o corte condicionante reduziu-se a armadura transversal das vigas de acoplamento (com base no seu dimensionamento para o esforço transversal atuante).

A resposta do pórtico em que se utilizam os modelos de comportamento das vigas de acoplamento baseados nas relações momento-curvatura é insensível a esta variação.

Por outro lado, quando se utilizou o modelo de comportamento baseado nas relações prescritas no ASCE 41-13, o desempenho sísmico do pórtico é significativamente afetado, quer em termos de capacidade resistência máxima (fica reduzida em cerca de 15% face ao caso cuja rotura era condicionada por flexão), quer em termos de capacidade de deformação última (redução de 40%). É importante observar que neste caso o colapso é condicionado por corte (rotura por corte de uma das vigas de acoplamento), o que fundamenta a significativa redução na capacidade de deformação da estrutura, já que este é um modo de rotura frágil.

Esta análise mostra a importância da modelação adequada do esforço transversal para vigas de acoplamento. Como foi referido no Capítulo 2, estas são elementos estruturais que, pelas suas características (elementos curtos e altos, com esbeltezas baixas, aos quais são impostos deformações altas), apresentam um potencial de rotura por corte elevado. O procedimento de modelação proposto no Capítulo 3 e utilizado como referência no Capítulo 4 tem em conta a deformação e rotura por esforço transversal, uma vez que se baseia nos parâmetros de deformação do ASCE 41-13. Este documento prescreve valores para modelar a capacidade de deformação plástica das vigas de acoplamento que têm em conta os dois tipos de comportamento e rotura associada (corte e flexão).

Por oposição, as relações momento-curvatura apenas têm em conta o comportamento por flexão. A sua utilização é adequada quando não existe possibilidade de rotura por corte. Por definição, é o que se pretende quando se utiliza o critério de dimensionamento por capacidade real, prescrito no Eurocódigo 8. Contudo, em estruturas com dimensionamento não adequado ao esforço transversal (como é o caso de muitos edifícios antigos), este modelo é incapaz de ter em conta o efeito do corte nas vigas de acoplamento, sobrestimando a capacidade resistente e de deformação global da estrutura.

Em conclusão, neste Capítulo 4 estudou-se a influência do procedimento de modelação de vigas de acoplamento descrito e estudado no Capítulo 3, quando comparado com a utilização das prescrições e indicações regulamentares atuais (nomeadamente o Eurocódigo 8), no desempenho sísmico de um edifício corrente.

Para edifícios cujas vigas de acoplamento não apresentem potencial de rotura por corte (o que acontece caso a estrutura tenha sido dimensionada pelo Eurocódigo 8, ou por outro regulamento que prescreva o dimensionamento com base na capacidade real), os modelos de comportamento simplificados para vigas de acoplamento, baseados nas relações momento-curvatura, são adequados para representar a resposta do edifício, desde que se escolha um comprimento de rótula plástica conservador (como é o caso do proposto no EC 8-2).

Contudo, nos edifícios cujas vigas de acoplamento apresentem armadura transversal insuficiente, como é o caso de muitos edifícios existentes em que não foram utilizados os regulamentos mais recentes, considera-se que o procedimento de modelação estudado e proposto no Capítulo 3, com base nos parâmetros de deformação do ASCE 41-13, é o mais adequado.

CAPÍTULO 5

CONSIDERAÇÕES FINAIS

Neste capítulo são resumidas as principais conclusões da dissertação e propostas linhas de desenvolvimento futuras.

Na presente dissertação estudou-se e desenvolveu-se um procedimento de modelação, sustentado num estudo crítico da literatura atual, representativo do comportamento de vigas de acoplamento em betão armado, para utilização em análises do desempenho sísmico de edifícios.

O estudo do procedimento de modelação proposto baseou-se num modelo de plasticidade concentrada que teve como suporte experimental os ensaios de Breña e Ihtiyar (2007). Estes consistiram na simulação do efeito da ação sísmica em quatro vigas de acoplamento em betão, armadas convencionalmente. As vigas diferenciavam-se relativamente à sua esbelteza, quantidade de armadura longitudinal e quantidade de armadura transversal.

Observou-se que a rigidez efetiva adotada na modelação é um parâmetro importante para uma boa aproximação entre os resultados obtidos pelo modelo numérico e os decorrentes dos ensaios laboratoriais.

A maior parte das normas e prescrições regulamentares sugere um valor global para a rigidez efetiva de 50%, para a consideração dos efeitos da fendilhação em análises sísmicas. Pelo estudo feito, considera-se que este é um valor excessivo que não tem em conta as particularidades do comportamento das vigas de acoplamento (das quais se destacam as componentes de deformação por corte e por deslizamento das armaduras transversais). A formulação de Son Vu et al. (2014), que tem em conta parâmetros como a esbelteza e quantidade de armaduras, conduziu a resultados mais adequados nas vigas analisadas.

Verificou-se ainda que a utilização dos parâmetros de modelação propostos no ASCE 41-13 resultou numa boa adaptação às curvas obtidas experimentalmente, apresentando uma boa correlação com o tipo de rotura e ductilidade associados aos ensaios das diferentes vigas.

Nesta dissertação também se estudou a influência do procedimento de modelação proposto no desempenho sísmico de um pórtico de um edifício em betão armado, com paredes acopladas. Primeiro o pórtico foi dimensionado pelos Eurocódigos 2 e 8. Posteriormente, utilizou-se o procedimento proposto para a modelação das vigas de acoplamento, e avaliou-se o desempenho sísmico do pórtico por meio de análises estáticas não lineares (Método N2).

Este pórtico, e respetiva modelação, serviu de referência à comparação com modelos numéricos em que se utilizaram as atuais prescrições regulamentares, nomeadamente as presentes no Eurocódigo 8. Para o efeito variaram-se três aspetos do modelo numérico das vigas de acoplamento: (i) a rigidez efetiva adotada, (ii) o modelo de comportamento escolhido para modelação das deformações plásticas, e (iii) as armaduras transversais e consequente modo de rotura.

A consideração de um valor de rigidez efetiva global correspondente a metade da rigidez em estado não fendilhado, como sugerido no EC 8, conduziu a que o pórtico se encontrasse mais longe do colapso (menos conservador), comparativamente ao caso em que se utilizou uma rigidez efetiva menor para as vigas de acoplamento (nomeadamente, a proposta por Son Vu et al., 2014). Este efeito foi tanto mais significativo quanto maior a intensidade da ação sísmica. Note-se que para a ação sísmica

regulamentar, sendo explorada muito pouco a não linearidade da estrutura, o efeito foi desprezável no edifício em estudo.

Assim, com base no estudo desenvolvido nesta dissertação, recomenda-se, para o pórtico analisado, a utilização de um valor inferior para a rigidez efetiva das vigas de acoplamento, optando-se pela formulação de Son Vu et al. (2014).

Relativamente à modelação das deformações plásticas das vigas de acoplamento, comparou-se a utilização dos parâmetros do ASCE 41-13, adotado no caso de referência, com a utilização de relações momento-curvatura e de um comprimento de rótula plástica (proposto no EC 8). Os resultados obtidos por este último modelo estão fortemente condicionados pelo comprimento de rótula plástica adotado. O modelo mais conservador, para o pórtico em estudo, foi o modelo em que se considerou o comprimento de rótula sugerido no EC 8-2, seguido do modelo do caso de referência.

O efeito do esforço transversal foi o aspeto mais diferenciador dos modelos analisados. Uma vez que o pórtico foi inicialmente dimensionado pelo EC 8, os elementos foram armados de modo à sua rotura ser condicionada por flexão. Para se perceber a influência do esforço transversal optou-se por reduzir a quantidade de armadura transversal das vigas de acoplamento (foram armadas com base no esforço transversal atuante, por oposição à capacidade resistente).

No caso em que se adotaram as relações momento-curvatura para representar o comportamento plástico das vigas de acoplamento, a resposta do pórtico foi insensível a esta alteração, já que não tem em conta de modo explícito a deformação e rotura por corte.

Por outro lado no caso em que se adotou o procedimento de modelação proposto para vigas de acoplamento, o desempenho sísmico do pórtico foi significativamente influenciado pela diminuição das armaduras transversais. A rotura das vigas de acoplamento passou a ser condicionada por corte, e a capacidade de deformação máxima do pórtico foi reduzida expressivamente.

A consideração de um modelo de comportamento para as vigas de acoplamento que tenha em conta, de modo explícito, a deformação e rotura por corte é assim especialmente relevante no caso dos edifícios em que estes elementos apresentem uma quantidade de armadura transversal insuficiente. O modelo estudado e proposto baseia-se nos parâmetros de deformação do ASCE 41-13, que tem em conta tanto a rotura por flexão como por corte das vigas de acoplamento.

Estas conclusões realçam a importância do modelo proposto em dois tipos de utilização: (i) no projeto de edifícios novos, possibilitando considerar de forma mais adequada a contribuição das vigas de acoplamento na resistência estrutural a ações horizontais, e (ii) na avaliação sísmica e reabilitação do parque habitacional dos edifícios antigos de betão armado, particularmente propensos a apresentarem um dimensionamento insuficiente ao esforço transversal.

5.1. Desenvolvimentos Futuros

Durante a elaboração da presente dissertação tiveram que ser tomadas decisões e seguidas linhas de desenvolvimento que reduziram e focaram o âmago da investigação. Existem vários aspetos que não foram estudados e cuja análise se considera interessante. Por estes motivos apresentam-se em seguida alguns tópicos que podem ser alvo de futuros trabalhos.

- No Capítulo 3 o procedimento de modelação foi aplicado aos ensaios laboratoriais de Breña & Ihtiyar (2007), em que foram testadas quatro vigas de acoplamento. Utilizaram-se estes ensaios devido à disponibilidade dos resultados, e por incluírem vigas com diferentes configurações e tipo de comportamento. Considera-se relevante aplicar o procedimento proposto a outros ensaios, de modo a verificar se é possível a generalização das conclusões retiradas.
- A presente dissertação focou-se em vigas de acoplamento armadas convencionalmente. Seria importante analisar o comportamento de vigas de acoplamento armadas em diagonal, cuja utilização é atualmente aconselhada em diversos regulamentos.
- Os parâmetros de deformação prescritos no ASCE 41-13 e utilizados no procedimento proposto são valores singulares, sem informação sobre a sua obtenção ou fundamentos teóricos. Apesar de se terem adaptado bem aos ensaios laboratoriais estudados, seria interessante dedicar mais atenção ao seu estudo e aplicabilidade a outras situações.
- No Capítulo 4 foi estudada a influência do procedimento de modelação de vigas de acoplamento proposto, num pórtico de um edifício. A escolha do edifício de estudo teve como objetivo que este fosse representativo de um edifício corrente. Não obstante, todas as análises e respetivas conclusões são decorrentes das características do edifício escolhido e do modo como foi dimensionado. Por exemplo, as vigas de acoplamento apresentavam uma esbelteza de valor igual a 2, e o sistema apresentava um coeficiente de acoplamento igual a 0,60. Adicionalmente, o sistema explora pouco a sua capacidade de deformação plástica para a ação sísmica regulamentar. Considera-se relevante a variação destes parâmetros, entre outros, e o estudo da sua relação com o procedimento proposto, no desempenho sísmico da estrutura.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- ACI. (2008). *Building Code Requirements for Structural Concrete (ACI 318M-08) and Commentary*. American Concrete Institute.
- ACI. (2011). *Building Code Requirements for Structural Concrete (ACI 318M-11) and Commentary*. American Concrete Institute.
- ASCE/SEI. (2006). *ASCE 41-06 - Seismic Rehabilitation of Existing Buildings*. American Society of Civil Engineers, Structural Engineering Institute.
- ASCE/SEI. (2010). *ASCE 7-10 - Minimum Design Loads for Buildings and Other Structures*. American Society of Civil Engineers, Structural Engineering Institute.
- ASCE/SEI. (2013). *ASCE 41-13 - Seismic Rehabilitation of Existing Buildings*. American Society of Civil Engineers, Structural Engineering Institute.
- ATC. (1996). *ATC-40 - Seismic Evaluation and Retrofit of Concrete Buildings*. (Applied Technology Council, Ed.) (Vol. 1). California Seismic Safety Commission.
- Baker, W. F. (2010). Utilizing Concrete in High-Rises: Case Studies of the Burj Dubai, Trump Tower and Infinity Tower. *Detail*, (2), 174–177.
- Barney, G. B., Shiu, K. N., Rabbat, B. G., Fiorato, A. E., Russell, H. G., & Corley, W. G. (1980). Behavior of Coupling Beams Under Load Reversals. *Portland Cement Association*, 1–22.
- Bhunia, D., Prakash, V., & Pandey, A. D. (2013). A Conceptual Design Approach of Coupled Shear Walls. *ISRN Civil Engineering*, 2013, 1–28. doi:10.1155/2013/161502
- Binney, J. R. (1972). *Diagonally Reinforced Coupling Beams*. University of Canterbury, New Zealand.
- Breña, S. F., Fernández Ruiz, M., & Muttoni, A. (2010). Applications of Stress Fields to Assess the Behavior and Strength of Coupling Beams Subjected to Seismic Actions. In *3rd fib International Congress*.
- Breña, S. F., & Ihtiyar, O. (2007). Assessment of FEMA 356 Techniques for Orthogonally Reinforced Coupling Beams Through Experimental Testing. In *2007 ASCE Structures Congress: Structural Engineering Research Front*.
- Breña, S. F., & Ihtiyar, O. (2011). Performance of Conventionally Reinforced Coupling Beams Subjected to Cyclic Loading. *Journal of Structural Engineering*, 137(6), 665–676.
- Breña, S. F., Ruiz, M. F., Kostic, N., & Muttoni, A. (2009). Modelling Techniques to Capture the Backbone Envelope Behaviour of Coupling Beams Subjected to Seismic Loading. *Studies and Researches*, 29, 53–78.
- Bristowe, S. (2000). *Seismic Response of Normal and High-Strength Concrete Members*. McGill University, Montreal, Canada.
- Canbolat, B. A., Parra-Montesinos, G. J., & Wight, J. K. (2005). Experimental Study on Seismic Behavior of High-Performance Fiber-Reinforced Cement Composite Coupling Beams. *ACI Structural Journal*, 102(1), 159–166. Retrieved from <http://www.concrete.org/Publications/InternationalConcreteAbstractsPortal.aspx?m=details&i=13541>
- Chen, Y., & Lu, X. (2012). New Replaceable Coupling Beams for Shear Wall Structures. In *15th World Conference on Earthquake Engineering*. Lisbon.
- Chopra, A. K., & Goel, R. K. (2002). A Modal Pushover Analysis Procedure for Estimating Seismic Demands for Buildings. *Earthquake Engineering & Structural Dynamics*, 31(3), 561–582.

- Council on Tall Buildings and Urban Habitat. (2014). The Skyscraper Center - The Global Tall Building Database of the CTBUH. Retrieved January 1, 2014, from <http://skyscrapercenter.com/>
- CSA. (2004). *A23.3-2004 - Design of Concrete Structures*. Canadian Standards Association.
- CSI. (2014). SAP2000 v17 - Integrated Software for Structural Analysis and Design. Computers & Structures, Inc.
- Deierlein, G. G., Reinhorn, A. M., & Willford, M. R. (2010). *Nonlinear Structural Analysis For Seismic Design - A Guide for Practicing Engineers*. NEHRP Seismic Design Technical Brief No. 4.
- El-Tawil, S., Fortney, P. J., Harries, K. A., Shahrooz, B. M., Kurama, Y., Hassan, M., & Tong, X. (2010a). *Recommendations for Seismic Design of Hybrid Coupled Wall Systems*.
- El-Tawil, S., Harries, K. A., Fortney, P. J., Shahrooz, B. M., & Kurama, Y. (2010b). Seismic Design of Hybrid Coupled Wall Systems: State of the Art. *Journal of Structural Engineering*, 136(July), 755–769.
- El-Tawil, S., & Kuenzli, C. M. (2002). Pushover of hybrid coupled walls. II: Analysis and behavior. *Journal of Structural Engineering*, 128(10), 1282–1289. Retrieved from [http://dx.doi.org/10.1061/\(ASCE\)0733-9445\(2002\)128:10\(1282\)](http://dx.doi.org/10.1061/(ASCE)0733-9445(2002)128:10(1282))
- El-Tawil, S., Kuenzli, C. M., & Hassan, M. (2002). Pushover of hybrid coupled walls. I: Design and modeling. *Journal of Structural Engineering*, 128(10), 1272–1281. Retrieved from [http://dx.doi.org/10.1061/\(ASCE\)0733-9445\(2002\)128:10\(1272\)](http://dx.doi.org/10.1061/(ASCE)0733-9445(2002)128:10(1272))
- EN 1998-1. (2004). EN 1998-1: Eurocode 8 - Design of structures for earthquake resistance. Part 1: General rules, seismic actions and rules for buildings, 1, 1–229.
- EN 1998-2. (2005). EN 1998-2: Eurocode 8 - Design of structures for earthquake resistance. Part 2: Bridges. CEN, 2.
- EN 1998-3. (2005). EN 1998-3: Eurocode 8 - Design of structures for earthquake resistance. Part 3: Assessment and retrofitting of buildings. CEN, 3.
- Eom, T.-S., Park, H.-G., & Kang, S.-M. (2009). Energy-based Cyclic Force–Displacement Relationship for Reinforced Concrete Short Coupling Beams. *Engineering Structures*, 31(9), 2020–2031.
- Fajfar, P. (2000). A Nonlinear Analysis Method for Performance Based Seismic Design. *Earthquake Spectra*, 16(3), 573–592.
- FEMA. (1997). *FEMA 273 - NEHRP Guidelines for the Seismic Rehabilitation of Buildings*. (Applied Technology Council, Ed.). Federal Emergency Management Agency.
- FEMA. (1998). *FEMA 306 - Evaluation of Earthquake Damaged Concrete and Masonry Wall Buildings*. (Applied Technology Council (ATC-43 Project), Ed.). Federal Emergency Management Agency.
- FEMA. (2000). *FEMA 356 - Prestandard and Commentary for the Seismic Rehabilitation of Buildings*. (American Society of Civil Engineers, Ed.). Federal Emergency Management Agency.
- FEMA. (2005). *FEMA 440 - Improvement of Nonlinear Static Seismic Analysis Procedures*. Applied Technology Council (ATC-55 Project).
- fib Bulletin 27. (2003). *Seismic Design of Precast Concrete Building Structures*. Lausanne.
- fib Bulletin 73. (2014). *Tall buildings: Structural design of concrete buildings up to 300m tall*.
- Fortney, P. J. (2005). *The Next Generation of Coupling Beams*. University of Cincinnati, University of Cincinnati.
- Fortney, P. J., Shahrooz, B. M., & Rassati, G. A. (2007a). Large-Scale Testing of a Replaceable “Fuse” Steel Coupling Beam. *Journal of Structural Engineering*, 133(12), 1801–1807. Retrieved from [http://dx.doi.org/10.1061/\(ASCE\)0733-9445\(2007\)133:12\(1801\)](http://dx.doi.org/10.1061/(ASCE)0733-9445(2007)133:12(1801))

- Fortney, P. J., Shahrooz, B. M., & Rassati, G. A. (2007b). Seismic performance evaluation of coupled core walls with concrete and steel coupling beams. *Steel and Composite Structures*, 7(4), 279–301. Retrieved from <http://dx.doi.org/10.12989/scs.2007.7.4.279>
- Galano, L., & Vignoli, A. (2000). Seismic Behavior of Short Coupling Beams With Different Reinforcement Layouts. *ACI Structural Journal*, 97(6).
- Gong, B., & Shahrooz, B. M. (2001a). Concrete-Steel Composite Coupling Beams. I: Component Testing. *Journal of Structural Engineering*, 127(6), 625–631. Retrieved from [http://dx.doi.org/10.1061/\(ASCE\)0733-9445\(2001\)127:6\(625\)](http://dx.doi.org/10.1061/(ASCE)0733-9445(2001)127:6(625))
- Gong, B., & Shahrooz, B. M. (2001b). Concrete-Steel Composite Coupling Beams: II: Subassembly Testing and Design Verification. *Journal of Structural Engineering*, 127(6), 632–638. Retrieved from [http://dx.doi.org/10.1061/\(ASCE\)0733-9445\(2001\)127:6\(632\)](http://dx.doi.org/10.1061/(ASCE)0733-9445(2001)127:6(632))
- Gong, B., & Shahrooz, B. M. (2001c). Steel-concrete composite coupling beams - behavior and design. *Engineering Structures*, 23(11), 1480–1490.
- Gostič, S., Uranjek, M., Jarc Simonič, M., & Štampfl, A. (2012). Results of experimental tests on strengthening techniques and guidelines for the design, 1–51.
- Harries, K. A. (2001). Ductility and Deformability of Coupling Beams in Reinforced Concrete Coupled Walls. *Earthquake Spectra*, 17(3), 457–478. Retrieved from <http://dx.doi.org/10.1193/1.1586184>
- Harries, K. A., Eeri, M., Gong, B., & Shahrooz, B. M. (2000). Behavior and Design of Reinforced Concrete, Steel, and Steel-Concrete Coupling Beams. *Earthquake Spectra*, 16(4), 775–799.
- Harries, K. A., & McNeice, D. S. (2006). Performance-based design of high-rise coupled wall systems. *The Structural Design of Tall and Special Buildings*, 15(3), 289–306. Retrieved from <http://doi.wiley.com/10.1002/tal.296>
- Harries, K. A., Mitchell, D., Redwood, R. G., & Cook, W. D. (1997). Seismic design of coupled walls - a case for mixed construction. *Canadian Journal of Civil Engineering*, 24(3), 448–459. Retrieved from <http://www.nrcresearchpress.com/doi/abs/10.1139/I96-130>
- Harries, K. A., Moulton, J. D., & Clemson, R. L. R. (2004). Parametric Study of Coupled Wall Behavior - Implications for the Design of Coupling Beams. *Journal of Structural Engineering*, 130(3), 480–488.
- Hassan, M., & El-Tawil, S. (2004). Inelastic Dynamic Behavior of Hybrid Coupled Walls. *Journal of Structural Engineering*, 130(Special Issue: Composite and Hybrid Structures), 285–296. Retrieved from [http://dx.doi.org/10.1061/\(ASCE\)0733-9445\(2004\)130:2\(285\)](http://dx.doi.org/10.1061/(ASCE)0733-9445(2004)130:2(285))
- Hindi, R. A., & Hassan, M. A. (2004a). Nonlinear Behavior of Diagonally Reinforced Coupling Beams. In *Structures 2004: Building on the Past, Securing the Future*. Nashville, Tennessee, United States: American Society of Civil Engineers.
- Hindi, R. A., & Hassan, M. A. (2004b). Shear Capacity of Diagonally Reinforced Coupling Beams. *Engineering Structures*, 26(10), 1437–1446.
- Hindi, R. A., & Hassan, M. A. (2007). Simplified Trilinear Behavior of Diagonally Reinforced Coupling Beams. *ACI Structural Journal*, 104(2), 199–206.
- Inel, M., & Ozmen, H. B. (2006). Effects of Plastic Hinge Properties in Nonlinear Analysis of Reinforced Concrete Buildings. *Engineering Structures*, 28(11), 1494–1502.
- Kazaz, İ. (2013). Analytical Study on Plastic Hinge Length of Structural Walls. *Journal of Structural Engineering*, 139(11), 1938–1950.
- Kurama, Y., & Shen, Q. (2004). Posttensioned Hybrid Coupled Walls under Lateral Loads. *Journal of Structural Engineering*, 130(2), 297–309. Retrieved from [http://dx.doi.org/10.1061/\(ASCE\)0733-9445\(2004\)130:2\(297\)](http://dx.doi.org/10.1061/(ASCE)0733-9445(2004)130:2(297))

- Kurama, Y., Weldon, B., & Shen, Q. (2006). Experimental Evaluation of Posttensioned Hybrid Coupled Wall Subassemblages. *Journal of Structural Engineering*, 132(7), 1017–1029. Retrieved from [http://dx.doi.org/10.1061/\(ASCE\)0733-9445\(2006\)132:7\(1017\)](http://dx.doi.org/10.1061/(ASCE)0733-9445(2006)132:7(1017))
- Kwan, A. K. H., & Zhao, Z. Z. (2002a). Cyclic Behaviour of Deep Reinforced Concrete Coupling Beams. *Proceedings of the ICE - Structures and Buildings*, 152(3), 283–293.
- Kwan, A. K. H., & Zhao, Z. Z. (2002b). Testing of Coupling Beams With Equal End Rotations Maintained and Local Joint Deformation Allowed. *Proceedings of the ICE - Structures and Buildings*, 152(1), 67–68.
- Lam, W. Y., Li, L., Su, R. K.-L., & Pam, H. J. (2013). Behaviour of Plate Anchorage in Plate-Reinforced Composite Coupling Beams. *The Scientific World Journal*, 2013. Retrieved from <http://www.pubmedcentral.nih.gov/articlerender.fcgi?artid=3833064&tool=pmcentrez&rendertype=abstract>
- Lam, W. Y., Su, R. K.-L., & Pam, H. J. (2004). Seismic Performance of Plate Reinforced Composite Coupling Beams. In *13th World Conference on Earthquake Engineering*.
- Lee, J.-Y., & Watanabe, F. (2003). Predicting the longitudinal axial strain in the plastic hinge regions of reinforced concrete beams subjected to reversed cyclic loading. *Engineering Structures*, 25(7), 927–939.
- Lequesne, R., Parra-Montesinos, G. J., & Wight, J. K. (2012). Seismic Behavior and Detailing of High-Performance Fiber-Reinforced Concrete Coupling Beams and Coupled Wall Systems. *Journal of Structural Engineering*, 139(8), 1362–1370. Retrieved from [http://ascelibrary.org/doi/abs/10.1061/\(ASCE\)ST.1943-541X.0000687](http://ascelibrary.org/doi/abs/10.1061/(ASCE)ST.1943-541X.0000687)
- Lopes, M. (2008). *Sismos e Edifícios*. Edições Orion.
- Mander, J. B. (1983). *Seismic Design of Bridge Piers*. University of Canterbury, Christchurch, New Zealand.
- Mitchell, S. J. (2013). *The Development of a Steel Fuse Coupling Beam for Hybrid Coupled Wall Systems*. University of Cincinnati, University of Cincinnati.
- Moehle, J. P., Hooper, J. D., Fields, D. C., & Gedhada, R. (2011). *Seismic Design of Cast-in-Place Concrete Special Structural Walls and Coupling Beams A Guide for Practicing Engineers*.
- Monteiro, A., Arêde, A., Vila-Pouca, N., & Peixoto, A. S. (2012). Avaliação Experimental do Comportamento Cíclico de Pórticos de Pontes de Alta Velocidade Ferroviária em Betão Armado. In *Encontro Nacional Betão Estrutural - BE2012*.
- Naish, D. (2010). *Testing and Modeling of Reinforced Concrete Coupling Beams*. University of California, Los Angeles, USA.
- Naish, D., Wallace, J., Fry, J. A., & Klemencic, R. (2009). *Experimental Evaluation and Analytical Modeling of ACI 318-05/08 Reinforced Concrete Coupling Beams Subjected to Reversed Cyclic Loading*. Los Angeles.
- NEHRP. (2013). *Nonlinear Analysis Research and Development Program for Performance-Based Seismic Engineering*.
- Neves de Carvalho, G. (2011). *Análise Sísmica de Edifícios de Betão Armado - Estudo de Alternativas de Modelação e Análise Não-Linear*. Instituto Superior Técnico, Universidade de Lisboa, Lisboa, Portugal.
- NP EN 1992-1-1. (2010). NP EN 1992-1-1: Eurocódigo 2 - Projecto de estruturas de betão. Parte 1-1: Regras gerais e regras para edifícios. *Instituto Português Da Qualidade*.
- NP EN 1998-1. (2010). NP EN 1998-1: Eurocódigo 8 - Projecto de Estruturas para resistência aos sismos. Parte 1: Regras gerais, ações sísmicas e regras para edifícios. *Instituto Português Da Qualidade*.
- NZS. (2006). *3101: Concrete structures standard - The design of concrete structures* (Vol. 1). Earthquake Commission (EQC).

- Parra-Montesinos, G. J. (2005). High-Performance Fiber-Reinforced Cement Composites: An Alternative for Seismic Design of Structures. *ACI Structural Journal*, 102(5), 668–675. Retrieved from <http://www.concrete.org/Publications/ACIMaterialsJournal/ACIJJournalSearch.aspx?m=details&ID=14662>
- Parra-Montesinos, G. J. (2007). High-Performance Fiber Reinforced Concrete in Earthquake-Resistant Construction. *Structure Mag*, (January), 20–22.
- Parra-Montesinos, G. J., Wight, J. K., & Setkit, M. (2010). Earthquake-Resistant Coupling Beams without Diagonal Reinforcement. *Concrete International*, 36–40.
- Paulay, T. (1969). *The Coupling of Shear Walls*. Universidade de Canterbury, Christchurch, New Zealand.
- Paulay, T. (1971). Coupling Beams of Reinforced Concrete Shear Walls. *Journal of the Structural Division*, 97(ST3), 843–862.
- Paulay, T. (1980). Earthquake-Resisting Shearwalls. *ACI Journal Proceedings*, 77(3), 144–152.
- Paulay, T. (1986). A Critique of the Special Provisions for Sesmic Design of the Building Code Requirements for Reinforced Concrete (ACI 318-83). *ACI Journal Proceedings*, 83(2).
- Paulay, T., & Binney, J. R. (1974). Diagonally Reinforced Coupling Beams of Shear Walls. *ACI Special Publication*, 42, 579–598.
- Paulay, T., & Priestley, M. J. N. (1992). *Seismic Design of Reinforced Concrete and Masonry Buildings*. New York: John Willey & Sons, Inc.
- Paulay, T., & Priestley, M. J. N. (1993). Stability of Ductile Structural Walls. *ACI Journal Proceedings*, 90(4), 385–392.
- Paulay, T., Priestley, M. J. N., & Synge, A. J. (1982). Ductility in Earthquake Resisting Squat Shearwalls. *ACI Journal Proceedings*, 79(4), 257–269.
- Paulay, T., & Santhakumar, A. R. (1976). Ductile Behavior of Coupled Shear Walls. *Journal of the Structural Division*, 102(ST1), 93–108.
- PEER/ATC-72-1. (2010). *Modeling and Acceptance Criteria for Seismic Design and Analysis of Tall Buildings*.
- Pipa, M. J. de A. L. (1993). *Ductilidade de Elementos de Betão Armado Sujeitos a Acções Cíclicas: Influência das Características Mecânicas das Armaduras*. Instituto Superior Técnico, Universidade Técnica de Lisboa, Lisboa, Portugal.
- Priestley, M. J. N. (2000). Performance Based Seismic Design. In *12th World Conference on Earthquake Engineering*.
- Santos, P. M. (2010). *Projecto de Estruturas de um Edifício Dimensionado de Acordo com os Eurocódigos EC1, EC2 e EC8*. Instituto Superior Técnico, Universidade de Lisboa, Lisboa, Portugal.
- Shen, Q. (2006). *Seismic Analysis, Behavior, and Design of Unbonded Post-Tensioned Hybrid Coupled Wall Structures*. University of Notre Dame, Indiana.
- Shen, Q., & Kurama, Y. (2002). Nonlinear Behavior of Posttensioned Hybrid Coupled Wall Subassemblages. *Journal of Structural Engineering*, 128(10), 1290–1300. Retrieved from [http://dx.doi.org/10.1061/\(ASCE\)0733-9445\(2002\)128:10\(1290\)](http://dx.doi.org/10.1061/(ASCE)0733-9445(2002)128:10(1290))
- Shen, Q., Kurama, Y., & Weldon, B. (2006). Seismic Design and Analytical Modeling of Posttensioned Hybrid Coupled Wall Subassemblages. *Journal of Structural Engineering*, 132(7), 1030–1040. Retrieved from [http://dx.doi.org/10.1061/\(ASCE\)0733-9445\(2006\)132:7\(1030\)](http://dx.doi.org/10.1061/(ASCE)0733-9445(2006)132:7(1030))
- Shimazaki, K. (2004). De-bonded Diagonally Reinforced Beam for Good Repairability (Paper No. 3173). *Proceedings of the 13th World Conference on Earthquake Engineering*.

- Smith, B. S., & Coull, A. (1991). *Tall Building Structures: Analysis and design*. John Wiley & Sons, Inc.
- Son Vu, N., Li, B., & Beyer, K. (2014). Effective Stiffness of Reinforced Concrete Coupling Beams. *Engineering Structures*, 76, 371–382. doi:10.1016/j.engstruct.2014.07.014
- Subedi, N. K. (1989). Reinforced Concrete Beams With Plate Reinforcement for Shear. *ICE Proceedings*, 87(3), 377–399. Retrieved from <http://dx.doi.org/10.1680/iicep.1989.2972>
- Taranath, B. S. (2009). *Reinforced Concrete Design of Tall Buildings*. CRC Press.
- Tassios, T. P., Moretti, M., & Bezas, A. (1996). On the Behavior and Ductility of Reinforced Concrete Coupling Beams of Shear Walls. *ACI Structural Journal*, 93(6), 1–10.
- Tegos, I. A., & Penelis, G. G. (1988). Seismic Resistance of Short Columns and Coupling Beams Reinforced with Inclined Bars. *ACI Structural Journal*, 85(1), 82–88.
- Wallace, J. W. (2012). Behavior, design, and modeling of structural walls and coupling beams — Lessons from recent laboratory tests and earthquakes. *International Journal of Concrete Structures and Materials*, 6(1), 3–18.
- Walunj, A. K., Bhunia, D., Gupta, S., & Gupta, P. (2013). Investigation on the Behavior of Conventional Reinforced Coupling Beams. *International Journal of Civil, Architectural, Structural and Construction Engineering*, 7(12), 625–629.
- Weldon, B. (2010). *Behavior, design, and analysis of unbonded post-tensioned precast concrete coupling beams*. University of Notre Dame.
- Weldon, B., & Kurama, Y. (2005). Coupling of Concrete Walls Using Post-Tensioned Precast Concrete Beams. In *Structures Congress 2005* (pp. 1–12). American Society of Civil Engineers. Retrieved from [http://dx.doi.org/10.1061/40753\(171\)191](http://dx.doi.org/10.1061/40753(171)191)
- Weldon, B., & Kurama, Y. (2007). Unbonded Post-Tensioned Precast Concrete Coupling Beams: An Experimental Evaluation. In *Structures Congress 2007 - New Horizons and Better Practices* (pp. 1–10). American Society of Civil Engineers. Retrieved from [http://dx.doi.org/10.1061/40946\(248\)24](http://dx.doi.org/10.1061/40946(248)24)
- Weldon, B., & Kurama, Y. (2011). Analytical Modeling and Design Validation of Posttensioned Precast Concrete Coupling Beams for Seismic Regions. *Journal of Structural Engineering*, 138(2), 224–234. Retrieved from [http://dx.doi.org/10.1061/\(ASCE\)ST.1943-541X.0000415](http://dx.doi.org/10.1061/(ASCE)ST.1943-541X.0000415)
- White, T., & Adebar, P. (2004). Estimating Rotational Demands in High-rise Concrete Wall Buildings. In *13th World Conference on Earthquake Engineering*.
- Xuan, G., Shahrooz, B. M., Harries, K. A., & Rassati, G. A. (2008). A Performance-Based Design Approach for Coupled Core Wall Systems with Diagonally Reinforced Concrete Coupling Beams. *Advances in Structural Engineering*, 11(3), 253–268.
- Zhang, G., Zhao, Z. Z., & Qian, J. R. (2008). Seismic Performance and Shear Resisting Capacity of Steel Plate Reinforced Concrete Coupling Beams. In *14th World Conference on Earthquake Engineering*. Beijing, China.
- Zhao, Z. Z., Kwan, A. K. H., & He, X. G. (2004). Nonlinear Finite Element Analysis of Deep Reinforced Concrete Coupling Beams. *Engineering Structures*, 26(1), 13–25.
- Zhou, Y., Lu, L., Huang, Z., & Li, D. (2014). Deformation Capacity and Performance-Based Seismic Design for Reinforced Concrete Coupling Beams. *Journal of Asian Architecture and Building Engineering*, 13(1), 203–208.
- Živković, M., Kojić, M., Slavković, R., & Grujović, N. (2001). A general beam finite element with deformable cross-section. *Computer Methods in Applied Mechanics and Engineering*, 190(20), 2651–2680.

ANEXO I

DIMENSIONAMENTO DOS ELEMENTOS DO CASO DE ESTUDO (CAPÍTULO 4)

A-I.1. Vigas

O dimensionamento das vigas é condicionada pela combinação fundamental da verificação dos Estados Limite Últimos (ELU) – ver secção 4.3.2. Combinações de Ações.

As secções críticas são numeradas de 1 a 6, conforme representado na Figura 95. Note-se que as secções 2 e 5 não representam o meio vão das vigas, mas sim o ponto de momento positivo máximo.

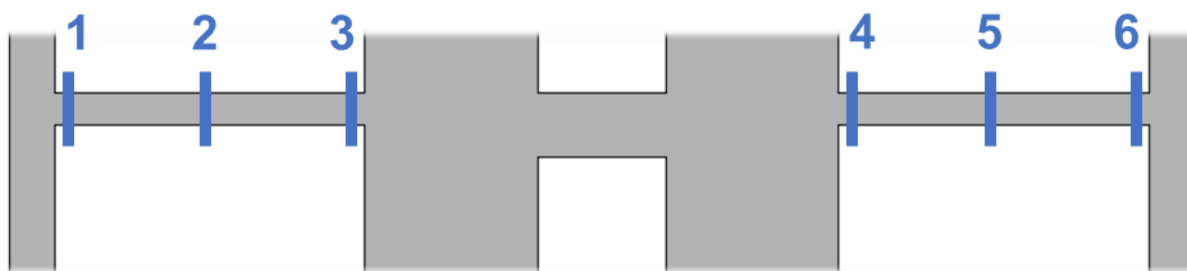


Figura 95 – Identificação das secções críticas para dimensionamento das vigas

Armaduras longitudinais

Segundo o Eurocódigo 2 (9.2.1.1), “a área da armadura longitudinal de tração não deverá ser inferior a $A_{s,min}$ ” (NP EN 1992-1-1, 2010):

$$A_{s,min} = 0,26 \frac{f_{ctm}}{f_{yk}} bd \geq 0,0013bd \quad (96)$$

$$A_{s,min} = 1,70 \text{ cm}^2 \quad (97)$$

Por outro lado, o Eurocódigo 8 (5.4.3.1.2) indica que “ao longo de todo o comprimento de uma viga sísmica primária, a taxa de armadura da zona traccionada, ρ , não deve ser inferior ao seguinte valor mínimo ρ_{min} ” (NP EN 1998-1, 2010):

$$\rho_{min} = 0,5 \left(\frac{f_{ctm}}{f_{yk}} \right) \quad (98)$$

$$\rho_{min} = 0,29\% \quad (99)$$

Na Tabela 31 encontra-se o dimensionamento das armaduras longitudinais das vigas. Note-se que se utiliza um valor de 4 cm para o recobrimento das armaduras (igual para os restantes elementos)

Tabela 31 – Dimensionamento das armaduras longitudinais das vigas

	Secção 1	Secção 2	Secção 3	Secção 4	Secção 5	Secção 6
M_{Ed} (kNm)	-172	105	-223	-223	105	-172
μ	0,17	0,10	0,22	0,22	0,10	0,17
ω	0,199	0,115	0,268	0,268	0,115	0,199
A_{st} (cm ²)	10,28	5,94	13,87	13,87	5,94	10,28
Armadura adotada	3Φ25	2Φ20	3Φ25	3Φ25	2Φ20	3Φ25
$A_{st,ef}$ (cm ²)	14,73	6,28	14,73	14,73	6,28	14,73
ρ_{st}	1,31%	0,56%	1,31%	1,31%	0,56%	1,31%

Armaduras transversais

A área de armaduras necessárias é calculada pela expressão indicada no Eurocódigo 2:

$$\frac{A_{sw}}{s} = \frac{V_{Ed}}{z f_{ywd} \cot \theta} \quad (100)$$

Em que:

A_{sw}	Área da secção transversal das armaduras de esforço transverso
s	Espaçamento dos estribos
V_{Ed}	Esforço transverso de cálculo
z	Braço do binário das forças interiores, para um elemento de altura constante, correspondente ao momento fletor no elemento considerado. Foi utilizado $z = 0,9d$
f_{ywd}	Valor de cálculo da tensão de cedência das armaduras de esforço transverso
θ	Ângulo formado pela escora comprimida de betão com o eixo da viga

No dimensionamento das armaduras transversais das vigas utiliza-se um valor de $\cot \theta = 1,7$, o que equivale a um valor de $\theta \approx 30^\circ$. Este valor é também utilizado para os restantes elementos

Segue-se a regra, indicada no EC 8, relativa ao cálculo dos valores de esforço transverso pela capacidade real, ou seja, “com base no equilíbrio da viga sob a ação de: a) a carga transversal que nela atua na situação de projeto sísmica e b) os momentos nas extremidades, associados à formação de rótulas plásticas para os sentidos positivos e negativos da ação sísmica” (NP EN 1998-1, 2010).

É ainda verificada a regra de espaçamento máximo (s) dos estribos, nas designadas “zonas críticas” (zonas com uma extensão, l_{cr} , igual à altura da viga, ou seja, 0,50m no caso em questão):

$$s = \min\{h/4; 24d_{bw}; 225; 8d_{bL}\} \quad (101)$$

Em que:

h	Altura da secção (em milímetros)
d_{bw}	Diâmetro das armaduras de confinamento (em milímetros)
d_{bL}	Diâmetro mínimo dos varões da armadura longitudinal (em milímetros);

Para as vigas em estudo o espaçamento máximo resulta em $s = 125mm$.

Na Tabela 32 encontra-se o dimensionamento das armaduras transversais das vigas. No tramo central da viga, a uma distância suficiente das extremidades, duplica-se o espaçamento dos estribos.

Tabela 32 – Dimensionamento das armaduras transversais das vigas

	Secção 1	-	Secção 3	Secção 4	-	Secção 6
M_{Rd} (kNm)	258		258	258		258
$V(g + \psi_2 q)$ (kN)	138		151	151		138
V_{Ed} (kN)	237		251	251		237
A_{sw}/s (cm ² /m)	7,92		8,37	8,37		7,92
Armadura adotada	Φ10//0,125		Φ10//0,125	Φ10//0,125		Φ10//0,125
$(A_{sw}/s)_{ef}$ (cm ² /m)	12,56		12,56	12,56		12,56
V_{Rd} (kN)	376		376	376		376

A-I.2. Vigas de acoplamento

Para as vigas de acoplamento seguem-se as disposições já referidas, sendo no entanto condicionadas pela combinação sísmica. Na Tabela 33 e Tabela 34 encontra-se o dimensionamento das armaduras longitudinais e transversais das vigas de acoplamento, respetivamente.

Tabela 33 – Dimensionamento das armaduras longitudinais das vigas de acoplamento

M_{Ed} (kNm)	μ	ω	A_{sl} (cm ²)	Armadura adotada	$A_{sl,ef}$ (cm ²)	ρ_{sl}	$A_{s,min}$ (cm ²)	ρ_{min}
468	0,10	0,115	12,51	3Φ25	14,73	0,62%	3,58	0,29%

Tabela 34 – Dimensionamento das armaduras transversais das vigas de acoplamento

M_{Rd} (kNm)	$V(g + \psi_2 q)$ (kN)	V_{Ed} (kN)	A_{sw}/s (cm ² /m)	Armadura adotada	$(A_{sw}/s)_{ef}$ (cm ² /m)	V_{Rd} (kN)	l_{cr} (m)	s_{max} (cm)
551	58	608	9,62	Φ10//0,15	10,48	663	1	20

A-I.3. Pilares

Armaduras longitudinais

Segundo o Eurocódigo 2 (9.5.2), “a área total de armadura longitudinal não deverá ser inferior a”:

$$A_{s,min} = \frac{0,10N_{Ed}}{f_{yd}} \text{ ou } 0,002A_c \text{ se este valor for maior} \quad (102)$$

$$A_{s,min} = 3,71 \text{ cm}^2 \quad (103)$$

Já o Eurocódigo 8 (5.4.3.2.2) é mais exigente, prescrevendo que “a taxa total de armadura longitudinal ρ_{sl} não deve ser inferior a 0,01 nem superior a 0,04” (NP EN 1998-1, 2010):

$$\rho_{min} = 1\% \quad (104)$$

$$A_{s,min} = 17,5 \text{ cm}^2 \quad (105)$$

Na Tabela 35 encontra-se o dimensionamento das armaduras longitudinais dos pilares.

Tabela 35 – Dimensionamento das armaduras longitudinais dos pilares

N_{Ed} (kN)	M_{Ed} (kNm)	N_{Rd} (kN)	ν	Armadura adotada	$A_{sl,ef}$ (cm ²)	ρ_{sl}	M_{Rd} (kNm)
1614	144	3500	0,46	10Φ16	20,1	1,1%	269

Armaduras de esforço transverso e confinamento

Para as armaduras transversais seguem-se as regras do EC 8 relativas à ductilidade local. Considera-se um comprimento de zona crítica, calculado por:

$$l_{cr} = \max\{h; l_{cl}/6; 0,45\} \quad (106)$$

Em que:

- h Altura da secção transversal do pilar (em metros)
- l_{cl} Comprimento livre do pilar (em metros)

Nesta zona crítica adotam-se armaduras transversais que cumpram a seguinte condição:

$$\alpha \omega_{wd} \geq 30 \mu_{\phi} \nu_d \cdot \varepsilon_{sy,d} \cdot \frac{b_c}{b_o} - 0,035 \quad (107)$$

Em que:

ω_{wd}	Taxa mecânica de cintas nas zonas críticas, $\omega_{wd} = \frac{\text{volume das cintas}}{\text{volume do núcleo de betão}} \cdot \frac{f_{yd}}{f_{cd}}$
μ_{ϕ}	Valor necessário do fator de ductilidade em curvatura
ν_d	Esforço normal reduzido de cálculo ($\nu_d = N_{Ed}/A_c f_{cd}$)
$\varepsilon_{sy,d}$	Valor de cálculo da extensão de cedência à tração do aço
α	Coeficiente de eficácia de confinamento, $\alpha = \alpha_n \alpha_s$

Para secções transversais retangulares:

$$\alpha_n = 1 - \sum b_i^2 / 6 b_o h_o \quad (108)$$

$$\alpha_s = (1 - s/2b_o)(1 - s/2h_o) \quad (109)$$

Em que:

ω_{wd}	Taxa mecânica de cintas nas zonas críticas
h_c	Altura bruta da secção transversal
h_o	Altura do núcleo confinado
b_c	Largura bruta da secção transversal
b_o	Largura do núcleo confinado
b_i	Distância entre varões consecutivos abraçados

É ainda seguido o critério do EC 8 segundo o qual o espaçamento das cintas, em milímetros, não pode ser superior a:

$$s = \min\{b_o/2; 175; 8d_{bL}\} \quad (110)$$

Em que:

b_o	Dimensão mínima (em milímetros) do núcleo de betão
d_{bL}	Diâmetro mínimo dos varões longitudinais (em milímetros)

O dimensionamento das armaduras de confinamento encontra-se presente na Tabela 36.

Tabela 36 – Dimensionamento das armaduras de confinamento dos pilares

s_{max} (m)	ω_{wd}	A_{sw}/s (cm ² /m)	Armadura adotada	$(A_{sw}/s)_{ef}$ (cm ² /m)
0,09	0,490	8,76	Φ10//0,075	10,47

Nas restantes zonas dos pilares, não consideradas zonas críticas, é duplicado o espaçamento das armaduras transversais e diminuído o seu diâmetro. É feita uma verificação conservadora ao esforço transversal, presente na Tabela 37, calculado com base na capacidade resistente ($V_{Ed} = 2M_{Rd}/l$).

Tabela 37 – Dimensionamento das armaduras transversais dos pilares

M_{Rd} (kNm)	V_{Ed} (kN)	A_{sw}/s (cm ² /m)	Armadura adotada	$(A_{sw}/s)_{ef}$ (cm ² /m)	V_{Rd} (kN)
270	180	4,15	Φ8//0,15	6,7	290

A-I.4. Paredes

Armaduras longitudinais

O Eurocódigo 8 indica que o comprimento dos pilares fictícios (também designados de elementos de extremidade) das paredes, l_c , deverá cumprir a seguinte condição:

$$l_c \geq \begin{cases} 0,15l_w \\ 1,50b_w \end{cases} \quad (111)$$

Em que:

l_w Comprimento da secção transversal da parede
 b_w Largura da secção transversal da parede

Resulta assim que:

$$l_c \geq 0,405 \rightarrow l_c = 0,45m \quad (112)$$

O esforço de dimensionamento das armaduras dos pilares fictícios é feito com base na força de tração, T_{Ed} , obtida com base na seguinte expressão:

$$T_{Ed} = \frac{M}{z} + N \quad (113)$$

Em que:

M Valor do momento de cálculo para a combinação sísmica
 N Valor do esforço axial condicionante (mínimo) na parede para a combinação sísmica
 z Distância entre os centros de gravidade dos pilares fictícios

Com base no Eurocódigo 8 (5.4.3.4.1), é ainda verificada a taxa de armadura mínima dos elementos de extremidade (pilares fictícios):

$$\rho_{min} = 0,005 \quad (114)$$

Resulta assim o dimensionamento presente na Tabela 38.

Tabela 38 – Dimensionamento das armaduras longitudinais dos pilares fictícios das paredes

$N_{Ed,max}$ (kN)	$N_{Ed,min}$ (kN)	M_{Ed} (kNm)	z (m)	T_{Ed} (kN)	A_{sl} (cm ²)	$A_{sl,min}$ (cm ²)	Armadura adotada	$A_{sl,ef}$ (cm ²)
-4825	-623	1465	2,2	364	8,36	6,63	8Φ20	25,13

Armaduras de esforço transverso

De modo a cumprir as condições de ductilidade local das paredes expostas no Eurocódigo 8 (5.4.2.4), os esforços transversos de cálculo são aumentados em 50% face aos obtidos da análise. O dimensionamento encontra-se presente na Tabela 39.

Tabela 39 – Dimensionamento das armaduras de esforço transverso das paredes

V_{Ed} (kN)	A_{sw}/s (cm ² /m)	Armadura adotada	$(A_{sw}/s)_{ef}$ (cm ² /m)	V_{Rd} (kN)
747	4,65	Φ8//0,15	6,70	1075

Armaduras de confinamento

Para as armaduras de confinamento dos pilares fictícios das paredes é adotado um procedimento idêntico ao já descrito para os pilares. Na Tabela 40 encontra-se o resumo do dimensionamento.

Tabela 40 – Dimensionamento das armaduras de confinamento dos pilares fictícios das paredes

s_{max} (m)	ω_{wd}	A_{sw}/s (cm ² /m)	Armadura adotada	$(A_{sw}/s)_{ef}$ (cm ² /m)
0,09	0,439	8,39	Φ10//0,075	10,47

ANEXO II

BILINEARIZAÇÃO DAS CURVAS DE CAPACIDADE

Para a bilinearização das curvas de capacidade adota-se o método proposto em Gostič et al. (2012), e ilustrado na Figura 96. Conserva-se a simbologia original de modo a manter a generalidade do procedimento. A resposta representada pela curva bilinear apresenta uma capacidade de dissipação de energia igual à resposta da curva original.

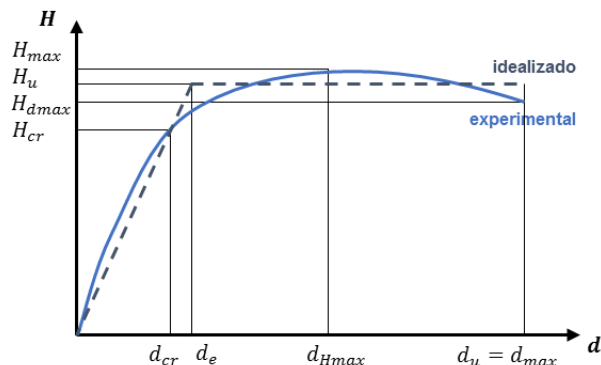


Figura 96 – Bilinearização de curva de capacidade resistente, adaptado (Gostič et al., 2012)

Em que:

H	Força
H_{cr}	Força no momento de fendilhação significativa (curva experimental)
H_{dmax}	Força no momento de deformação última (curva experimental)
H_u	Força máxima (curva idealizada)
H_{max}	Força máxima (curva experimental)
d	Deformação
d_{cr}	Deformação no momento de fendilhação significativa (curva experimental)
d_e	Deformação no momento de cedência (curva idealizada)
d_{Hmax}	Deformação no momento de força máxima (curva experimental)
d_u	Deformação última (curva experimental)
d_{max}	Deformação última (curva idealizada)

Define-se ainda o valor de rigidez efetiva K_e , com base na expressão:

$$K_e = \frac{H_{cr}}{d_{cr}} \quad (115)$$

Opta-se por considerar $H_{cr} = 0,80H_{max}$, e d_{cr} o deslocamento nesse instante.

Finamente pode-se calcular a resistência última da curva idealizada, H_u por:

$$H_u = K_e \left(d_{max} - \sqrt{d_{max}^2 - \frac{2A_{env}}{K_e}} \right) \quad (116)$$

Em que:

A_{env}	Área limitada pela curva de capacidade resistente experimental
-----------	--

É importante referir que se considera a curva de capacidade resistente apenas até ao ponto em que se observa uma degradação de 20% da resistência máxima.