



**Ana Rita Faria Conceição de Sousa Gião
Gamito Reis**

Mestre em Engenharia de Estruturas

Ligação Viga – Pilar de Alto Desempenho Sísmico

Tese para obtenção do Grau de Doutor em Engenharia Civil,
Especialidade Estruturas

Orientador: Válder José da Guia Lúcio,
Professor Associado, FCT/UNL

Co-orientador: Carlos Chastre Rodrigues,
Professor Auxiliar, FCT/UNL

Júri:

Presidente: Prof. Doutor Nuno Manuel Robalo Correia
Arguente(s): Prof. Doutor Humberto Salazar Amorim Varum
Doutor Manuel José de Andrade Loureiro Pipa

Vogais: Prof. Doutor Jorge Miguel Silveira Filipe Mascarenhas Proença
Prof. Doutor Válder José da Guia Lúcio
Prof. Doutor Carlos Chastre Rodrigues



Dezembro 2012

Copyright Ana Rita Faria Conceição de Sousa Gião Gamito Reis, FCT/UNL e UNL

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

*À Leonor, ao Afonso e
ao Miguel*

AGRADECIMENTOS

No decorrer deste trabalho, muitas foram as pessoas que me apoiaram, incentivaram e contribuíram de alguma forma para a sua realização. Desta forma gostaria de mencionar o meu reconhecimento e agradecimento, passando a mencionar algumas pessoas cujo seu apoio me marcou especialmente.

Ao Professor Válder Lúcio, meu orientador científico, exprimo a minha gratidão pela amizade, pelas válidas orientações e ensinamento transmitidos, pela sua disponibilidade e incentivo. Ao Professor Chastre Rodrigues, meu co-orientador científico, gostaria de agradecer a amizade, os conhecimentos que me transmitiu e a sua preciosa ajuda na realização dos ensaios experimentais.

A realização deste trabalho beneficiou do financiamento de uma bolsa PROTEC (Programa de Apoio à Formação Avançada de Docentes do Ensino Superior Politécnico) como docente do Instituto Superior de Engenharia de Lisboa. Agradeço a estas instituições e entidades, assim como às pessoas envolvidas no processo. O meu reconhecimento dirige-se igualmente à Professora Cristina Machado, ao Professor António Gorgulho e à Professora Helena Marecos do Monte da ADEC-ISEL (Área Departamental de Engenharia Civil do Instituto Superior de Engenharia de Lisboa), pelo incentivo e por me ajudarem a criar as condições necessárias à realização deste trabalho.

A componente experimental deste trabalho foi apoiada pelo Projecto de I&D “Estruturas de Betão Armado e de Alvenaria” inserido no Protocolo de Cooperação Científica e Tecnológica entre a FCT e a SECIL.

Gostaria de exprimir o meu reconhecimento, de um forma genérica, a todas as pessoas do DEC-FCT (Departamento de Engenharia Civil da Faculdade de Ciências e Tecnologia da Universidade Nova de Lisboa), em especial, ao Professor Rocha de Almeida, ao Professor Pinho Ramos, pela forma como me receberam e me fizeram sentir em “casa”, pelos recursos disponibilizados e pelo apoio demonstrado.

Aos meus colegas que sempre me acompanharam, em especial à Eng.^a Carla Marchão, ao Eng.^o Rui Marreiros, ao Doutor André Barbosa, ao Eng.^o André Almeida, Doutor Duarte Viúla e ao Eng.^o Hugo Biscaia, agradeço a amizade, o apoio, a disponibilidade para discutir as questões levantadas no decorrer deste trabalho e a ajuda na realização de alguns ensaios experimentais. Neste sentido, expresso um agradecimento especial pela ajuda e conhecimentos transmitidos pela Doutora Ana Brás no desenvolvimento da calda a utilizar no compósito reforçado com fibras, sem a qual uma parte do trabalho poderia ficar aquém das expectativas. Gostaria de agradecer igualmente ao Eng.^o Gonçalo

Costa pela ajuda na adaptação do sistema de controlo de ensaio para implementação do novo procedimento.

Agradeço à D. Maria da Luz e à D. Carla Figueiredo pelo apoio e as palavras de incentivo. O meu reconhecimento vai também para o Senhor Jorge Silvério e o Senhor Gaspar pela colaboração na realização da parte experimental deste trabalho.

Manifesto o meu agradecimento ao Senhor Fernando Alves pelo apoio dado na preparação de alguns ensaios experimentais.

Finalmente, expresso o meu reconhecimento às empresas que contribuíram, de alguma forma, para a realização dos ensaios experimentais:

- À SECIL Prebetão, em particular ao Eng.º João Oliveira, pela realização dos modelos experimentais;
- À SECIL, em especial ao Eng.º Vitor Vermelhudo e a Eng.ª Ângela Nunes, pelo fornecimento de alguns materiais e realização de alguns modelos experimentais;
- À CONCREMAT, em particular ao Eng.º Romeu Reguengo, pela realização de alguns provetes;
- À FAVIR, em especial ao Eng.º Vasco Moura, pelo fornecimento das fibras de aço;
- À SIKA, em particular ao Eng.º Rui Coelho, pelo fornecimento do superplastificante;
- À MAPEI, em especial ao Eng.º Nelson Moreira, pelo fornecimento da sílica fumo;
- À VSL pelo fornecimento dos cordões de pré-esforço.

Aos meus pais, agradeço a educação, os princípios que me transmitiram e que me acompanham no desenvolvimento da minha vida pessoal e profissional. Aos meus irmãos e sobrinhos, pelo apoio e compreensão.

Aos meus filhos, Leonor e Afonso, um agradecimento especial pela compreensão demonstrada face à minha ausência, por vezes, não apenas física mas mental. Espero que, apesar de tudo, tirem algum ensinamento do meu esforço e dedicação.

Por último, com a certeza que as palavras não expressam a gratidão que sinto, agradeço ao meu marido, Miguel, pela amizade, compreensão e apoio que tornaram possível a realização deste trabalho.

LIGAÇÃO VIGA – PILAR DE ALTO DESEMPENHO SÍSMICO

Resumo

Este trabalho incide sobre o estudo do comportamento e reforço de ligações viga-pilar às acções sísmicas. A motivação do trabalho consiste na necessidade de melhorar o comportamento e aumentar a segurança das estruturas em relação às acções sísmicas.

Em estruturas porticadas, as rótulas plásticas devem-se formar nas vigas (Princípio do pilar forte-viga fraca). Desta forma, realizou-se uma campanha de ensaios que incidiu na análise do comportamento cíclico da zona crítica da viga. O modelo de referência, constituído por uma viga de betão armado com uma secção transversal em T, foi dimensionado para apresentar um comportamento de ductilidade normal. Neste estudo, implementou-se um novo procedimento de ensaio cíclico para reproduzir a resposta da zona crítica das vigas, simulando as acções horizontais em simultâneo com as forças verticais. Os resultados experimentais são apresentados e analisados. Complementarmente, efectuou-se uma análise numérica com o intuito de avaliar o efeito das forças gravíticas no comportamento da ligação e validar o procedimento de ensaio proposto.

A intervenção estrutural que visa o melhoramento do desempenho sísmico - “*retrofit*” - pode ser alcançada através de modificações de rigidez, da resistência e da ductilidade. Com este pressuposto, a fim de aumentar o desempenho do comportamento observado experimentalmente, foram desenvolvidas e testadas duas soluções de reforço da ligação. Numa primeira fase, desenvolveu-se uma solução de reforço com pré-esforço exterior que, para além da redução da deformação residual observada, apresentou uma melhoria do comportamento hysterético da ligação através do acréscimo da capacidade de dissipação de energia devido ao aumento da resistência (e não da ductilidade). Posteriormente, perante os danos observados, e adicionalmente ao pré-esforço, desenvolveu-se uma solução de reforço da zona comprimida da viga por encamisamento com *CRFU* (calda reforçada com fibras unidireccionais desenvolvida no âmbito do presente trabalho), que permitiu minimizar os danos associados ao esmagamento do betão e à encurvadura das armaduras. Os resultados experimentais são apresentados e analisados.

Palavras-chave

Betão Armado, Ligação Viga-Pilar, Reforço de Estruturas, Comportamento Sísmico, Força Gravítica, Ensaio Cíclicos

HIGH SEISMIC PERFORMANCE BEAM-COLUMN CONNECTION

Abstract

The present work refers to the study of seismic behavior and retrofitting of beam-column connections. The motivation of this work consists in the need of improve the behavior and increase the safety of structures in relation to seismic actions.

In frame structures, the plastic hinges should be formed in beams (weak beam-strong column). Thus, a test campaign was carried out in order to analyze the cyclical behavior of the critical zone of the beam. The reference specimen was a reinforced concrete beam with a T cross section, designed to exhibit a normal ductility. In this study, a new cyclic test procedure was implemented in order to reproduce closer demands of a beam element, simulating horizontal actions simultaneously with the vertical loads. The experimental results are presented and analyzed. In addition, a numerical analysis was performed in order to assess the gravity load effect in the hysteretic behavior of the connection and validate the proposed test procedure.

Structural intervention aimed the improvement of seismic performance - "retrofit" - can be achieved through changes in stiffness, strength and ductility. With this assumption, in order to improve the observed experimental behavior, two strengthening solutions of the connection were developed and tested. In the first solution, unbounded post-tension was used in order to reduce the residual deformation observed. An improvement of the hysteretic behavior of the connection was observed due to an energy dissipation capacity increasing associated to a strength improvement (not ductility). In a second stage, in addition to the post-tension system, a strengthening solution of the compression side of the beam by jacketing with *UFRG* (unidirectional fiber reinforced grout developed within this work) was developed. The jacketing limits the damage associated with the concrete crushing and buckling of longitudinal reinforcement. The experimental results are presented and analyzed.

Keywords

Reinforced Concrete, Beam-column connection, Structural strengthening, Seismic Behaviour, Ductility, Cyclic Test

ÍNDICE GERAL

AGRADECIMENTOS	VII
RESUMO	IX
ABSTRACT	XI
ÍNDICE GERAL	XIII
ÍNDICE DE FIGURAS.....	XVII
ÍNDICE DE TABELAS.....	XXVII
ÍNDICE DE QUADROS	XXIX
LISTA DE SÍMBOLOS	XXXI
CAPÍTULO 1 – INTRODUÇÃO	
1.1. ENQUADRAMENTO E JUSTIFICAÇÃO DO TEMA.....	1
1.2. OBJECTIVOS.....	6
1.3. ORGANIZAÇÃO.....	7
CAPÍTULO 2 – COMPORTAMENTO SÍSMICO DE ESTRUTURAS PORTICADAS	
2.1. CONCEITOS BÁSICOS DA CONCEPÇÃO SÍSMICA	11
2.2. REGULAMENTAÇÃO, NORMAS E RECOMENDAÇÕES.....	20
2.2.1. Norma Europeia NP EN1998-1.....	21
2.2.2. Regulamentação dos E.U.A.....	27
2.2.3. Regulamentação da Nova Zelândia.....	33
CAPÍTULO 3 – ESTUDO EXPERIMENTAL DO COMPORTAMENTO DE LIGAÇÕES VIGA-PILAR	
3.1. INTRODUÇÃO	39
3.2. BREVE REVISÃO DE CONCEITOS	39
3.3. INDICADORES DE AVALIAÇÃO DE DANOS ESTRUTURAIS	46
3.3.1. Parâmetros de Dano.....	48
3.3.2. Índices de Dano.....	53
3.4. MÉTODOS DE ENSAIOS EX/PERIMENTAIS	59
3.4.1. Procedimentos de ensaio quasi-estáticos	60
3.4.2. Trabalhos científicos relevantes	67
3.5. APRESENTAÇÃO DOS MODELOS EXPERIMENTAIS	73
3.5.1. Introdução.....	73
3.5.2. Geometria do modelo	74
3.5.3. Pormenorização de armaduras.....	77
3.5.4. Caracterização das armaduras.....	78

3.5.5. Caracterização do betão	80
3.5.6. Resistência dos modelos	84
3.6. CONSTRUÇÃO DOS MODELOS EXPERIMENTAIS	86
3.7. SISTEMA DE ENSAIO E INSTRUMENTAÇÃO	87
3.7.1. Montagem do Sistema de Ensaio	88
3.7.2. Instrumentação dos modelos	90
3.8. PROCEDIMENTO DE ENSAIO	92
3.8.1. Introdução	92
3.8.2. Determinação do deslocamento de cedência	92
3.8.3. Procedimento do Ensaio Cíclico Alternado	95
3.8.4. Procedimento de Ensaio com Cargas Gravíticas	96
3.9. APRESENTAÇÃO DOS RESULTADOS	98
3.9.1. Resultados experimentais do Modelo VR1 (segundo o ensaio cíclico alternado)	98
3.9.2. Resultados experimentais do Modelo VR2 (segundo o ensaio cíclico com carga gravítica)	101
3.10. ANÁLISE DOS RESULTADOS EXPERIMENTAIS	105
3.10.1. Relação força-deslocamento	108
3.10.2. Relação momento-curvatura	111
3.10.3. Drift (d/h)	113
3.10.4. Ductilidade em deslocamento	114
3.10.5. Rotação plástica	117
3.10.6. Energia dissipada	118
3.10.7. Taxa de energia absorvida	121
3.10.8. Deformação residual	123
3.10.9. Deformação residual normalizada	125
3.10.10. Rigidez normalizada	126
3.11. COMPARAÇÃO DOS RESULTADOS GLOBAIS	129
3.12. DISCUSSÃO DOS RESULTADOS EXPERIMENTAIS FACE AOS REQUISITOS DAS NORMAS	131

CAPÍTULO 4 – ANÁLISE NUMÉRICA DA LIGAÇÃO VIGA-PILAR

4.1. INTRODUÇÃO	133
4.2. MODELAÇÃO NUMÉRICA	133
4.3. INFLUÊNCIA DA CARGA GRAVÍTICA NO COMPORTAMENTO NÃO-LINEAR DE UM PÓRTICO	136
4.3.1. Influência da carga gravítica no comportamento não-linear de um pórtico sujeito a cargas cíclicas (modelação com plasticidade concentrada – “Lumped models”)	140
4.3.2. Modelação numérica dos ensaios	144
4.3.2.1. Modelação da resposta monotónica do modelo experimental (modelo não-linear de elementos finitos)	144
4.3.2.2. Modelação da resposta histerética dos modelos de ensaio	150

4.3.3. Influência da carga gravítica no comportamento não-linear de um pórtico sujeito a cargas cíclicas (modelação com plasticidade distribuída).....	163
4.4. INFLUÊNCIA DO NÍVEL DE CARGA GRAVÍTICA NO COMPORTAMENTO DA LIGAÇÃO VIGA-PILAR	174
4.5. COMPARAÇÃO DA RESPOSTA HISTERÉTICA DA LIGAÇÃO VIGA-PILAR INSERIDA NO PÓRTICO E DO MODELO DE LIGAÇÃO VIGA-PILAR SUBMETIDO AO PROCEDIMENTO DE ENSAIO.....	177

CAPÍTULO 5 – COMPORTAMENTO DA SOLUÇÃO DE REFORÇO COM PRÉ-ESFORÇO

5.1. INTRODUÇÃO	181
5.2. NÍVEIS DE DESEMPENHO E OBJECTIVOS DO REFORÇO SÍSMICO.....	181
5.3. NORMAS EUROPEIAS PARA AVALIAÇÃO E REFORÇO DE ESTRUTURAS SISMO-RESISTENTES...	182
5.4. ESTRATÉGIAS DE REFORÇO SÍSMICO	190
5.5. TÉCNICAS DE REFORÇO	192
5.6. TRABALHOS CIENTÍFICOS RELEVANTES	195
5.7. MODELO EXPERIMENTAL DE LIGAÇÃO VIGA-PILAR REFORÇADA COM CORDÕES DE PRÉ-ESFORÇO NÃO-ADERENTES	201
5.7.1. Definição do sistema de aplicação de pré-esforço	202
5.7.2. Apresentação dos resultados experimentais.....	205

CAPÍTULO 6 – COMPORTAMENTO DA SOLUÇÃO DE REFORÇO COM PRÉ-ESFORÇO E ENCAMISAMENTO COM CALDA REFORÇADA COM FIBRAS UNIDIRECCIONAIS

6.1. INTRODUÇÃO	211
6.2. BREVE REVISÃO SOBRE BETÕES DE ELEVADO DESEMPENHO.....	212
6.3. TRABALHOS CIENTÍFICOS RELEVANTES	216
6.4. DESENVOLVIMENTO E CARACTERIZAÇÃO DA CALDA REFORÇADA COM FIBRAS UNIDIRECCIONAIS.....	223
6.4.1. Introdução.....	223
6.4.2. Comportamento da calda reforçada com fibras unidireccionais	223
6.4.3. Composição de betões de elevado desempenho.....	224
6.4.4. Campanha de ensaios preliminares	230
6.4.5. Ensaios de caracterização reológica da calda.....	239
6.4.6. Ensaios de caracterização mecânica da calda.....	245
6.4.7. Ensaios de compressão de cubos confinados com CRFU	247
6.4.8. Ensaios de vigas reforçadas por encamisamento com CRFU.....	251
6.4.9. Ensaios de caracterização do material de reforço CRFU	260
6.4.9.1. Ensaios de compressão em provetes tubulares de secção circular de CRFU.....	261
6.4.9.2. Ensaios de compressão diametral em provetes cúbicos de CRFU.....	265
6.5. MODELO DE LIGAÇÃO VIGA-PILAR REFORÇADO COM PRÉ-ESFORÇO E ENCAMISAMENTO NA ZONA COMPRIMIDA COM CRFU	267
6.5.1. Execução do reforço por encamisamento	268
6.5.2. Apresentação dos resultados experimentais.....	270

CAPÍTULO 7 – ANÁLISE DOS RESULTADOS DOS MODELOS REFORÇADOS

7.1. RESPOSTA GLOBAL DOS MODELOS REFORÇADOS	275
7.2. ANÁLISE DOS RESULTADOS EXPERIMENTAIS	277
7.2.1. História de carregamentos imposta	278
7.2.2. Relação força-deslocamento	279
7.2.3. Relação momento-curvatura	282
7.2.4. “Drift” (d/h)	286
7.2.5. Ductilidade em deslocamento	287
7.2.6. Rotação plástica	289
7.2.7. Energia dissipada	289
7.2.8. Taxa de energia absorvida	293
7.2.9. Deformação residual	295
7.2.10. Deformação residual normalizada	297
7.2.11. Rigidez inicial normalizada	298
7.3. ANÁLISE DOS RESULTADOS EM FUNÇÃO DO “DRIFT”	299
7.3.1. Ductilidade em deslocamento	299
7.3.2. Energia dissipada	300
7.3.3. Taxa de energia absorvida	301
7.3.4. Rigidez inicial normalizada	302
7.4. COMPARAÇÃO DOS RESULTADOS GLOBAIS	303
7.5. ANÁLISE DA EFICIÊNCIA DAS SOLUÇÕES DE REFORÇO	306
7.6. PROPOSTA DE DIMENSIONAMENTO	308
7.6.1. Propriedades mecânicas dos materiais	309
7.6.2. Determinação do momento de cedência	310
7.6.3. Determinação do momento resistente	311
7.6.4. Estimativa da capacidade de deformação	312
7.6.5. Estimativa da capacidade de dissipação de energia	315

CAPÍTULO 8 – CONCLUSÕES E DESENVOLVIMENTOS FUTUROS

8.1. CONCLUSÕES	317
8.2. DESENVOLVIMENTOS FUTUROS	324

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS	327
---	------------

ÍNDICE DE FIGURAS

CAPÍTULO 1 – INTRODUÇÃO

Figura 1.1	Colapso devido a inadequado dimensionamento e concepção sísmica (Turquia, Dulzce1999) [UND-CSL]	3
Figura 1.2	Colapso associado ao piso térreo vazado (Turquia, Kocaeli 1999) [AIR]	3
Figura 1.3	Juntas sísmicas inadequadas (Turquia, Kocaeli 1999) [IISEE].....	4
Figura 1.4	Interacção da estrutura com paredes não-estruturais [Fly Ash Bricks].....	4
Figura 1.5	Colapso de um pilar em betão armado eventualmente por cintagem insuficiente (Northridge 1994) [ACE-MRL]4	
Figura 1.6	Rotura do nó por falta de cintagem (China, Wenchuan 2008) [Foundation, Concrete and Earthquake Engineering]	4

CAPÍTULO 2 – COMPORTAMENTO SÍSMICO DE ESTRUTURAS PORTICADAS

Figura 2.1	Resposta de um oscilador de um grau de liberdade [adaptado de Park e Paulay (1975)]	11
Figura 2.2	Critério de igualdade na resposta entre sistema elástico e elastoplástico em termos de deformação máxima [adaptado Park e Paulay (1975)].....	12
Figura 2.3	Critério de igualdade na resposta entre sistema elástico e elastoplástico em termos de energia potencial [adaptado de Park e Paulay (1975)].....	13
Figura 2.4	Estratégias de aumento da capacidade de dissipação de energia	14
Figura 2.5	Colapso de um edifício devido aos efeitos de torção provocados pela irregularidade em planta (Atenas 1999) [Fardis (2008)].....	15
Figura 2.6	Colapso de um edifício pré-fabricado (Northridge 1994) [GeoHazard Images and Movies].....	15
Figura 2.7	Irregularidade em altura: Colapso de um piso intermédio devido a redução da rigidez (Kobe 1995) [Fardis (2008)].....	15
Figura 2.8	Colapso de um edifício devido irregularidade em altura - "soft-storey" - (L'Aquila 2009) [Fajfar (2010)].....	16
Figura 2.9	Rotura por corte num pilar (kobe 1995) [ACE-MRL]	16
Figura 2.10	Alteração significativa da rigidez do pilar - Pilar curto (Northridge 1994) [GeoHazard Images and Movies]	16
Figura 2.11	Rotura do nó (China, Wenchuan 2008) [NEES-Anchor]	17
Figura 2.12	Rotura da viga por corte (China, Wenchuan 2008) [NEES-Anchor]	17
Figura 2.13	Rotura da viga por corte (Turquia, Kocaeli 1999) [IISEE]	18
Figura 2.14	Rotura da viga por corte (Turquia, 2003) [B.O.-KOER].....	18
Figura 2.15	Zonas críticas em estruturas de betão armado [Lúcio, 2007]	18
Figura 2.16	Mecanismos de rotura de um edifício	19
Figura 2.17	Mecanismos de rotura de um edifício associado a formação de rótulas unidireccionais nas vigas	20
Figura 2.18	Valores de cálculo pela capacidade real dos esforços transversos nas vigas [NP EN1998-1 (2009)]	25
Figura 2.19	Armaduras transversais em zonas críticas das vigas [NP EN1998-1 (2009)].....	27
Figura 2.20	Disposições construtivas para as armaduras longitudinais em vigas segundo o ACI318 [Moehle et al. (2008)]30	
Figura 2.21	Esquema de formação de rótulas em vigas: a) Rótulas reversíveis e b) Rótulas unidireccionais devido a carregamentos gravíticos significativos e vãos relativamente grandes [Moehle et al. (2008)]	31
Figura 2.22	Disposições construtivas para armaduras transversais em vigas segundo ACI 318 [Moehle et al. (2008)].....	32
Figura 2.23	Cálculo da rotação das rótulas plásticas numa estrutura porticada [Dhokal e Fenwick (2008)]	35
Figura 2.24	Pormenorização de armadura para prevenir a formação de rótulas unidireccionais [NZS3101 (2006)]	36

CAPÍTULO 3 – ESTUDO EXPERIMENTAL DO COMPORTAMENTO DE LIGAÇÕES VIGA-PILAR

Figura 3.1	Equilíbrio de forças num sistema de um grau de liberdade.....	40
Figura 3.2	Equilíbrio de forças num sistema de um grau de liberdade sujeito a uma acção sísmica.....	40
Figura 3.3	Movimento de um sistema de um grau de liberdade sem e com amortecimento.....	41
Figura 3.4	Forças de restituição de um sistema real para grandes deformações.....	43
Figura 3.5	Energia envolvida num ciclo carga-descarga [fib Bulletin N.º.25 (2003)].....	44
Figura 3.6	Energia histerética de dissipada num ciclo e energia de deformação elástica.....	46
Figura 3.7	Energia dissipada num sistema elastoplástico perfeito.....	52
Figura 3.8	Modelo de dano Kratzig et al. (1989) - Cálculo da energia [citado por Altoontash (2004)].....	56
Figura 3.9	Índice de dano de Mehanny (2001) – Identificação de metade de semi-ciclo primário (MSCP) e subsequente (MSCS) [citado por Altoontash (2004)].....	57
Figura 3.10	Sub-estruturação – Esquema da configuração do ensaio: (a) modelo viga-pilar de extremidade; (b) modelo viga-pilar interior; (c) modelo de pilar; (d) modelo de viga [adaptado de Proença, IST].....	60
Figura 3.11	História de deslocamentos cíclicos e reversíveis – ECCS (1985).....	62
Figura 3.12	Parâmetros de desempenho ECCS [ECCS (1985)].....	62
Figura 3.13	História de deslocamentos cíclicos e reversíveis – SAC Joint Venture (1997).....	64
Figura 3.14	História de deslocamentos cíclicos e reversíveis – ACI T1.1-01 (2001).....	65
Figura 3.15	Parâmetros utilizados para avaliar os critérios de aceitação [ACI T1.1-01 (2001)].....	66
Figura 3.16	História de deslocamentos/"drifts" imposta e a resposta histerética correspondente à formação da rótula reversível [Walker e Dhakal (2008)].....	72
Figura 3.17	História de deslocamentos/"drifts" imposta e a resposta histerética correspondente à formação da rótula unidireccional [Walker e Dhakal (2008)].....	72
Figura 3.18	Concepção da geometria do modelo experimental de referência.....	73
Figura 3.19	Geometria do modelo experimental de referência.....	76
Figura 3.20	Modelo de referência – Pormenorização e instrumentação das armaduras em aço A400NR.....	77
Figura 3.21	Aspecto dos provetes de aço nervurado Ø8, Ø10 e Ø16 após ensaio de tracção.....	78
Figura 3.22	Diagrama tensão-deformação dos provetes de aço Ø8, Ø10 e Ø16.....	78
Figura 3.23	Prensa utilizada nos ensaios de compressão.....	80
Figura 3.24	Gráfico tensão-extensão do ensaio à compressão em cilindros do betão utilizado no modelo VR1.....	82
Figura 3.25	Gráfico tensão-extensão do ensaio à compressão em cilindros do betão utilizado no modelo VR2.....	83
Figura 3.26	Gráfico tensão-extensão do ensaio à compressão em cilindros do betão utilizado no modelo VPE.....	84
Figura 3.27	Gráfico tensão-extensão do ensaio à compressão em cilindros do betão utilizado no modelo VPEE.....	84
Figura 3.28	Análise elástica com elementos finitos 3D, com o programa SAP2000: Distribuição de tensões na direcção z.....	85
Figura 3.29	Análise elástica com elementos finitos 3D, com o programa SAP2000: Distribuição de tensões na direcção x.....	85
Figura 3.30	Cofragem e montagem das armaduras.....	86
Figura 3.31	Betonagem dos modelos experimentais.....	86
Figura 3.32	Panorâmica geral do sistema de ensaio.....	87
Figura 3.33	Esquema do sistema de ensaio.....	88
Figura 3.34	Fase de montagem do ensaio – Fixação do actuador.....	88
Figura 3.35	Fase de montagem do ensaio – Assentamento do provete.....	89
Figura 3.36	Fase de montagem do ensaio – Fixação do provete.....	89

Figura 3.37	Fase de montagem do ensaio – Fixação da subestrutura metálica na zona de aplicação da carga	89
Figura 3.38	Instrumentação do modelo	90
Figura 3.39	Determinação da cedência [ECCS (1985)]	93
Figura 3.40	Determinação da cedência [ATC Report N° 24 (1992)]	94
Figura 3.41	Determinação da cedência [Gomes (1992)].....	94
Figura 3.42	Determinação da cedência através do diagrama elastoplástico idealizado	95
Figura 3.43	Passo de carga tipo segundo o ensaio cíclico alternado	95
Figura 3.44	Ciclo tipo segundo o procedimento de ensaio cíclico com cargas gravíticas [Gião et al. (2009)].....	96
Figura 3.45	Panorâmica do sistema de controlo do ensaio	97
Figura 3.46	Diagrama do deslocamento imposto ao longo do ensaio cíclico alternado (Modelo VR1)	98
Figura 3.47	Diagrama da força imposta ao longo do ensaio cíclico alternado (Modelo VR1).....	99
Figura 3.48	Diagrama força-deslocamento do ensaio cíclico alternado (Modelo VR1)	99
Figura 3.49	Modo de rotura do Modelo VR1	101
Figura 3.50	Diagrama do deslocamento imposto ao longo do ensaio cíclico com carga gravítica (Modelo VR2)	102
Figura 3.51	Diagrama da força imposta ao longo do tempo do ensaio cíclico com carga gravítica (Modelo VR2)	102
Figura 3.52	Diagrama do deslocamento associado à carga gravítica (dg) e do deslocamento imposto a partir do restabelecimento da carga gravítica (Δ) ao longo do ensaio	103
Figura 3.53	Diagrama força-deslocamento do ensaio cíclico com carga gravítica (Modelo VR2)	103
Figura 3.54	Modo de rotura do Modelo VR2	105
Figura 3.55	Resposta histerética de um ciclo segundo o ensaio cíclico – Pontos Notáveis	106
Figura 3.56	Resposta histerética de um ciclo segundo o ensaio cíclico com carga gravítica (b) – Pontos Notáveis	106
Figura 3.57	Configuração deformada do modelo nos pontos notáveis do ensaio cíclico e no ensaio cíclico com carga gravítica.....	107
Figura 3.58	Diagrama força-deslocamento do ensaio dos Modelos VR1 e VR2	108
Figura 3.59	Determinação da deformação de cedência através do diagrama elastoplástico idealizado – Modelo VR1	109
Figura 3.60	Determinação da deformação de cedência através do diagrama elastoplástico idealizado – Modelo VR2	110
Figura 3.61	Diagrama momento-curvatura na secção B no ensaio dos Modelos VR1 e VR2	111
Figura 3.62	Diagrama momento-curvatura na secção C no ensaio dos Modelos VR1 e VR2.....	112
Figura 3.63	Andamento da curvatura ao longo do comprimento do modelo, nos Modelos VR1 e VR2 – Pontos notáveis.	113
Figura 3.64	Relação d/L em cada semi-ciclo no ensaio dos Modelos VR1 e VR2	114
Figura 3.65	Ductilidade – Ensaio cíclico.....	114
Figura 3.66	Ductilidade – Ensaio cíclico com carga gravítica	115
Figura 3.67	Ductilidade relativa em cada semi-ciclo no ensaio dos Modelos VR1 e VR2	117
Figura 3.68	Ductilidade por ciclo no ensaio dos Modelos VR1 e VR2, em cada semi-ciclo	117
Figura 3.69	Rotação plástica em cada semi-ciclo no ensaio dos Modelos VR1 e VR2	118
Figura 3.70	Energia dissipada – Ensaio cíclico	118
Figura 3.71	Energia dissipada – Ensaio cíclico com carga gravítica	119
Figura 3.72	Energia acumulada total em cada semi-ciclo no ensaio dos Modelos VR1 e VR2.....	119
Figura 3.73	Energia acumulada nas duas direcções, em cada ciclo, no ensaio dos Modelos VR1 e VR2	120
Figura 3.74	Evolução da energia acumulada total em função da ductilidade total no ensaio dos Modelos VR1 e VR2	121
Figura 3.75	Evolução da energia acumulada total em função do “drift” no ensaio dos Modelos VR1 e VR2	121

Figura 3.76	Taxa de energia absorvida – Ensaio cíclico e ensaio cíclico com carga gravítica	122
Figura 3.77	Taxa de energia absorvida em função da ductilidade total, no ensaio dos Modelos VR1 e VR2.....	122
Figura 3.78	Taxa de energia absorvida em função da ductilidade por ciclo, no ensaio dos Modelos VR1 e VR2.....	123
Figura 3.79	Deformação Residual – Ensaio cíclico e ensaio cíclico com carga gravítica	124
Figura 3.80	Deformação residual total em cada semi-ciclo, no ensaio dos Modelos VR1 e VR2	124
Figura 3.81	Deformação residual em cada semi-ciclo, no ensaio dos Modelos VR2	125
Figura 3.82	Deformação residual normalizada, em cada semi-ciclo, no ensaio dos Modelos VR1 e VR2	125
Figura 3.83	Índice de deformação residual em função da ductilidade, em cada semi-ciclo, no ensaio dos Modelos VR1 e VR2.....	126
Figura 3.84	Rigidez – Ensaio cíclico e ensaio cíclico com carga gravítica	126
Figura 3.85	Rigidez efectiva normalizada em cada semi-ciclo, no ensaio dos Modelos VR1 e VR2	127
Figura 3.86	Rigidez efectiva normalizada em função da ductilidade por ciclo, em cada semi-ciclo, no ensaio dos Modelos VR1 e VR2	127
Figura 3.87	Rigidez inicial em cada semi-ciclo de carga – Ensaio cíclico com carga gravítica.....	128
Figura 3.88	Rigidez inicial normalizada em função da ductilidade no ensaio do modelo VR2	129

CAPÍTULO 4 – ANÁLISE DO COMPORTAMENTO DE LIGAÇÕES VIGA-PILAR

Figura 4.1	Modelo “Pivot” [adaptada de Dowell et al, 1998].....	135
Figura 4.2	Diagrama de esforços associados à formação de rótulas plásticas reversíveis num pórtico.....	138
Figura 4.3	Diagrama de esforços associados à formação de rótulas plásticas unidireccionais num pórtico	139
Figura 4.4	Configuração deformada de um pórtico correspondente à formação de rótulas plásticas unidireccionais	140
Figura 4.5	Curvas momento-rotação envolvente - Modelo VR1 e VR2.....	141
Figura 4.6	Modelo histerético “Pivot” – Ensaio VR1 e VR2	142
Figura 4.7	Simulação numérica do pórtico – Resposta histerética nas rótulas A/B e D/C	143
Figura 4.8	Discretização do modelo numérico.....	145
Figura 4.9	Modelo constitutivo genérico do betão [Cervenka (2009)b].....	145
Figura 4.10	Relação exponencial tensão-deformação correspondente ao efeito de “softening” na tracção do betão [Hordij (1991) citado por Cervenka (2009)b].....	146
Figura 4.11	Relação tensão-deformação correspondente ao efeito de “softening” em compressão [Cervenka (2009)b]... 146	
Figura 4.12	Modelo genérico para simular “bond-slip” [Cervenka, 2009]	146
Figura 4.13	Modelo constitutivo genérico do aço [Cervenka, 2009]	147
Figura 4.14	Modelação em elementos finitos – envolvente monotónica	148
Figura 4.15	Modelação em elementos finitos – Propagação das fendas para o carregamento monotónico	149
Figura 4.16	Modelação em elementos finitos – Diagrama tensão-extensão da armadura superior e inferior.....	149
Figura 4.17	Modelo de elemento com plasticidade distribuída – Distribuição de secções de cálculo e modelo de fibras da secção [CEB BI N°. 220 (1994)]	151
Figura 4.18	Modelo de plasticidade distribuída - Andamento do momento e curvatura de uma consola, variando o número de pontos de integração [Coleman e Spacone (2001)]	152
Figura 4.19	Diagrama tensão-extensão do betão – Energia da fractura pós-rotura [Coleman e Spacone (2001)].....	152
Figura 4.20	Diagrama tensão-extensão do betão, variando o número de pontos de integração – Critério da conservação da energia da fractura pós-rotura [Coleman e Spacone (2001)]	152

Figura 4.21	Modelo de elemento com plasticidade concentrada na extensão da rótula plástica (adaptado de Opensees - BeamWihHinges)	153
Figura 4.22	Modelo constitutivo genérico do betão utilizado (Opensees – Modelo Concrete02)	155
Figura 4.23	Modelação de plasticidade concentrada na extensão da rótula plástica – Discretização da secção e do elemento.....	156
Figura 4.24	Modelação de plasticidade concentrada – História de deslocamentos imposta e diagrama Fxd – Ensaio cíclico	157
Figura 4.25	Modelação de plasticidade concentrada – História de deslocamentos imposta e diagrama Fxd – Ensaio cíclico com forças gravíticas	157
Figura 4.26	Modelação de plasticidade distribuída – Discretização da secção e do elemento	158
Figura 4.27	Modelação de plasticidade distribuída – História de deslocamentos imposta e diagrama Fxd – Ensaio cíclico	159
Figura 4.28	Modelação de plasticidade distribuída – História de deslocamentos imposta e diagrama Fxd – Ensaio cíclico com forças gravíticas	159
Figura 4.29	Modelação de plasticidade distribuída – Ensaio cíclico – Diagrama tensão-extensão do material Betão – Fibra inferior (B _{1i}) e superior (B _{1s}) da secção de encastramento	160
Figura 4.30	Modelação de plasticidade distribuída – Ensaio cíclico – Diagrama tensão-extensão do material Aço – Fibra inferior (A _{1i}) e superior (A _{1s}) da secção de encastramento	161
Figura 4.31	Modelação de plasticidade distribuída – Ensaio cíclico com forças gravíticas – Diagrama tensão-extensão do material Betão – Fibra inferior (B _{1i}) e superior (B _{1s}) da secção de encastramento	162
Figura 4.32	Modelação de plasticidade distribuída – Ensaio cíclico com forças gravíticas – Diagrama tensão-extensão do material Aço – Fibra inferior (A _{1i}) e superior (A _{1s}) da secção de encastramento	162
Figura 4.33	Modelação do pórtico com plasticidade distribuída – Discretização da secção e do elemento.....	163
Figura 4.34	Modelação do pórtico com plasticidade distribuída – História de deslocamentos horizontais imposta, deslocamento vertical no nó 5, 6 e 7, para F _g = 0kN.....	164
Figura 4.35	Diagramas momento-curvatura nas secções de cálculo - 1,2 e 3 - do elemento 1 da viga, para uma carga gravítica F _g = 0 kN	165
Figura 4.36	Diagramas momento-curvatura nas secções de cálculo - 1 e 3 - dos elementos 3 e 4 da viga, para uma carga gravítica F _g = 0 kN	165
Figura 4.37	Diagramas momento-curvatura nas secções de cálculo - 1,2 e 3 - do elemento 2 da viga, para uma carga gravítica F _g = 0 kN	165
Figura 4.38	Modelação do pórtico com plasticidade distribuída – História de deslocamentos horizontais imposta, deslocamento vertical no nó 5, 6 e 7, para F _g = 15% F _y	166
Figura 4.39	Diagramas momento-curvatura nas secções de cálculo - 1,2 e 3 - do elemento 1 da viga, para uma carga gravítica F _g = 15% F _y	167
Figura 4.40	Diagramas momento-curvatura nas secções de cálculo -1 e 3 - dos elementos 3 e 4 da viga, para uma carga gravítica F _g = 15% F _y	167
Figura 4.41	Diagramas momento-curvatura nas secções de cálculo - 1,2 e 3 - do elemento 2 da viga, para uma carga gravítica F _g = 15% F _y	167
Figura 4.42	Modelação do pórtico com plasticidade distribuída – História de deslocamentos horizontais imposta, deslocamento vertical no nó 5, 6 e 7, para F _g = 50% F _y	168
Figura 4.43	Diagramas momento-curvatura nas secções de cálculo - 1,2 e 3 - do elemento 1 da viga, para uma carga gravítica F _g = 50% F _y	168
Figura 4.44	Diagramas momento-curvatura nas secções de cálculo - 1 e 3 - dos elemento 3 e 4 da viga, para uma carga gravítica F _g = 50% F _y	169
Figura 4.45	Diagramas momento-curvatura nas secções de cálculo - 1,2 e 3 - do elemento 2 da viga, para uma carga gravítica F _g = 50% F _y	169
Figura 4.46	Resposta global do pórtico para diferentes níveis de carga gravítica.....	170

Figura 4.47	Resposta global do pórtico com $F_g = 0$ kN para o ciclo correspondente à cedência e ao último ciclo – Pontos notáveis na diagrama F_{xd}	170
Figura 4.48	Resposta global do pórtico com $F_g = 0$ kN para o ciclo correspondente a cedência e ao último ciclo – Configuração deformada nos pontos de deslocamento máximo e resultante de forças nula	171
Figura 4.49	Resposta global do pórtico com $F_g = 50\% F_y$ para o ciclo correspondente a cedência e ao último ciclo – Pontos notáveis na diagrama F_{xd}	172
Figura 4.50	Resposta global do pórtico com $F_g = 50\% F_y$ para o ciclo correspondente a cedência e ao último ciclo – Configuração deformada nos pontos de deslocamento máximo e resultante de forças nula	172
Figura 4.51	Dissipação de energia ao longo do carregamento para diferentes níveis de carga gravítica	173
Figura 4.52	Evolução do coeficiente de amortecimento versus “drift”, para diferentes níveis de carga gravítica	173
Figura 4.53	Diagrama deslocamento-tempo, para diferentes níveis de carga gravítica	175
Figura 4.54	Diagramas força-deslocamento da ligação viga-pilar, para nível de carga gravítica variável	176
Figura 4.55	Diagrama energia dissipada acumulada-ductilidade, para nível de carga gravítica variável	177
Figura 4.56	Diagrama momento-curvatura da ligação viga-pilar inserida no pórtico (a) e por imposição do procedimento de ensaio ao modelo da ligação viga-pilar (b), para uma carga gravítica de 50% da força de cedência.....	178
Figura 4.57	Evolução da curvatura na ligação viga-pilar inserida no pórtico (a) e por imposição do procedimento de ensaio ao modelo da ligação viga-pilar (b), para uma carga gravítica de 50% da força de cedência	178
Figura 4.58	Ciclo de resposta da ligação viga-pilar inserida no pórtico sujeito a uma história de deslocamentos cíclico e uma carga gravítica de 50% da força de cedência – Pontos notáveis na história de carregamentos impostos179	
Figura 4.59	Ciclo de resposta do modelo da ligação viga-pilar submetida ao procedimento de ensaio, para uma carga gravítica de 50% da força de cedência – Pontos notáveis na história de carregamentos impostos	179

CAPÍTULO 5 – COMPORTAMENTO DA SOLUÇÃO DE REFORÇO COM PRÉ-ESFORÇO

Figura 5.1	Níveis de desempenho de um edifício face à ocorrência de um sismo [fib Bulletin 24 (2003)].....	182
Figura 5.2	Estratégias de aumento da capacidade de dissipação de energia.....	190
Figura 5.3	Estratégia global de reforço sísmico – Diminuição das exigências devido à acção sísmica [Moehle (2000)]..	191
Figura 5.4	Estratégia local de reforço sísmico – Aumento da capacidade de deformação dos elementos estruturais [Moehle (2000)].....	192
Figura 5.5	Comportamento de uma estrutura em parede após as várias intervenções de reforço sísmico, seguindo uma abordagem “selective weakening” [Ireland et al. (2006)].....	196
Figura 5.6	Melhoramento do comportamento de uma estrutura porticada através de uma abordagem “selective-weakening” aplicada a nós viga-pilar exteriores [Kam et al. (2010)c].....	197
Figura 5.7	Solução híbrida de uma ligação dissipativa em estruturas pré-fabricadas [Pampanin (2005)a]	199
Figura 5.8	Diagrama histerético “flag-shaped” correspondente ao comportamento da ligação híbrida [Pampanin (2005)a]199	
Figura 5.9	Modelo de dimensionamento para ligação híbrida [Cheek et al. (1996)a].....	201
Figura 5.10	Esquema do modelo reforçado com cordões de pré-esforço – VPE.....	202
Figura 5.11	Ancoragem inferior - Fases de montagem e aplicação do pré-esforço	202
Figura 5.12	Ancoragem inferior.....	203
Figura 5.13	Ancoragem superior - Fases de montagem e aplicação do pré-esforço	203
Figura 5.14	Ancoragem superior.....	203
Figura 5.15	Corte da laje e execução dos furos para passagem do cordão e fixação dos ferrolhos de ligação às chapas de ancoragem.....	204
Figura 5.16	Fixação dos varões roscados com agente de aderência.....	204
Figura 5.17	Esquema de ensaio – Sistema de aplicação do pré-esforço.....	205

Figura 5.18	Diagrama do deslocamento imposto ao longo do ensaio cíclico com carga gravítica (Modelo VPE).....	205
Figura 5.19	Diagrama do deslocamento associado à carga gravítica (dg) e do deslocamento imposto a partir do restabelecimento da carga gravítica (Δ) ao longo do ensaio (Modelo VPE).....	206
Figura 5.20	Diagrama da força imposta durante o ensaio cíclico com carga gravítica (Modelo VPE).....	207
Figura 5.21	Diagrama força de pré-esforço por cordão ao longo do ensaio(Modelo VPE).....	207
Figura 5.22	Evolução da força de pré-esforço, num cordão, em função do deslocamento imposto (a partir do efeito da carga gravítica) e do deslocamento total (Modelo VPE).....	208
Figura 5.23	Diagrama força - deslocamento do ensaio do Modelo VPE.....	208
Figura 5.24	Modo de rotura do Modelo VPE - Alçado lateral.....	209
Figura 5.25	Modo de rotura do Modelo VPE - Alçado frontal na zona crítica.....	209

CAPÍTULO 6 – COMPORTAMENTO DA SOLUÇÃO DE REFORÇO COM PRÉ-ESFORÇO E ENCAMISAMENTO COM CALDA REFORÇADA COM FIBRAS UNIDIRECCIONAIS

Figura 6.1	Tipos dos comportamentos de um betão reforçado com fibras [Naaman (2007)].....	214
Figura 6.2	Manta de fibras SIMCON [Purdue University - CEM].....	216
Figura 6.3	Fotografias ilustrativas das etapas de execução de reforço [Dogan e Krstulovic-Opara (2003)].....	217
Figura 6.4	Diagrama tensão-extensão de um cíclico completo do ensaio do DFRCC [Kesner et al. (2003)].....	221
Figura 6.5	Diagrama tensão-extensão do ensaio cíclico em DFRCC: a) Resposta global b) Comparação entre a resposta do ensaio cíclico em tracção e a resposta do ensaio monotónico em tracção [Kesner et al. (2003)].....	221
Figura 6.6	Cone de Marsh.....	227
Figura 6.7	Diagrama tensão-deformação dos provetes de fio de aço.....	229
Figura 6.8	Produção das mantas de fibras contínuas e unidireccionais de aço.....	230
Figura 6.9	Deficiências no provete de compósito cimentício, de w/c = 0,28, com 4% volume de fibras.....	231
Figura 6.10	Deficiências no provete de compósito cimentício, de w/c = 0,40, com 5% volume de fibras.....	231
Figura 6.11	Diagrama de resistência à tracção em flexão do compósito versus % de volume de fibras, aos 7 e 28 dias ..	233
Figura 6.12	Diagrama de resistência à compressão do compósito versus % de volume de fibras, aos 28 dias.....	233
Figura 6.13	Diagramas tensão-deslocamento dos ensaios à compressão a partir de provetes de 40x40x160 mm de CRFU	234
Figura 6.14	Execução do reforço por confinamento com CRFU dos provetes cúbicos de 150x150x150 mm.....	235
Figura 6.15	Ensaio à compressão de provetes cúbicos de 150x150x150 confinados com 20mm de espessura de CRFU com 0% e 1% de volume de fibras.....	236
Figura 6.16	Ensaio à flexão das vigas com 150x150x150 mm reforçadas com 20mm de espessura de CRFU com 1% e 3% de volume de fibras.....	237
Figura 6.17	Ensaio à compressão de provetes de 7.5x7.5x15 mm de CRFU com 1% de volume de fibras para determinação do módulo de elasticidade.....	237
Figura 6.18	Amassadura da mistura da calda.....	240
Figura 6.19	Ensaio de Fluides.....	240
Figura 6.20	Gráficos % superplastificante x tempo de fluides para instante t=0s e t=30s.....	241
Figura 6.21	Gráficos % sílica fumo x tempo de fluides.....	242
Figura 6.22	Esquema do molde de ensaio.....	244
Figura 6.23	Tabela de resultados do ensaio de injectabilidade e esquema da evolução do escoamento.....	244
Figura 6.24	Evolução da retracção.....	245
Figura 6.25	Gráficos dos ensaios de compressão em provetes de 40x40x160 mm em função da mistura, aos 7 e 28 dias	246

Figura 6.26	Preparação da superfície dos provetes de betão a confinar	247
Figura 6.27	Arredondamento dos cantos do provete a confinar	248
Figura 6.28	Colocação das fibras contínuas e unidireccionais	248
Figura 6.29	Colocação do provete no molde	248
Figura 6.30	Betonagem por injeção	249
Figura 6.31	Rotura dos provetes confinados com CRFU	249
Figura 6.32	Gráficos tensão-deslocamento dos ensaios de compressão em provetes de betão confinados com CRFU ..	250
Figura 6.33	Pormenorização da viga de referência	251
Figura 6.34	Modelos experimentais – Secções transversais.....	252
Figura 6.35	Diagrama tensão-deformação dos provetes de aço Ø10 e Ø16	254
Figura 6.36	Construção dos modelos Experimentais – VR e VSrec.....	254
Figura 6.37	Produção da manta de fibras continua	255
Figura 6.38	Execução do reforço das vigas.....	256
Figura 6.39	Esquema do sistema de ensaio monotónico de flexão sob 4 pontos de carga	257
Figura 6.40	Sistema de ensaio de flexão sob 4 pontos de carga	257
Figura 6.41	Rotura dos modelos de referência VR1 (a) e VR2 (b).....	258
Figura 6.42	Rotura do modelo reforçado por substituição do recobrimento com CRFU	258
Figura 6.43	Rotura do modelo reforçado por encamisamento com CRFU.....	258
Figura 6.44	Gráfico força-deslocamento dos modelos experimentais.....	259
Figura 6.45	Gráfico força-deslocamento dos modelos experimentais VR1 e VSrec (a); modelos VR2 e VEnc (b)	259
Figura 6.46	Fotografia da instrumentação do provete para determinação do módulo de elasticidade	261
Figura 6.47	Execução dos provetes tubulares de secção circular de CRFU.....	262
Figura 6.48	Sistema de ensaio do provete para medição do módulo de elasticidade.....	262
Figura 6.49	Procedimento de ensaio de compressão preconizado pela norma DIN 1048-5 (1991)	263
Figura 6.50	Diagrama tensão-deslocamento do ensaio de compressão dos provetes tubulares	264
Figura 6.51	Modo de Rotura do ensaio de compressão dos provetes tubulares	264
Figura 6.52	Execução dos provetes cúbicos de CRFU	265
Figura 6.53	Ensaio de compressão diametral do provete cúbico	266
Figura 6.54	Modo de rotura dos provetes de calda sujeito ao ensaio de corte diametral.....	267
Figura 6.55	Modo de rotura dos provetes cúbicos de CRFU sujeitos ao ensaio de corte diametral	267
Figura 6.56	Geometria do reforço por encamisamento com CRFU e pré-esforço	268
Figura 6.57	Fases de execução do reforço por encamisamento com CRFU	269
Figura 6.58	Diagrama do deslocamento imposto ao longo do ensaio cíclico com cargas gravíticas (Modelo VPEE)	270
Figura 6.59	Diagrama do deslocamento associado à carga gravítica (dg) e do deslocamento imposto a partir do restabelecimento da carga gravítica (Δ) ao longo do ensaio (Modelo VPEE).....	271
Figura 6.60	Diagrama força de pré-esforço por cordão ao longo do ensaio (Modelo VPEE).....	271
Figura 6.61	Evolução da força de pré-esforço, num cordão, em função do deslocamento imposto (a partir do efeito da carga gravítica) e do deslocamento total (Modelo VPEE)	272
Figura 6.62	Diagrama da força imposta durante o ensaio cíclico com cargas gravíticas (Modelo VPEE)	272
Figura 6.63	Diagrama força - deslocamento do ensaio do Modelo VPEE.....	273
Figura 6.64	Modo de rotura do Modelo VPEE - Alçado lateral	274

Figura 6.65	Modo de rotura do Modelo VPEE - Alçado frontal na zona crítica	274
-------------	--	-----

CAPÍTULO 7 – ANÁLISE DOS RESULTADOS DOS MODELOS REFORÇADOS

Figura 7.1	Diagrama força-deslocamento do ensaio dos modelos VR2, VPE e VPEE	276
Figura 7.2	Modo de rotura dos modelos – Alçado Lateral.....	277
Figura 7.3	Modo de rotura dos modelos – Alçado Frontal na zona crítica	277
Figura 7.4	Diagrama do carregamento imposto ao longo do ensaio cíclico com carga gravítica dos modelos	278
Figura 7.5	Diagrama do deslocamento associado à carga gravítica (dg) ao longo do ensaio dos modelos	279
Figura 7.6	Diagramas força-deslocamento dos ensaios dos Modelos VR2, VPE e VPEE	280
Figura 7.7	Determinação da deformação de cedência através do diagrama elastoplástico idealizado – Modelo VPE e VPEE.....	281
Figura 7.8	Instrumentação – Localização dos transdutores de deslocamento	283
Figura 7.9	Diagrama momento-curvatura na secção B dos ensaios dos Modelos VR2, VPE e VPEE	284
Figura 7.10	Diagrama momento-curvatura na secção C dos ensaios dos Modelos VR2, VPE e VPEE	284
Figura 7.11	Andamento da curvatura ao longo do comprimento do modelo dos Modelos VR2, VPE e VPEE – Pontos notáveis	285
Figura 7.12	Relação d/L em cada semi-ciclo nos ensaios dos Modelos VR2, VPE e VPEE	286
Figura 7.13	Ductilidade relativa em cada semi-ciclo nos ensaios dos Modelos VR2, VPE e VPEE	287
Figura 7.14	Ductilidade por ciclo nos ensaios nos Modelos VR2, VPE e VPEE, em cada semi-ciclo	288
Figura 7.15	Rotação plástica em cada semi-ciclo nos ensaios dos Modelos VR2, VPE e VPEE.....	289
Figura 7.16	Energia dissipada – Ensaio cíclico com carga gravítica	290
Figura 7.17	Energia acumulada total em cada semi-ciclo nos ensaios dos Modelos VR2, VPE e VPEE	290
Figura 7.18	Energia acumulada nas duas direcções em cada ciclo nos ensaios dos Modelos VR2, VPE e VPEE	291
Figura 7.19	Energia acumulada total em cada semi-ciclo nos ensaios dos Modelos VR2, VPE e VPEE	292
Figura 7.20	Taxa de energia absorvida – Ensaio cíclico com carga gravítica	293
Figura 7.21	Taxa de energia absorvida em função da ductilidade total nos ensaios dos Modelos VR2, VPE e VPEE.....	294
Figura 7.22	Taxa de energia absorvida em função da ductilidade por ciclo nos ensaios dos Modelos VR2, VPE e VPEE	295
Figura 7.23	Deformação residual total em cada semi-ciclo nos ensaios dos Modelos VR2, VPE e VPEE	296
Figura 7.24	Deformação residual normalizada, em cada semi-ciclo, nos ensaios dos Modelos VR2, VPE e VPEE	297
Figura 7.25	Índice de deformação residual em função da ductilidade, em cada semi-ciclo, nos ensaios dos Modelos VR2, VPE e VPEE.....	298
Figura 7.26	Rigidez inicial normalizada em função da ductilidade nos ensaios dos Modelos VR2, VPE e VPEE	299
Figura 7.27	Ductilidade relativa em função do “drift” nos ensaios dos Modelos VR2, VPE e VPEE	300
Figura 7.28	Energia acumulada em função do “drift” nos ensaios dos Modelos VR2, VPE e VPEE	301
Figura 7.29	Taxa de energia absorvida na direcção “forte” em função do “drift”, nos ensaios dos Modelos VR2, VPE e VPEE.....	302
Figura 7.30	Rigidez inicial normalizada em função do “drift”, em cada semi-ciclo, nos ensaios dos Modelos VPE e VPEE.....	302
Figura 7.31	Envoltente experimental dos modelos VR2, VPE e VPEE	307
Figura 7.32	Relação constitutiva dos varões de aço $\varnothing 8$ e $\varnothing 16$ para efeitos de cálculo.....	309
Figura 7.33	Momento de cedência - Equilíbrio da secção	310
Figura 7.34	Momento resistente - Equilíbrio da secção	312

Figura 7.35	Deformação do modelo.....	313
Figura 7.36	Energia dissipada pela ligação, na flexão segundo a direcção “forte”, admitindo um comportamento elastoplástico perfeito	315

CAPÍTULO 8 – CONCLUSÕES E DESENVOLVIMENTOS FUTUROS

Figura 8.1	Diagrama força-deslocamento do ensaio dos modelos VR2 e VPE.....	321
Figura 8.2	Diagrama força-deslocamento do ensaio dos modelos VR2, VPE e VPEE	323

ÍNDICE DE TABELAS

CAPÍTULO 2 – COMPORTAMENTO SÍSMICO DE ESTRUTURAS PORTICADAS

Tabela 2.1 – Coeficientes de comportamento base (q_0) para sistemas porticados (com regularidade em altura).....	22
Tabela 2.2 – Valores para o factor $\alpha u/\alpha 1$ para sistemas porticada (com regularidade em planta)	23
Tabela 2.3 – Valores do coeficiente de comportamento para estruturas porticadas	23
Tabela 2.4 – Valores do factor de redução (R) para estruturas porticadas em betão armado	28
Tabela 2.5 – Valores limites do “drift” de estruturas porticadas em betão armado em função da categoria de ocupação	28
Tabela 2.6 – Valores do coeficiente de amplificação de deformações (C_d) para estruturas porticadas em betão armado.....	28
Tabela 2.7 – Valores do coeficiente de ductilidade estrutural (μ).....	34
Tabela 2.8 – Valores limite das extensões dos materiais em termos de curvaturas para diferentes níveis de ductilidade [Dhakal e Fenwick (2008)].....	37

CAPÍTULO 3 – ESTUDO EXPERIMENTAL DO COMPORTAMENTO DE LIGAÇÕES VIGA-PILAR

Tabela 3.1 – Coeficientes de calibração do índice de dano [Mehanny (2001)]	58
Tabela 3.2 – Principais características mecânicas do aço das armaduras internas.....	79
Tabela 3.3 – Composição do betão	80
Tabela 3.4 – Caracterização do betão aos 28 dias.....	82
Tabela 3.5 – Tabela resumo da caracterização do betão utilizado no modelo VR1, à data do ensaio, obtidos a partir do ensaio à compressão em cilindros	82
Tabela 3.6 – Tabela resumo da caracterização do betão utilizado no modelo VR2, à data do ensaio, obtidos a partir do ensaio à compressão em cilindros e cubos.....	83
Tabela 3.7 – Tabela resumo da caracterização do betão utilizado no modelo VPE, à data do ensaio, obtidos a partir do ensaio à compressão em cilindros e cubos.....	83
Tabela 3.8 – Tabela resumo da caracterização do betão utilizado no modelo VPEE, à data do ensaio, obtidos a partir do ensaio à compressão em cilindros e cubos.....	84
Tabela 3.9 – Valores de cálculo da carga de cedência e última	85
Tabela 3.10 – Pontos notáveis na relação força-deslocamento dos modelos VR1 e VR2.....	110
Tabela 3.11 – Curvaturas nas secções 1 e 2 nos pontos notáveis do modelo VR1 e VR2.....	112
Tabela 3.12 – Resultados globais	129
Tabela 3.13 – Parâmetros de comportamento - Resultados globais	129

CAPÍTULO 4 – ANÁLISE NUMÉRICA DA LIGAÇÃO VIGA-PILAR

Tabela 4.1 – Modelação em elementos finitos - Comparação entre resultados numéricos e experimentais na cedência e na rotura	148
Tabela 4.2 – Características a definir no modelo para o betão	155
Tabela 4.3 – Características a definir no modelo para o aço.....	156

CAPÍTULO 6 – COMPORTAMENTO DA SOLUÇÃO DE REFORÇO COM PRÉ-ESFORÇO E ENCAMISAMENTO COM CALDA REFORÇADA COM FIBRAS UNIDIRECCIONAIS

Tabela 6.1 – Principais características mecânicas do fio de aço utilizado na produção da manta de fibras.....	229
Tabela 6.2 – Resultados do ensaio de tracção em flexão de provetes de 40x40x160 mm de CRFU	232

Tabela 6.3 – Resultados do ensaio de compressão a partir de provetes de 40x40x160 mm de CRFU	232
Tabela 6.4 – Resultados dos ensaios à compressão das várias misturas fornecidas pela SECIL	238
Tabela 6.5 – Resultados dos ensaios realizados na SECIL.....	239
Tabela 6.6 – Medição da massa volúmica e exsudação para superplastificante SIKA Viscocrete-3005 e para o superplastificante BASF Glenium-77SCC	243
Tabela 6.7 – Resultados dos ensaios de compressão em provetes de 40x40x160 mm.....	246
Tabela 6.8 – Resultados dos ensaios de compressão dos provetes confinados com CRFU	250
Tabela 6.9 – Caracterização do betão, à data do ensaio, obtidos a partir do ensaio à compressão em cubos	253
Tabela 6.10 – Principais características mecânicas do aço das armaduras internas	253
Tabela 6.11 – Parâmetros de análise entre os modelos	260
Tabela 6.12 – Valores dos módulos de elasticidade à compressão.....	263
Tabela 6.13 – Valores da tensão de rotura à compressão.....	263
Tabela 6.14 – Valores da tensão de rotura à tracção por compressão diametral	266

CAPÍTULO 7 – ANÁLISE DOS RESULTADOS DOS MODELOS REFORÇADOS

Tabela 7.1 – Pontos notáveis na relação força-deslocamento dos modelos VR2, VPE e VPEE.....	281
Tabela 7.2 – Curvaturas nos pontos notáveis dos modelos VR2, VPE e VPEE	284
Tabela 7.3 – Energia dissipada total nos modelos VR2, VPE e VPEE	292
Tabela 7.4 – Resultados globais	303
Tabela 7.5 – Parâmetros de comportamento - Resultados globais.....	303
Tabela 7.6 – Comparação entre a força máxima e mínima dos modelos ensaiados.....	306
Tabela 7.7 – Comparação entre parâmetros de comportamento relativos à deformação residual dos modelos ensaiados .	306
Tabela 7.8 – Comparação entre parâmetros de comportamento relativos ao deslocamento dos modelos ensaiados	307
Tabela 7.9 – Comparação entre a energia dissipada, nas duas direcções e total, pelos modelos ensaiados	308
Tabela 7.10 – Propriedades mecânicas do betão	309
Tabela 7.11 – Propriedades mecânicas do betão	309
Tabela 7.12 – Comparação entre o momento de cedência estimado e o experimental	311
Tabela 7.13 – Comparação entre o momento resistente estimado e o experimental	312
Tabela 7.14 – Estimativa da capacidade de deformação.....	314
Tabela 7.15 – Estimativa da capacidade de dissipação de energia.....	315

ÍNDICE DE QUADROS

CAPÍTULO 3 – ESTUDO EXPERIMENTAL DO COMPORTAMENTO DE LIGAÇÕES VIGA-PILAR

Quadro 3.1 – Classificação do dano Park et al. (1985)	55
Quadro 3.2 – Instrumentação	91

CAPÍTULO 6 – COMPORTAMENTO DA SOLUÇÃO DE REFORÇO COM PRÉ-ESFORÇO E ENCAMISAMENTO COM CALDA REFORÇADA COM FIBRAS UNIDIRECCIONAIS

Quadro 6.1 - Propriedades dos BED e seus componentes [Shah (2000) citado por Camões (2002)]	225
Quadro 6.2 – Características dos componentes do clínquer portland (LNEC E378-1993)	226
Quadro 6.3 – Composição do CRFU	247

LISTA DE SÍMBOLOS

Siglas

ACI	American Concrete Institute
ASCE	American Society of Civil Engineers
ATC	Applied Technology Council
ATENA	Advanced Tool for Engineering Nonlinear Analysis
BER	Betão de Elevada Resistência
BRF	Betão Reforçado com Fibras
BED	Betão de Elevado Desempenho
CEB	Comité Euro-International du Béton
CRFU	Calda Reforçada Com Fibras Unidireccionais
DCH	Classe de Ductilidade Alta [EC8]
DCM	Classe de Ductilidade Média [EC8]
DCL	Classe de Ductilidade Baixa [EC8]
DFRCC	Ductile Fiber Reinforced Cement Composite
DPR	Ductile Plastic Region [NZ 1170.5]
LDPR	Limited ductile plastic region [NZ 1170.5]
NDPR	Nominally ductile plastic region [NZ 1170.5]
ECC	Engineered Cimentitious Composite
ECCS	European Convention for Constructional Steelwork
ELSA	European Laboratory for Structural Assessment
FEMA	Federal Emergency Management Agency
fib	fédération internationale du béton
FRC	Fiber Reinforced Cement Composite
HPFRCC	High Performance Fiber Reinforced Cement Composite
OMF	Ordinary Moment Frames [ASCE7-05]
IMF	Intermediate Moment Frames [ASCE7-05]
SMF	Special Moment Frames [ASCE7-05]
JRC	Joint Research Centre
OpenSees	Open System for Earthquake Engineering Simulation
PEER	Pacific Earthquake Research Center
SAC Steel Project	Associação entre Structural Engineers Association of California (SEAOC), Applied Technology Council (ATC) e Consortium of Universities for Research in Earthquake Engineering (CUREE)
SIFCON	Slurry Infiltrated Fiber Concrete
SIMCON	Slurry Infiltrated Mat Concrete
SP	Superplastificante
SF	Silica Fumo
PRESSS	PREcast Seismic Structural Systems

Alfabeto Latino

$1/r$	curvatura
$1/r_u$	curvatura última
$1/r_y$	curvatura de cedência
A	área nominal do varão
$A_i^{+/-}$	área do diagrama força-deslocamento correspondente ao semi-ciclo em força positiva ou negativa
A_s	área de armadura de tracção
C_d	coeficiente de amplificação [ASCE7-05]
D	índice de dano
E_{cm}	módulo de elasticidade secante do betão
E_p	módulo de elasticidade do aço de pré-esforço
F	força
F_u	força última
F_y	força de cedência
F_u	força de pré-esforço útil
F_s	força resultante devido às armaduras superiores traccionadas
F_{s1}	força resultante devido à segunda camada de armaduras traccionadas
F_s	força resultante devido às armaduras comprimidas
F_c	força resultante referente às tensões de compressão do betão
F_{cf}	força resultante referente às tensões de compressão no encamisamento de CRFU
G_F	energia de fractura
H	altura entre pisos
H_{total}	altura total do edifício
L	comprimento livre de uma viga ou de um pilar
L_0	comprimento inicial de referência do varão
L_p	comprimento da rótula plástica
L_u	comprimento após rotura do varão
L_v	vão de corte
M	momento
M_g	momento devido as cargas gravíticas
$M_{i,d}$	momento no extremo de uma viga ou de um pilar para o cálculo do esforço transversal pela capacidade real
M_n	momento resistente nominal correspondente à cedência [ASCE7-05]
M_{Pr}	momento resistente plástico [ASCE7-05]
M_u	momento actuante devido à combinação de acções [ASCE7-05]
ΔM	momento resistente remanescente após carregamento gravítico
$\Sigma M_{Rc}, \Sigma M_{Rb}$	soma dos valores de cálculo dos momentos resistentes dos pilares e soma dos valores de cálculo dos momentos resistentes das vigas que concorrem no nó, respectivamente
NCR	rotação acumulada normalizada
K	rigidez de um sistema de um grau de liberdade
K_0	rigidez inicial
R	factor de redução da resposta sísmica [ASCE7-05]
R_0, CR_1, CR_2	parâmetros de controlo das transições entre troços elástico para plástico do modelo do material aço

R_d	valor de cálculo da resistência
RDI	deformação residual normalizada
S_p	factor de desempenho estrutural [NZS 1170.5]
$V_{Rd,c}$	valor de cálculo do esforço transversal resistente do elemento sem armadura de esforço transversal [NP EN1992-1-1]
W	energia dissipada acumulada experimental
$W_{acum\ i}^{+/-}$	energia dissipada na excursão plástica no sentido positivo e negativo
$W_{acum\ total}$	energia total dissipada
a	distância do apoio à posição da rotula plástica no vão
a_v	variação de tensão no diagrama de momentos flectores
b	largura da secção transversal de um elemento
b_0, h_0	dimensões do núcleo de betão confinado
b_i	distância entre varões longitudinais consecutivamente restringidos por armaduras transversais
b_w	largura da secção transversal da viga
c	amortecimento
d, d'	altura útil da secção relativamente a armadura de tracção e compressão
d_{bw}	diâmetro das armaduras transversais
d_{bL}	diâmetro mínimo das armaduras longitudinais
d/L	"drift", ou seja, corresponde ao desvio em termos de deslocamento
$\Delta d^{+/-}$	valor absoluto do deslocamento máximo aplicado no semi-ciclo em força positiva ou negativa no ciclo i
$\Delta e_i^{+/-}$	valor absoluto do deslocamento máximo aplicado no semi-ciclo em força positiva ou negativa no ciclo i [ECCS]
f_k	forças de restituição
f_c	tensão de rotura do betão à compressão
f_{cd}	valor de cálculo da tensão de rotura do betão à compressão
f_{ck}	valor característico da tensão de rotura do betão à compressão
f_{cm}	valor médio da tensão de rotura do betão à compressão
f_{ctd}	valor de cálculo da tensão de rotura à tracção do betão
f_{ctm}	valor médio da tensão de rotura à tracção do betão
$f_{ct,sp}$	valor da tensão de rotura à tracção por compressão diametral ou "splitting"
f_{pk}	tensão de rotura à tracção do aço de pré-esforço
$f_{p0,1k}$	tensão limite convencional de proporcionalidade a 0.1% do aço de pré-esforço
f_{pd}	tensão máxima admissível do aço de pré-esforço
f_{su}	valor da tensão de rotura do aço
f_{sum}	valor médio da tensão de rotura do aço
f_{sy}	valor da tensão de cedência do aço
f_{sym}	valor médio da tensão de cedência do aço
f_t	tensão de rotura do betão à tracção do aço
f_{yd}	valor de cálculo da tensão de cedência do aço
f_{yk}	valor característico da tensão de cedência do aço
$f_{yk,0,95}$	valor característico superior (quantilho de 95 %) da tensão de cedência do aço
f_{yw}	tensão de cedência do aço das armaduras transversais
h	altura da secção transversal
h_f	altura do banzo
k	relação entre a tensão de cedência e a tensão de rotura
k_{μ}	factor que traduz o comportamento inelástico [NZS 1170.5]
k_{dm}	factor de correcção do "drift" [NZS 1170.5]

k_{eff}	rigidez efectiva do sistema elástico equivalente
k_w	factor que reflecte o modo de rotura predominante nos sistemas de parede
l_{cr}	comprimento da zona crítica
l_f	comprimento da fibra
l_f/d_f	coeficientes de forma da fibra
m	massa de um sistema de um grau de liberdade
g	carga devido ao carregamento gravítico
$p(t)$	força exterior variável no tempo
q	coeficiente de comportamento
q_0	coeficiente de comportamento básico
s	espaçamento máximo dos estribos
$tg(\alpha_i^{+/-})$	inclinação da tangente à curva força-deslocamento quando a força muda de sinal no ciclo i [ECCS]
u	movimento num sistema de um grau de liberdade
w	abertura de fenda
x	posição da linha neutra
z	braço do binário interno numa secção

Alfabeto Grego

Δ	amplitude de deslocamento
\emptyset	diâmetro do varão
T_n	período de vibração natural do sistema
$\psi_i^{+/-}$	coeficiente de ductilidade total para o deslocamento aplicado no semi-ciclo em força positiva ou negativa [ECCS]
α	coeficiente de eficácia do confinamento
α_{fy}	factor de correcção do classe do aço [NZS 1170.5]
α_H	parâmetro de caracterização da forma do diagrama histerético
α_u/α_1	factor multiplicativo que traduz a redundância do sistema [EC8]
α_v	relação de corte
β	factor do modelo de dano de Park-Ang
β_{cc}	coeficiente que depende da idade do betão (t em dias) e do coeficiente (s)
γ_I	coeficiente de importância
γ_{el}	factor de segurança
γ_{Rd}	coeficiente que contabiliza a possível sobrerresistência por endurecimento do aço
δ	deslocamento
ϵ_o	extensão do betão à compressão correspondente à tensão máxima f_c
ϵ_c	extensão do betão à compressão
ϵ_{cs}	extensão total de retracção
$\epsilon_i^{+/-}$	taxa de resistência [ECCS]
ϵ_{sr}	valor da extensão máxima do aço
ϵ_{srm}	valor médio da extensão máxima do aço
ϵ_{su}	valor da extensão de rotura do aço
ϵ_{sum}	valor médio da extensão de rotura do aço

ε_{sy}	valor da extensão de cedência do aço
ε_{sym}	valor médio da extensão de cedência
ε_{syd}	valor de cálculo da extensão de cedência do aço
ε_u	extensão última do betão à compressão
θ	rotação
θ_p	rotação do pilar
θ_{pl}	rotação plástica
θ_u	rotação última
θ_v	rotação de viga
θ_y	rotação de cedência
μ	coeficiente de ductilidade em deslocamento
$\mu_{1/r}$	factor de ductilidade em curvatura
$\mu_{d,relativa}$	ductilidade relativa
$\mu_{d,ciclo}$	ductilidade por ciclo
$\mu_{d,total}$	ductilidade total
μ_H	coeficiente de ductilidade relativo à energia histerética normalizada
$\mu_i^{+/-}$	ductilidade total para deslocamento aplicado no semi-ciclo em força positiva ou negativa [ECCS]
$\mu_{oi}^{+/-}$	ductilidade parcial para deslocamento positivo e negativo [ECCS]
ν	factor de redução
ν_n	esforço axial normalizado
ξ	coeficiente de amortecimento
ξ_{eq}	coeficiente de amortecimento equivalente
$\xi_i^{+/-}$	taxa de rigidez [ECCS]
ζ	relação entre os esforços transversos actuantes mínimo ($V_{Ed, min}$) e máximo ($V_{Ed, máx}$) na secção de extremidade de uma viga
ρ	massa volúmica
ρ'	taxa de armadura da zona comprimida
ρ_d	taxa de armadura diagonal
ρ_{sx}	taxa de armadura transversal na direcção x
ρ_i	relação entre a exigência imposta ao elemento i devido à acção (D_i) e a capacidade do mesmo elemento i (C_i)
$\rho_{máx}$	taxa de armadura de tracção máxima
ρ_{sx}	taxa de armadura transversal, de afastamento s_h , paralela à direcção x
η	taxa de energia absorvida
$\eta_i^{+/-}$	coeficiente de energia absorvida [ECCS]
η_F	resistência normalizada
η_k	rigidez normalizada
η_{k0}	rigidez normalizada para um acréscimo de força relativo à força gravítica de 20%
σ	tensão
τ_{fu}	tensão tangencial na interface fibra-matriz
ϕ	factor de redução da resistência [ASCE7-05]
ω, ω'	taxa mecânica de armadura longitudinal de tracção e compressão
ω_n	frequência angular

CÁPITULO 1 – INTRODUÇÃO

1.1. ENQUADRAMENTO E JUSTIFICAÇÃO DO TEMA

Nas últimas décadas tem-se verificado uma evolução na área da engenharia sísmica, fomentada pela experiência adquirida em sismos passados. As devastadoras consequências sociais e económicas dos sismos, associadas ao desenvolvimento científico em áreas transversais como a sismologia, a geotecnia e a engenharia estrutural, permitiram ao desenvolvimento de novos métodos de análise, procedimentos de dimensionamento e técnicas construtivas frequentemente transcritas para as recomendações e regulamentos em países com alto risco sísmico.

Em Portugal, as primeiras orientações anti-sísmicas surgem na sequência do sismo de 1755 e foram aplicadas na reconstrução de Lisboa. No entanto, ao longo dos tempos, e com o esquecimento das consequências do sismo, verificou-se uma desatenção relativa as exigências relacionadas com a segurança dos edifícios face à acção sísmica, conduzindo à construções com fraca resistência sísmica.

Após o aparecimento de betão armado no século XIX, apenas em 1958, surge o primeiro regulamento que visa a segurança dos edifícios face à acção sísmica, “RSCCS - Regulamento de Segurança das Construções contra os Sismos” [RSCCS (1958)]. Este documento introduziu o zonamento sísmico do território nacional em 3 zonas; o cálculo sísmico baseado em forças horizontais determinadas a partir de um coeficiente sísmico que dependia da zona sísmica; e prescrevia disposições construtivas para melhorar o comportamento sísmico dos edifícios, nomeadamente, a introdução de lintéis de travamento, montantes nos cunhais, ligações de paredes, etc.

Em 1961 é publicado o primeiro regulamento de acções, “RSEP - Regulamento de Solicitações em Edifícios e Pontes” [RSEP (1961)] que definia as acções a considerar no dimensionamento, nomeadamente, sísmicas, sobrecargas, vento, temperatura, etc. Em 1967, este documento seria complementado pela publicação de um novo regulamento referente ao dimensionamento de estruturas de betão armado, “REBA - Regulamento de Estruturas de Betão Armado” [REBA (1967)] que incluía disposições construtivas referentes à segurança à acção sísmica (algumas contempladas no RSCCS de 1958).

Nesta altura, intensificava-se a construção em betão armado, surgindo as primeiras estruturas de edifícios integralmente em betão armado, em geral, em estrutura porticada. Apesar do RSEP introduzir um método de dimensionamento sísmico para a contabilização da acção sísmica e se começar a

introduzir o conceito de exploração do comportamento não-linear [Saraiva e Appleton (2006)], os edifícios de betão armado desta época apresentam algumas das deficiências, nomeadamente:

- Inadequada ou inexistente concepção e dimensionamento sísmico;
- Variações bruscas na geometria da estrutura, inerentes à falta de sensibilidade aos seus efeitos na resposta da estrutura à acção sísmica;
- Taxas de armadura longitudinais reduzidas, podendo conduzir a falta de resistência à acção sísmica;
- Taxas de armadura transversais reduzidas, conduzindo a elementos com falta de cintagem;
- Baixa resistência do betão, inerente ao baixo nível de tecnologia e de controlo de qualidade;
- Interrupção de armaduras longitudinais em zonas críticas, associadas a esforços elevados, nomeadamente, descontinuidade nas armaduras longitudinais inferiores das vigas nos nós e a interrupção brusca das armaduras longitudinais superiores, sem ser considerado o correcto comprimento de amarração;
- Utilização de armadura lisa, conferindo baixa aderência;
- Insuficiente cintagem dos nós de ligação pilar-viga;
- Amarração insuficiente das armaduras longitudinais, nomeadamente, garantida apenas com ganchos na extremidade;
- Insuficiente ou inadequada amarração das armaduras transversais, não apresentando cotovelos ou ganchos nas extremidades;
- Controlo de qualidade do betão inexistente, conduzindo a uma variabilidade da sua resistência ao longo da estrutura.

Em 1983, face à evolução dos conceitos sobre segurança estrutural e à necessidade de aplicação dos dois regulamentos em consonância, surgem novos regulamentos, “RSA - Regulamento de Segurança e Acções para Estruturas de Edifícios e Pontes” [RSA (1983)] e “REBAP - Regulamento de Estruturas de Betão Armado e Pré-esforçado” [REBAP (1983)], apontando princípios, critérios e disposições construtivas para a verificação da segurança das estruturas à acção sísmica mais próximas das exigências reais. Nestes regulamentos assume-se o conceito de *ductilidade* como princípio da concepção estrutural anti-sísmica, ou seja, garantir uma resposta eficaz em termos de resistência aos sismos através de deformações plásticas sem perda significativa da sua resistência, permitindo que as suas estruturas dissipem a energia transmitida pelos sismos. É de referir ainda que o REBAP foi

preparado de acordo com as directrizes adoptadas na primeira versão das “Recomendações do CEB - Model Code (1978)” [CEB - Model Code (1978)]. Desta forma, a aplicação desta regulamentação conduz a edifícios com níveis de desempenho mais razoáveis.

Apesar da evolução da regulamentação, muitos edifícios apresentam deficiências no que se refere à segurança à acção sísmica. Este facto pode estar associado uma inadequada aplicação dos regulamentos, a uma natural evolução do estado do conhecimento na matéria, ou mesmo a uma falta de sensibilidade dos vários intervenientes na construção, nomeadamente, no controlo de qualidade dos projectos de estruturas no processo de licenciamento de obras e na falta de fiscalização das mesmas. Podendo salientar-se alguns aspectos que condicionam a vulnerabilidade sísmica das estruturas de betão armado, tais como [LNEC-NESDE]:

- Inadequado dimensionamento e concepção sísmica - Figura 1.1;
- Existência de pisos vazados, conduzindo a uma redução da rigidez em altura - Figura 1.2;
- Não cumprimento de juntas sísmicas adequadas entre edifícios de elevada flexibilidade, não garantindo distâncias adequadas entre edifícios - Figura 1.3;
- Não ponderação da interacção da estrutura com paredes não-estruturais, que pode provocar efeitos não previstos - Figura 1.4;
- Baixa ductilidade dos elementos de betão armado devido ao insuficiente confinamento dos varões da armadura longitudinal - Figura 1.5;
- Ausência ou insuficiência de confinamento dos varões da armadura nos nós viga-pilar - Figura 1.6;
- A própria ausência de conservação adequada das estruturas.

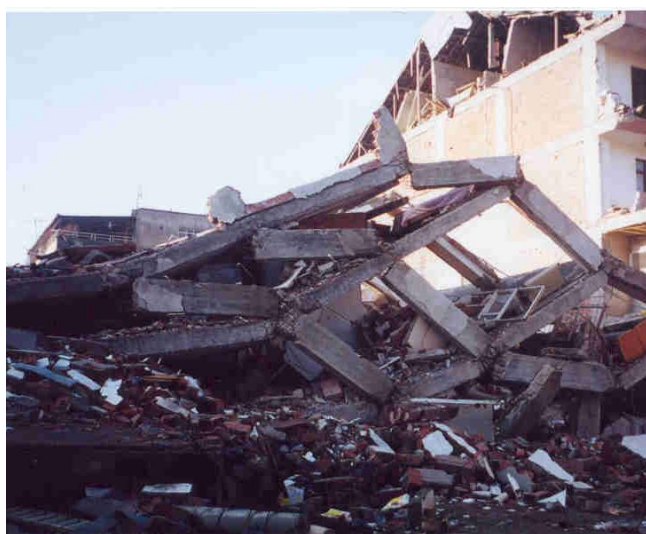


Figura 1.1 Colapso devido a inadequado dimensionamento e concepção sísmica (Turquia, Dulzce 1999) [UND-CSL]



Figura 1.2 Colapso associado ao piso térreo vazado (Turquia, Kocaeli 1999) [AIR]



Figura 1.3 Juntas sísmicas inadequadas (Turquia, Kocaeli 1999) [IISEE]



Figura 1.4 Interação da estrutura com paredes não-estruturais [Fly Ash Bricks]



Figura 1.5 Colapso de um pilar em betão armado eventualmente por cintagem insuficiente (Northridge 1994) [ACE-MRL]



Figura 1.6 Rotura do nó por falta de cintagem (China, Wenchuan 2008) [Foundation, Concrete and Earthquake Engineering]

Actualmente, face à necessidade de harmonizar a regulamentação técnica ao nível europeu existem os Eurocódigos, em particular, na sua versão portuguesa a *NP EN1998-1 (2009): Eurocódigo 8 - Projecto de estruturas para resistência aos sismos Parte1: Regras gerais, acções sísmicas e regras para edifícios [NP EN1998-1 (2009)]* e a *NP EN 1992-1-1 (2008): Eurocódigo 2: Projecto de estruturas de betão. Parte 1-1: Regras gerais e regras para edifícios [NP EN1992-1-1 (2008)]*.

O Eurocódigo 8 preconiza três classes de ductilidade: *Classe de Ductilidade Baixa (DCL)* para a qual se remete essencialmente para a aplicação das prescrições constantes no Eurocódigo 2; *Classe de Ductilidade Média (DCM)* e *Classe de Ductilidade Alta (DCH)*. As classes de ductilidade têm uma correspondência com o nível de exploração do comportamento não-linear e, conseqüentemente, com

as disposições construtivas prescritas de forma a garantir comportamentos não-lineares dúcteis com capacidade de dissipar energia, associados a plastificação das armaduras por flexão. O Eurocódigo 8 prevê também o dimensionamento com base na capacidade real (“*capacity design*”) de forma a evitar roturas frágeis, nomeadamente, por corte.

Em estruturas porticadas, seguindo uma filosofia de cálculo pela capacidade real, o Eurocódigo 8 [NP EN1998-1 (2009)] prevê a aplicação de um dos princípios básicos da concepção sísmica que consiste em garantir que as rótulas plásticas, onde se desenvolve o comportamento não-linear, se formem nas vigas e não nos pilares - *Princípio do pilar forte - viga fraca* [NP EN1998-1 (2009)]. A formação de rótulas ao nível dos pilares deve ser evitada pois conduz à formação de um mecanismo com menor dissipação de energia, podendo conduzir a um colapso estrutural localizado e frágil.

Do ponto de vista do comportamento global de estruturas existentes porticadas em betão armado, e com base na experiência obtida em sismos passados, é, em geral, reconhecido que os problemas mais graves para a instabilidade global da estrutura surgem mais frequentemente nos elementos verticais conduzindo a mecanismos de rotura indesejados [fib Bulletin 24 (2003)]. Por essa razão, a maior parte dos trabalhos científicos neste domínio incidem sobre o estudo do comportamento cíclico de pilares e do melhoramento do seu comportamento através de aplicação de técnicas de reforço localizadas. Verifica-se uma escassez, ou mesmo uma lacuna, no estudo do comportamento de vigas sujeitas a acções cíclicas.

No entanto, tendo presente o princípio básico da concepção sísmica pilar forte - viga fraca que, em geral, prevê a formação de rótulas plásticas nas vigas, demonstrando-se importante o estudo do comportamento cíclico das rótulas plásticas que se formam nas vigas e da melhoria do seu desempenho como forma de otimizar o comportamento da ligação viga-pilar, nomeadamente, na presença de cargas gravíticas significativas.

Por outro lado, a necessidade de melhorar ou aumentar a segurança da resposta de estruturas existentes em relação às acções sísmicas, para além de poder estar relacionada com um nível de segurança insuficiente, pode também estar relacionada com a necessidade de aumentar o nível de segurança do edifício, por exemplo, para manter edifícios de serviços básicos operacionais após a ocorrência de um sismo, ou devido a alterações na utilização de edifícios, ou para cumprir novas exigências regulamentares.

Nesta perspectiva, interessa também referir a Parte 3 do Eurocódigo 8, EN 1998-3 (2005): *Eurocode 8: Design of structures for earthquake resistance – Part 3: Assessment and retrofitting of buildings* [EN 1998-3 (2005)] relativa à avaliação e ao reforço de edifícios. O objectivo subjacente desta norma é

promover a melhoria estrutural dos edifícios existentes, estabelecendo critérios para a avaliação do desempenho sísmico de estruturas de edifícios existentes, metodologias de selecção das medidas correctivas e critérios para o dimensionamento do seu reforço.

Actualmente, a engenharia sísmica destaca-se como uma temática importante dentro do ramo da engenharia estrutural. O desenvolvimento observado nesta área tem sido promovido pela investigação científica realizada neste domínio, fundamentada nas experiências obtidas em sismos. Destaca-se a investigação efectuada, entre outros, pelo *Pacific Earthquake Engineering Research Center (PEER)* sediado na Universidade da Califórnia em Berkeley nos E.U.A. e na *Universidade de Canterbury* na Nova Zelândia. A nível Europeu evidenciam-se o *Politécnico de Milão*, *Rose School*, *European Laboratory for Structural Assessment (ELSA)* em Itália e a *Universidade Técnica de Atenas* na Grécia. Em Portugal, destaca-se o Laboratório Nacional de Engenharia Civil (LNEC), o Instituto Superior Técnico (IST), a Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto (FEUP), a Universidade de Aveiro, a Universidade do Minho e a Faculdade de Ciências e Tecnologia da Universidade Nova de Lisboa (FCT-UNL).

1.2. OBJECTIVOS

O presente trabalho tem como principal finalidade o desenvolvimento de ligações viga-pilar de alto desempenho sísmico. Com este intuito, ao longo do seu desenvolvimento, foram-se estabelecendo os seguintes objectivos sequenciais:

- Realizar uma pesquisa bibliográfica com o intuito de enquadrar o tema em estudo, justificando a necessidade de estudar e melhorar a resposta à acção sísmica de estruturas porticadas em betão armado através da optimização do comportamento das ligações viga-pilar. Nesta pesquisa pretendeu-se recolher informação pertinente sobre assuntos relacionados com o desempenho sísmico de estruturas porticadas, abordando os principais aspectos relacionados com o comportamento sísmico de ligações viga-pilar, nomeadamente, sobre prescrições regulamentares e recomendações, trabalhos científicos e experimentais sobre o comportamento cíclico de ligações viga-pilar, técnicas de reforço sísmico e de melhoramento do comportamento sísmico;
- Avaliar experimental e analiticamente o comportamento histerético da ligação viga-pilar, admitindo que a rótula plástica se forma na viga, sob acções cíclicas alternadas;
- Implementar e avaliar experimental e analiticamente um novo procedimento de ensaio cíclico que melhor simule as acções a que uma viga está sujeita, ou seja, incluir os efeitos das acções horizontais que actuam em simultâneo com as forças verticais;

- Analisar numericamente a influência do carregamento gravítico no comportamento não-linear de um pórtico de betão armado;
- Desenvolver uma solução de reforço que permita melhorar o comportamento cíclico da ligação viga-pilar, minimizando as deformações residuais e aumentando a capacidade de dissipação de energia face ao incremento da resistência;
- Avaliar experimentalmente o comportamento hysterético da ligação viga-pilar reforçada com pré-esforço exterior;
- Desenvolver uma solução de reforço que permita melhorar o comportamento cíclico da ligação viga-pilar, minimizando os danos associados ao esmagamento do betão e à encurvadura das armaduras;
- Desenvolver e caracterizar uma calda reforçada com fibras unidireccionais (CRFU) a utilizar na solução de reforço por encamisamento;
- Avaliar experimentalmente o comportamento hysterético da ligação viga-pilar reforçada com pré-esforço exterior e encamisamento com CRFU na zona comprimida.

1.3. ORGANIZAÇÃO

O desenvolvimento dos objectivos acima referidos encontra-se organizado da seguinte forma:

- O Capítulo 2 refere-se ao Comportamento Sísmico de Estruturas Porticadas. Neste capítulo apresentam-se os conceitos básicos relativos ao comportamento sísmico de estruturas porticadas que permitem enquadrar o assunto em estudo, ou seja, o comportamento das rótulas plásticas que se formam nas vigas. Faz-se um enquadramento do tema em estudo nas normas actuais, apresentando os aspectos mais importantes do dimensionamento sísmico das zonas críticas em estruturas porticadas de betão armado, em particular, nas vigas.
- O Capítulo 3 refere-se ao Estudo Experimental do Comportamento de Ligações Viga-Pilar. Neste capítulo efectua-se uma breve revisão dos conceitos nos quais se fundamentam os ensaios cíclicos, uma pesquisa bibliográfica sobre procedimentos de ensaios quasi-estáticos, bem como dos trabalhos mais relevantes nesta área. Apresentam-se os modelos experimentais, o sistema de ensaio e os respectivos procedimentos de ensaio cíclico e cíclico com cargas gravíticas. Finalmente são apresentados, analisados e comparados os resultados experimentais dos dois modelos de ligação viga-pilar ensaiados.
- O Capítulo 4 destina-se à Análise Numérica da Ligação Viga-Pilar. Neste capítulo pretende-se avaliar o efeito das forças gravíticas no comportamento da ligação viga-pilar e validar o

procedimento de ensaio proposto. Apresenta-se uma breve revisão sobre modelos numéricos não-lineares de forma a justificar as opções tomadas. Numa primeira fase, efectua-se uma análise numérica de um pórtico sujeito a cargas cíclicas e carga gravítica com valor variável recorrendo a um modelo de plasticidade concentrada - "*Lumped model*" -, ou seja, admitindo que o comportamento não-linear se concentra nas zonas críticas (devidamente calibrado através dos resultados experimentais). Posteriormente, procedeu-se à simulação numérica da resposta da ligação através de um modelo de plasticidade distribuída, com atribuição de comportamento não-linear aos materiais, sendo os resultados validados através da confrontação com os obtidos experimentalmente. Finalmente apresenta-se a influência da força gravítica na resposta de um pórtico sujeito a cargas cíclicas através de um modelo numérico com plasticidade distribuída. Recorrendo à simulação numérica, apresenta-se ainda a influência do nível de força gravítica no procedimento de ensaio e faz-se uma análise comparativa da resposta numérica da ligação sujeita ao procedimento de ensaio com a resposta da ligação inserida no pórtico.

- O Capítulo 5 intitula-se Comportamento da Solução de Reforço com Pré-Esforço. Neste capítulo apresenta-se a solução de reforço com pré-esforço exterior, desenvolvida e testada com o intuito de reduzir as deformações observadas no modelo de referência. Neste capítulo efectua-se uma síntese dos princípios e conceitos presentes no reforço sísmico, nomeadamente, níveis de desempenho, objectivos, estratégias de reforço sísmico e técnicas de reforço. Faz-se referência aos critérios de avaliação do desempenho sísmico de estruturas de edifícios existentes e ao dimensionamento do reforço constantes na regulamentação europeia - *EN 1998-3 (2005)*. Apresentam-se trabalhos científicos cujas soluções e materiais revelam propriedades que os tornam apelativos na procura de soluções de ligações com melhor desempenho sísmico. Descreve-se o modelo experimental com a solução de reforço com pré-esforço, o sistema de ensaio e alguns aspectos importantes sobre a materialização do sistema de aplicação de pré-esforço. Finalmente, apresentam-se os resultados da resposta global do modelo experimental.
- O Capítulo 6 refere-se ao Comportamento da Solução de Reforço com Pré-Esforço e Encamisamento com Calda Reforçada com Fibras Unidireccionais. Apresenta-se a solução de reforço da ligação viga-pilar por encamisamento da zona comprimida com *CRFU* (calda reforçada com fibras unidireccionais), desenvolvida e testada com o intuito de minimizar os danos associados ao esmagamento do betão e à encurvadura das armaduras observados no modelo anterior. Este capítulo compreende o desenvolvimento do material de reforço, CRFU

(calda reforçada com fibras unidireccionais). Apresenta-se uma breve revisão sobre betões de elevado desempenho e dos trabalhos científicos mais relevantes. Descreve-se a campanha de ensaios experimentais realizada para a caracterização reológica, mecânica e estrutural do CRFU. Descreve-se o modelo experimental da solução de reforço da ligação com pré-esforço e encamisamento com CRFU e os aspectos importantes sobre a realização do reforço. Finalmente, são apresentados os resultados da resposta global do modelo experimental.

- No Capítulo 7 destina-se à apresentação da Análise dos Resultados dos Modelos Reforçados. Os resultados experimentais dos modelos referentes às soluções de reforço da ligação viga-pilar desenvolvidas são apresentados, analisados e comparados. Por fim é proposto um modelo de dimensionamento para determinar a capacidade resistente e estimar a capacidade de deformação das ligações reforçadas.
- No Capítulo 8 apresentam-se as principais conclusões do trabalho realizado e referem-se os aspectos que poderão ser objecto de desenvolvimentos futuros.

CAPÍTULO 2 – COMPORTAMENTO SÍSMICO DE ESTRUTURAS PORTICADAS

2.1. CONCEITOS BÁSICOS DA CONCEPÇÃO SÍSMICA

A concepção de estruturas deverá ser efectuada de forma a permitir uma resposta eficaz em termos de resistência aos sismos, permitindo que as estruturas dissipem a energia transmitida pelos sismos, através de deformações plásticas sem perda significativa da sua resistência - *Ductilidade*.

Para exemplificar este comportamento, *Park e Paulay (1975)* apresentam o comportamento de um oscilador com um grau de liberdade sujeito a um movimento horizontal reversível na base. Se este apresentar um comportamento elástico, a resposta será elástica - Figura 2.1 a). A área abc do diagrama corresponde à energia potencial armazenada para a deformação máxima. À medida que a estrutura volta à posição inicial, esta energia é totalmente transformada em energia cinética.

Se a estrutura não for suficientemente resistente face à acção, esta apresentará uma resposta elastoplástica - Figura 2.1 b) -, associada à formação de uma rótula plástica na base. A área do diagrama adef corresponde à energia potencial armazenada para a deformação máxima. No movimento reversível, a energia associada à área efg é transformada em energia cinética, a restante área adeg correspondente à energia dissipada associada à formação da rótula plástica. Este processo hysterético permite que a estrutura dissipe energia quando sujeita à acção sísmica.

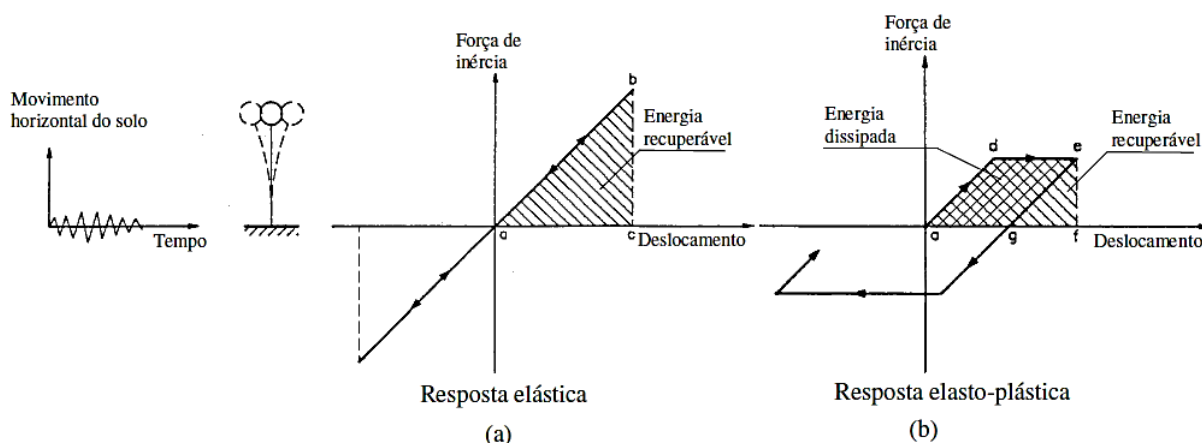


Figura 2.1 Resposta de um oscilador de um grau de liberdade [adaptado de Park e Paulay (1975)]

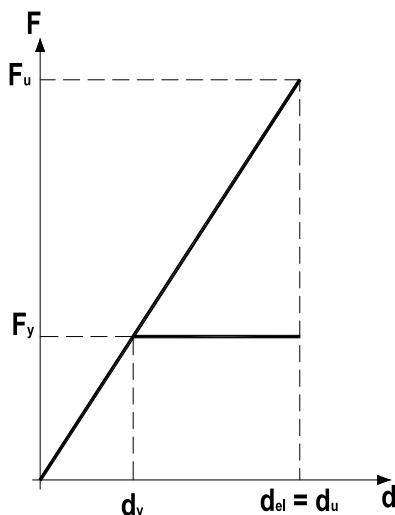


Figura 2.2 Critério de igualdade na resposta entre sistema elástico e elastoplástico em termos de deformação máxima [adaptado Park e Paulay (1975)]

Admitindo um critério de igual deformação máxima, conforme se pode observar na Figura 2.2, pode definir-se um coeficiente de ductilidade em deslocamento (μ) que traduz a relação entre o deslocamento último (d_u) e o deslocamento de cedência (d_y):

$$\mu = \frac{d_u}{d_y} \quad (2.1)$$

Ao nível do dimensionamento, em geral, as normas adoptam um factor de redução, correspondente ao coeficiente de comportamento (q) no Eurocódigo 8 [NP EN1998-1 (2009)], que permite reduzir a força obtida admitindo um comportamento elástico para ter em conta o facto de se poder tirar partido do comportamento não-linear das estruturas no dimensionamento sísmico. Admitindo um critério de igualdade da deformação máxima, o coeficiente de comportamento pode então ser estimado através do coeficiente de ductilidade:

$$q = \mu \quad (2.2)$$

Para algumas estruturas, o critério de igualdade de deformação revela-se não conservativo, especificamente para estruturas com um baixo período de vibração. Park e Paulay (1975) mencionam o caso de estruturas de betão armado que exibam uma degradação acentuada de rigidez face a acções reversíveis. Pode-se admitir neste caso um critério baseado na igualdade da energia potencial armazenada no sistema elástico e no sistema elastoplástico - ver Figura 2.3. Desta forma, a relação entre o coeficiente de ductilidade e o factor de redução/coeficiente de comportamento pode ser obtido comparando a energia potencial armazenada no sistema elástico à do sistema elastoplástico, ou seja, igualando às áreas dos diagramas apresentados na Figura 2.3.

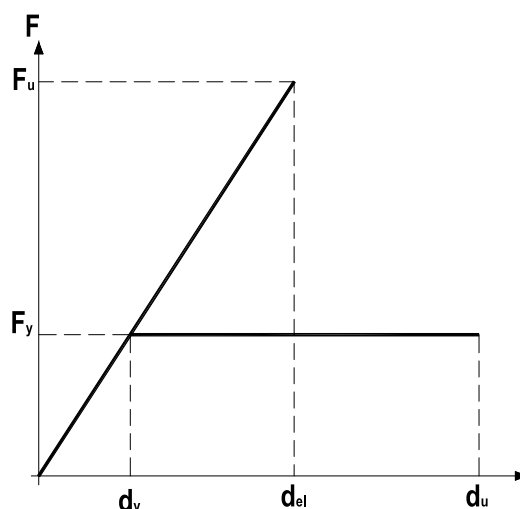


Figura 2.3 Critério de igualdade na resposta entre sistema elástico e elastoplástico em termos de energia potencial [adaptado de Park e Paulay (1975)]

Admitindo um critério de igualdade de energia, o coeficiente de ductilidade pode então ser estimado através do coeficiente de comportamento através da seguinte expressão:

$$q = \sqrt{2\mu - 1} \quad (2.3)$$

Na bibliografia podem encontrar-se outras formulações mais complexas, baseadas no período de vibração da estrutura [fib Bulletin Nº.25 (2003)]. A formulação utilizada pelo Eurocódigo 8 [NP EN1998-1 (2009)] relaciona o coeficiente de comportamento com o coeficiente de ductilidade. Para efeitos de dimensionamento pode considerar-se o comportamento não-linear da estrutura através de uma análise linear baseada num espectro de resposta de cálculo obtido a partir da redução do espectro de resposta elástico pelo coeficiente de comportamento.

É de notar que, como seria expectável, admitindo um critério de igualdade de energia, o sistema elastoplástico apresentará um nível de deformação maior para absorver a mesma energia que o sistema elástico, logo conduz uma exigência em termos de coeficientes de ductilidade e deslocamentos superiores.

Salienta-se que a ductilidade está associada à deformação plástica e ao nível de dano. Desta forma, no dimensionamento de uma estrutura, a adopção de um coeficiente de comportamento maior pressupõe um nível de exploração de ductilidade superior, possivelmente, associado a um maior nível de dano.

O assunto acima abordado conduz a outro aspecto importante da concepção sísmica que consiste no facto da capacidade de dissipação de energia poder ser alcançada através da resistência, da ductilidade ou da rigidez - ver Figura 2.4.

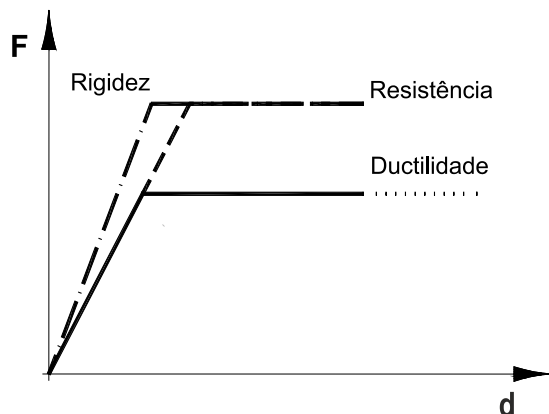


Figura 2.4 Estratégias de aumento da capacidade de dissipação de energia

Desta forma, uma estrutura mais dúctil, que garante maiores deslocamentos horizontais, pode possuir grande capacidade de dissipação de energia podendo ser menos resistente.

A regulamentação anti-sísmica tem em vista a protecção das vidas humanas, a limitação das perdas económicas e a garantia do funcionamento de instalações de protecção civil importantes [NP EN1998-1 (2009)].

O comportamento sísmico de edifícios de betão armado é altamente influenciado pela configuração, geometria (em planta e altura) da sua estrutura. Desta forma, a concepção deve ter em vista a simplicidade estrutural para que a estrutura apresente um bom comportamento sísmico. É sabido que a uniformidade e simetria da estrutura em termos de resistência e rigidez nas direcções ortogonais promovem um bom comportamento sísmico, anulando possíveis efeitos indesejáveis. A estrutura deve apresentar resistência e rigidez de torção. Os pavimentos devem apresentar rigidez no plano, de forma a actuarem como um diafragma ao nível dos pisos. E, claro, as estruturas devem possuir fundações adequadas [NP EN1998-1 (2009)].

Seguidamente apresentam-se alguns exemplos dos erros de concepção e dimensionamento mais comuns que provocaram o colapso de estruturas sujeitas à acção sísmica. Na Figura 2.5 apresenta-se o colapso de um edifício no sismo de Atenas, em 1999, causado por efeitos de torção inerentes a assimetrias bruscas na geometria em planta do edifício, dada a presença de um núcleo de escadas e elevadores no canto do edifício.



Figura 2.5 Colapso de um edifício devido aos efeitos de torção provocados pela irregularidade em planta (Atenas 1999) [Fardis (2008)]

A Figura 2.6 ilustra o colapso de um edifício de estacionamento, em estrutura pré-fabricada, no sismo de Northridge em 1994. Neste caso, o colapso da estrutura interior, dimensionada para resistir apenas a forças gravíticas, conduziu ao colapso da estrutura periférica concebida para resistir às acções laterais. É de salientar o elevado nível de deformação exibido pelos pilares pertencentes à estrutura periférica.



Figura 2.6 Colapso de um edifício pré-fabricado (Northridge 1994) [GeoHazard Images and Movies]

A Figura 2.7 ilustra um caso de irregularidade em altura que provocou o colapso de um piso intermédio num edifício no sismo de Kobe, em 1995, associado à redução brusca de rigidez no piso em questão.



Figura 2.7 Irregularidade em altura: Colapso de um piso intermédio devido a redução da rigidez (Kobe 1995) [Fardis (2008)]

Este fenómeno é frequente em edifícios com o piso inferior vazado conduzindo a um mecanismo de rotura designado “soft-storey”, conforme o caso apresentando na Figura 2.8 que ilustra o colapso de um edifício no sismo de *L’Aquila* em 2009. Este tipo de mecanismo está associado à concentração das rótulas plásticas em pilares num único piso de um edifício de vários pisos.



Figura 2.8 Colapso de um edifício devido irregularidade em altura - “soft-storey” - (*L’Aquila* 2009) [Fajfar (2010)]

De facto, as estruturas devem ser concebidas, dimensionadas e pormenorizadas face à acção sísmica específica, de forma a possibilitar o desenvolvimento de mecanismos associados à dissipação de energia histerética sob carregamentos cíclicos. No entanto, roturas frágeis, tais como, roturas por corte, rotura dos nós, cedência das fundações devem ser evitadas [NP EN1998-1 (2009)].

Nas Figura 2.9 e Figura 2.10 ilustra-se o caso da alteração de rigidez do pilar devido à presença de platibandas, resultando num pilar curto propício a roturas por corte.



Figura 2.9 Rotura por corte num pilar (kobe 1995) [ACE-MRL]



Figura 2.10 Alteração significativa da rigidez do pilar - Pilar curto (Northridge 1994) [GeoHazard Images and Movies]

O caso de roturas da zona interior dos nós está normalmente associado a um inadequado dimensionamento sísmico, nomeadamente, confinamento insuficiente por falta de cintagem do nó – ilustrado na Figura 2.11. É de salientar a visível falta de ancoragem das armaduras longitudinais.



Figura 2.11 Rotura do nó (China, Wenchuan 2008) [NEES-Anchor]

As roturas indesejáveis nas vigas estão associadas a comportamentos frágeis, tais como, roturas por corte - ver Figura 2.12. Em ambos os seguintes casos, a rotura por corte foi propiciada pelo colapso de zonas contíguas provocando uma sobrecarga na viga.



Figura 2.12 Rotura da viga por corte (China, Wenchuan 2008) [NEES-Anchor]

Nas Figura 2.13 é visível a formação de uma rótula plástica na extremidade das vigas para momentos positivos. Possivelmente, dado o colapso do pilar, a viga passou a funcionar sem este apoio justificando a formação de uma rótula para momentos positivos.

Na Figura 2.14 observa-se a formação de uma rótula plástica na extremidade das vigas, predominantemente, para momentos negativos. Este fenómeno aponta para a presença de forças gravíticas significativas, não se verificando um comportamento reversível da rótula. A deformação residual acentuada pode também estar associada ao colapso do pilar.



Figura 2.13 Rotura da viga por corte (Turquia, Kocaeli 1999) [IISEE]



Figura 2.14 Rotura da viga por corte (Turquia, 2003) [B.O.-KOER]

Efectivamente, em estruturas porticadas de betão armado sujeitas à acção dos sismos podem formar-se rótulas plásticas, em geral, nas extremidades dos pilares e das vigas (onde se verificam maiores esforços) designadas zonas críticas.

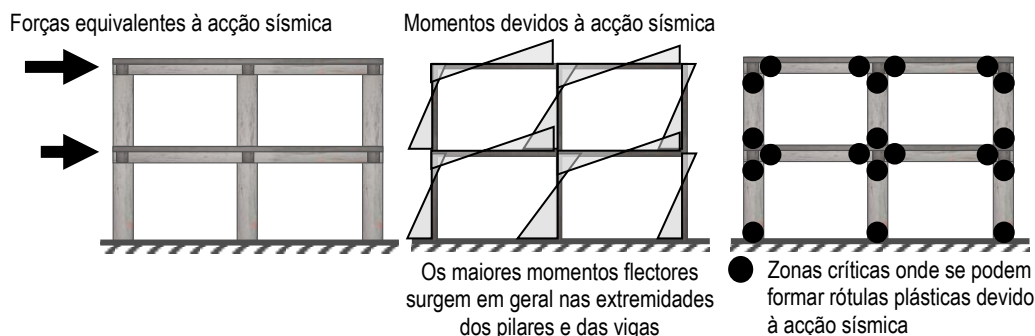


Figura 2.15 Zonas críticas em estruturas de betão armado [Lúcio, 2007]

Em estrutura porticadas, é reconhecida a importância de garantir mecanismos de rotura associados a um comportamento dúctil, impedindo a formação de mecanismos de rotura frágeis ou outros tipos de rotura indesejáveis (nomeadamente, concentração de rótulas plásticas em pilares num único piso de um edifício de vários pisos, roturas por esforço transverso, roturas dos nós viga-pilar, etc.). De forma a garantir a formação de mecanismos de rotura desejáveis, o dimensionamento deve ser baseado na capacidade real, ou seja, os esforços de cálculo associados a mecanismos frágeis devem ser calculados por equilíbrio nos elementos admitindo a formação de rótulas plásticas com comportamentos dúcteis, nas zonas adjacentes, e considerando as suas eventuais sobrerresistências.

A aplicação deste pressuposto a estruturas porticadas conduz a um dos princípios básicos da concepção sísmica, ou seja, as rótulas plásticas devem-se formar, em geral, nas vigas e não nos pilares - Princípio do pilar forte - viga fraca - Figura 2.16 a). De facto, conforme ilustrado na Figura 2.8, a formação de rótulas ao nível dos pilares deve ser evitada pois pode conduzir à formação de um mecanismo de rotura associado à concentração das rótulas plásticas em pilares num único piso de um

edifício de vários pisos - Figura 2.16 b). Este colapso estrutural corresponde a um mecanismo de rotura localizado e com reduzida dissipação de energia. Simultaneamente, este mecanismo de rotura pode conduzir a deformações excessivas nos pilares, associadas a efeitos geometricamente não-lineares acentuados.

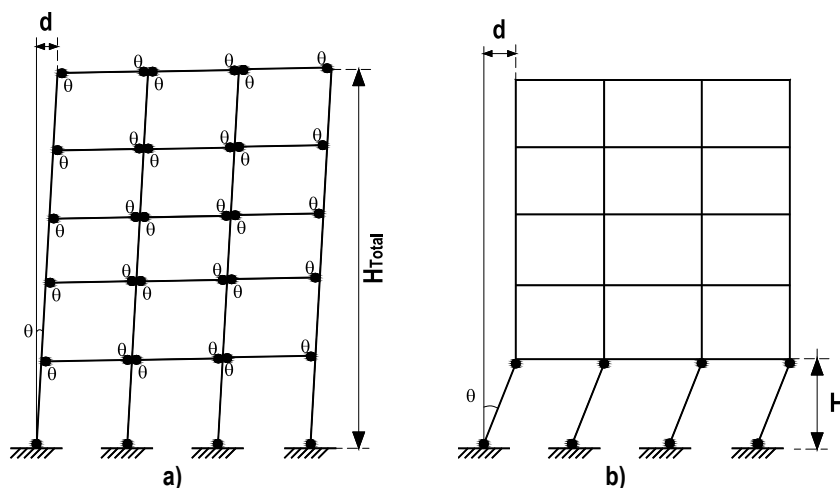


Figura 2.16 Mecanismos de rotura de um edifício

No Eurocódigo 8 [NP EN1998-1 (2009)], em estruturas porticadas com dois ou mais pisos, a aplicação deste princípio conduz em garantir uma sobrerresistência nos pilares relativamente à resistência das vigas ligadas ao mesmo nó.

O mecanismo de rotura desejável está associado à formação de rótulas plásticas por flexão na base dos pilares e nas extremidades das vigas - Figura 2.16 a). Este comportamento estrutural caracteriza-se por uma resposta histerética reversível face às acções cíclicas, já que as rótulas assumem um comportamento reversível - rótulas reversíveis.

No entanto, se o vão for relativamente grande e/ou o carregamento gravítico for significativo pode-se formar uma segunda rótula no vão. De facto, face a um carregamento gravítico significativo, a viga apresenta esforços iniciais e devido à uma acção sísmica pode não se verificar um comportamento reversível. Quando sujeita a uma acção sísmica, a viga deforma-se e atingirá a capacidade resistente para momentos negativos na extremidade junto ao pilar e para momentos positivos ao longo do vão. Este comportamento corresponde à formação de duas rótulas: uma junto do pilar para momentos negativos e outra no vão para momentos positivos. Quando a acção sísmica actua na direcção reversível, o mesmo acontece mas nas extremidades opostas. No entanto, ao inverter o sentido da solitação horizontal, não se verifica a inversão do comportamento das rótulas conduzindo a uma rotação residual que se traduz numa deformação residual na viga. Desta forma, as rótulas neste tipo de mecanismo não apresentam uma resposta reversível - rótulas unidireccionais, caracterizando-

se por uma acumulação progressiva de rotação ao longo do tempo (este fenómeno é analisado no Capítulo 4).

Apesar de não conduzir a um mecanismo de colapso imediato, este comportamento conduz a deformações residuais na viga que podem não ser compatíveis com os valores admissíveis de serviço da estrutura e com a ligação a elementos não-estruturais - ver Figura 2.17. Além de que, as deformações plásticas não reversíveis que se verificam nas rótulas plásticas conduzem ao alongamento progressivo da viga, podendo provocar esforços adicionais nos pilares [Paulay e Priestley (1992)].

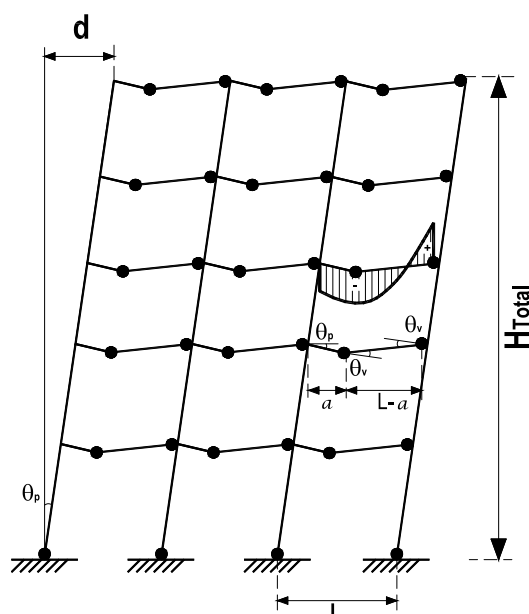


Figura 2.17 Mecanismos de rotura de um edifício associado a formação de rótulas unidireccionais nas vigas

Várias são as referências bibliográficas que descrevem este fenómeno Park e Paulay (1975), Paulay e Priestley (1992); Booth (1994); Coelho (1992); Dhakal e Fenwick (2008) e Walker e Dhakal (2008).

2.2. REGULAMENTAÇÃO, NORMAS E RECOMENDAÇÕES

Tendo como base os conceitos da concepção sísmica, as normas e regulamentos apresentam requisitos e critérios para o dimensionamento sísmico de estruturas, estabelecendo níveis de segurança, estado limite último e de dano, regras de dimensionamento, critérios de análise e verificação da segurança de estruturas sujeitas à acção sísmica.

De seguida, pretende-se efectuar o enquadramento na regulamentação actual dos aspectos mais relevantes do dimensionamento sísmico das zonas críticas, em particular, em vigas de estruturas porticadas de betão armado.

2.2.1. Norma Europeia NP EN1998-1

A parte 1 do Eurocódigo 8 diz respeito ao projecto de estruturas para resistência aos sismos [NP EN1998-1 (2009)] e apresenta requisitos e critérios de conformidade para o dimensionamento sísmico de estruturas. Neste documento estabelecem-se os seguintes níveis de exigência de desempenho:

- Exigência de não-colapso: as estruturas devem ser dimensionadas para um sismo de projecto intenso (com uma probabilidade de 10% de ser excedido no período de vida útil da estrutura, o que corresponde a um sismo com um período de retorno de 475 anos) de forma a prevenir o colapso global ou local, mantendo a sua integridade e capacidade resistente residual após o sismo - correspondente à acção sísmica de projecto que permite a verificação ao Estado Limite Último.
- Limitação de danos: as estruturas são verificadas para um sismo moderado com uma probabilidade de ocorrência superior ao sismo de projecto (com uma probabilidade de 10% de ser excedido em 10 anos, o que corresponde a um sismo com um período de retorno de 95 anos) de forma a apresentarem um nível de danos baixo. Na análise elástica, a acção sísmica de serviço pode ser obtida afectando directamente a acção sísmica de cálculo, correspondente ao requisito de não-colapso, por um factor de redução (v).

Os diferentes níveis de segurança são implementados através da classificação dos edifícios com base num coeficiente de importância (γ_i) função das consequências do colapso. Numa análise elástica linear, este factor afecta directamente a acção sísmica de referência.

A segurança deve ser garantida para os estados limites últimos e de limitação de danos. A estrutura é dimensionada para sofrer danos mas não entrar em colapso, portanto, é necessário que tenha capacidade de suportar as cargas em regime plástico, ou seja, deve apresentar ductilidade.

As estruturas devem ser concebidas, dimensionadas e pormenorizadas face à acção sísmica específica, de forma a possibilitar o desenvolvimento de mecanismos associados a dissipação de energia histerética sob carregamentos cíclicos, sem sofrer roturas frágeis, tais como, concentração de rótulas plásticas em pilares, roturas por corte, rotura dos nós, cedência das fundações.

A resistência e a capacidade de dissipação de energia conferida à estrutura dependem da extensão da resposta plástica a ser explorada, na prática, caracterizada pelo coeficiente de comportamento (q). O coeficiente de comportamento pode ser utilizado para efeitos de cálculo, reduzindo as forças obtidas numa análise elástica linear de modo a ter em conta a resposta plástica, dependendo do tipo de estrutura e das suas características de ductilidade. A consideração do comportamento plástico da estrutura é conseguida através de uma análise elástica linear baseada num espectro de resposta. O

espectro de resposta de cálculo é obtido através da redução do espectro de resposta elástica pelo coeficiente de comportamento.

O coeficiente de comportamento (q) é determinado a partir de um coeficiente de comportamento básico (q_0) afectado de um factor que reflecte o modo de rotura predominante nos sistemas de parede (k_w), assumindo o valor de 1.0 para estruturas porticadas.

$$q = q_0 \cdot k_w \geq 1.5 \quad (2.4)$$

Para efeitos de dimensionamento, o Eurocódigo 8 distingue três classes de ductilidade diferentes:

- **DCL – Classe de Ductilidade Baixa:** as estruturas são dimensionadas admitindo uma resposta em regime elástico face às acções sísmicas, preconizando-se à aplicação genérica das prescrições constantes Eurocódigo 2 [NP EN1992-1-1 (2008)]. A segurança da estrutura garantida em termos de resistência.
- **DCM – Classe de Ductilidade Média:** as estruturas são concebidas, dimensionadas e pormenorizadas admitindo uma resposta plástica, devendo-se assegurar que o desenvolvimento de mecanismos associados à dissipação de energia sem ocorrência de roturas frágeis.
- **DCH – Classe de Ductilidade Alta:** as estruturas são concebidas, dimensionadas e pormenorizadas para um nível de exploração do comportamento plástico superior ao anterior, pelo que os requisitos impostos de forma a garantir a capacidade de dissipação energia necessária, sem ocorrência de roturas frágeis aos elementos, são mais exigentes.

De facto, quanto mais elevada é a classe de ductilidade da estrutura, maiores são as exigências de ductilidade. Sendo o objectivo das Classes DCM e DCH controlar a resposta sísmica através da exploração do comportamento plástico.

Na tabela seguinte apresentam-se os coeficientes de comportamento base para sistemas porticados em betão armado com uma Ductilidade Elevada (DCH) e Média (DCM):

Tabela 2.1 – Coeficientes de comportamento base (q_0) para sistemas porticados (com regularidade em altura)

Sistema Estrutural	DCM	DCH
Sistema porticado, sistema misto e sistema de paredes acopladas	$3.0 \alpha u / \alpha 1$	$4.5 \alpha u / \alpha 1$

O *sistema estrutural porticado* pressupõe que a resistência, tanto às acções verticais como às laterais, é principalmente assegurada por pórticos espaciais cuja resistência à força de corte na base do edifício é superior a 65 % da resistência total à força de corte de todo o sistema estrutural.

Num *sistema estrutural misto*, a resistência às acções verticais é principalmente garantida por pórticos espaciais, sendo a resistência às acções laterais assegurada pelo sistema porticado e pelas paredes estruturais, acopladas ou não. Desta forma, define-se um sistema misto equivalente a sistema porticado quando a resistência ao corte basal do sistema porticado do edifício é superior a 50% da resistência ao corte basal do sistema todo.

O factor multiplicativo, α_u/α_1 , traduz a redundância do sistema, isto é, a relação entre a formação da primeira rótula e o colapso estrutural. Este factor não deve ser tomado superior a 1.5, e pode assumir os seguintes valores aproximados para sistemas regulares em planta.

Tabela 2.2 – Valores para o factor α_u/α_1 para sistemas porticada (com regularidade em planta)

Sistemas porticados ou mistos equivalentes a porticado	α_u/α_1
Edifício de um piso	1.1
Edifício de vários pisos, pórticos com um tramo	1.2
Edifício de vários pisos, pórticos com vários tramos	1.3

Na tabela seguinte apresentam-se os valores do coeficiente de comportamento de estruturas porticadas a adoptar para cada uma das classes de ductilidade (admitindo regularidade em planta e altura):

Tabela 2.3 – Valores do coeficiente de comportamento para estruturas porticadas

Sistema Estrutural	DCL	DCM	DCH
Sistema porticado ou misto equivalente a porticado	1.5	3.3 – 3.9	4.95 – 5.85

As verificações de segurança são efectuadas para os estados limites de rotura e estados limites de danos. No que se refere ao estado limite último considera-se satisfeito o requisito de não ocorrência de colapso quando são cumpridas as condições em termos de resistência.

Simultaneamente, para a situação de cálculo, devem ser cumpridas as condições de ductilidade global e local face ao sistema estrutural e ao respectivo coeficiente de comportamento. Para conseguir os níveis de ductilidade exigidos terão que ser cumpridas regras e disposições específicas.

A verificação da segurança ao estado de limitação de danos corresponde ao cumprimento dos requisitos de limitação de deslocamentos entre pisos para a respectiva acção sísmica, face aos valores estipulados na norma.

O Eurocódigo 8 distingue ainda os elementos estruturais primários dos secundários. Os elementos primários garantem efectivamente a resistência e rigidez face à acção do sismo. A contribuição para a rigidez lateral de todos os elementos sísmicos secundários não deverá ser superior a 15% da de todos

os elementos sísmicos primários, e não devem provocar alterações na regularidade do edifício. Aos elementos estruturais secundários não são exigidas todas as regras, mas são projectados e pormenorizados para manter a sua função de suporte das forças gravíticas quando sujeitos aos deslocamentos máximos provocados pela situação de projecto.

Em geral, a classe de ductilidade DCL é recomendada apenas para zonas de baixa sismicidade. Neste caso e para os elementos secundários são aplicadas as regras de pormenorização preconizadas pelo Eurocódigo 2 [NP EN1992-1-1 (2008)].

As regras prescritas pelo Eurocódigo 8 para elementos primários da classe de ductilidade DCH são mais exigentes que para a classe DCM, podendo salientar-se algumas diferenças nos requisitos exigidos para vigas de classe de ductilidade DCM e DCH que serão oportunamente evidenciadas.

De forma a garantir a formação de rótulas plásticas nas extremidades da viga e evitar roturas prematuras por corte, associadas à não consideração da sobrerresistência à flexão relativamente aos esforços de dimensionamento, os valores de cálculo dos esforços transversos devem ser determinados de acordo com a regra de cálculo correspondente à capacidade real. Ou seja, os esforços transversos de cálculo deverão ser determinados a partir do equilíbrio da viga sob a acção da carga transversal que nela actua na situação de projecto sísmica e os momentos resistentes nas extremidades associados à formação de rótulas plásticas para os sentidos positivos e negativos da acção sísmica. Considera-se a formação de rótulas plásticas nas extremidades das vigas ou nos elementos verticais (se aqui se formarem primeiro) ligados aos nós em que concorrem as extremidades das vigas.

Para contabilizar a possível sobrerresistência devido ao endurecimento do aço, o valor do momento nas extremidades das vigas é afectado por um coeficiente (γ_{Rd}). Este coeficiente para vigas de classe de ductilidade DCM pode ser considerado igual a 1, enquanto que para a classe de ductilidade DCH assume o valor de 1.2. Este facto está associado à consideração de uma maior exploração do comportamento plástico no caso das vigas de classe de ductilidade DCH.

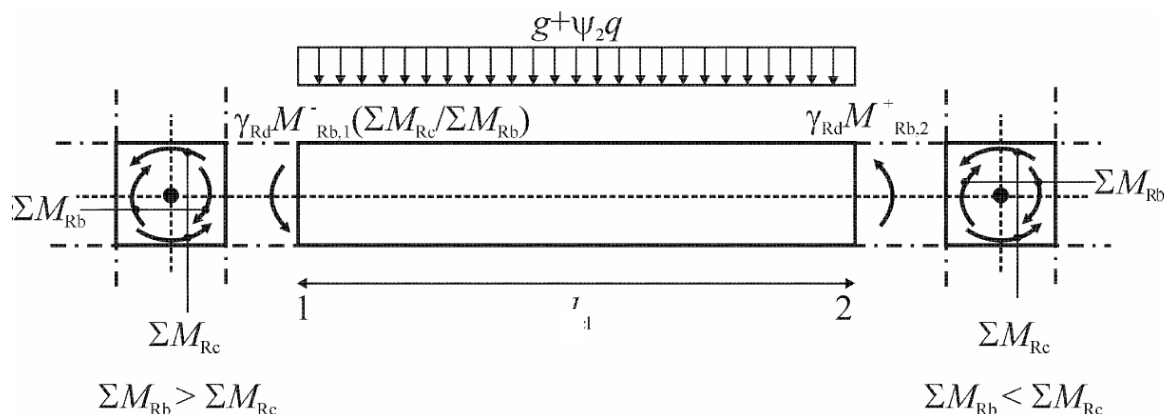


Figura 2.18 Valores de cálculo pela capacidade real dos esforços transversos nas vigas [NP EN1998-1 (2009)]

No caso das vigas de betão armado de classe de ductilidade DCH é de referir que o Eurocódigo 8 prevê ainda algumas indicações complementarmente ao cálculo e à verificação de resistência ao esforço transversal previsto no Eurocódigo 2.

É de referir ainda que, seguindo os requisitos de cálculo pela capacidade real, para o cálculo de esforços resistentes e pormenorização das armaduras em vigas de betão armado da classe de ductilidade DCM e DCH, o Eurocódigo 8 aponta para a contabilização da presença da laje através da consideração de uma largura efectiva do banzo (b_{eff}).

O Eurocódigo 8 estabelece as zonas críticas da viga sísmica primária de classe de ductilidade DCM numa extensão igual a altura da viga ($l_{cr} = h$) medida a partir de uma secção na interface nó viga-pilar, ou a partir de ambos os lados de qualquer outra secção com a possibilidade de exibir comportamento plástico. Para vigas de classe de ductilidade DCH, admite-se uma extensão das zonas críticas superior que deve ser tomada igual a 1.5 vezes a altura da viga ($l_{cr} = 1.5 h$).

Em elementos de betão armado, para conseguir níveis de deformações elevadas associados a extensões significativas das armaduras, dever-se-á evitar o esmagamento do betão. O Eurocódigo 8 preconiza regras e disposições construtivas em elementos de betão armado, complementares às constantes no Eurocódigo 2, para satisfazer as necessidades de ductilidade local. Estas disposições construtivas compreendem a utilização de percentagens de armadura de tracção não elevada, a utilização de armadura de compressão, a cintagem do betão comprimido e o aumento da segurança ao corte. Desta forma, consegue-se evitar roturas frágeis, protelar o esmagamento do betão e garantir que as armaduras plastificam devido à flexão das vigas para níveis de deformação elevada, associados a extensões significativas das armaduras.

No caso de vigas em betão armado da classe de ductilidade DCM e DCH, o Eurocódigo 8 aponta para utilização de armadura mínima de compressão nas zonas críticas da viga (adicional à armadura de

cálculo) que corresponda, pelo menos, metade da armadura de tracção. Desta forma pretende-se atingir extensões significativas das armaduras, protelar o esmagamento do betão e encurvadura das armaduras por compressão.

De forma a garantir extensões significativas das armaduras nas zonas críticas recomenda-se a utilização de percentagens de armadura de tracção não elevadas. A taxa de armadura de tracção máxima ($\rho_{\text{máx}}$) não deve exceder o valor estipulado na norma, que depende directamente da taxa de armadura da zona comprimida (ρ') e do valor de cálculo da resistência do betão à compressão (f_{cd}), e inversamente, do factor de ductilidade em curvatura ($\mu_{1/r}$), do valor de cálculo da extensão ($\varepsilon_{sy,d}$) e tensão de cedência do aço (f_{yd})

O Eurocódigo 8 preconiza ainda uma taxa mínima de armadura de tracção (ρ_{min}) ao longo de todo o comprimento da viga superior à prevista pelo Eurocódigo 2.

Para além das disposições construtivas descritas anteriormente, válidas para vigas de classe de ductilidade DCM e DCH, o Eurocódigo 8 preconiza ainda regras complementares para as vigas de ductilidade DCH. Nomeadamente, preconiza a colocação de, pelo menos, dois varões de alta aderência com um diâmetro superior a 14 mm nas faces superior e inferior da viga e prevê que, pelo menos, um quarto da armadura superior máxima nos apoios deve ser prolongada ao longo de todo o comprimento da viga.

O Eurocódigo 8 preconiza regras de pormenorização das armaduras de transversais nas zonas críticas de modo a garantir o confinamento necessário, protelando o esmagamento do betão comprimento e a encurvadura das armaduras longitudinais. Para vigas de classe de ductilidade DCM, recomenda a colocação do primeiro estribo a uma distância inferior a 50 mm da extremidade da viga e limita o espaçamento da armadura transversal (s) ao valor dado pela expressão seguinte:

$$s = \text{mín}\{h/4; 24 \cdot d_{bw}; 225; 8 \cdot d_{bL}\} \quad (2.5)$$

em que s - espaçamento máximo dos estribos

h - altura da secção transversal de uma viga

l_{cr} - comprimento da zona crítica

No caso das vigas de ductilidade DCH, o afastamento entre armaduras transversais é mais restritivo de forma a garantir uma ductilidade local mais elevada e limitado ao seguinte valor

$$s = \text{mín}\{h/4; 24 \cdot d_{bw}; 175; 6 \cdot d_{bL}\} \quad (2.6)$$

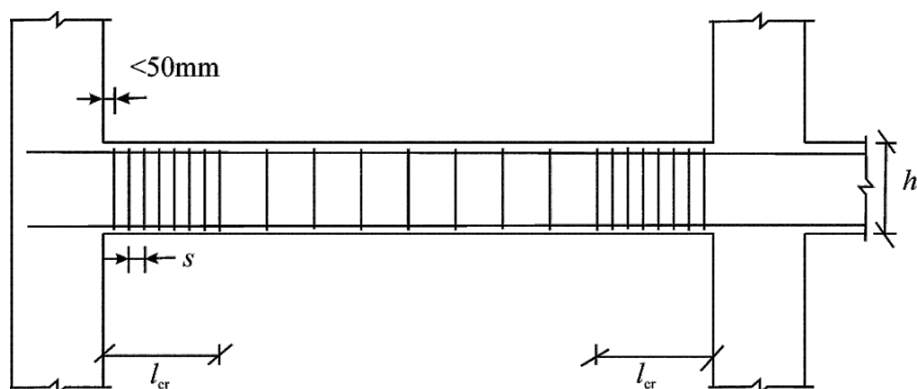


Figura 2.19 Armaduras transversais em zonas críticas das vigas [NP EN1998-1 (2009)]

2.2.2. Regulamentação dos E.U.A.

O *ACI318 (2008) - Building Code Requirements for Reinforced Concrete* - é o documento regulamentar de referência para o dimensionamento sísmico de estruturas de betão armado nos E.U.A. Simultaneamente, devem ser tidos em conta os requisitos especificados no *ASCE7-05 (2005): Minimum Design Loads for Buildings and Other Structures*.

Na norma americana é definida uma classificação sísmica estrutural baseada na categoria de ocupação (estabelecendo-se 4 níveis com crescentes consequências face ao seu colapso, semelhante à classe de importância do Eurocódigo 8); e da severidade da acção sísmica local (semelhante ao nível de sismicidade do local do Eurocódigo 8). Esta classificação estabelece 6 categorias de dimensionamento sísmico - A, B, C, D, E e F - caracterizadas por uma crescente exploração do comportamento plástico e, portanto, exigência em termos de ductilidade.

As estruturas porticadas são categorizadas em *Intermediate Moment Frames (IMF)*, *Ordinary Moment Frames (OMF)* e *Special Moment Frames (SMF)*. As últimas assumem esta designação pois estão sujeitas a requisitos adicionais de forma a melhorar o seu comportamento sísmico face às restantes, sendo previstas para zonas de elevada sismicidade.

Desta forma, optou-se por fazer um enquadramento dos critérios preconizados pela norma americana que permitem estabelecer os requisitos exigidos ao nível das disposições construtivas, destacando as exigências previstas no caso de vigas da classe *Special Moment Frames*, por serem as mais utilizadas em zonas de elevada sismicidade.

Em geral, a norma aponta para a utilização de *Special Moment Frames* se o edifício pertencer a uma categoria de dimensionamento D, E ou F, sendo concebidas e pormenorizadas de forma a garantir a exploração do comportamento inelástico [Moehle et al. (2008)].

O ASCE7-05 (2005) prevê o dimensionamento das estruturas a partir da redução da força obtida através de uma análise elástica por um factor de redução (R) para ter em conta a exploração do comportamento não-linear da estrutura no dimensionamento sísmico (semelhante ao coeficiente de comportamento do Eurocódigo 8), preconizando os seguintes valores para estruturas porticadas em betão armado:

Tabela 2.4 – Valores do factor de redução (R) para estruturas porticadas em betão armado

Sistema Estrutural	OMF	IMF	SMF
Sistema porticado em betão armado	3	5	8

Tendo como base um princípio de avaliação do desempenho baseado na capacidade de deformação, o ASCE7-05 (2005) prevê ainda a limitação do “drift” da estrutura, preconizando os seguintes limites em função da categoria de ocupação (I a IV) e de um factor de redundância que, no caso geral, se admite igual a 1.0.

Tabela 2.5 – Valores limites do “drift” de estruturas porticadas em betão armado em função da categoria de ocupação

Sistema Estrutural	“drift” admissíveis		
	I e II	III	IV
Sistema porticado em betão armado	0.02H	0.015H	0.01H

O “drift” é calculado para a combinação de acções de cálculo, sendo posteriormente amplificado pelo coeficiente de amplificação (C_d), sendo preconizados os seguintes valores pelo ASCE7-05 (2005):

Tabela 2.6 – Valores do coeficiente de amplificação de deformações (C_d) para estruturas porticadas em betão armado

Sistema Estrutural	OMF	IMF	SMF
Sistema porticado em betão armado	2.5	4.5	5.5

As disposições construtivas exigidas para as *Special Moment Frames* têm em vista assegurar um comportamento dúctil [Moehle et al. (2008)], pretendendo-se:

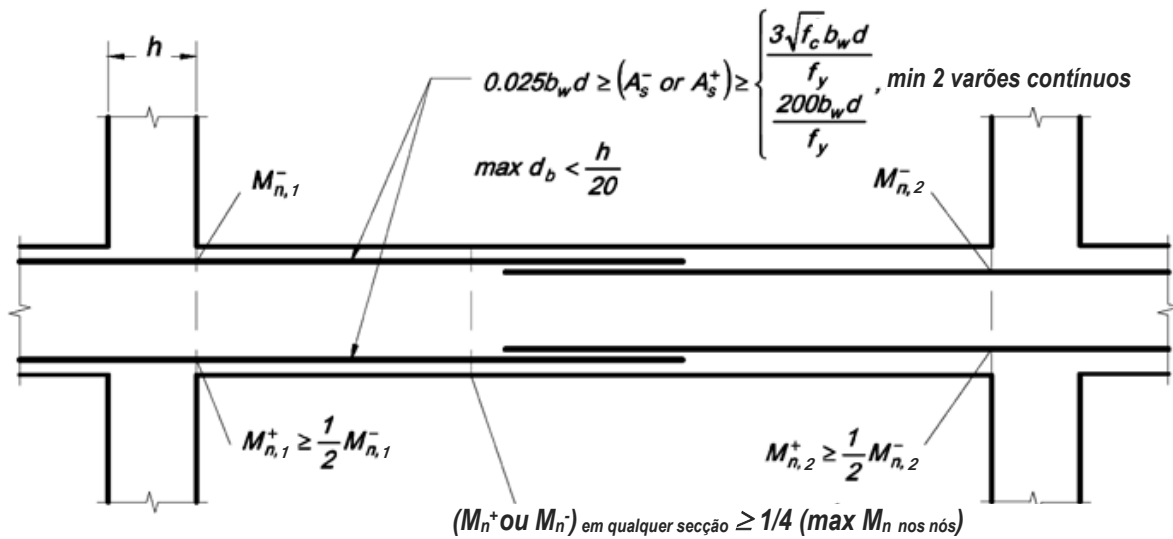
- Mecanismos de rotura associados à formação de rótulas plásticas nas vigas (princípio do pilar forte - viga fraca), preconizando-se uma resistência nos pilares superior, 1.2 vezes, à das vigas concorrentes no mesmo nó [ACI318 (2008)];
- Evitar roturas por corte através do dimensionamento baseado na capacidade resistente real dos elementos;
- Providenciar pormenorizações dos elementos que permitam comportamentos dúcteis, por flexão, nas zonas críticas.

Conforme referido, optou-se por abordar apenas as regras e disposições regulamentares preconizadas para as estruturas classificadas por *Special Moment Frames*, dando especial destaque a sua aplicação em vigas, visto serem frequentemente utilizadas nas zonas de elevada sismicidade.

O dimensionamento baseia-se na identificação das zonas onde ocorrerá o comportamento plástico que, em geral, se situam nas extremidades da viga. Nestas zonas é expectável que predomine um comportamento dúctil por flexão. Desta forma, o dimensionamento é efectuado garantindo que o momento resistente nominal correspondente à cedência (ϕM_n), admitindo o factor de redução de resistência $\phi = 1$, é superior ou igual ao momento actuante devido à combinação de acções (M_u). O *ACI318 (2008)* define ainda um momento resistente plástico (M_{Pr}) baseado num acréscimo da tensão de cedência do aço (f_y) de, pelo menos, $1.25 f_y$.

É sabido que a presença da laje provoca um aumento da resistência à flexão e de rigidez na viga, observando-se um comportamento de viga com secção transversal em T. *Moehle et al. (2008)* salientam que o *ACI318 (2008)* não é explícito relativamente à forma como a presença da laje deve ser considerada no dimensionamento da viga, conduzindo a diferentes práticas, sendo a mais comum concentrar a armadura longitudinal na alma da viga. No entanto, o *ACI318 (2008)* aponta para a contabilização da armadura da laje para efeitos de determinação da capacidade resistente relativa entre vigas e pilares (i.e., aplicação do principio da capacidade resistente real).

Na Figura 2.20 apresentam-se as disposições construtivas para as armaduras longitudinais em vigas preconizadas pela norma americana.



em que A_s - área de armadura (in.²)

M_n - momento resistente nominal correspondente à cedência (lb/ft)

d_b - diâmetro mínimo das armaduras longitudinais (in.)

d - altura útil da secção (in.)

f_c - tensão de rotura do betão à compressão (psi)

f_y - tensão de cedência do aço (psi)

h - altura da secção transversal de uma viga (in.)

b_w - largura da viga (in.)

Nota: De forma a não descaracterizar as expressões semi-empíricas apresentadas, optou-se por manter o sistema de unidades americano. A conversão para o sistema de unidades SI, necessária ao entendimento das expressões, é a seguinte: 1 inch = 2.54 cm; 1psi = 6.895x10⁻³ MPa; 1 lb/ft = 0.01459 kN/m.

Figura 2.20 Disposições construtivas para as armaduras longitudinais em vigas segundo o ACI318 [Moehle et al. (2008)]

Como se pode observar da análise do esquema, é expectável que o comportamento plástico se concentre nas extremidades da viga, correspondendo à formação de rótulas reversíveis.

Moehle et al. (2008) apresentam um relatório técnico relativo ao dimensionamento de elementos de betão armado da classe *Special Moment Frames*, onde é referida a possibilidade de ocorrência de um mecanismo associado à formação de uma segunda rótula no vão, conduzindo à formação de duas rótulas não reversíveis e unidireccionais no caso do vão ser relativamente grande e/ou o carregamento gravítico ser significativo. Salienta-se ainda que este tipo de mecanismo não é desejável pois para sismos de longa duração pode provocar rotações elevadas, excedendo os limites admissíveis. Este comportamento surge quando há possibilidade de se formar uma rótula afastada na extremidade do vão, onde se atinge a momento resistente plástico positivo - ver Figura 2.21.

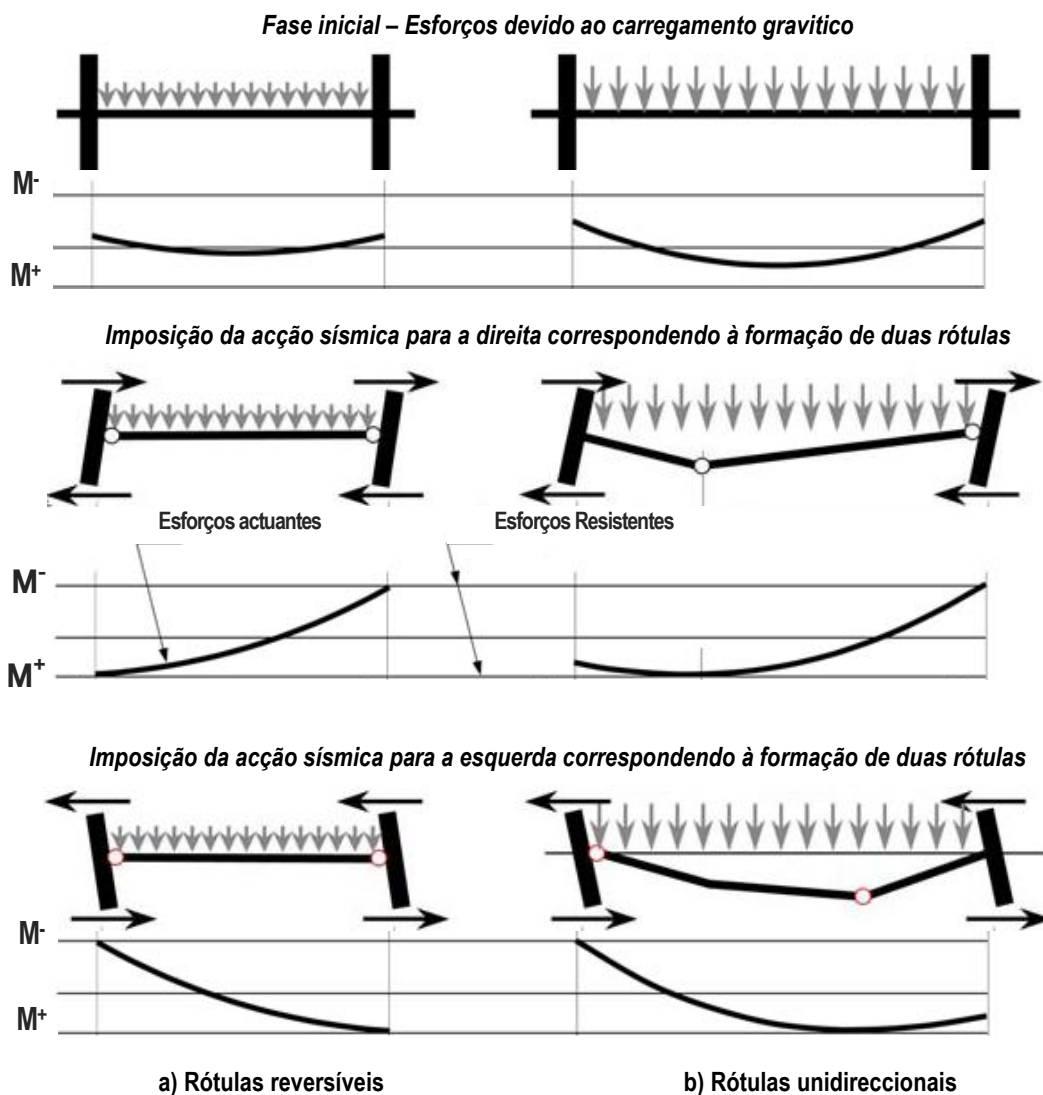


Figura 2.21 Esquema de formação de rótulas em vigas: a) Rótulas reversíveis e b) Rótulas unidireccionais devido a carregamentos gravíticos significativos e vãos relativamente grandes [Moehle et al. (2008)]

Portanto, a formação da rótula para momentos positivos corresponde a um ponto de momento máximo no diagrama de momentos flectores e está associada a uma inversão do sinal do diagrama de esforço transverso. O esforço transverso devido as acções horizontais (V_E) está relacionado com a capacidade resistente remanescente (após carregamento gravítico) na extremidade da viga. Se M^- e M^+ corresponderem, respectivamente, ao momento resistente negativo e positivo no apoio, a capacidade resistente remanescente para momentos negativos é de $\Delta M^- = M^- - M_g^-$ e para momentos positivos é de $\Delta M^+ = M_g^+ + M^+$. Vem que, o esforço transverso devido as acções horizontais é constante e dado pela expressão:

$$V_E = \frac{\Delta M^- + \Delta M^+}{l} \tag{2.7}$$

Sendo l - vão da viga

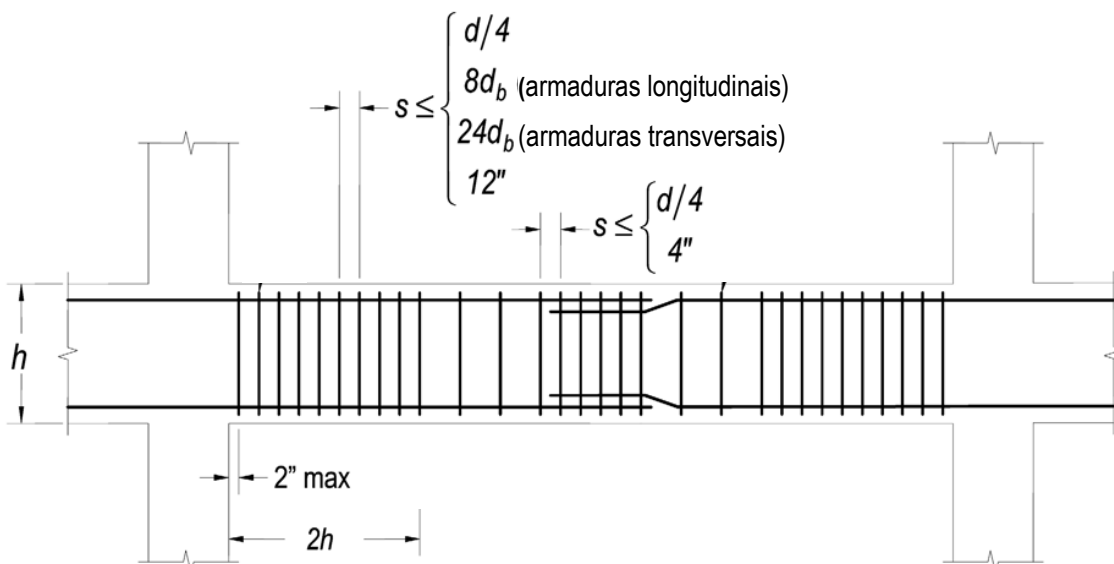
Se se admitir um carregamento gravítico uniforme g , o esforço actuante gravítico (V_g) será igual, em módulo, nos dois apoios:

$$V_g \cong \pm \frac{g \cdot l}{2} \quad (2.8)$$

Desta forma, só ocorre rótula plástica no vão se o esforço transversal devido as cargas verticais exceder o esforço transversal devido as acções horizontais (este assunto volta a ser abordado no capítulo 4). Desta forma, pode relacionar-se a ocorrência da rótula no vão com a capacidade resistente na extremidade da viga. Ou seja, poder-se-á evitar a formação da rótula plástica no vão se a seguinte expressão for verificada [Moehle et al. (2008)]:

$$M^+ + M^- \geq \frac{g \cdot l^2}{2} \quad (2.9)$$

Conforme já referido o dimensionamento ao esforço transversal é baseado na capacidade resistente real dos elementos (admitindo a formação de rótulas plásticas nas extremidades da viga). Na Figura 2.22 apresentam-se as disposições construtivas para as armaduras transversais em vigas preconizadas pelo ACI318 (2008) para as armaduras transversais em vigas que visam o confinamento do betão e restringir a encurvadura das armaduras.



em que d_b - diâmetro mínimo das armaduras
 s - espaçamento máximo dos estribos
 d - altura útil da secção
 h - altura da secção transversal de uma viga

Nota: A conversão para o sistema de unidades SI, necessária ao entendimento das expressões, é a seguinte: 1 inch = 2.54 cm.

Figura 2.22 Disposições construtivas para armaduras transversais em vigas segundo ACI 318 [Moehle et al. (2008)]

2.2.3. Regulamentação da Nova Zelândia

Na Nova Zelândia, o documento regulamentar que prescreve os requisitos mínimos para o dimensionamento de estruturas de betão armado é o *NZS3101 (2006): New Zealand Standard: Concrete Structures Standard. Part 1: The design of concrete structures*. Esta norma é compatível e complementar ao *NZS 1170.5 (2004): New Zealand Standard: Structural design actions. Part 5: Earthquake action*, referente à definição de acções e critérios de dimensionamento, nomeadamente, para a acção sísmica.

Em consonância com as mais recentes abordagens, a regulamentação anti-sísmica da Nova Zelândia baseia-se em níveis de desempenho estrutural - “*Performance Based Seismic Design*”. No *NZS 1170.5 (2004)*, os níveis de desempenho, associados à ductilidade requerida, são definidos em termos de deformações locais, a partir das quais se estabelecem diferentes exigências em termos de dimensionamento e disposições construtivas constantes no *NZS3101 (2006)*.

Neste sentido, optou-se por efectuar um enquadramento dos critérios constantes no *NZS 1170.5 (2004)*.

Adoptando uma filosofia baseada na capacidade resistente real, o dimensionamento sísmico envolve a identificação do mecanismo de rotura dúcteis e da posição das rótulas plásticas associadas a esse mecanismo - potenciais rótulas plásticas primárias. Prevê-se ainda a possibilidade de ocorrência de rótulas plásticas secundárias devido a acções não contabilizadas na análise e/ou alterações das características dinâmicas da estrutura. As zonas compreendidas entre potenciais rótulas plásticas primárias são dimensionadas de forma a apresentarem uma capacidade resistente elevada face ao mecanismo de rotura provável.

É de referir que, no caso das estruturas porticadas, a norma Neozelandesa admite a possibilidade de formação de um mecanismo associado a dois tipos de rótula plástica em viga: reversíveis, correspondendo a um mecanismo de rotura associado à formação de 2 rótulas nas extremidades da viga; e unidireccionais – as quais ocorrem na presença de forças gravíticas significativas que induzem a formação de uma rótula no vão, provocando a acumulação de deformação unidireccional nas rótulas plásticas.

A norma Neozelandesa estabelece uma classificação estrutural baseada no tipo de comportamento estrutural esperado, quantificável através do coeficiente de ductilidade estrutural (μ), semelhante ao coeficiente de comportamento q do Eurocódigo 8 e factor de redução R do ASCE7 - Tabela 2.7.

Tabela 2.7 – Valores do coeficiente de ductilidade estrutural (μ)

Tipo de estrutura	μ
<i>Frágil</i>	1
<i>Nominalmente dúctil</i>	>1 - 1.25
<i>Ductilidade limitada</i>	1.25 – 3.0
<i>Dúctil</i>	< 6

Da mesma forma, para efeitos de definição dos requisitos exigidos em termos de disposições construtivas, as potenciais rótulas plásticas são classificadas em *Nominally ductile plastic region (NDPR)* que não requerem disposições construtivas específicas devido às acções sísmicas (não sendo adequadas para zonas onde é expectável um nível de comportamento não-linear apreciável), *Limited ductile plastic region (LDPR)* e *Ductile plastic region (DPR)*. A pormenorização das potenciais rótulas plásticas é estabelecida de acordo com as exigências em termos de capacidade de deformação local para o estado limite de último.

A segurança deve ser garantida para o estado limite de último visando a protecção das vidas humanas, a limitação dos deslocamentos face aos danos que pode provocar e a integridade estrutural do edifício face à respectiva acção sísmica. Para a verificação da segurança aos estados limites de serviço são estabelecidos dois graus, que correspondem, respectivamente, a assegurar a função inicial do edifício sem necessidade de reparação (SLS1) ou a manutenção da operacionalidade da estrutura (SLS2) após acção sísmica especificada.

A segurança ao estado limite último passa pela verificação dos requisitos de desempenho em termos de resistência, da deformação última e de extensão dos materiais nas potenciais rótulas plásticas.

Para verificar a segurança ao estado limite último em termos de resistência deve-se garantir que a capacidade resistente é igual ou superior à força actuante.

Em termos de deformação última, salienta-se que se prevê a *limitação do deslocamento entre pisos (“drift”)* devido à combinação de acções associada ao estado limite último, até 2.5%. Se o deslocamento de cálculo for obtido a partir de uma análise elástica, este deve ser devidamente afectado pelo coeficiente de ductilidade e por um factor de correcção do “drift” (k_{dm}).

Os valores do deslocamento entre pisos podem ser determinados a partir de uma análise estática equivalente ou de uma análise baseada num espectro de resposta de cálculo (obtido a partir do espectro de resposta elástico devidamente reduzido por factor que traduz o comportamento inelástico (k_{μ}), dependente do coeficiente de ductilidade; e por um factor de desempenho estrutural (S_p)).

Desta forma, tendo presente o mecanismo de rotura provável, a posição das rótulas plásticas e o valor do deslocamento plástico entre pisos é possível estimar a rotação dos elementos a partir da geometria do mecanismo plástico.

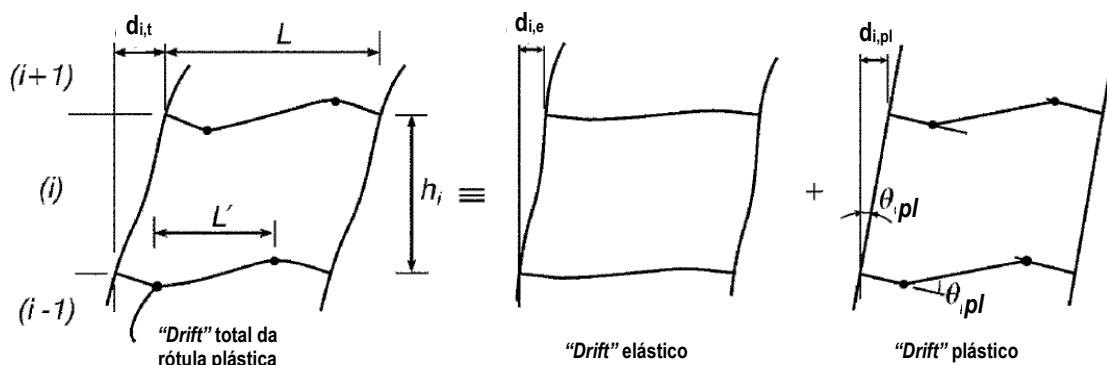


Figura 2.23 Cálculo da rotação das rótulas plásticas numa estrutura porticada [Dhaka e Fenwick (2008)]

Para estimar a curvatura, pode-se assumir uma distribuição das extensões plásticas uniforme ao longo do comprimento efectivo da rótula plástica (l_p). Para rótulas plásticas reversíveis ou unidireccionais junto ao apoio, este comprimento deve ser tomado como o menor valor entre metade da altura útil do elemento ($d/2$) ou $0.2 M/V$ (correspondendo a 20% do vão de corte, sendo M e V correspondentes ao momento e ao esforço transversal na secção). No caso de rótulas unidireccionais no vão, o comprimento efectivo da rótula plástica deve ser igual à altura útil do elemento.

Desta forma, pode-se estimar a curvatura máxima na rótula plástica ($1/r_u$), adicionando à curvatura de cedência ($1/r_y$) o valor da curvatura plástica obtida dividindo a rotação plástica (θ_{pl}) pelo comprimento da rótula plástica (l_p), através da seguinte expressão:

$$1/r_u = 1/r_y + \frac{\theta_{pl}}{l_p} \quad (2.10)$$

Como já referido, as rótulas unidireccionais surgem quando o esforço transversal devido às cargas gravíticas excede o esforço transversal induzido pela acção sísmica. No anexo C do NZS 1170.5 (2004), que se refere à avaliação da extensão do material em zonas de rótulas plásticas, é salientado que a rotação expectável nestas rótulas é significativamente superior à observada nas rótulas reversíveis, assim como a capacidade de rotação das mesmas. Nesta norma são apontados valores de rotações nas rótulas unidireccionais de 2.5 a 4 vezes superiores às observadas em rótulas reversíveis para níveis de ductilidade em deslocamento de 6. Estes valores foram obtidos a partir de estudos experimentais, tendo-se observado que decrescem com a redução da ductilidade em deslocamento.

De facto, a rotação de uma rótula unidireccional não está directamente relacionada com o “drift” devido à acumulação de rotação ao longo do tempo. Desta forma, para efeitos de dimensionamento, propõe-se que a avaliação das exigências de rotação de uma rótula plástica unidireccional seja efectuada assumindo o comportamento de uma rótula reversível junto ao apoio que, posteriormente, é afectado dos seguintes valores dependentes do coeficiente de ductilidade (μ):

$$\begin{cases} 1.0 + 0.63 \cdot (\mu - 1) & \text{para } \mu \leq 2.0 \\ 1.63 \cdot \sqrt{\mu - 1} & \text{para } 2.0 < \mu < 6.0 \end{cases} \quad (2.11)$$

É de mencionar que no anexo C da *NZS 1170.5 (2004)* se refere a possibilidade de evitar a ocorrência destas rótulas unidireccionais através da adição de uma armadura longitudinal no vão como forma de confinar a localização das rótulas plásticas às extremidades - ver Figura 2.24.

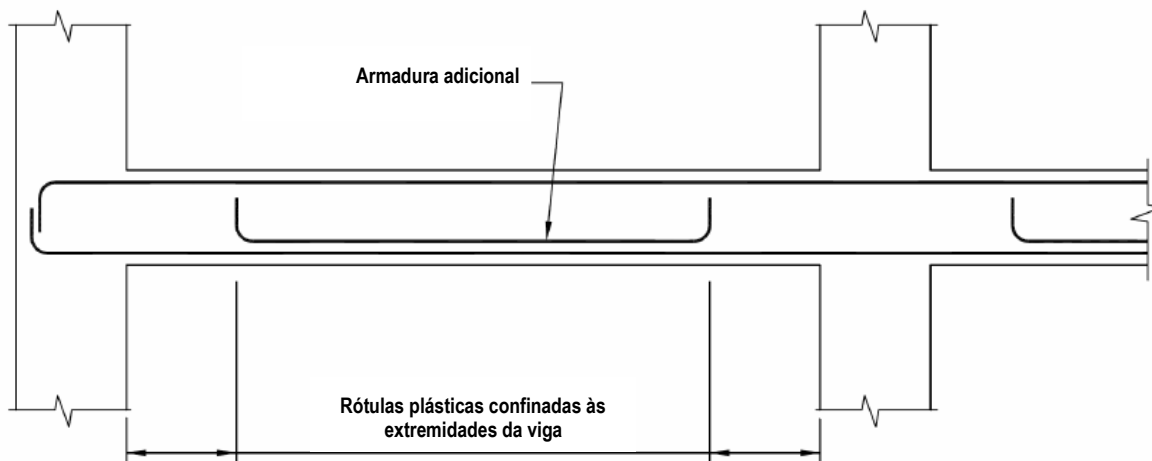


Figura 2.24 Pormenorização de armadura para prevenir a formação de rótulas unidireccionais [NZS3101 (2006)]

Como já referido, as disposições construtivas preconizadas pela NZS3101 (2006) com vista a garantir a ductilidade necessária, são determinadas tendo como base a avaliação da extensão requerida aos materiais nas potenciais rótulas plásticas para o estado limite de rotura. Dada a dificuldade inerente à determinação das extensões dos materiais, o *NZS3101 (2006)* especifica as limitações das extensões dos materiais, em termos de curvaturas, para diferentes níveis de ductilidade. Salvo em casos específicos, os limites prescritos pela *NZS3101 (2006)* para a extensão limite do material são apresentados na tabela seguinte:

Tabela 2.8 – Valores limite das extensões dos materiais em termos de curvaturas para diferentes níveis de ductilidade [Dhakal e Fenwick (2008)]

	Tipo de comportamento	Curvatura admissível
<i>Nominally ductile plastic region (NDPR)</i>	Unidireccionais	$5. 1/r_y. \alpha_{fy}$
	Reversíveis	$3. 1/r_y. \alpha_{fy}$
<i>Limited ductile plastic region (LDPR)</i>	Unidireccionais	$30. 1/r_y. \alpha_{fy}$
	Reversíveis	$15. 1/r_y. \alpha_{fy}$
<i>Ductile plastic region (DPR)</i>	Unidireccionais	$60. 1/r_y. \alpha_{fy}$
	Reversíveis	$30. 1/r_y. \alpha_{fy}$

em que α_{fy} - factor de correcção do classe do aço, é dado por

$$\alpha_{fy} = \frac{400}{f_y} < 1.1 \text{ com } f_y \text{ (MPa)} \quad (2.12)$$

$1/r_y$ - curvatura de cedência que pode ser calculada a partir da posição da linha neutra determinada a partir da análise da secção, sendo igual a

$$1/r_y = \frac{\varepsilon_y}{d - x} \quad (2.13)$$

com ε_y - extensão de cedência do aço

d - altura útil da secção

x - posição da linha neutra

CAPÍTULO 3 – ESTUDO EXPERIMENTAL DO COMPORTAMENTO DE LIGAÇÕES VIGA-PILAR

3.1. INTRODUÇÃO

Uma estrutura pode alcançar um comportamento sísmico adequado através de modificações na sua ductilidade, resistência e/ou capacidade de dissipação de energia. Numa estrutura porticada, as rótulas plásticas são a principal fonte de dissipação de energia [CEB BI Nº. 220 (1994)]. Desta forma, admitindo que o princípio básico da concepção sísmica viga fraca - pilar forte é cumprido [NP EN1998-1 (2009)], ou seja, que a rótula plástica se forma na viga, o presente estudo incide sobre o comportamento da zona crítica da viga.

A possibilidade de explorar o comportamento não-linear no dimensionamento sísmico das estruturas revela a importância do estudo e conhecimento da resposta histerética. Este facto tem promovido o desenvolvimento de procedimentos de ensaio que permitam a caracterização do comportamento não-linear. A dificuldade de uniformização dos procedimentos de ensaio e da interpretação dos resultados experimentais está relacionada com a diversidade do tipo de estruturas e seus comportamentos.

Nesta fase pretendeu-se estudar o comportamento não-linear da ligação através da realização de ensaios experimentais cíclicos. A campanha experimental compreendeu a realização de ensaios até à rotura segundo dois procedimentos de ensaio diferentes. No primeiro ensaio implementou-se um procedimento que consiste na imposição de uma história de deslocamentos cíclicos e alternados até à rotura. No segundo ensaio pretendeu-se testar um procedimento para ensaios cíclicos [Proença et al. (2006)] que melhor simule as acções a que uma viga está efectivamente sujeita, ou seja, no qual as acções horizontais actuam em simultâneo com as forças verticais.

3.2. BREVE REVISÃO DE CONCEITOS

Para um melhor entendimento da informação adquirida num ensaio cíclico, é importante ter presente alguns conceitos que sustentam os resultados obtidos experimentalmente.

Relembre-se então a enunciação da Equação de equilíbrio dinâmico, admitindo-se um corpo sujeito a uma *força exterior* (p) ao longo do tempo, segundo a Segunda Lei de *Newton*, se a resultante das forças actuantes não for zero, a força resultante que actua no corpo - *forças de inércia* (f_i) - é proporcional à aceleração adquirida (\ddot{u}) e à sua massa (m). As forças internas são as *forças de restituição* (f_k), e as *forças de amortecimento* (f_c). O equilíbrio de forças num sistema de um grau de

liberdade de massa m , com uma rigidez k e um coeficiente de amortecimento c , é ilustrado na Figura 3.1.

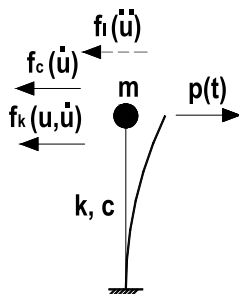


Figura 3.1 Equilíbrio de forças num sistema de um grau de liberdade

A equação de movimento ou de equilíbrio dinâmico traduz, em cada instante, o equilíbrio global de uma estrutura sujeita a uma força externa que é dado pela seguinte expressão genérica:

$$f_I(\ddot{u}) + f_c(\dot{u}) + f_k(u, \dot{u}) = p(t) \tag{3.1}$$

Para um sistema que apresente um comportamento elástico, o equilíbrio pode ser traduzido através da seguinte equação:

$$m \ddot{u} + c \dot{u} + k u = p(t) \tag{3.2}$$

No caso de uma estrutura importa compreender o equilíbrio dinâmico do sistema sujeito a uma acção sísmica. O movimento total induzido a um sistema por uma acção sísmica (u_t) é dado por uma parcela que provoca um deslocamento de corpo rígido do sistema (u_g) e um deslocamento relativo entre a massa do sistema e a sua base (u), ilustrado na Figura 3.2.

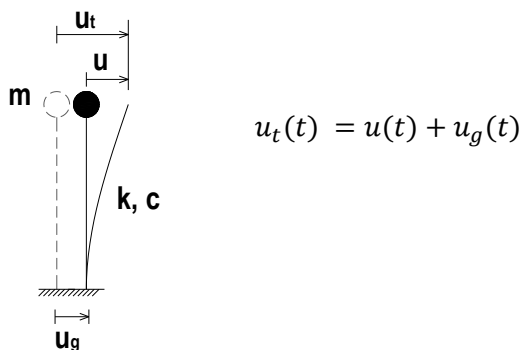


Figura 3.2 Equilíbrio de forças num sistema de um grau de liberdade sujeito a uma acção sísmica

Apenas o deslocamento relativo devido à deformação da estrutura provoca forças internas no sistema. Sendo as forças de inércia proporcionais à aceleração e à massa do sistema, a equação de equilíbrio de um sistema sujeito à acção sísmica pode ser reescrita da seguinte forma:

$$m \ddot{u} + c \dot{u} + k u = -m \ddot{u}_g \tag{3.3}$$

De seguida passa-se a analisar as parcelas de forças internas no equilíbrio de um sistema de um grau de liberdade:

▪ Forças de amortecimento

Num sistema idealizado, sem amortecimento, se o sistema for libertado após a imposição de um deslocamento inicial - $u(0)$ -, este oscilará livremente em torno do ponto de equilíbrio - ver Figura 3.3 a). No entanto, numa estrutura real, esta oscilará com decrescente amplitude até ao repouso - ver Figura 3.3 b). Este processo, através da qual a vibração vai diminuindo progressivamente de amplitude, designa-se amortecimento (c).

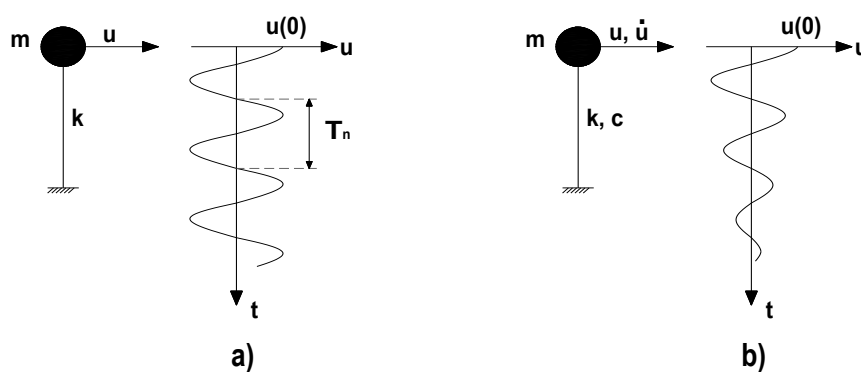


Figura 3.3 Movimento de um sistema de um grau de liberdade sem e com amortecimento

Considerando um sistema sem amortecimento ($c=0$), sem força exterior aplicada, pode escrever-se a equação de movimento da seguinte forma:

$$\begin{cases} m \ddot{u} + k u = 0 \\ u_0 = u(0) \text{ e } \dot{u}_0 = \dot{u}(0) \end{cases} \quad (3.4)$$

A solução desta equação diferencial homogénea descreve o movimento de um sistema com um grau de liberdade que oscila livremente em torno do ponto de equilíbrio - movimento harmónico simples.

$$u(t) = u(0) \cos \omega_n t + \frac{\dot{u}(0)}{\omega_n} \text{sen } \omega_n t \quad (3.5)$$

em que ω_n é a frequência angular é dada por $\omega_n = \sqrt{\frac{k}{m}}$ (rad/s)

O período de vibração natural do sistema, i.e., tempo necessário para completar um ciclo de vibração livre, é dado por

$$T_n = \frac{2\pi}{\omega_n} \text{ (s)} \quad (3.6)$$

sendo a frequência de vibração dada por $f_n = \frac{\omega_n}{2\pi} = \frac{1}{2\pi} \sqrt{\frac{k}{m}}$ (ciclos/s; Hz)

As estruturas devem ter mecanismos da dissipação de energia (cinética e de deformação) que promovam a diminuição crescente do movimento. O amortecimento em estruturas é usualmente representado de uma forma idealizada, podendo ser simplesmente tratado como se de um amortecedor linear viscoso se tratasse (c - constante de amortecimento viscoso).

Em modelos experimentais tratados em laboratório, os fenómenos que contribuem para a dissipação de energia de vibração imposta no sistema são os efeitos térmicos resultantes da deformação elástica e do próprio atrito interno que se gera num sólido deformado [Chopra (1995)]. Em estruturas reais, muitos outros fenómenos contribuem para a dissipação de energia, tais como, a abertura e fecho de microfissuras e o atrito entre os elementos estruturais e não-estruturais. Torna-se quase impossível identificar e descrever matematicamente todos os mecanismos de dissipação de energia. Desta forma, define-se uma constante de amortecimento viscoso correspondente à energia dissipada por todos os fenómenos de amortecimento para amplitude de deformações dentro dos limites do comportamento linear elástico da estrutura.

Num sistema com amortecimento, ao dividir a equação do movimento pela massa, vem que

$$\ddot{u} + 2 \xi \omega_n \dot{u} + \omega_n^2 u = 0 \quad (3.7)$$

Nesta expressão ξ designa-se por coeficiente de amortecimento e é uma grandeza adimensional que representa a razão entre o amortecimento e o amortecimento crítico (c_{cr}), o qual corresponde ao valor mínimo de amortecimento para que não se observe oscilação. O coeficiente de amortecimento é dado pela expressão:

$$\xi = \frac{c}{c_{cr}} = \frac{c}{2m\omega_n} \text{ com } c_{cr} = 2m\omega_n \quad (3.8)$$

- Forças de restituição

As forças de restituição são forças internas que se opõem ao deslocamento imposto. Num sistema elástico linear, a relação força-deslocamento é linear. Numa estrutura real, para pequenas deformações pode-se admitir um comportamento linear, no entanto, para grandes deformações, a estrutura apresenta uma resposta não-linear - ver Figura 3.4. As forças de restituição passam a depender da história de deslocamentos imposta, i.e., passam a depender do deslocamento e da velocidade - $f_k(u, \dot{u})$.

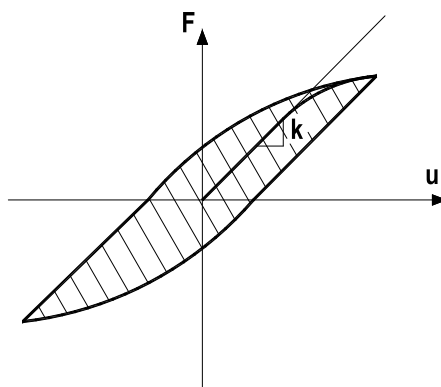


Figura 3.4 Forças de restituição de um sistema real para grandes deformações

A equação de equilíbrio (3.3) para um sistema inelástico pode ser reescrita da seguinte forma:

$$m \ddot{u} + c \dot{u} + f_k(u, \dot{u}) = -m \ddot{u}_g \quad (3.9)$$

A energia dissipada devido ao comportamento não-linear das estruturas para grandes deformações, às quais correspondem curvas força-deformação histeréticas, é dada pela área interior ao ciclo histerético - amortecimento histerético (área a sombreado representada na Figura 3.4).

O amortecedor viscoso não modela esta dissipação de energia. Na análise estática não-linear, o amortecimento histerético pode ser tratado admitindo uma relação tensão-deformação que simule o comportamento não-linear dos materiais ou modelando o comportamento inelástico através de uma relação força-deslocamento baseada em resultados experimentais. Estas relações podem ser obtidas para as estruturas ou, apenas, em ligações, componentes ou subestruturas, através de testes experimentais efectuados a baixa velocidade.

Na análise dinâmica, o amortecedor viscoso tem como objectivo modelar a energia dissipada para amplitudes de deformações dentro do limite elástico linear da estrutura. Uma abordagem possível para a modelação da dissipação de energia por histerese é a conversão desta energia para a mesma amplitude de deslocamento do amortecedor viscoso, definindo-se um *amortecimento viscoso equivalente* [Priestley et al. (1996)].

Pense-se então no equilíbrio do sistema em termos de energia:

- Energia do sistema

As várias parcelas de energia envolvidas no movimento dinâmico de um sistema, induzido por uma acção sísmica, podem ser obtidas por integração da equação de equilíbrio (3.9), vem que

$$\int_0^u m \ddot{u}(t) du + \int_0^u c \dot{u}(t) du + \int_0^u f_k(u, \dot{u}) du = - \int_0^u m \ddot{u}_g(t) du \quad (3.10)$$

A primeira parcela refere-se à energia cinética (E_c), correspondente à energia associada ao movimento, ou seja,

$$E_c(t) = \int_0^u m \dot{u}(t) du = \int_0^{\dot{u}} m \dot{u}(t) d\dot{u} = \frac{m\dot{u}^2}{2} \quad (3.11)$$

A segunda parcela refere-se à energia dissipada por amortecimento viscoso (E_a), ou seja,

$$E_a(t) = \int_0^u c \dot{u}(t) du \quad (3.12)$$

A terceira parcela corresponde ao somatório da energia potencial de deformação elástica (E_p) (recuperável) com a energia de deformação inelástica (dissipada sob a forma de calor e outras formas de energia não recuperáveis, incluindo, a energia de deformação plástica) - energia histerética (E_h). Desta forma, a energia dissipada por histerese é dada pela diferença entre a energia total e a energia recuperada, ou seja,

$$E_h(t) = \int_0^u f_k(u, \dot{u}) du - E_p(t) \quad (3.13)$$

com $E_p(t) = \frac{ku^2}{2}$

Na figura seguinte ilustra-se as parcelas de energia de deformação envolvidas na aplicação de um ciclo de carga-descarga a um sistema com comportamento não-linear. A energia dissipada no fim do ciclo corresponde à área limitada pelo diagrama força-deslocamento.

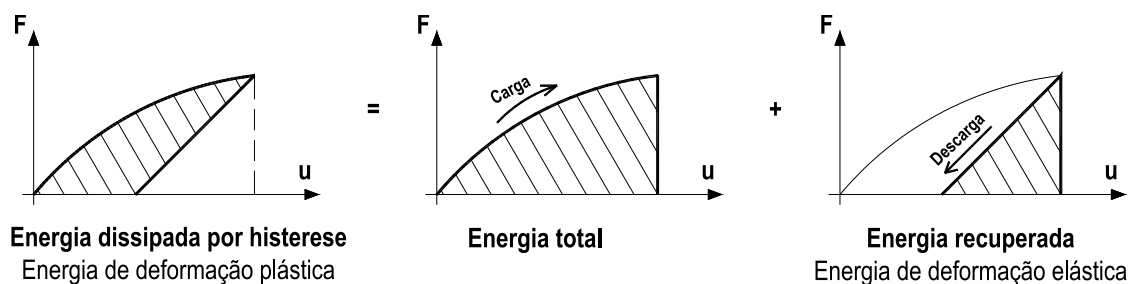


Figura 3.5 Energia envolvida num ciclo carga-descarga [fib Bulletin Nº.25 (2003)]

É de notar que no fim do evento sísmico, quando o sistema está em equilíbrio estático, a energia cinética e elástica são zero e portanto a energia dissipada é constituída pela energia de amortecimento (E_a) e pela energia de deformação inelástica (E_h). Estes dois termos deverão equilibrar a energia introduzida no sistema pela acção sísmica (E_i), sendo a energia histerética a parcela mais importante envolvendo deformações inelásticas significativas [Priestley et al. (1996)]. O equilíbrio em termos de energia vem:

$$E_a + E_h \geq E_i \quad (3.14)$$

- Energia dissipada num amortecedor viscoso

Se se considerar um sistema com comportamento elástico sujeito a uma acção harmónica $p(t) = p_0 \text{ sen } \omega t$, de amplitude p_0 e frequência da acção aplicada ω , a equação de equilíbrio é dado por

$$\begin{cases} m \ddot{u} + c \dot{u} + k u = p_0 \text{ sen } \omega t \\ u_0 = u(0) \text{ e } \dot{u}_0 = \dot{u}(0) \end{cases} \quad (3.15)$$

A solução desta equação diferencial é dada pela soma da solução geral da equação homogénea e uma qualquer solução particular da equação completa.

A solução geral da equação homogénea é do tipo $u_H(t) = e^{-\xi \omega_n t} (A \cos \omega_n t + B \text{ sen } \omega_n t)$ e as constantes A e B são obtidas através das condições iniciais. Esta solução corresponde à parcela estrutural em que a frequência é igual à frequência amortecida da estrutura e tenderá para zero.

A solução particular é do tipo $u_p(t) = C \text{ sen } \omega_n t + D \cos \omega_n t$, corresponde à parcela forçada, com frequência igual à frequência da acção aplicada (parcela estacionária). Para $\omega=0$ ter-se-ia o valor da resposta estática e para $\omega=\omega_n$ temos a máxima amplitude da resposta devido ao efeito de ressonância (efeito que ocorre quando a frequência da acção aplicada é próxima da frequência natural do sistema).

Então, se se considerar apenas a parcela estacionária, e sendo ϕ o ângulo de fase, a solução particular pode ser reescrita da seguinte forma:

$$u_p(t) = u_0 \text{ sen}(\omega t - \phi) \quad (3.16)$$

A energia cinética e potencial de deformação elástica no fim de um ciclo são zero, portanto, a energia introduzida no sistema num ciclo é dissipada pelo amortecedor viscoso e igual a:

$$E_a(t) = \int_0^u c \dot{u} du = \int_0^{2\pi/\omega} (c \dot{u}) \dot{u} dt = c \int_0^{2\pi/\omega} [u_0 \omega \cos(\omega t - \phi)]^2 dt = \pi c \omega u_0^2 \quad (3.17)$$

Conforme já referido, assumindo que a dissipação de energia por histerese (E_h) pode ser simulada por um amortecimento viscoso equivalente através da conversão desta energia para a mesma amplitude de deslocamento do amortecimento viscoso equivalente [Priestley et al. (1996)], define-se o coeficiente de amortecimento equivalente (ξ_{eq}). Este coeficiente permite correlacionar a energia dissipada por um amortecedor viscoso num ciclo de vibração (E_h) com a energia máxima absorvida pelo sistema elástico equivalente (E_p).

$$\frac{E_h}{E_p} = \frac{\pi c \omega u^2}{\frac{k u^2}{2}} \quad (3.18)$$

Nesta abordagem admite-se que $\omega = \omega_n$, ou seja, que a frequência da acção é aproximadamente igual à frequência própria do sistema - *ressonância* - quando o sistema é mais sensível ao amortecimento. Segundo *Chopra (1995)*, o coeficiente de amortecimento é exacto para uma frequência de oscilação $\omega = \omega_n$, conduzindo a resultados aproximados para outras gamas de frequência de oscilação. Desta forma, substituindo $\omega = \omega_n = \sqrt{k/m}$ em (3.18) e considerando (3.8), vem que o coeficiente de amortecimento equivalente pode ser obtido através da seguinte expressão:

$$\xi_{eq} = \frac{1}{4\pi} \frac{E_h}{E_p} \quad (3.19)$$

No entanto, é de referir que a aplicação desta metodologia para descrever o comportamento de um sistema solicitado por uma acção sísmica pode conduzir a uma resposta subestimada pois baseia-se na imposição de uma força harmónica onde não se considera a contribuição da parcela transitória e na admissão que a frequência de vibração é igual à da estrutura (*ressonância*) [*Belleri (2009)*].

Na Figura 3.6 ilustra-se a resposta histerética do sistema real e do sistema elástico equivalente com uma rigidez efectiva (k_{eff}).

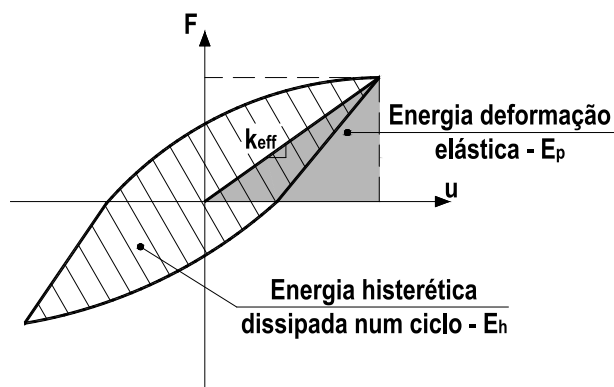


Figura 3.6 Energia histerética de dissipada num ciclo e energia de deformação elástica

3.3. INDICADORES DE AVALIAÇÃO DE DANOS ESTRUTURAIS

A concepção e o dimensionamento sísmico assentam no pressuposto que as estruturas possuem capacidade de dissipação de energia quando sujeitas a uma acção sísmica, conseguida sobretudo através da exploração do seu comportamento não-linear. Desta forma, para avaliar a resposta da estrutura, mostra-se importante a caracterização do comportamento não-linear das estruturas através

da quantificação do nível de danos estruturais, nomeadamente, em termos de capacidade de dissipação de energia e capacidade de deformação sem perda significativa de resistência (ductilidade).

A quantificação dos danos pode conduzir à definição de modelos de danos que permitem a previsão dos comportamentos e a avaliação da segurança das estruturas. A dificuldade desta quantificação, e sua uniformização, relaciona-se com a complexidade e diversidade dos comportamentos estruturais e das próprias acções a que estão sujeitas, assim como, na dificuldade em estabelecer as variáveis que permitam a caracterização desses comportamentos. A definição destas grandezas permite ainda a interpretação dos resultados das análises não-lineares e dos resultados experimentais.

No Bulletin nº.220 do CEB (1994) [CEB BI Nº. 220 (1994)] definem-se *parâmetros de dano* (d), como as grandezas físicas que permitem caracterizar a evolução do estado de dano da estrutura. Um parâmetro de dano assume valores entre dois limites: um limite inferior (d_t) abaixo do qual não se verifica dano e um limite superior que corresponde ao valor máximo (d_u) da propriedade em estudo.

A partir dos parâmetros de dano, ou da combinação destes, podem definir-se *índices de dano* (D), que permitem caracterizar o nível de dano da estrutura e a proximidade da estrutura ao colapso. O índice de dano apresenta um valor igual a 0 se o parâmetro de dano utilizado estiver abaixo do limite inferior (d_t), e será 1 se o parâmetro de dano apresentar o seu valor máximo (d_u). Pode definir-se então, genericamente, a relação entre o índice de dano (D) e o parâmetro de dano (d) através da expressão proposta por Powell e Allahab (1988), em que m é um parâmetro que afecta a andamento da curva:

$$D = \left(\frac{d - d_t}{d_u - d_t} \right)^m \quad (3.20)$$

É de salientar que a análise das grandezas físicas isoladamente pode não ser suficiente para compreender o comportamento e quantificar correctamente o nível de dano. Por exemplo, uma estrutura mais dúctil, que garante maiores deslocamentos horizontais, pode possuir grande capacidade de dissipação de energia podendo ser menos resistente. Por outro lado, uma estrutura menos dúctil e mais resistente pode apresentar a mesma capacidade de dissipação de energia, sendo igualmente eficaz. A análise da resposta de uma estrutura com base exclusivamente na sua capacidade de dissipação de energia ou na sua ductilidade pode não ser necessariamente suficiente para caracterizar o seu comportamento.

Outro aspecto importante é a influência do caminho de carga na acumulação de dano, nomeadamente o fenómeno de fadiga associado à repetição de ciclos. De facto, a dissipação de energia de uma estrutura sujeita a uma acção sísmica é alcançada, essencialmente, através da mobilização de comportamentos não-lineares, associados a danos devido a repetição de ciclos. Este fenómeno de

fadiga associado à repetição de ciclos pode provocar o colapso de um elemento estrutural para níveis de deformação inferiores à capacidade última de deformação para uma carga monotónica [Poljanšek et al. (2009)]. Este facto justifica a importância do estudo experimental do comportamento cíclico de um elemento estrutural.

Sendo um assunto de elevada complexidade, não existe uma uniformização na escolha dos indicadores que permitem a avaliação dos danos. Na tentativa de desenvolver modelos de avaliação de desempenho, que permitam criar metodologias uniformes e consensuais de interpretação de resultados de análises não-lineares e de resultados experimentais, surgem vários estudos científicos nesta matéria, referindo-se Mahin e Bertero (1981); Banon e Veneziano (1982); Park e Ang (1985); Krawitz et al. (1989) ou Meyer et al. (1988); Fajfar (1992); Cosenza et al. (1993), Mehanny (2001) e Altoontash (2004). A importância destes indicadores relaciona-se com a necessidade de uniformizar a comparação entre resultados diversificados, permitindo retirar conclusões sobre o comportamento não-linear das estruturas e da avaliação dos danos estruturais que podem ter implicações nas recomendações e normas com vista ao dimensionamento de estruturas.

3.3.1. Parâmetros de Dano

Os parâmetros de dano são utilizados para quantificar o comportamento estrutural, caracterizando o nível de degradação para um determinado nível de desempenho. Estes parâmetros podem ser definidos em termos da deformação inelástica - por exemplo, *deslocamento plástico e ductilidade* - ou em termos da redução das capacidades iniciais - nomeadamente, redução da *rigidez, resistência e capacidade de dissipação de energia*.

De seguida referem-se alguns parâmetros que se julgam interessantes para o estudo em desenvolvimento.

a) *Ductilidade*

A ductilidade em deslocamento corresponde a um parâmetro de dano, que caracteriza a capacidade de deformação inelástica para um determinado nível de resposta. Este parâmetro traduz a razão entre o deslocamento para um determinado nível de desempenho e um deslocamento de referência correspondente, em geral, ao início da cedência das armaduras (d_y), ou seja, a partir do qual se acentua o comportamento não-linear. Com o mesmo princípio, podem definir-se outros parâmetros de dano, nomeadamente, a ductilidade em rotação e curvatura. De seguida apresentam-se as expressões que permitem determinar a ductilidade:

$$\text{Em deslocamento: } \mu_d = \frac{d}{d_y} \quad (3.21)$$

$$\text{Em rotação: } \mu_\theta = \frac{\theta}{\theta_y} \quad (3.22)$$

$$\text{Em curvatura: } \mu_{1/r} = \frac{(1/r)}{(1/r)_y} \quad (3.23)$$

Em que d_y - deslocamento de cedência

θ_y - Rotação de cedência

$(1/r)_y$ - curvatura de cedência

A grande desvantagem deste parâmetro reside no facto da ductilidade não traduzir o efeito da repetição de cíclico com igual amplitude [Gomes (1992)].

b) “Drift”

O “drift” (d/L) caracteriza o desvio em termos de deslocamento, quantificado pela relação entre o deslocamento perpendicular ao eixo do elemento e a distância ao ponto de inflexão da deformada desse elemento. Este parâmetro constitui um indicador de desempenho prático que reflecte uma medida de dano, implementada em algumas normas e regulamentos [Bozorgnia e Bertero (2001)], no entanto, não reflecte o efeito da repetição de ciclos de igual amplitude.

c) *Deformação residual*

A deformação residual (d_r) é um parâmetro que traduz a deformação plástica permanente, reflectindo o efeito da repetição de ciclos de igual amplitude. No entanto, não inclui directamente o efeito da amplitude de deslocamento.

d) *Deformação residual normalizada*

A deformação residual normalizada constitui um indicador de deformação plástica adimensional que traduz o nível de dano. Este parâmetro pode ser obtido através da normalização da deformação residual relativamente ao deslocamento de cedência [Hose e Seible (1999)], contabilizando o efeito da repetição de ciclos de igual amplitude. Para níveis de deformações baixos, este parâmetro pode assumir valores inferiores à unidade.

$$RDI = \frac{d_r}{d_y} \quad (3.24)$$

e) *Rotação plástica*

A rotação plástica (θ_p) está associada à curvatura plástica. Admitindo a curvatura plástica constante ao longo do comprimento da rótula plástica, a rotação plástica pode ser obtida a partir dos resultados experimentais através da expressão [Hose e Seible (1999)]:

$$\theta_{pl} = \frac{d_p}{L} \quad (3.25)$$

Em que d_p - deformação plástica obtida pela diferença entre o deslocamento (d) e o deslocamento de cedência (d_y)

L - distância entre a secção crítica da rótula plástica e o ponto de momento nulo

f) *Rotação acumulada normalizada*

Para ter em conta o efeito da repetição de ciclos na acumulação de danos, *Banon e Veneziano (1982)* apresentam a rotação acumulada normalizada como um parâmetro de dano que reflecte a relação entre o valor de rotação acumulado nas excursões plásticas ($\sum \theta_{pl}$) e a rotação de cedência (θ_y), ao longo do ensaio.

$$NCR = \frac{\sum \theta_{pl}}{\theta_y} \quad (3.26)$$

g) *Rigidez normalizada*

A rigidez normalizada é um parâmetro que reflecte a evolução da rigidez e traduz-se na relação entre a rigidez num determinado passo de carga e a rigidez inicial. Em geral, a rigidez inicial corresponde a rigidez secante à curva para o deslocamento de cedência (associado ao início da cedência das armaduras). Este parâmetro permite analisar a evolução da rigidez nos ciclos de carga, descarga ou de uma rigidez secante para um determinado nível de deslocamento.

A interpretação deste parâmetro pode ter implicações no desenvolvimento de modelos de dano utilizados para prever a resposta estrutural, nomeadamente, em algumas metodologias e procedimentos desenvolvidos no âmbito do dimensionamento de estruturas por controlo de deslocamentos em que o comportamento global da estrutura é simulado como um sistema elástico equivalente [Priestley et al. (1996)]. Neste caso, torna-se necessário determinar a rigidez efectiva do sistema elástico equivalente que, na realidade, corresponderá à rigidez secante à curva histerética para um determinado nível de deslocamento. Desta forma, a rigidez efectiva normalizada (η_k) traduz a relação entre a rigidez efectiva do sistema elástico equivalente (K_{eff}) e a rigidez inicial (K_0) para um determinado nível de deslocamento e pode ser obtida através da seguinte expressão:

$$\eta_k = \frac{k_{eff}}{k_0} \quad (3.27)$$

em que

$$k_0 = \frac{F_y}{d_y}$$

$$k_{eff} = \frac{F}{d}$$

h) Resistência normalizada

À semelhança da rigidez, a evolução da degradação da resistência é um indicador de comportamento importante. A resistência pode ser normalizada relativamente à resistência na cedência (F_y) ou à resistência máxima ($F_{m\acute{a}x}$).

$$\eta_F = \frac{F}{F_{m\acute{a}x}} \quad (3.28)$$

i) Energia dissipada acumulada

A energia dissipada acumulada ao longo do tempo permite caracterizar o desempenho, considerando o efeito da repetição de ciclos de igual amplitude. A energia dissipada pode ser obtida através da seguinte expressão, que representa a área delimitada no diagrama força-deslocamento experimental:

$$w = \int_0^t F(t) \cdot \dot{d} \cdot dt = \int_0^\delta F(t) d\delta \quad (3.29)$$

em que $F(t)$ - força e d - deslocamento

j) Energia dissipada normalizada

A energia dissipada normalizada constitui um parâmetro relevante na caracterização do desempenho, no entanto, não contabiliza o nível de deformação observado. Na tentativa de normalizar este parâmetro energético relativamente a uma energia conhecida, na bibliografia surgem várias formas de adimensionalização. *Poljanšek et al. (2009)* sintetiza as formas de normalização da energia dissipada:

- A energia dissipada pode ser normalizada relativamente à energia potencial na cedência, contabilizada como o dobro da energia armazenada elasticamente através do produto entre a força de cedência e o deslocamento de cedência ($F_y d_y$):

$$\overline{E_{h,y}} = \frac{E_h}{F_y \cdot d_y} \quad (3.30)$$

- A energia dissipada pode ser normalizada relativamente a energia na rotura devido a um aumento monotónico de deformação lateral, expressa através do produto entre a força de cedência (F_y) e o deslocamento correspondente à rotura (d_u), contabilizando desta forma o efeito do nível de deformação observado:

$$\overline{E}_{h,u} = \frac{E_h}{F_y \cdot d_u} \quad (3.31)$$

- A energia dissipada pode ser normalizada de forma a contabilizar o “drift” através do produto entre a força de cedência e o vão de corte (L_v):

$$\overline{E}_{h,L} = \frac{E_h}{F_y \cdot L_v} \quad (3.32)$$

k) *Coefficiente de ductilidade relativo à energia dissipada*

Admitindo um sistema elastoplástico perfeito que apresenta um deslocamento máximo sob um aumento monotónico de deformação lateral semelhante ao deslocamento acumulado do sistema real - ilustrado na Figura 3.7 -, a energia dissipada é dada por:

$$E_{h,mon} = F_y \cdot (d_{u,mon} - d_y) \quad (3.33)$$

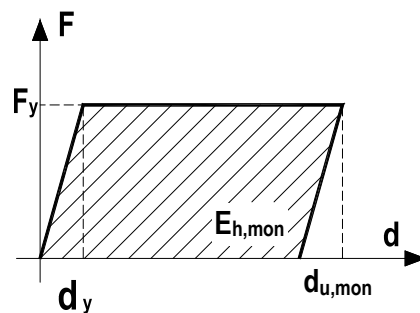


Figura 3.7 Energia dissipada num sistema elastoplástico perfeito

Se se dividir a expressão (3.33) pelo produto entre a força de cedência e o deslocamento de cedência ($F_y d_y$), e considerando a definição de energia dissipada normalizada dada pela expressão (3.30), estabelece-se o coeficiente de ductilidade relativo à energia dissipada monotonicamente proposto por *Mahin e Bertero (1981)*, dado pela expressão seguinte:

$$\mu_{h,mon} = \overline{E}_{h,mon} + 1 \quad (3.34)$$

Numericamente, este coeficiente é igual à ductilidade em deslocamento de um sistema elastoplástico perfeito que monotonicamente dissipa a mesma energia do sistema real [*Bozorgnia e Bertero (2001)*].

Goel (1997) utiliza os parâmetros de dano baseados na energia dissipada para comparar a resposta sísmica de sistemas simétricos e não-simétricos, tendo observado que, apesar da capacidade de energia total dos sistemas ser semelhante, o nível de exigência na capacidade dissipativa de alguns elementos flexíveis do sistema não-simétrico pode ser superior. Neste estudo, a resposta histerética dos elementos não se exibiu como uma característica intrínseca dos elementos, mostrando-se altamente dependente da solicitação imposta.

Poljanšek et al. (2009) propõem exprimir a energia dissipada por um sistema elastoplástico simétrico num ciclo completo de amplitude de deslocamento (d_u) em função de um parâmetro de caracterização da forma do diagrama histerético (α_w), através da expressão seguinte:

$$E_{h,ciclo} = 4 \cdot \alpha_w \cdot F_y \cdot (d_u - d_y) \quad (3.35)$$

em que α_w – parâmetro de caracterização da forma do diagrama histerético, apresentando os valores médios, propostos por Kunnath e Chai (2004), de 0.75 para sistemas bilineares (como o aço), 0.50 para sistemas com degradação (como o betão armado) e 0.25 para sistemas não-dúcteis.

Para um elemento sujeito a uma acção cíclica, o autor define um número de ciclos equivalente (n_{eq}) através do quociente entre a energia total dissipada ($E_{h,acum}$) e a energia dissipada num ciclo ($E_{h,ciclo}$), i.e., $n_{eq} = E_{h,acum}/E_{h,ciclo}$. Admitindo que a energia total é dissipada num único ciclo de amplitude igual ao deslocamento acumulado final ($d_{u,acum}$), pode-se reescrever a expressão 3.35:

$$E_{h,acum} = 4 \cdot \alpha_w \cdot F_y \cdot (d_{u,acum} - d_y) \quad (3.36)$$

Desta forma, pode-se rescrever a expressão 3.34 e estabelece-se a relação entre o coeficiente de ductilidade relativo à energia dissipada para uma acção cíclica:

$$\overline{E_{h,acum}} = 4 \cdot \alpha_w \cdot (\mu_{h,acum} - 1) \quad (3.37)$$

3.3.2. Índices de Dano

Conforme já referido, a partir dos parâmetros podem estabelecer-se índices de dano com o propósito de traduzir níveis de dano estrutural entre a “ausência de dano” (0) e a rotura (1). De seguida apresentam-se alguns índices relevantes:

a) Índice de ductilidade normalizada

Cosenza et al. (1993) utiliza um índice de dano estrutural baseado no conceito de ductilidade em deslocamento para um carregamento monotónico ($\mu_{d,mon} = d_{u,mon}/d_y$) e para uma acção cíclica ($\mu_{d,acum} = d_{u,acum}/d_y$). O índice proposto apresenta o valor de zero se o deslocamento verificado for igual ao deslocamento de cedência (ou seja, ausência de dano). Por outro lado, se o deslocamento

for igual ao deslocamento correspondente à rotura então o índice assume o valor igual a um (correspondente ao colapso).

$$DI_{\mu} = \frac{\mu_{d,acum} - 1}{\mu_{d,mon} - 1} \quad (3.38)$$

No entanto, trata-se de um índice que não reflecte directamente o efeito do dano acumulado, sendo calculado a partir do valor de pico da variável base normalizado relativamente à capacidade última, não depende do caminho de carga e não reflecte a acumulação de dano devido à repetição de ciclos com igual amplitude.

b) *Índice de energia dissipada normalizada*

O índice de dano estrutural baseado no coeficiente de ductilidade relativo à energia dissipada para um carregamento monotónico ($\mu_{h,mon}$) e para uma acção cíclica ($\mu_{h,acum}$) pode ser obtido através da expressão seguinte [Cosenza et al. (1993)]:

$$DI_h = \frac{\mu_{h,acum} - 1}{\mu_{h,mon} - 1} \quad (3.39)$$

Trata-se de um índice que não contabiliza o efeito da acumulação de dano. Neste sentido, é referir que Cosenza et al. (1993) apresenta uma comparação entre vários modelos de dano, nomeadamente, o modelo proposto por Banon e Veneziano (1982), o modelo apresentado por Krawinkler e Zohrei (1983), definindo um índice que assume uma lei de acumulação de dano linear devido à fadiga, e o modelo de Park e Ang (1985).

Darwin e Nmai (1986) desenvolvem um índice de dano baseado na energia de dissipação em vigas sujeitas a cargas cíclicas. A energia de dissipação total é normalizada relativamente à energia de deformação elástica num ciclo completo cuja amplitude provoca a cedência. Tratando-se de uma viga apenas sujeita a cargas cíclicas, admitiu-se que as rótulas plásticas se formam nas extremidades da viga. Desta forma, o índice é definido em função da energia dissipada (E_h), deslocamento de cedência (d_y), da força que provoca a cedência para momentos negativos (F_y) e da armadura longitudinal superior (A_{s2}) e inferior (A_{s1}), através da expressão:

$$DI = \frac{E_h}{0.5 \cdot F_y \cdot d_y \cdot \left[1 + \left(\frac{A_{s2}}{A_{s1}} \right)^2 \right]} \quad (3.40)$$

O trabalho apresentado por Darwin e Nmai (1986) é sustentado em resultados experimentais. É de salientar que o índice de dano proposto não traduz o efeito da acumulação de dano devido à repetição de ciclos.

c) Índice de Dano de Park-Ang

O índice de *Park e Ang (1985)* apresenta uma extensa aplicação, resultante da sua simplicidade e vasta calibração experimental). Trata-se de um índice de dano combinado que pretende contabilizar a combinação dos efeitos da resposta em termos deslocamento correspondente à rotura e a energia histerética dissipada, dado pela expressão:

$$DI_{PA} = \frac{d_{u,acum}}{d_{u,mon}} + \beta \frac{E_h}{F_y \cdot d_{u,mon}} \quad (3.41)$$

Park e Ang (1985) propõem a definição do parâmetro (β), que reflecte a degradação dos elementos de betão armado, através de uma função que depende do esforço de corte, esforço axial e taxa de armadura longitudinal e de confinamento, obtida através de uma curva de regressão calibrada a partir de cerca de 260 resultados obtidos experimentalmente. A mediana dos valores β (baseados em ensaios experimentais) é de cerca de 0.15 [*Cosenza et al. (1993)*]. Apesar de ser um índice de dano muito utilizado devido à sua simplicidade e vasta calibração experimental, *Cosenza et al. (1993)* aponta algumas das suas limitações: por definição um índice de dano igual a 0 deve traduzir a ausência de dano, no entanto, perante uma resposta elástica (em que a energia dissipada é nula e deslocamento último é o deslocamento de cedência), como é facilmente perceptível, a expressão devolve um valor diferente de zero; da mesma forma, o colapso deveria corresponder a um valor do índice de dano igual a um, porém, perante uma resposta monotónica o índice poderá apresentar valores superiores à unidade; O autor também salienta o facto do parâmetro que reflecte a degradação cíclica (β) não ser dependente do caminho de carga.

Park et al. (1985) sugerem uma classificação do dano que permite a comparação entre os danos observados e o índice de dano calculado.

Quadro 3.1 – Classificação do dano Park et al. (1985)

Nível de dano	Índice de dano	Danos observáveis
I	DI < 0.1	Não existe dano visível; fendilhação reduzida localizada
II	0.1 ≤ DI < 0.25	Danos mínimos; fendilhação distribuída
III	0.25 ≤ DI < 0.4	Danos moderados; fendilhação severa; destacamento localizado
IV	0.4 ≤ DI < 1.0	Danos Severos; esmagamento; armaduras expostas
V	DI > 1.0	Perda de resistência do elemento

d) Índice de Dano de Krazzig

Kratzig *et al.* (1989) propõe um índice baseado na dissipação de energia normalizada relativamente à máxima energia associada à rotura devido a um carregamento monotónico (E_u^+ , E_u^-). Como forma de contabilizar uma energia comparável com a energia monotónica, nesta formulação é definido o conceito de semi-ciclo parcial primário (E_{Pi}) e semi-ciclo parcial subsequente (E_{Si}). Define-se um novo semi-ciclo primário sempre que a amplitude imposta exceda a envolvente existente, ou seja, basicamente os primários estabelecem-se nos primeiros semi-ciclos de amplitude $d_{i+1} > d_i$. A energia acumulada é calculada separadamente para força positiva e negativa, ou seja, nos semi-ciclos primários positivos e negativos (E_{P1}^+ , E_{P1}^-) e nos semi-ciclos positivos e negativos subsequentes (E_{S1}^+ , E_{S1}^-). Na Figura 3.8 é ilustrada a contabilização de dois ciclos consecutivos.

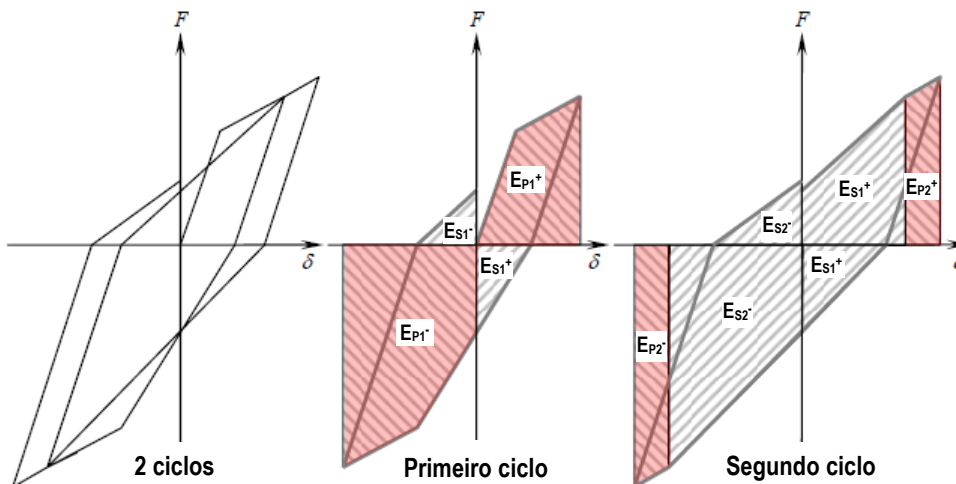


Figura 3.8 Modelo de dano Kratzig et al. (1989) - Cálculo da energia [citado por Altoontash (2004)]

Em cada direcção, podem-se obter os índices de dano intermédios através das expressões seguintes:

$$DI^+ = \frac{\sum E_{Pi}^+ + \sum E_{Si}^+}{E_u^+ + \sum E_{Si}^+} \quad (3.42)$$

$$DI^- = \frac{\sum E_{Pi}^- + \sum E_{Si}^-}{E_u^- + \sum E_{Si}^-} \quad (3.43)$$

A rotura está associada ao momento em que a energia dissipada nos semi-ciclos primários excede a energia monotónica. Sendo o índice de dano total obtido através da expressão seguinte:

$$DI = (DI^+ + DI^- - DI^+ \cdot DI^-) \leq 1.0 \quad (3.44)$$

A rotura ocorre quando o índice de dano total apresenta um valor superior a um.

e) Índice de Dano de Mehanny

Mehanny (2001) propõe um índice de dano baseado no índice anterior, no entanto, em função da acumulação de deformação. A escolha de um índice de dano em deformação plástica, em vez de energia, é fundamentada em resultados experimentais que indicam que a utilização de um indicador de comportamento em deformação é suficiente para reflectir os modos de rotura fundamentais. A definição de semi-ciclo parcial primário e semi-ciclo parcial subsequente, implementada no modelo de dano de Kratzig *et al.* (1989), permite contabilizar o efeito da acumulação de danos por repetição de ciclos.

O parâmetro de dano utilizado é a rotação plástica (θ_p), que caracteriza a deformação plástica não recuperada. Um semi-ciclo novo iniciar-se-á sempre que o incremento de deformação mude de direcção e sempre que a amplitude de deformação plástica imposta exceder a magnitude da deformação plástica anterior.

Na Figura 3.9 apresenta-se a identificação das metades de semi-ciclos primários e subsequentes numa história de deslocamentos genérica.

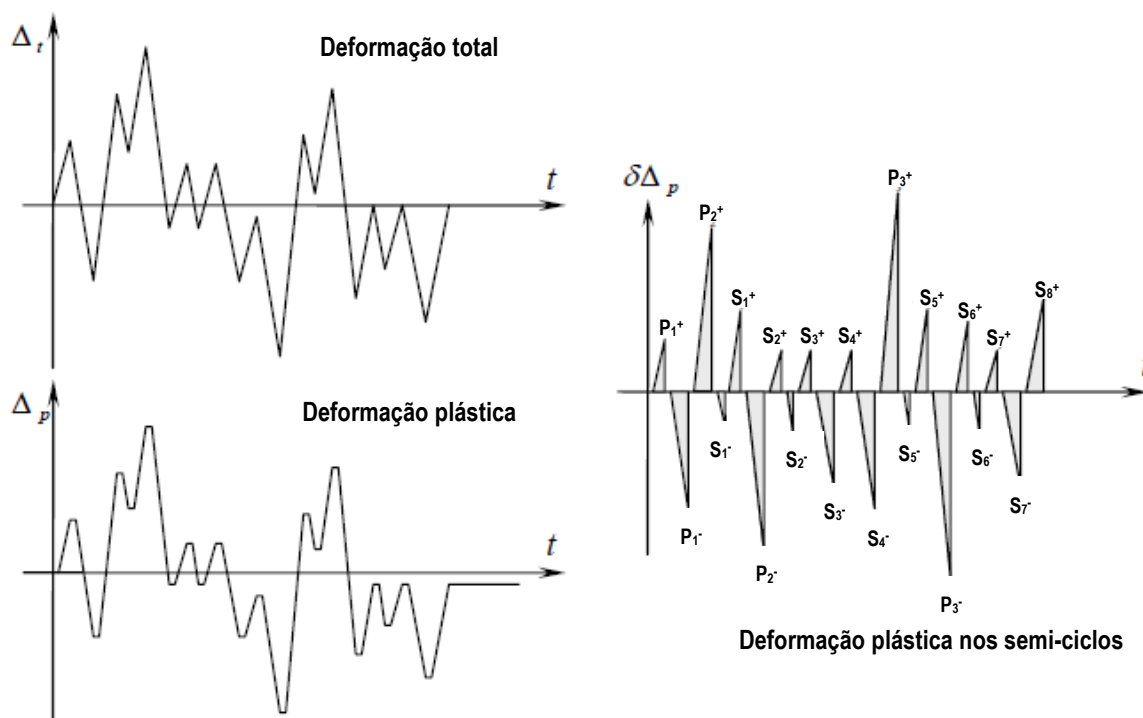


Figura 3.9 Índice de dano de Mehanny (2001) – Identificação de metade de semi-ciclo primário (MSCP) e subsequente (MSCS) [citado por Altoontash (2004)]

Podem determinar-se índices de dano positivos e negativos, obtidos através das expressões seguintes:

$$D_{\theta}^{+} = \frac{(\theta_p^{+}|_p)^{\alpha} + (\sum \theta_p^{+}|_s)^{\beta}}{(\theta_{pu}^{+})^{\alpha} + (\sum \theta_p^{+}|_s)^{\beta}} \quad (3.45)$$

$$D_{\theta}^{-} = \frac{(\theta_p^{-}|_p)^{\alpha} + (\sum \theta_p^{-}|_s)^{\beta}}{(\theta_{pu}^{-})^{\alpha} + (\sum \theta_p^{-}|_s)^{\beta}} \quad (3.46)$$

em que $\theta_p |_p$ - deformação plástica no semi-ciclo primário corrente

$\sum \theta_p |_s$ - somatório da deformação plástica em semi-ciclos anteriores

θ_{pu} - capacidade de deformação plástica última

α , β e γ - coeficientes de calibração do índice de dano

O índice é avaliado no fim de semi-ciclos consecutivos e atualizado de acordo com a natureza do semi-ciclo seguinte. Por exemplo, se a amplitude no passo $i+1$ ($\theta_p |_{i+1}$) exceder a magnitude do semi-ciclo primário corrente, então, estabelece-se um novo semi-ciclo primário. O termo $\theta_p |_p$ é atualizado para o valor corrente ($\theta_p |_{i+1}$), sendo o valor do anterior ($\theta_p |_i$) adicionado ao termo $\sum \theta_p^{+}|_s$. No entanto, se o valor de deformação caracterizar um semi-ciclo subsequente, então, é simplesmente adicionado ao termo $\sum \theta_p^{+}|_s$.

A rotura ocorre quando a deformação plástica dos semi-ciclos primários exceder a capacidade de deformação última (θ_{pu}), o índice de dano total é obtido combinando os índices de dano intermédios através da expressão seguinte:

$$D_{\theta} = \sqrt[\gamma]{(D_{\theta}^{+})^{\gamma} + (D_{\theta}^{-})^{\gamma}} \leq 1.0 \quad (3.47)$$

Os valores em expoente α , β e γ são coeficientes obtidos da calibração através de resultados experimentais e analíticos. Os valores propostos por *Mehanny (2001)* para pilares de betão armado são apresentados na tabela seguinte:

Tabela 3.1 – Coeficientes de calibração do índice de dano [Mehanny (2001)]

	Pilares de betão armado
α	1.00
β	1.50
γ	6.00

3.4. MÉTODOS DE ENSAIOS EXPERIMENTAIS

A caracterização experimental do comportamento dinâmico não linear de estruturas pode ser conseguida através da realização dos seguintes tipos de ensaios:

- Os ensaios em plataforma sísmica, onde o modelo físico é sujeito a um movimento imposto na base, simulando um movimento do solo, através de um acelerograma natural ou gerado artificialmente. É o tipo de ensaio mais realista, permitindo simular as forças de inércia na estrutura através de massas distribuídas e aferir o comportamento não-linear e os modos de rotura da estrutura.

No entanto, o elevado custo do equipamento (plataforma sísmica) e dos modelos de ensaio faz com que este tipo de ensaio tenha uma aplicação mais restritiva.

- Os ensaios pseudo-dinâmicos são ensaios híbridos, isto é, combinam os ensaios quasi-estáticos com simulação numérica. As forças de inércia, de amortecimento (viscoso) e as forças sísmicas são simuladas numericamente, sendo as forças de restituição aferidas a partir do ensaio experimental do modelo físico. Trata-se de um processo iterativo, em que a resolução da equação de movimento (3.48) permite calcular os deslocamentos a impor ao modelo físico. As forças de restituição são obtidas através de um ensaio quasi-estático. Desta forma é possível caracterizar o comportamento não-linear e os modos de rotura da estrutura.

$$m \ddot{u}(t) + c \dot{u}(t) + f_k(u(t)) = -m \ddot{u}_s(t) \quad (3.48)$$

Forças de inércia *Forças de amortecimento (viscoso)* *Forças de Restituição* *Forças sísmicas*

A maior desvantagem deste tipo de ensaio deve-se ao facto da deformação dos materiais poder ser sensível à velocidade, podendo conduzir a resultados inválidos quando comparados com um sismo real.

- Os ensaios quasi-estáticos consistem na imposição de deslocamentos/forças estáticas equivalentes em ligações, componentes ou sub-estruturas, induzindo uma resposta inelástica a uma parte da estrutura que concentra o comportamento não-linear. As forças de restituição obtidas podem ser utilizadas para validar e desenvolver modelos numéricos que permitam estimar o comportamento sísmico de uma estrutura.

De forma a simular o comportamento dos elementos e as respectivas condições de fronteira são efectuadas subdivisões na estrutura considerando que os pontos de inflexão da deformada, em geral, para zonas de elevada sismicidade, se localizam aproximadamente a meia-altura dos

pilares e a meio-vão da viga. Na Figura 3.10 apresentam-se algumas subdivisões possíveis tendo em vista a configuração do ensaio: modelo viga-pilar de extremidade; modelo viga-pilar interior; modelo de pilar e modelo de viga.

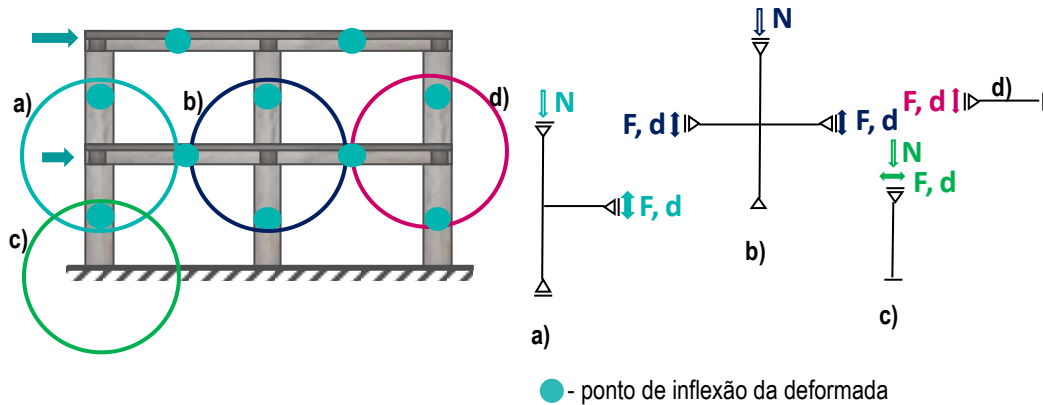


Figura 3.10 Sub-estruturação – Esquema da configuração do ensaio: (a) modelo viga-pilar de extremidade; (b) modelo viga-pilar interior; (c) modelo de pilar; (d) modelo de viga [adaptado de Proença, IST]

A configuração do ensaio deve ser concretizada de forma a induzir o comportamento expectável na sub-estrutura. As condições de fronteira devem ser materializadas o mais próximo possível à situação real através de ligações que permitam os deslocamentos esperados. Finalmente, numa extremidade predefinida do modelo é aplicada a história de deslocamentos/força.

Os ensaios quasi-estáticos são ensaios lentos, tomando a participação da massa na produção de forças de inércia e o amortecimento desprezáveis. Nestas condições, trata-se do equilíbrio entre a força exterior imposta e as forças de restituição, a equação de equilíbrio traduz a igualdade entre as forças de restituição e a acção imposta.

$$m\ddot{u} = 0; c\dot{u} = 0 \implies ku = F(t) \quad (3.49)$$

Desta forma, os ensaios quasi-estáticos permitem a obtenção das forças de restituição do sistema e observar o comportamento inelástico.

O estudo em desenvolvimento tem como objectivo a análise do comportamento não-linear da zona crítica da viga junto à ligação ao pilar, pelo que se optou pela realização de uma campanha de ensaios experimentais quasi-estáticos. No item seguinte referem-se algumas recomendações e normas para a realização de ensaios quasi-estáticos.

3.4.1. Procedimentos de ensaio quasi-estáticos

Inerente ao pressuposto da concepção e dimensionamento sísmico que assume a possibilidade de explorar o comportamento inelástico das estruturas, é provável que as estruturas apresentem danos que se reflectem ao nível da capacidade resistente e da deformação. Desta forma, a avaliação

experimental da resposta histerética de ligações, componentes ou subestruturas demonstra-se importante.

No entanto, dada a diversidade das acções sísmicas e de configurações estruturais, não existe uma única ou melhor história de carregamento a aplicar no procedimento de ensaio. Um aspecto a considerar na definição da história de carregamento adequada será a sua capacidade de induzir e captar o efeito da acumulação de dano devido à acção de um carregamento cíclico. O procedimento a utilizar num ensaio experimental terá que provocar uma história de deformações próxima da real, a qual depende de vários aspectos. As histórias de carregamentos podem ser baseadas em sismos reais, as quais dependem da intensidade e da gama de frequências da acção. De igual importância, será o número e a amplitude de ciclos a impor face às características do sistema estrutural a ensaiar. A sequência de ciclos a impor deve ser crescente de forma a contemplar a gama de amplitudes possíveis. Face ao exposto, a história de carregamentos a impor deve ser conservativa e representativa.

Na bibliografia encontram-se algumas recomendações no sentido de uniformizar os procedimentos de ensaios cíclicos, particularmente, em elementos metálicos [ATC Report Nº 24 (1992); SAC Joint Venture (1997); ACI T1.1-01 (2001), ECCS (1985)]. Eventualmente, a existência de mais recomendações de ensaios cíclicos em elementos metálicos pode estar relacionada com a facilidade no manuseamento e na realização destes ensaios cujos resultados têm menor dispersão do que em elementos de betão armado.

O ECCS (*European Convention for Constructional Steelwork*) publicou recomendações para o procedimento de ensaios para avaliação do comportamento de elementos metálicos sujeitos a acções cíclicas [ECCS (1985)]. Este documento recomenda a imposição de uma história de deslocamentos cíclicos e reversíveis e de amplitudes crescentes baseada no deslocamento de cedência (d_y), com o valor de $\pm\Delta = \pm 0.25 d_y, \pm 0.5 d_y, \pm 0.75 d_y, \pm d_y, \pm 2d_y$ e $\pm(2+2n) d_y$, admitindo repetições de três ciclos para amplitude de deslocamento superiores a d_y . Para determinação da amplitude do deslocamento de cedência positivo e negativo é recomendada a realização de ensaios monotónicos. O critério de paragem do ensaio é remetido para os requisitos das normas. Na Figura 3.11 ilustra-se o procedimento proposto pelo ECCS (1985).

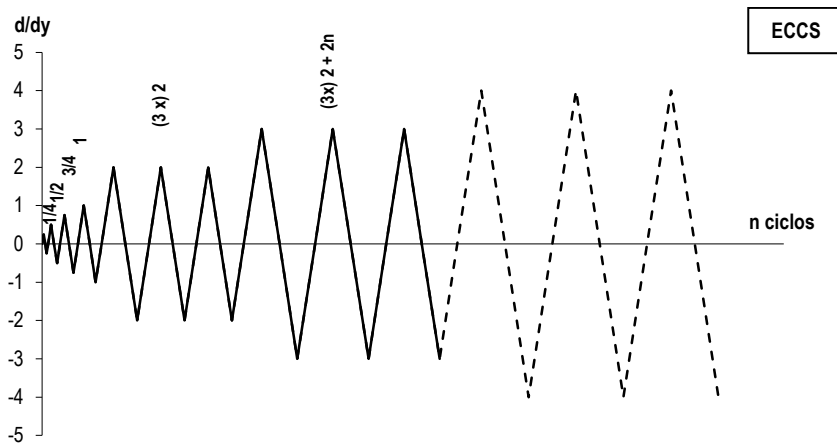


Figura 3.11 História de deslocamentos cíclicos e reversíveis – ECCS (1985)

Para interpretação dos resultados, no ECCS (1985) são definidos alguns parâmetros de avaliação do comportamento (ilustrados na Figura 3.12).

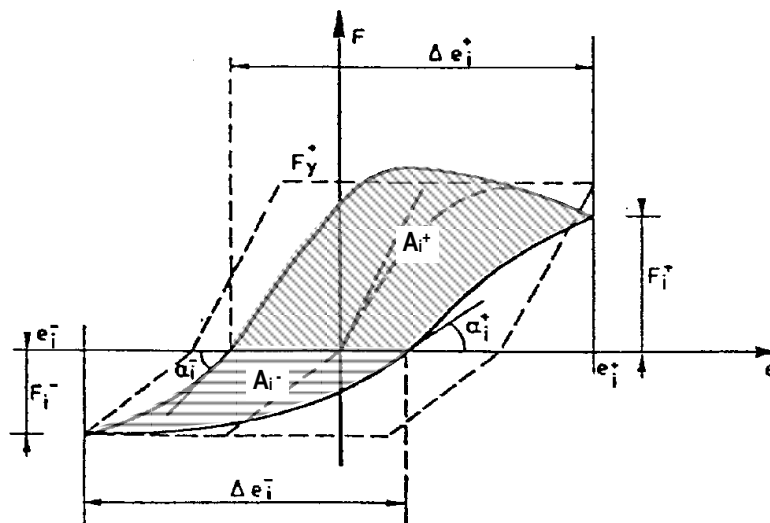


Figura 3.12 Parâmetros de desempenho ECCS [ECCS (1985)]

- Parâmetros de interpretação de cada ciclo, definidos a partir de grandezas físicas:

$e_i^{+/-}$ - valor absoluto do deslocamento máximo positivo e negativo no ciclo i , traduzindo a deformação máxima positiva e negativa no ciclo i

$F_i^{+/-}$ - valor da força correspondente ao deslocamento $e_i^{+/-}$

$\Delta e_i^{+/-}$ - valor absoluto do deslocamento máximo aplicado no semi-ciclo em força positiva ou negativa no ciclo i

$\text{tg}(\alpha_i^{+/-})$ - inclinação da tangente à curva força-deslocamento quando a força muda de sinal no ciclo i

$A_i^{+/-}$ - área do diagrama força-deslocamento correspondente ao semi-ciclo em força positiva e negativa

- Parâmetros de desempenho de cada ciclo:

$\mu_{oi}^{+/-}$ - ductilidade parcial para deslocamento positivo e negativo

$$\mu_{oi}^{+/-} = \frac{e_i^{+/-}}{e_y^{+/-}} \quad (3.50)$$

$\mu_i^{+/-}$ - ductilidade total para deslocamento aplicado no semi-ciclo em força positiva ou negativa

$$\mu_i^{+/-} = \frac{\Delta e_i^{+/-}}{e_y^{+/-}} \quad (3.51)$$

$\psi_i^{+/-}$ - coeficiente de ductilidade total para o deslocamento aplicado no semi-ciclo em força positiva ou negativa

$$\psi_i^{+/-} = \frac{\Delta e_i^{+/-}}{e_i^+ + e_i^- - e_y^{+/-}} \quad (3.52)$$

$\varepsilon_i^{+/-}$ - taxa de resistência, traduzindo a evolução da resistência

$$\varepsilon_i^{+/-} = \frac{F_i^{+/-}}{F_y^{+/-}} \quad (3.53)$$

$\xi_i^{+/-}$ - taxa de rigidez, traduzindo a evolução da rigidez

$$\xi_i^{+/-} = \frac{tg(\alpha_i^{+/-})}{tg(\alpha_y^{+/-})} \quad (3.54)$$

$\eta_i^{+/-}$ - coeficiente de energia absorvida que traduz a relação entre a energia absorvida no semi-ciclo em força positiva ou negativa e a energia armazenada num sistema elastoplástico equivalente

$$\eta_i^{+/-} = \frac{A_i^{+/-}}{F_y^{+/-} (e_i^+ + e_i^- - e_y^+ - e_y^-)} \quad (3.55)$$

- Parâmetros de desempenho de cada grupo de três ciclos de igual amplitude:

- Os valores mínimos dos parâmetros $\psi_i^{+/-}(\mu_{oi}^{+/-})$, $\varepsilon_i^{+/-}(\mu_{oi}^{+/-})$, $\xi_i^{+/-}(\mu_{oi}^{+/-})$, e a média dos valores do parâmetro $\eta_i^{+/-}(\mu_{oi}^{+/-})$ em cada grupo de três ciclos, em que $(\mu_{oi}^{+/-})$ correspondente a ductilidade parcial do último ciclo do grupo
- $\varepsilon_i^{+/- * }(\mu_{oi}^{+/-})$ - redução da taxa de resistência positiva e negativa entre o último e primeiro ciclo de cada grupo de três ciclos de igual amplitude, traduzindo a degradação da resistência devido à repetição de ciclos

$$\varepsilon_i^{+/- * }(\mu_{oi}^{+/-}) = \frac{F_i^{+/-}}{F_{i-2}^{+/-}} \quad (3.56)$$

- Parâmetros de desempenho do ensaio
 - Análise da evolução dos parâmetros de desempenho ao longo do ensaio em função da ductilidade parcial (μ_o): $\psi(\mu_o)$, $\varepsilon(\mu_o)$, $\xi(\mu_o)$, $\eta(\mu_o)$ e $\varepsilon^*(\mu_o)$.

No Relatório nº 24 do ATC (*Applied Technology Council*) [ATC Report Nº 24 (1992)] estabelecem-se regras para ensaios cíclicos de elementos de estruturas metálicas. Admitindo uma amplitude de referência igual ao deslocamento de cedência, a história de deslocamentos é constituída por seis ciclos de amplitude inferior à cedência, seguidos por repetições de ciclos de amplitude crescente até se verificar deterioração severa devido à repetição de ciclos.

Para dar resposta ao comportamento frágil observado em estruturas constituídas por elementos metálicos soldados no sismo de Northridge na Califórnia (1994), a FEMA (*Federal Emergency Management Agency*) criou o SAC (*Seismic Design Criteria for steel moment frame construction*). Numa primeira fase deste projecto foi utilizado o procedimento de ensaio previsto pelo ATC Report Nº 24 (1992). Posteriormente, tendo-se constado dificuldade e incerteza na determinação do deslocamento de cedência, desenvolveu-se um procedimento de ensaio baseado no “drift” [SAC Joint Venture (1997)]. A história de carregamentos proposta - ilustrado na Figura 3.13 - caracteriza-se por conter mais ciclos elásticos (associados aos fenómenos observados durante o sismo de Northridge [Krawinkler (2009)]).

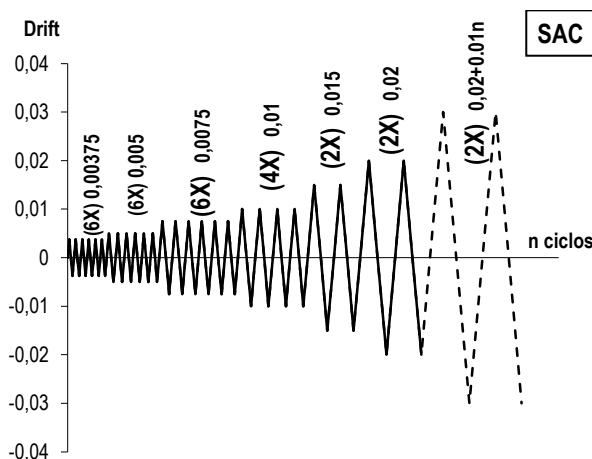


Figura 3.13 História de deslocamentos cíclicos e reversíveis – SAC Joint Venture (1997)

O ACI publicou um documento ACI T1.1-01 (2001) que define os requisitos mínimos para validar experimentalmente a utilização, em zonas de elevada intensidade sísmica, de elementos em estruturas que assumam o princípio de viga fraca-pilar forte que não satisfaçam as exigências regulamentares preconizadas no ACI 318.

Este documento define a configuração e dimensionamento dos modelos experimentais, o procedimento de ensaio e os critérios de aceitação.

O intuito do procedimento de ensaio experimental proposto é a validação da resposta de um elemento face aos requisitos das normas. A escala utilizada deve ser tal que permita captar os fenómenos físicos em estudo. Refere-se ainda que, em geral, em elementos em zonas de elevada sismicidade, o ponto de inflexão se localiza a meio-vão do elemento. Neste documento é apenas referido que quando a magnitude da carga gravítica é relevante, a sua presença no ensaio deve ser tida em conta.

Este documento recomenda a imposição de uma história de deslocamentos cíclicos e reversíveis correspondentes a níveis de “drifts” crescentes, considerando três repetições para cada nível de “drift”. O “drift” inicial deve ser tal que conduza a uma resposta linear do modelo. Os níveis de “drifts” subsequentes devem ser 1.25 a 1.5 vezes superiores ao anterior e o ensaio deve prosseguir até um “drift” de 3.5%.

O documento refere que a sequência de ciclos com “drifts” gradualmente crescente simula de forma mais realista os efeitos da acção sísmica. Na realidade, a capacidade de deformação de uma estrutura sujeita a uma acção sísmica dependerá sua resposta. Para uma acção sísmica próxima, um único impulso pode solicitar a capacidade de deformação máxima da estrutura, assim, a imposição de um único ciclo com um nível de “drift” máximo ao modelo experimental seria suficiente para obter a resposta. No entanto, para simular uma acção sísmica afastada (mais frequente) é mais adequada a imposição de vários pequenos ciclos precedendo um ciclo de maior amplitude.

Nos comentários ao documento *ACI T1.1-01 (2001)* é apresentada um exemplo da sequência proposta, ilustrado na Figura 3.14.

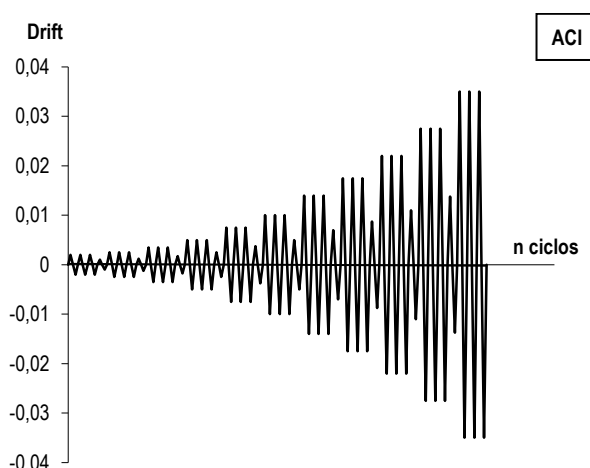


Figura 3.14 História de deslocamentos cíclicos e reversíveis – ACI T1.1-01 (2001)

A validação do comportamento observado baseia-se na análise da resposta histerética do modelo experimental. Na Figura 3.15 ilustra-se o diagrama força lateral ou momento (representado genericamente pela grandeza E) versus “drift” imposto, onde se ilustram os parâmetros de avaliação utilizados.

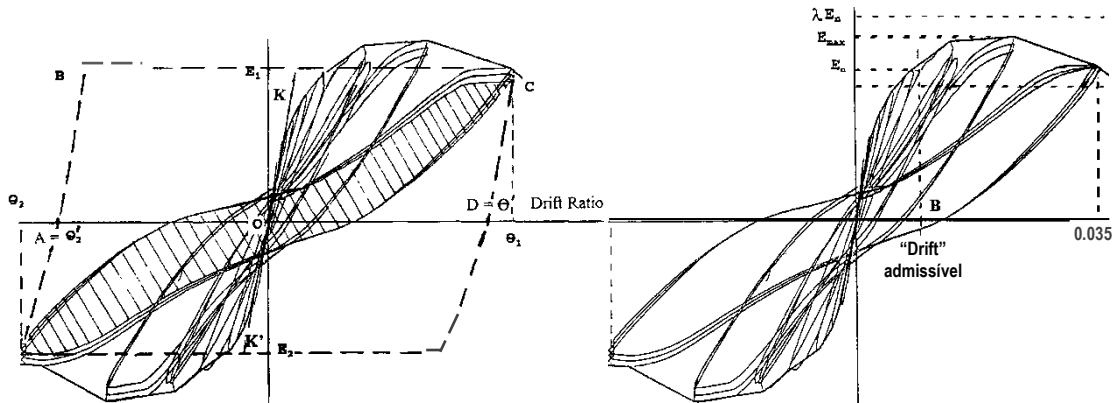


Figura 3.15 Parâmetros utilizados para avaliar os critérios de aceitação [ACI T1.1-01 (2001)]

A aceitação da resposta depende do cumprimento dos seguintes critérios:

- A capacidade resistente nominal não-majorada (E_n) deve ser atingida para um nível de “drift” inferior ao admissível na norma, de forma a garantir uma rigidez inicial adequada.
- A relação entre a resistência máxima do elemento ($E_{m\acute{a}x}$) e a resistência nominal (E_n) não deve ser superior ao valor da sobrerresistência de dimensionamento (admitindo um princípio viga fraca – pilar forte, λ representa o factor de sobredimensionamento da capacidade resistente de flexão dos pilares relativamente às vigas), prevenindo assim roturas indesejáveis.
- Para o terceiro ciclo de um nível de “drift”, não inferior a 3.5%, deve-se garantir que:
 - A capacidade resistente deve ser pelo menos de 75% da máxima ($E_{m\acute{a}x}$).
 - A energia dissipada relativa (β) não deve ser inferior a 1/8. Este índice representa a relação entre a energia dissipada (A_h - correspondente à área sombreada no diagrama força-deslocamento da Figura 3.15) e a área circunscrita nos paralelogramos definidos pela rigidez inicial e o pico de resistência em cada ciclo, e pode ser obtido através da expressão seguinte:

$$\beta = \frac{A_h}{(E_1 + E_2) \cdot (\theta_1' + \theta_2')} \quad (3.57)$$

- A relação entre a rigidez secante à curva, entre “drifts” de ± 0.0035 , e a rigidez inicial deve ser superior a 0.05 pois abaixo deste limite representa uma deformação elevada para forças laterais baixas e, portanto, uma resposta não aceitável.

O PEER (*Pacific Earthquake Research Center*) é um centro de investigação de referência na área da Engenharia sísmica sediada na Universidade da Califórnia, no qual colaboram diversas instituições de investigação e educação. Este centro tem como principais funções desenvolver investigação na área, validar e divulgar o conhecimento com o intuito de implementar metodologias de dimensionamento

baseadas no desempenho sísmico. Tendo em consideração a importância de caracterizar correctamente o comportamento estrutural dos elementos de betão armado e das ligações, no PEER têm-se vindo a desenvolver trabalhos experimentais neste domínio e esforços de uniformização dos procedimentos de ensaios cíclicos. Estes trabalhos conduziram à criação de bases de dados de resultados experimentais de ensaios cíclicos, nomeadamente, o *PEER Column Performance Database* e o *PEER Bridge Performance Database*. Neste último trabalho desenvolvido na Universidade da Califórnia, em San Diego, *Hose e Seible (1999)* propõem uma metodologia de avaliação do desempenho baseada na classificação do comportamento estrutural em 5 níveis de desempenho, apresentando a descrição qualitativa (fendilhação, cedência, início e desenvolvimento do mecanismo local e degradação da resistência) e quantitativa (em termos de abertura de fendas, orientação das fendas e nível de descasque do recobrimento). Finalmente, é proposta a quantificação de parâmetros de desempenho para caracterização da resposta, tais como, a extensão no aço e betão, a ductilidade, a rotação plástica, o “*drift*”, o índice de deformação residual, a rigidez efectiva normalizada e o coeficiente de amortecimento equivalente. A classificação do comportamento de pilares de pontes através destes parâmetros visa a implementação de uma metodologia de dimensionamento sísmico baseada no desempenho estrutural.

3.4.2. Trabalhos científicos relevantes

Como já referido, muitos são os trabalhos de experimentais sobre ensaios cíclicos em pilares e mesmo em nós viga-pilar (entendido como a intersecção dos dois elementos). A um nível local, os principais problemas das subestruturas viga-pilar que podem provocar uma resposta hysterética inadequada estão associados a mecanismos de rotura frágeis, devidos a: inadequado confinamento nas zonas críticas; armadura transversal insuficiente nos nós; resistência insuficiente nos pilares e deficiências na ancoragem da armadura longitudinal e transversal. A um nível global, estes problemas podem degenerar em sistemas viga forte - pilar fraco, exibindo mecanismos de rotura localizados e indesejados associados a deformações excessivas.

No presente estudo, pretende-se estudar a ligação viga-pilar admitindo que a zona crítica se desenvolve na viga. Importa portanto abordar estudos científicos sobre ensaios cíclicos em vigas. De seguida apresentam-se os estudos científicos e conclusões mais relevantes.

Brown e Jirsa (1971) apresentaram os resultados de um estudo experimental, envolvendo ensaios cíclicos de 12 vigas de betão armado. O modelo experimental foi materializado através de uma viga em consola.

O objectivo do estudo foi analisar o efeito da história de carregamento na resistência, na ductilidade e no modo de rotura observado, fazendo variar o carregamento - monotónico, cíclico unidireccional e cíclico reversível - o afastamento da armadura transversal e o vão de corte.

O estudo salienta a influência do esforço transversal no comportamento histerético das vigas em estudo. Os autores identificam que o comportamento não-linear observado como uma combinação do efeito de *Bauschinger* nas armaduras, deformações por corte, refecho de fendas e escorregamentos da armadura longitudinal na zona ancoragem.

Os resultados demonstram que a redução do afastamento dos estribos permite uma resposta histerética mais estável e uma capacidade de dissipação de energia superior. A redução do vão de corte ou o aumento do esforço transversal conduz a uma rotura por corte prematura, reduzindo o número de ciclos até à rotura.

Ma et al. (1976) realizou um trabalho experimental e analítico sobre o comportamento das zonas críticas que se formam na viga junto à ligação viga-pilar. Admitindo que o ponto de inflexão da viga se localiza a meio-vão, o modelo experimental foi materializado através de uma viga em consola com um comprimento correspondente a metade do vão da viga. A campanha experimental compreendeu o ensaio de 9 vigas à escala 1:2, pretendendo-se estudar: o efeito da presença da laje; da relação entre a armadura longitudinal inferior e superior; da existência de cintas envolvendo os varões não restringidos; da presença de esforço transversal elevado variando o vão de corte e da imposição de histórias de deslocamento cíclicas e reversíveis e monotónicas.

Os resultados mostram que a consideração do efeito da presença da laje na configuração do modelo com uma secção em T conduz a um aumento da resistência para momentos na direcção “forte”. Ao considerar uma quantidade de armadura inferior igual à armadura superior, conseguem-se acréscimos de dissipação de energia. Ao introduzir cintas suplementares, permitindo cintar varões comprimidos não restringidos pelos estribos, verificaram-se acréscimos significativos de dissipação de energia. Nas vigas com um vão de corte menor verificou-se rotura prematura por corte.

No que se refere à imposição de histórias de deslocamento diferentes, concluíram que a viga sujeita a uma história de deslocamentos cíclicos e reversíveis com amplitude gradualmente crescente apresentou uma capacidade de dissipação de energia superior do que a viga sujeita directamente a deslocamentos cíclicos e reversíveis de grande amplitude. De facto, a capacidade de dissipação de energia depende da história de deslocamentos imposta.

Scribner e Wight (1978) realizaram uma campanha de ensaios cíclicos na subestrutura viga-pilar, admitindo que o ponto de inflexão se localiza a meia altura do pilar e a meio-vão da viga. No

dimensionamento do modelo foi ponderado o princípio viga fraca - pilar forte, sendo o comportamento não-linear expectável na zona crítica da viga. O programa experimental compreendendo o ensaio cíclico de 12 vigas em consola (4 vigas à escala real e 8 vigas a metade da escala real), apresentando a viga uma secção em T. Foi aplicada uma história de deslocamentos cíclicos, reversíveis com amplitudes crescentes, baseada na amplitude do deslocamento de cedência para momentos negativos e positivos.

O principal objectivo do estudo era avaliar experimentalmente o efeito da colocação de uma armadura longitudinal intermédia, na alma da viga, a fim de controlar a rotura por corte e a degradação da rigidez em elementos de betão armado sujeitos à repetição de acções reversíveis. Foram também parâmetros de análise: a dimensão dos modelos; o vão de corte; o diâmetro e o tipo de armadura de esforço transversal e a percentagem de armadura longitudinal.

Os autores observaram que algumas características se mantinham no comportamento de todos os modelos. Desta forma, os autores observaram que, no desenvolvimento do comportamento não-linear, as fendas inclinadas mantêm-se abertas até que a deformação plástica residual nas armaduras (anteriormente traccionadas) seja anulada em compressão durante a solicitação na direcção oposta. A sequência de imposição de deslocamentos alternados e reversíveis conduz ao cruzamento das fendas que se formam nas duas direcções, de forma aproximadamente perpendicular ao eixo longitudinal do elemento. Neste sentido, a expectativa dos autores seria de interceptar as fendas com a colocação de uma armadura intermédia, protelando a degradação do elemento, garantindo uma resposta histerética mais estável e uma maior dissipação de energia.

O comprimento da rótula plástica observado foi aproximadamente igual à altura útil da viga, não sendo alterado pela colocação das armaduras intermédias. No entanto, nos modelos com um vão de corte menor verificou-se um comprimento de rótula plástica menor, indicando uma tendência para se observar uma rotura por corte.

A encurvadura das armaduras comprimidas foi condicionante na limitação da resposta estável dos modelos. Face à dimensão dos varões utilizados, os autores observaram que a dimensão e resistência dos estribos seriam mais relevante que o seu afastamento para controlar a encurvadura.

Nmai e Darwin (1986) realizaram uma campanha de ensaios cíclicos de 7 modelos de vigas de betão armado, admitindo uma percentagem de armadura longitudinal baixa. Assumindo que o ponto de inflexão se situa a meio-vão, o modelo experimental consistiu numa viga em consola apresentando um comprimento correspondente a metade do vão.

Neste estudo pretendeu-se avaliar o efeito da variação da percentagem de armadura longitudinal, transversal, o afastamento dos estribos e a relação entre a armadura longitudinal inferior e superior. Os resultados foram analisados em termos de capacidade de energia dissipada, tendo sido aplicado um índice de dano proposto em trabalhos anteriores.

Os autores salientam a influência do esforço transversal na degradação da resposta histerética. O nível de esforço transversal induzido pelas acções horizontais depende da capacidade resistente de flexão da viga e, portanto, da quantidade de armadura de flexão. Neste sentido, o esforço transversal observado foi menor nas vigas com percentagens de armadura longitudinal mais baixas, tendo apresentado uma degradação menos acentuada e um melhor desempenho cíclico.

Os resultados demonstram que a redução do afastamento dos estribos e o aumento da relação entre a armadura longitudinal inferior e superior permitem a imposição de um maior número de ciclos e uma capacidade de dissipação de energia maior. No entanto, numa estrutura real o aumento da armadura inferior pode ser contraproducente visto que, ao aumentar a capacidade resistente de flexão, o nível de esforço transversal induzido pelas cargas horizontais poderá ser superior.

Sucuoğlu e Erberik (2004) apresentaram um trabalho sobre a dissipação de energia sísmica devido à repetição de ciclos. Este trabalho é sustentado por uma campanha de ensaios experimentais que compreendeu 12 vigas de betão armado sujeitas a histórias de deslocamentos com amplitude constante e 4 vigas sujeitas a histórias de deslocamentos com amplitude variáveis obtidos a partir de registos de sismos reais. Para interpretação dos resultados, a definição dos ciclos é efectuada entre 2 pontos consecutivos de força nula, o que se traduz na determinação de uma ductilidade absoluta e efectiva.

Os autores observaram a variabilidade da degradação da resistência e da rigidez face ao efeito de acções repetidas. Tendo constatado que a energia dissipada depende do caminho de carga (número de ciclos, amplitude dos mesmos e sua sequência), propõem um modelo de dano baseado na energia.

Proença et al. (2006) apresentaram um trabalho experimental que compreendeu a realização de ensaios cíclicos em 30 vigas de aço.

Os autores referem que a imposição de uma história de deslocamentos cíclicos, reversíveis permite a determinação da ductilidade, dos índices de desempenho e a observação do comportamento histerético do elemento mas não contabiliza o efeito das forças gravíticas. Desta forma, neste estudo foi implementado um procedimento de ensaio que pretende contabilizar o efeito das forças gravíticas na resposta de uma viga sujeita a acções horizontais. Para tal, é proposta a imposição de uma história de deslocamentos cíclicos a partir do estabelecimento da força gravítica (expressa como uma

percentagem da força que provoca a cedência), onde a rotura é definida como o instante em que o elemento não apresenta capacidade suficiente para resistir à força gravítica.

Os autores observaram que a contabilização da força gravítica conduz à imposição de uma história de deslocamentos não simétrica, observando-se acumulação de deformação e uma resposta histerética não-simétrica.

Walker e Dhakal (2008) apresentam um estudo que teve como principal objectivo a avaliação dos valores regulamentares da extensão limite dos materiais para as três classes de exigência da *NZS 3101 (2006)*. Na regulamentação da Nova Zelândia *NZS 3101 (2006)*, a pormenorização das potenciais rótulas plásticas que se formam numa estrutura é estabelecida de acordo com a capacidade de deformação local requerida nestas zonas. De acordo com o nível de exigência, as zonas críticas são classificadas em três classe - *namely ductile, limited ductile e nominally ductile* - baseadas na deformação plástica requerida em termos de extensão limite nos materiais. A regulamentação Neozelandesa admite a possibilidade de formação de dois tipos de rótula plástica na viga: *reversíveis* - em zonas de elevada sismicidade, correspondente à formação de 2 rótulas nas extremidades da viga; *unidireccionais* - na presença de forças gravíticas significativas que induzem a formação de uma rótula no vão, provocando a acumulação de deformação unidireccional nas rótulas plásticas.

O estudo compreendeu a realização de uma campanha de ensaios experimentais visando a definição de regras para rótulas bidireccionais e unidireccionais de classe *nominally ductile*. Foram realizados 8 ensaios cíclicos em vigas em consola de classe *nominally ductile*, pormenorizadas de acordo com as disposições construtivas preconizadas pelo *NZS 3101 (2006)*, fazendo variar: a tensão de cedência das armaduras longitudinais; percentagem de armadura longitudinal; afastamento dos estribos; a largura da viga e a história de deslocamentos imposta.

Neste trabalho experimental foram aplicados dois tipos de história de deslocamentos no ensaio dos modelos de viga: um para induzir a formação de uma rótula reversível e outro para induzir a formação de uma rótula unidireccional. De modo a estudar a rótula plástica reversível foi imposto ao modelo uma história de deslocamentos cíclicos e alternados correspondentes "*drifts*" crescentes, admitindo duas repetições para cada amplitude. Para induzir a formação de uma rótula unidireccional, aplicou-se ao modelo uma história de deslocamentos/"*drifts*" semelhante à anterior, em que a descarga cessava no instante em que a força correspondente a 75% da força de cedência fosse restabelecida.

Nas Figura 3.16 e Figura 3.17 ilustra-se a história de deslocamentos/"*drifts*" imposta e a resposta histerética correspondente à formação de uma rótula reversível e unidireccional no modelo experimental de viga.

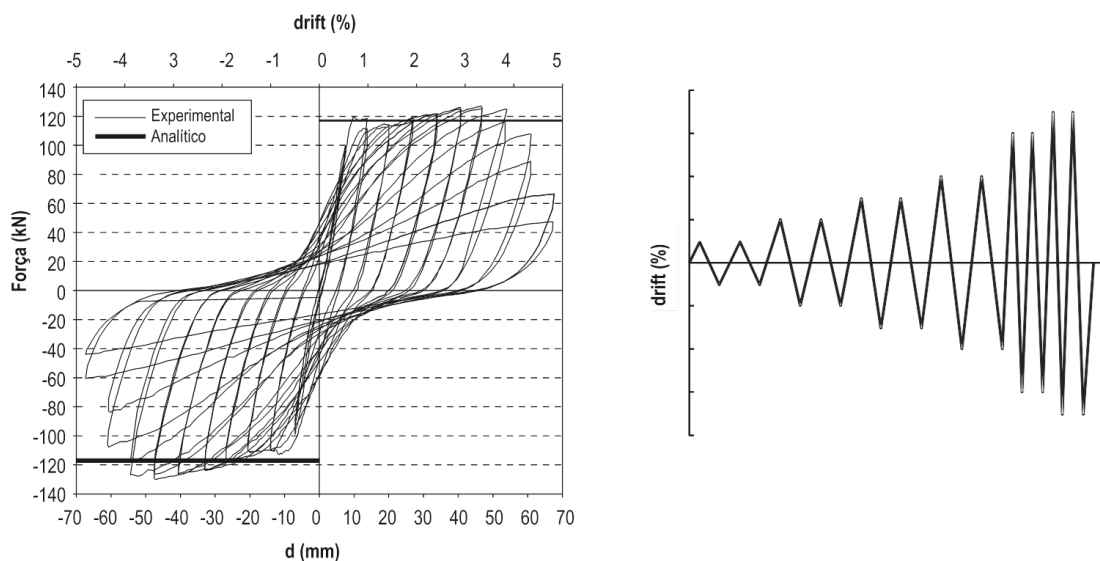


Figura 3.16 História de deslocamentos/"drifts" imposta e a resposta histerética correspondente à formação da rótula reversível [Walker e Dhakal (2008)]

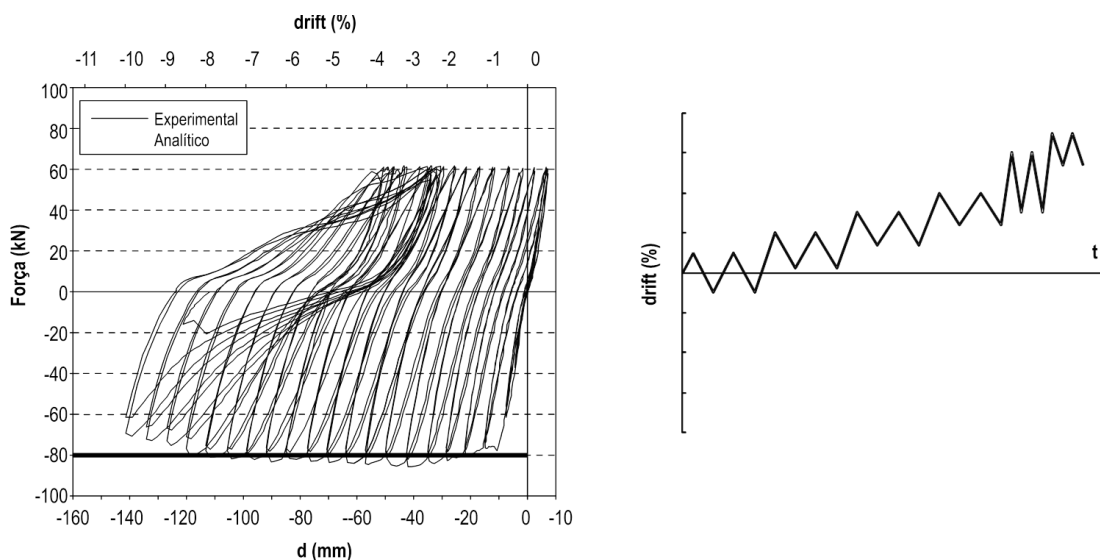


Figura 3.17 História de deslocamentos/"drifts" imposta e a resposta histerética correspondente à formação da rótula unidireccional [Walker e Dhakal (2008)]

Como se pode observar nos gráficos anteriores, a capacidade de deformação observada nas rótulas unidireccionais é superior à das rótulas reversíveis.

Os resultados obtidos experimentalmente foram interpretados em termos de curvaturas (em vez de extensões limites nos materiais) e comparados com os previstos na norma NZS 3101 (2006) - ver Capítulo 2. Os autores constataram que os valores da norma são conservativos, especialmente no que se refere às rótulas unidireccionais onde as exigências são superiores e a capacidade de deformação também.

3.5. APRESENTAÇÃO DOS MODELOS EXPERIMENTAIS

3.5.1. Introdução

Pretende-se estudar o comportamento de ligações viga-pilar sujeitas a acções cíclicas através da realização de ensaios quasi-estáticos. Os ensaios consistem na indução da resposta inelástica à parte da estrutura que concentra o comportamento não-linear. Tendo-se admitido que o comportamento não-linear se concentra na zona da viga, a definição do modelo experimental é condicionada pela observação do comportamento de uma viga inserida num pórtico.

Num pórtico sujeito a deslocamentos horizontais, o ponto de momento nulo ou o ponto de inflexão da deformada da viga localiza-se a meio-vão desta (Figura 3.18 a)). Quando sujeito a cargas verticais, o ponto de inflexão situa-se aproximadamente a um quarto do vão da viga (Figura 3.18 b)). Quando o pórtico está simultaneamente sujeito a cargas gravíticas e a deslocamentos horizontais, a posição do ponto de momentos nulos depende da importância do valor da carga gravítica, da rigidez relativa entre a viga e os pilares e da própria capacidade resistente da viga. Para efeitos de definição do modelo experimental admitiu-se que o ponto de momento nulo se situa numa posição intermédia, permitindo reduzir o modelo para um terço do vão da viga (Figura 3.18 c) e d)).

Desta forma, o modelo simplificado corresponde a uma viga em consola com um comprimento de $L/3$. Como se pretende apenas analisar o comportamento da viga, o pilar é substituído por um bloco rígido de forma a garantir o encastramento (Figura 3.18 e)). O modelo foi ensaiado com a viga na posição vertical devido a condicionamentos do sistema de ensaio.

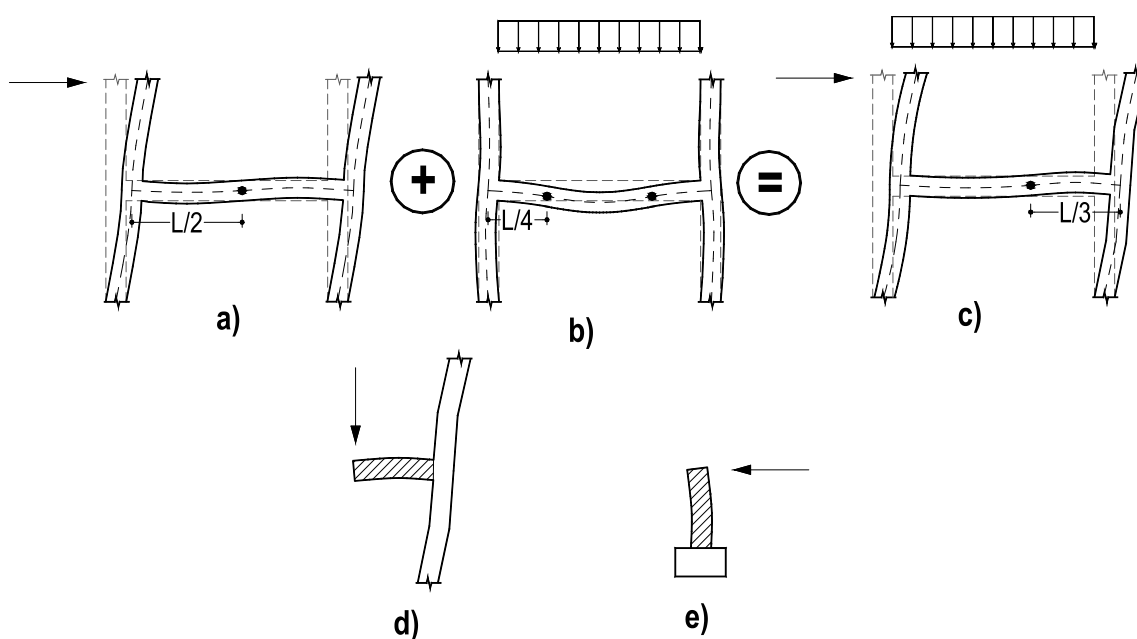


Figura 3.18 Concepção da geometria do modelo experimental de referência

Dada a natureza dos esforços a que estão sujeitas e a existência da laje de piso, as vigas são elementos sujeitos à flexão simples que apresentam secções não-simétricas em termos de armadura e geometria. Em particular na região crítica junto à ligação viga-pilar, a armadura superior é, em geral, maior do que a armadura inferior.

Na bibliografia disponível, a maior parte dos ensaios cíclicos realizados correspondem a vigas com secções rectangulares considerando, apenas, a diferenciação entre a armadura superior e inferior [CEB BI Nº. 220 (1994)]. No entanto, em termos de geometria, face à existência da laje, verifica-se que a flexão mobiliza uma largura de banzo efectivo maior do que a largura da alma, correspondendo a uma secção transversal não rectangular mas em L ou em T. A secção real apresenta assim, para um momento flector, uma largura diferente na zona traccionada e na zona comprimida. E, apesar da prática corrente ser concentrar a armadura da viga na largura da alma, a armadura da laje, distribuída na largura efectiva do banzo para além da largura da alma, também contribuirá para a resistência da secção e para o comportamento do elemento [Booth (1994)]. No dimensionamento das vigas, este facto poderá conduzir a resistências reais superiores às previstas no cálculo e, conseqüentemente, pode conduzir à formação das rótulas plásticas para os pilares (mecanismo a evitar).

Desta forma, importa analisar o comportamento cíclico de vigas de betão armado que apresentam uma secção transversal não simétrica, em termos de geometria e de armadura. Por forma a simular com mais rigor o comportamento da viga julga-se importante a consideração da não-simetria no modelo experimental.

3.5.2. Geometria do modelo

Na Figura 3.19 apresenta-se a geometria do modelo experimental. O modelo representa uma viga de extremidade, à escala real, inserida numa estrutura porticada, com um vão de 4.5 m. Pretendendo-se caracterizar o comportamento da rótula plástica que se forma junto da ligação viga-pilar. De acordo com o referido na secção anterior, o modelo reduz-se a uma consola com 1.5 m de vão.

Pretende-se estudar experimentalmente o comportamento da zona crítica na extremidade da viga cujo comportamento seja condicionado predominantemente pela flexão. A presença de um nível de esforço transversal elevado influencia o comportamento dos elementos de betão armado, provocando uma degradação da rigidez e uma redução da capacidade de dissipação de energia, normalmente, associadas a modos de roturas frágeis. A influência do esforço transversal no comportamento do elemento é traduzida na relação de corte (α), sendo que os trabalhos desenvolvidos neste domínio apontam para a um valor crítico para a relação de corte (cerca de 2 a 2.5) a partir do qual o comportamento em flexão será predominante [CEB BI Nº.161 (1983)]. No caso em estudo, sendo o

deslocamento imposto no topo do modelo (correspondente ao ponto de momento nulo), a relação de corte é de,

$$\alpha = \frac{M}{V \cdot d} = \frac{L_V}{d} = \frac{1.5}{0.464} = 3.23 \quad (3.58)$$

em que M - momento flector na secção do encastramento;

V - esforço transversal;

d - altura útil da secção

Sendo o vão de corte (L_V) de:

$$L_V = \frac{M}{V} = 1.5 \text{ m} \quad (3.59)$$

Desta forma, é expectável que a rotura seja condicionada predominantemente pela flexão.

Em termos de geometria, o modelo experimental de referência é constituído por uma viga de betão armado, apresentando uma secção transversal em T, com 0.25 m de largura da alma, 0.75 m de largura efectiva do banzo (face à existência de laje) e 0.50 m de altura. A viga apresenta um comprimento total de 1.65m, sendo que nos últimos 0.50 m a secção da viga passa a ser rectangular de modo a permitir a ligação ao actuador. O pilar foi substituído por um bloco rígido com 0.70 m de altura e 0.50 m de largura, apresentando uma redução de secção de modo a possibilitar a colocação dos perfis metálicos de fixação do provete ao “*strong-floor*”. Na figura seguinte é apresentada a geometria do modelo de referência.

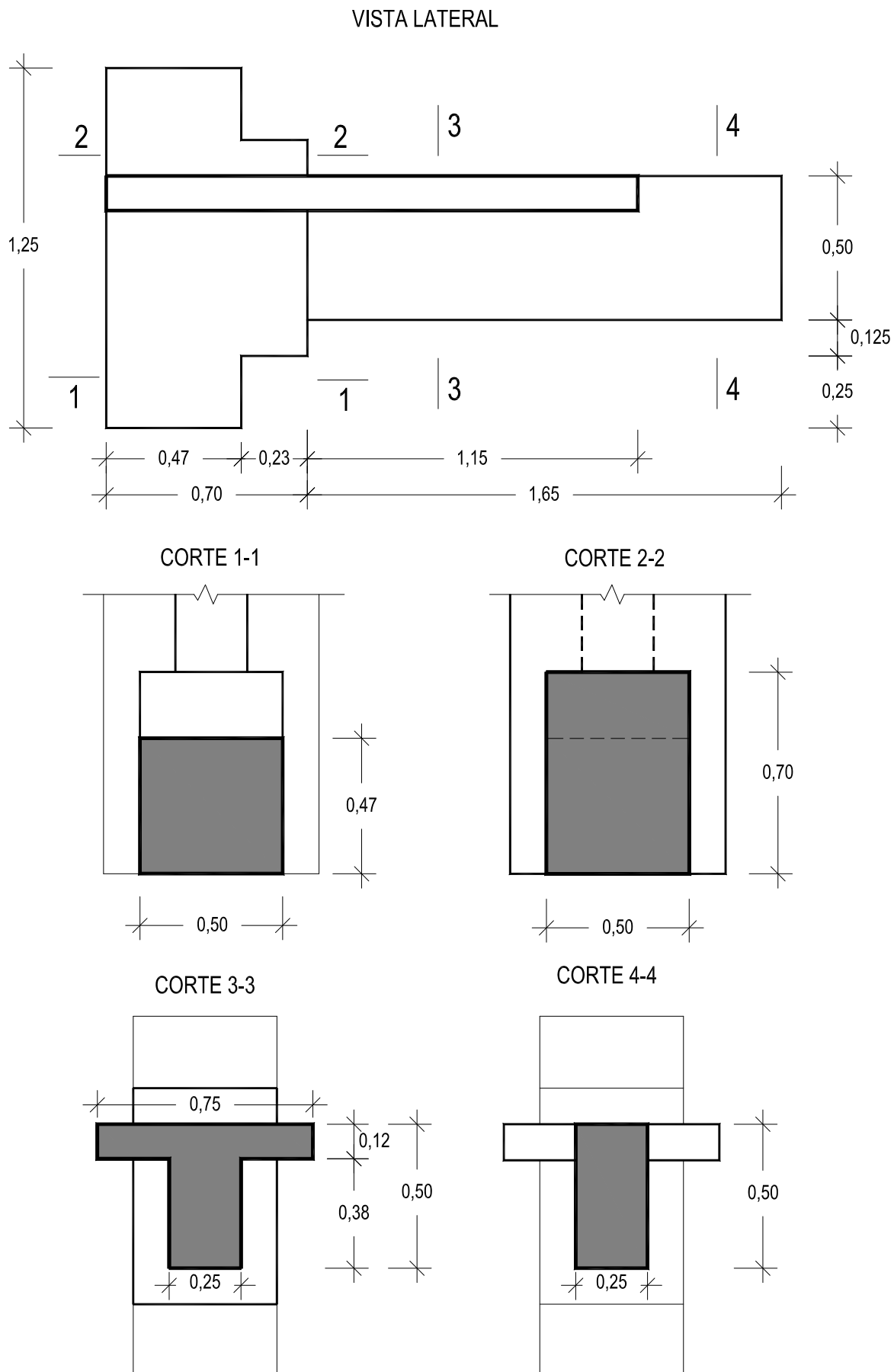


Figura 3.19 Geometria do modelo experimental de referência

3.5.3. Pormenorização de armaduras

O dimensionamento do modelo experimental de referência foi realizado de forma a representar uma situação real frequente. A pormenorização da armadura teve como objectivo obter um comportamento de ductilidade normal. O aço utilizado nos varões das armaduras internas foi da classe A400NR. É de salientar que, seguindo as regras de pormenorização usuais, concentrou-se a armadura na largura da alma, perfazendo uma percentagem de armadura total de cerca de 1.0%, e garantindo uma relação entre a armadura inferior e superior de 0.5. O recobrimento considerado foi de 20 mm em todos os elementos.

Na Figura 3.20 apresenta-se a pormenorização da viga de referência e a localização dos extensómetros instalados nas armaduras com a finalidade de obter resultados experimentais necessários à análise dos modelos.

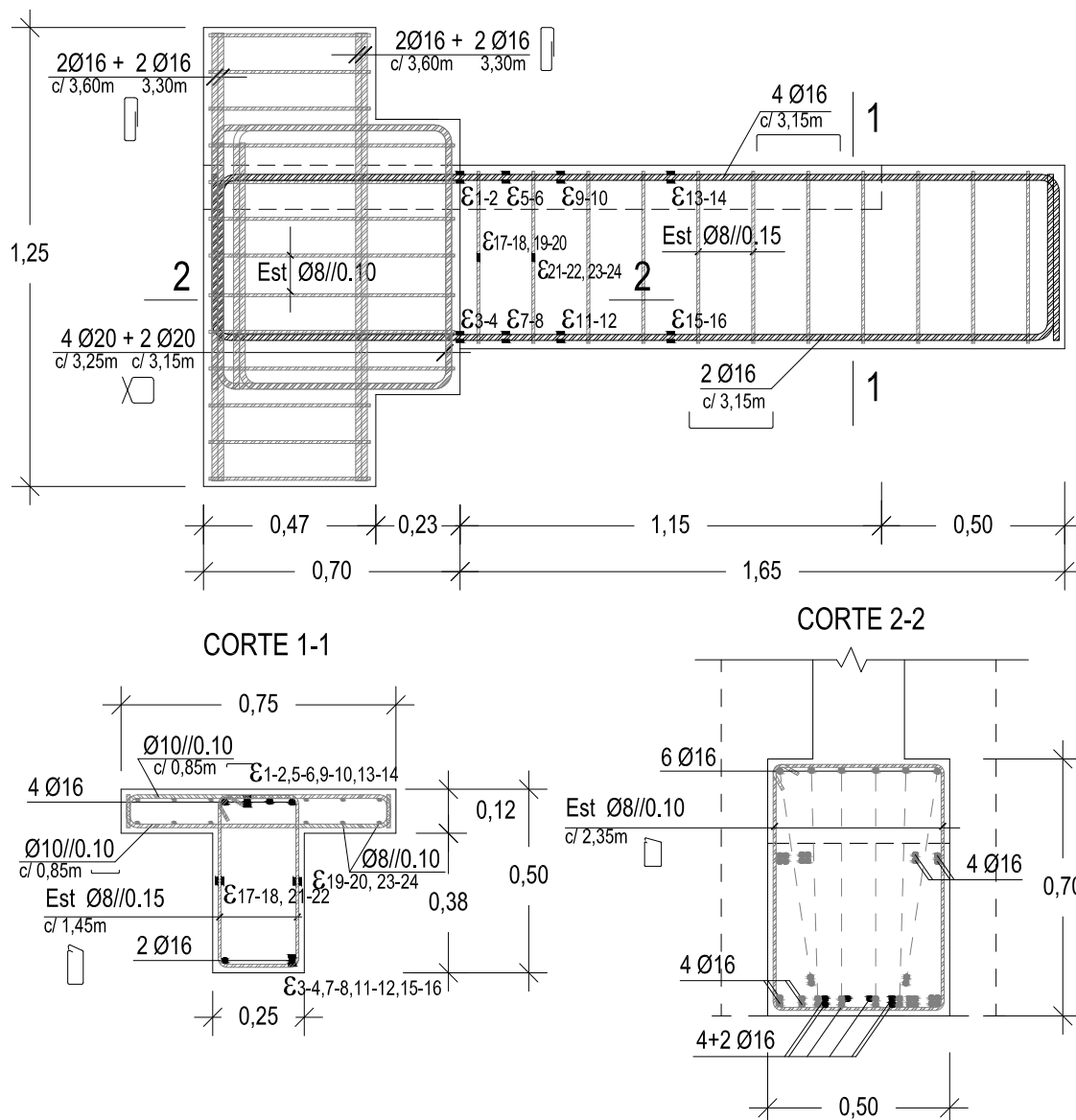


Figura 3.20 Modelo de referência – Pormenorização e instrumentação das armaduras em aço A400NR

3.5.4. Caracterização das armaduras

Nesta secção é apresentada a caracterização do aço utilizado na construção dos modelos de betão armado. Foram utilizados varões de aço nervurado $\varnothing 8$ na armadura transversal da viga e da laje, $\varnothing 10$ na armadura longitudinal da laje e $\varnothing 16$ na armadura longitudinal da viga. Para a realização dos ensaios de tracção dos provetes dos varões seguiu-se a *NP EN 10002-1 (2006)* tendo sido ensaiados à tracção três provetes de cada diâmetro, utilizando uma máquina de ensaios de tracção *INSTRON 1343*, com 250 kN de capacidade de carga. Os dados foram adquiridos através de um *Datalogger Spider8* com o *software* associado *Catman* da HBM. Os ensaios foram realizados no LERM – Laboratório de Estruturas e Resistência de Materiais do DEC do IST. Na Figura 3.21 apresentam-se fotografias dos provetes após ensaio e Figura 3.22 e os diagramas tensão-extensão dos provetes.



Figura 3.21 Aspecto dos provetes de aço nervurado $\varnothing 8$, $\varnothing 10$ e $\varnothing 16$ após ensaio de tracção

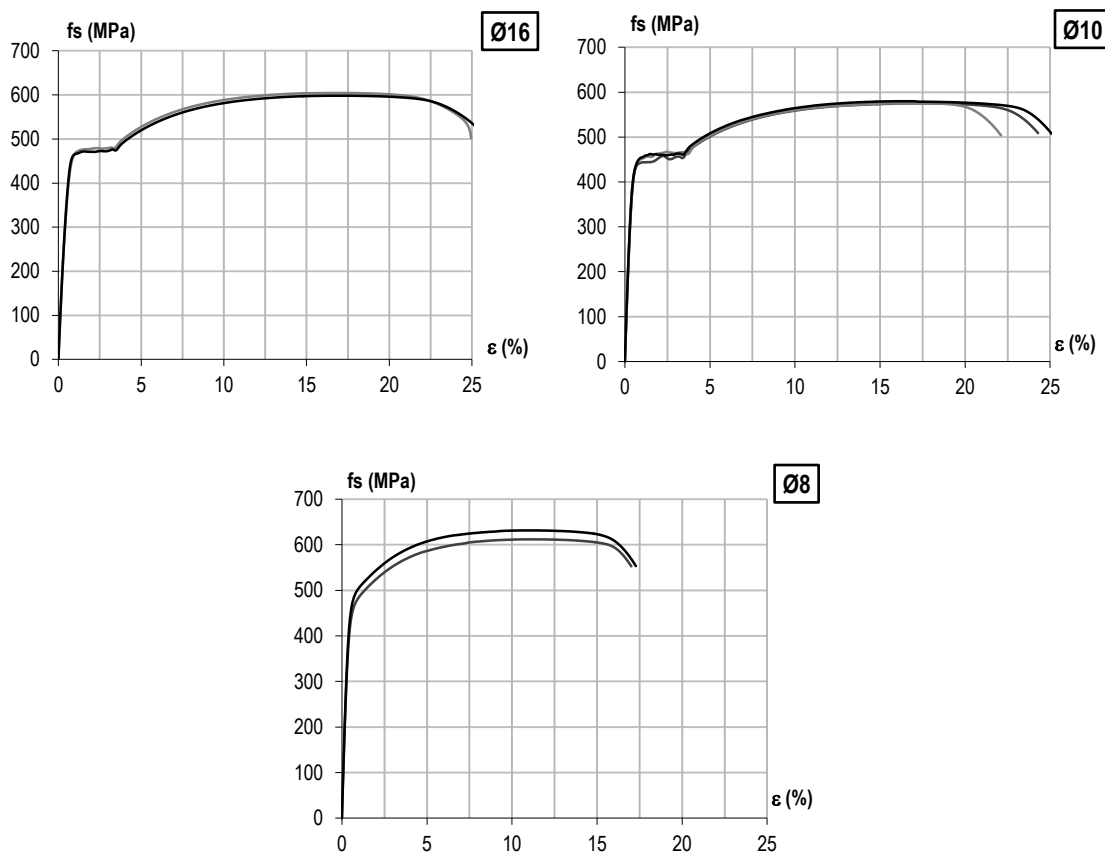


Figura 3.22 Diagrama tensão-deformação dos provetes de aço $\varnothing 8$, $\varnothing 10$ e $\varnothing 16$

O varão $\varnothing 8$ apresenta um diagrama tensão-deformação sem patamar de cedência, tendo-se a adoptado o valor da tensão limite convencional de proporcionalidade a $2^{0}/_{00}$.

Não se determinou experimentalmente o valor do módulo de elasticidade do aço, tendo-se adoptado o valor corrente de 200 GPa.

Na Tabela 3.2 resumem-se os resultados obtidos experimentalmente, apresentando-se os valores médios das principais características mecânicas do aço das armaduras internas:

Tabela 3.2 – Principais características mecânicas do aço das armaduras internas

\varnothing (mm)	Aço	Provete	A (mm ²)	L ₀ (mm)	L _u (mm)	f _{sy} (MPa)	f _{sym} (MPa)	f _{su} (MPa)	f _{sum} (MPa)	k	ϵ_{sy} (%)	ϵ_{sym} (%)	ϵ_{su} (%)	ϵ_{sum} (%)	ϵ_{sr} (%)	ϵ_{srm} (%)	ϵ_{sr} (%)**	ϵ_{srm} (%)**
8	A400	1			154	469.7		612.0			0.235		10.42		17.70		15.79	
		2 *	50.3		145	494.0	475.2	620.9	621.7	1.3	0.247	0.238	7.98	10.30	12.44	17.68	9.02	15.41
		3			153	480.6		631.4			0.240		10.18		17.66		15.04	
10	A400	1			160	443.9		575.1			0.222		16.38		24.42		20.30	
		2	78.5	133	160	457.1	454.1	575.5	576.8	1.3	0.229	0.227	15.24	15.34	21.66	23.52	20.30	20.30
		3			160	461.3		579.8			0.231		14.41		24.47		20.30	
16	A400	1			157	473.7		604.4			0.237		15.51		24.01		18.05	
		2 *	201.1		150	567.5	472.7	665.0	601.4	1.3	0.284	0.236	10.60	15.42	17.73	24.32	12.78	19.17
		3			160	471.8		598.3			0.236		15.34		24.63		20.30	

(*) - valores desprezados face às variações apresentadas relativamente ao valor médio

(**) - valores de deformação obtidos, por medição directa, a partir da variação do comprimento inicial e após rotura do provete

Em que \varnothing - diâmetro do varão

A - área nominal do varão

L₀ - comprimento inicial de referência do varão

L_u - comprimento após rotura do varão

f_{sy} - valor da tensão de cedência

f_{sym} - valor médio da tensão de cedência

f_{su} - valor da tensão de rotura

f_{sum} - valor médio da tensão de rotura

k - relação entre relação entre os valores médios da tensão de cedência e de rotura

ϵ_{sy} - valor da extensão de cedência

ϵ_{sym} - valor médio da extensão de cedência

ϵ_{su} - valor da extensão de rotura

ϵ_{sum} - valor médio da extensão de rotura

ϵ_{sr} - valor da extensão máxima

ϵ_{srm} - valor médio da extensão máxima

Através da observação dos resultados verificou-se que os resultados referentes ao ensaio do provete $\varnothing 8-2$ e $\varnothing 16-2$ apresentam variações relativamente ao valor médio, pelo que os resultados destes ensaios foram desprezados. Julga-se que esta discrepância se deveu a um erro de recolha dos provetes. Pela mesma razão, na Figura 3.22 também não se apresenta os diagramas tensão-extensão dos referidos provetes.

3.5.5. Caracterização do betão

A construção dos modelos experimentais foi realizada na fábrica da SECIL PREBETÃO. A classe do betão solicitado foi C25/30, tendo sido a definição da mistura efectuada pelo Laboratório da SECIL PREBETÃO. Houve um activo acompanhamento em todas tarefas realizadas. Na Tabela 3.3 apresenta-se a composição referente à primeira betonagem:

Tabela 3.3 – Composição do betão

	Cimento tipo II 42.5 R (Kg)	Relação A/C	Areia de Rio 0/4 (kg)	Pó de Pedra 0/4 (kg)	Brita 6/12 (kg)	Areia Lavada 0/2 (kg)	Adjuvante (kg)
Composição (por m ³)	390	0.46	283	303	990	153	3.1

Os modelos foram betonados individualmente, perfazendo quatro betonagens. Em cada betonagem foram recolhidos seis provetes cúbicos de 150 mm de aresta, para ensaiar aos 28 dias e no dia do ensaio, e três provetes cilíndricos de $\varnothing 150$ mm para ensaiar no dia do ensaio.

Os ensaios foram conduzidos de acordo com a especificação do *LNEC E-226 (1968)*, no entanto, o ensaio foi realizado por imposição de deslocamento com uma velocidade de 0.02 mm/s.

Os provetes foram ensaiados à compressão utilizando a prensa servocontrolada *Seidner 3000D* com 3000 kN de capacidade de carga (ou imposição de deslocamentos até 50 mm). Sempre que se justificou, para uma medição mais rigorosa da deformação foram usados quatro transdutores de deslocamento CDP100 da TML de 100 mm, colocados verticalmente em torno do provete. Os dados foram adquiridos através de um *Datalogger Spider8* com o *software* associado *Catman* da HBM.



Figura 3.23 Prensa utilizada nos ensaios de compressão

Foram seguidos os critérios de uniformização dos resultados preconizados na *NP ENV206-1 (2007)*, segundo a qual, para um conjunto de provetes de uma determinada amostra, não se devem aceitar resultados individuais de ensaios cuja variação seja superior a 15% da média.

Para avaliar qualitativamente os resultados dos ensaios foram verificados os critérios estabelecidos na *NP ENV206-1 (2007)*, ou seja, para um conjunto de três amostras, o valor médio da tensão de rotura à

compressão não deve ser inferior à resistência característica mais 4 MPa, e qualquer resultado individual não deve ser inferior à resistência característica menos 4 MPa.

A tensão característica de rotura à compressão do betão é definida como o valor que apresenta 95% de probabilidade de ser excedido. Admitindo uma distribuição normal, a resistência característica é dada pela expressão:

$$f_{ck} = (1 - 1.64 \cdot \delta) \cdot f_{cm} \quad (3.60)$$

em que f_{ck} - valor característico da tensão de rotura do betão à compressão aos 28 dias de idade

f_{cm} - valor médio da tensão de rotura do betão à compressão

$$f_{cm} = \frac{\sum_{i=1}^n f_{ci}}{n} \quad (3.61)$$

δ - coeficiente de variação que traduz a variação dos desvios relativamente à media

$$\delta = \frac{\Delta}{f_{cm}} \quad (3.62)$$

Δ - desvio-padrão é uma medida do grau de dispersão dos valores em relação ao valor médio

$$\Delta = \sqrt{\frac{\sum_{i=1}^n (f_{ci} - f_{cm})^2}{n - 1}} \quad (3.63)$$

É de referir que dado o número reduzido de provetes, se admitiu um coeficiente de variação mínimo de 10% (valor adoptado para condições de betonagens muito boas).

Dado que não foram realizados ensaios de caracterização do betão aos 28 dias, optou-se por estimar o valor da tensão de média de rotura à compressão do betão, $f_{cm}(t)$, através da seguinte expressão [NP EN1992-1-1 (2008)]:

$$f_{cm}(t) = \beta_{cc}(t) \cdot f_{cm} \quad (3.64)$$

Em que β_{cc} é um coeficiente que depende da idade do betão (t em dias) e do coeficiente (s) que depende do tipo de cimento (neste caso, igual a 0.20).

$$\beta_{cc}(t) = \exp \left\{ s \left[1 - \left(\frac{28}{t} \right)^{1/2} \right] \right\} \quad (3.65)$$

É de referir que não foram realizados ensaios de determinação do módulo de elasticidade do betão, tendo-se optado por estimar o valor do módulo de elasticidade secante através da expressão [NP EN1992-1-1 (2008)]:

$$E_{cm} = 22 \cdot [f_{cm}/10]^{0,3} \quad (3.66)$$

Na Tabela 3.4 apresentam-se os resultados da caracterização aos 28 dias do betão utilizado nas quatro fases de betonagem, obtidos a partir do ensaio à compressão de três cubos.

Tabela 3.4 – Caracterização do betão aos 28 dias

Provete	Data		Idade (dias)	A (cm ²)	Q (kN)	f _{ci} ^{cubo,j} (MPa)	f _{cm,j} (MPa)	β _{c,j}	f _{ci} ^{cubo,28} (MPa)	f _{cm} ^{cubo,28} (MPa)	f _{ck} ^{cubo,28} (MPa)		
	de fabrico	de ensaio											
VPEE	1	31-10-2007	07-12-2007	37	225	920	40.9	42.16	1.03	39.84	41.08	34.34	
	2					981	43.6						42.48
	3					945	42.0						40.92
VR2	1	05-11-2007	07-12-2007	32	225	891	39.6	39.69	1.01	40.67	39.18	32.75	
	2					927	41.2						37.78
	3					861	38.3						40.00
VR1	1	06-11-2007	07-12-2007	31	225	909	40.4	40.36	1.01	39.78	39.96	33.40	
	2					904	40.2						40.09
	3					911	40.5						37.48
VPE	1	07-11-2007	07-12-2007	30	225	849	37.7	37.19	1.01	36.99	36.93	30.88	
	2					838	37.2						36.33
	3					823	36.6						

Nas tabelas seguintes apresentam-se os resultados da caracterização do betão utilizado para produção dos modelos à data do ensaio, obtidos a partir do ensaio de compressão em cubos e cilindros, assim como, a estimativa das grandezas mais representativas. Nas figuras são apresentados os diagramas tensão-extensão do ensaio à compressão em cilindros do betão utilizado nos modelos.

Tabela 3.5 – Tabela resumo da caracterização do betão utilizado no modelo VR1, à data do ensaio, obtidos a partir do ensaio à compressão em cilindros

Provete	Data		Idade (dias)	A (cm ²)	Q (kN)	f _{ci,j} (MPa)	f _{cm,j} (MPa)	β _{c,j}	f _{ci,28} (MPa)	f _{cm,28} (MPa)	f _{ck,28} (MPa)	E _{cm} (GPa)		
	de fabrico	de ensaio												
Cilindros	1	06-11-2007	07-01-2010	793	177	756	42.8	41.73	1.18	36.39	35.19	35.47	29.66	
	2					732	41.4							34.84
	3					724	41.0							

É de referir que, durante a realização dos ensaios de compressão em cubos referentes ao modelo VR1, verificou-se que os pratos da prensa não estavam alinhados e, subsequentemente, os provetes foram sujeitos a uma carga não centrada, pelo que os resultados obtidos foram excluídos.

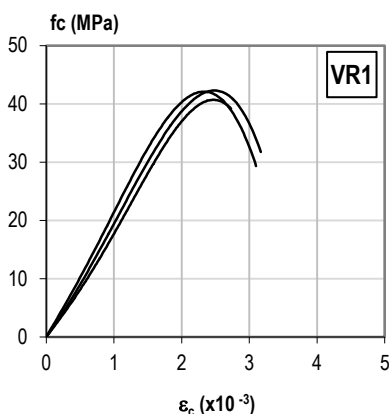


Figura 3.24 Gráfico tensão-extensão do ensaio à compressão em cilindros do betão utilizado no modelo VR1

Tabela 3.6 – Tabela resumo da caracterização do betão utilizado no modelo VR2, à data do ensaio, obtidos a partir do ensaio à compressão em cilindros e cubos

Provete	Data		Idade (dias)	A (cm ²)	Q (kN)	f _{ci,j} (MPa)	f _{cm,j} (MPa)	β _{c,j}	f _{ci,28} (MPa)	f _{cm,28} (MPa)	f _{ck,28} (MPa)	E _{cm} (GPa)
	de fabrico	de ensaio										
1					1040	46.2			41.36			
Cubos	05-11-2007	26-03-2008	143	225	1060	47.1	45.13	1.12	42.13	40.37	33.75	-
3					946	42.0			37.61			
1					804	45.5			40.72			
Cilindros	05-11-2007	26-03-2008	143	177	795	45.0	44.81	1.12	40.27	40.08	33.51	34.5
3					776	43.9			39.26			

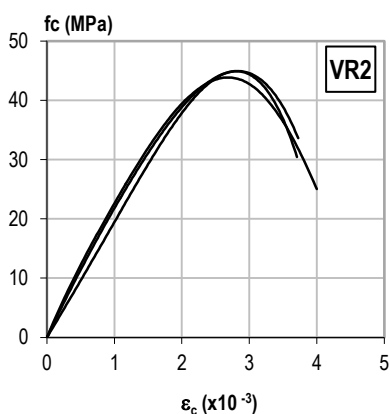


Figura 3.25 Gráfico tensão-extensão do ensaio à compressão em cilindros do betão utilizado no modelo VR2

Tabela 3.7 – Tabela resumo da caracterização do betão utilizado no modelo VPE, à data do ensaio, obtidos a partir do ensaio à compressão em cilindros e cubos

Provete	Data		Idade (dias)	A (cm ²)	Q (kN)	f _{ci,j} (MPa)	f _{cm,j} (MPa)	β _{c,j}	f _{ci,28} (MPa)	f _{cm,28} (MPa)	f _{ck,28} (MPa)	E _{cm} (GPa)
	de fabrico	de ensaio										
1					916	40.7			34.46			
Cubos	07-11-2007	23-07-2010	989	225	905	40.2	40.61	1.18	34.04	34.39	28.75	-
3					921	40.9			34.66			
1					742	42.0			35.57			
Cilindros	07-11-2007	23-07-2010	989	177	733	41.5	41.68	1.18	35.11	35.29	29.50	33.8
3					735	41.6			35.20			

Como se pode observar na Tabela 3.7, o valor médio da tensão de rotura do betão à compressão obtido em provetes cúbicos foi superior ao obtido em provetes cilíndricos. Estes resultados são claramente discutíveis e podem dever-se a uma vibração inadequada dos provetes. Optou-se por apresentar os resultados, no entanto, apenas foi utilizado o valor médio da tensão de rotura à compressão do betão em provetes cilíndricos.

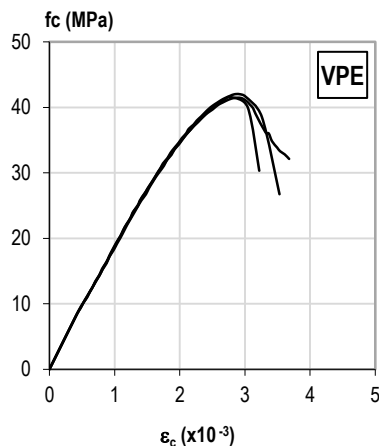


Figura 3.26 Gráfico tensão-extensão do ensaio à compressão em cilindros do betão utilizado no modelo VPE

Tabela 3.8 – Tabela resumo da caracterização do betão utilizado no modelo VPEE, à data do ensaio, obtidos a partir do ensaio à compressão em cilindros e cubos

Provete	Data		Idade (dias)	A (cm ²)	Q (kN)	f _{ci,j} (MPa)	f _{cm,j} (MPa)	β _{c,i}	f _{ci,28} (MPa)	f _{cm,28} (MPa)	f _{ck,28} (MPa)	E _{cm} (GPa)	
	de fabrico	de ensaio											
1					979	43.5			36.76				
Cubos	2	31-10-2007	13-12-2010	1139	225	994	44.2	43.41	1.18	37.31	36.67	30.66	-
	3					957	42.6			35.95			
1					733	41.5				35.03			
Cilindros	2	31-10-2007	13-12-2010	1139	177	770	43.6	43.05	1.18	36.81	36.37	30.41	34.1
	3					780	44.1			37.28			

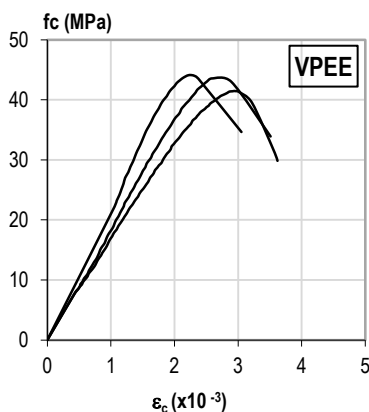


Figura 3.27 Gráfico tensão-extensão do ensaio à compressão em cilindros do betão utilizado no modelo VPEE

3.5.6. Resistência dos modelos

Para determinar a resistência dos modelos foi efectuada uma análise numérica, considerando o comportamento elástico dos materiais, com elementos finitos tridimensionais. A partir desta análise foi concebido um modelo de escoras e tirantes - ver Figura 3.28 e Figura 3.29 - e efectuou-se o dimensionamento.

Na tabela seguinte apresentam-se os valores analíticos da carga de cedência e última, calculada a partir dos valores médios dos materiais utilizados:

Tabela 3.9 – Valores de cálculo da carga de cedência e última

Modelo	Materiais		Resistência			
	f_{cm} (MPa)	f_s (MPa)	F_y^- (kNm)	F_u^- (kNm)	F_y^+ (kNm)	F_u^+ (kNm)
VR ₁	41.7	472.7	176.8	191.3	57.8	61.5
VR ₂	44.8	472.7	176.8	192.1	57.8	61.7

Em que F_y^- , F_y^+ - corresponde à força que provoca a cedência das armaduras da viga para momentos negativos e positivos
 F_u^- , F_u^+ - força última da viga

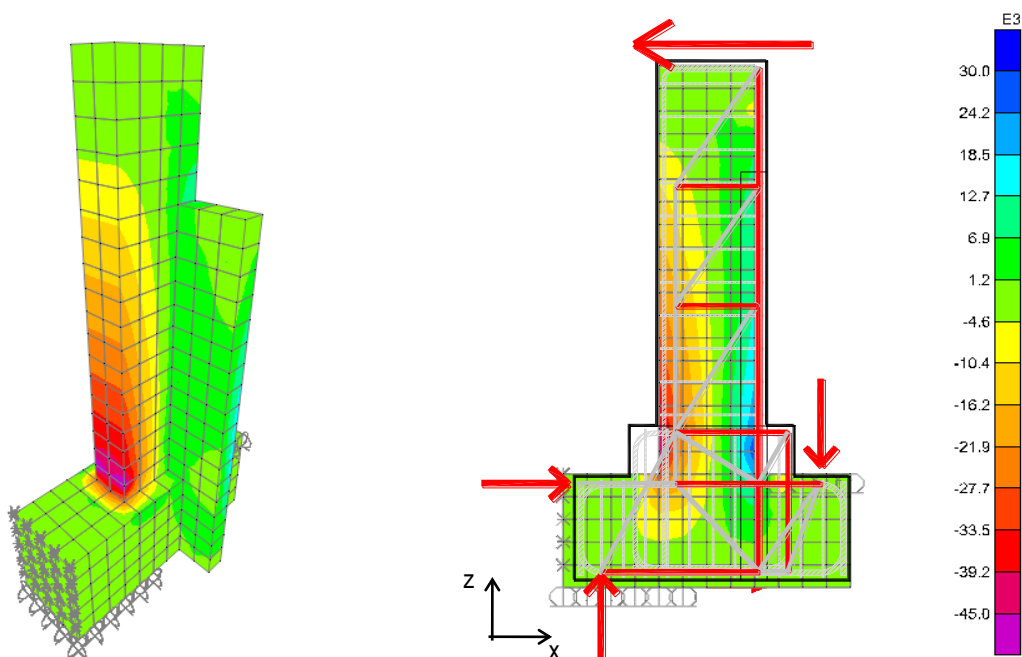


Figura 3.28 Análise elástica com elementos finitos 3D, com o programa SAP2000: Distribuição de tensões na direcção z

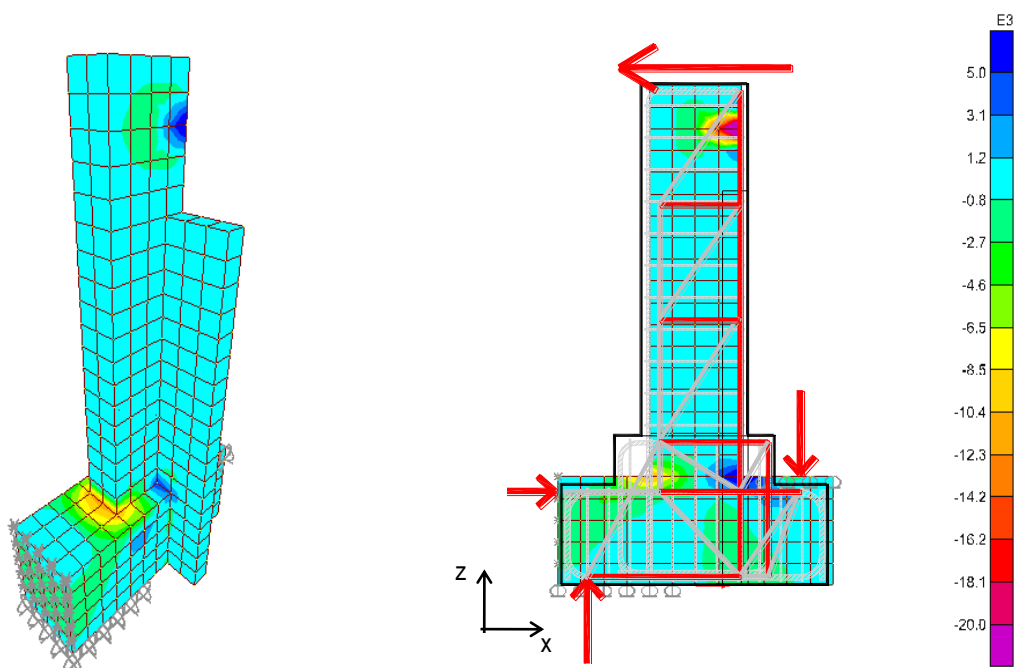


Figura 3.29 Análise elástica com elementos finitos 3D, com o programa SAP2000: Distribuição de tensões na direcção x

3.6. CONSTRUÇÃO DOS MODELOS EXPERIMENTAIS

Os modelos experimentais foram construídos na fábrica da SECIL PREBETÃO. A construção dos modelos foi iniciada pela execução das cofragens. Procedeu-se então à montagem das armaduras e colagem dos extensómetros, devidamente identificados e protegidos. Após a preparação da superfície das cofragens, procedeu-se à colocação dos espaçadores nas armaduras, para garantir o recobrimento das armaduras, e ao posicionamento das mesmas no interior das cofragens - ver Figura 3.30.

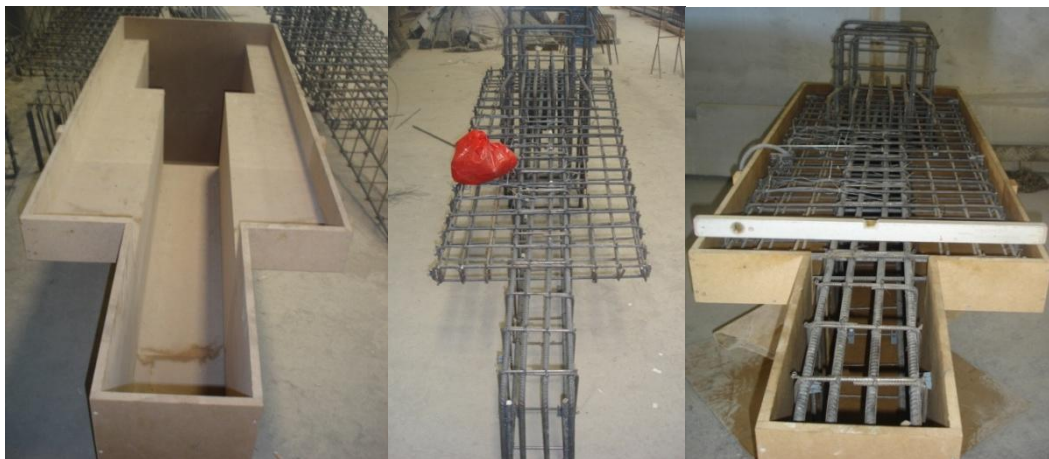


Figura 3.30 Cofragem e montagem das armaduras

Face à complexidade dos modelos optou-se por realizar a betonagem de um provete de cada vez, perfazendo 4 betonagens. A betonagem do molde foi realizada na horizontal, compreendendo duas fases correspondentes: após o escoramento das cofragens, enchimento do molde correspondente à parte inferior do maciço e à viga e, assim que a consistência do betão da primeira fase permitisse, procedeu-se ao enchimento da parte superior do maciço. Aquando da betonagem, o betão foi devidamente vibrado e compactado. Na Figura 3.31 ilustram-se algumas fases da betonagem, nomeadamente, aplicação, vibração do betão e acabamento da superfície com uma régua.



Figura 3.31 Betonagem dos modelos experimentais

3.7. SISTEMA DE ENSAIO E INSTRUMENTAÇÃO

A campanha de ensaios foi realizada no Laboratório de Estruturas Pesadas da UNL. Este Laboratório dispõe de duas paredes de reacção com 2.80 m de altura e de um “strong floor” com 0.60 m de espessura que permitiu a realização do ensaio. Na figura seguinte apresenta-se uma panorâmica do sistema de ensaio.



Figura 3.32 Panorâmica geral do sistema de ensaio

Foi utilizado um actuador mecânico de parafuso com capacidade para aplicação de cargas horizontais de ± 500 kN e de deslocamento até 400 mm (± 200 mm), uma célula de carga de compressão-tracção *FIMEICS-24* com capacidade de ± 500 kN e transdutores de deslocamento *CDP100 da TML* de 100 mm. Para a aquisição de dados foi utilizado, sempre que possível, um *Datalogger da HBM - UP100* e, em alternativa, quatro *Datalogger Spider8* com capacidade para 8 canais cada e o software associado *Catman 4.0 da HBM*. O esquema de ensaio é ilustrado na Figura 3.33.

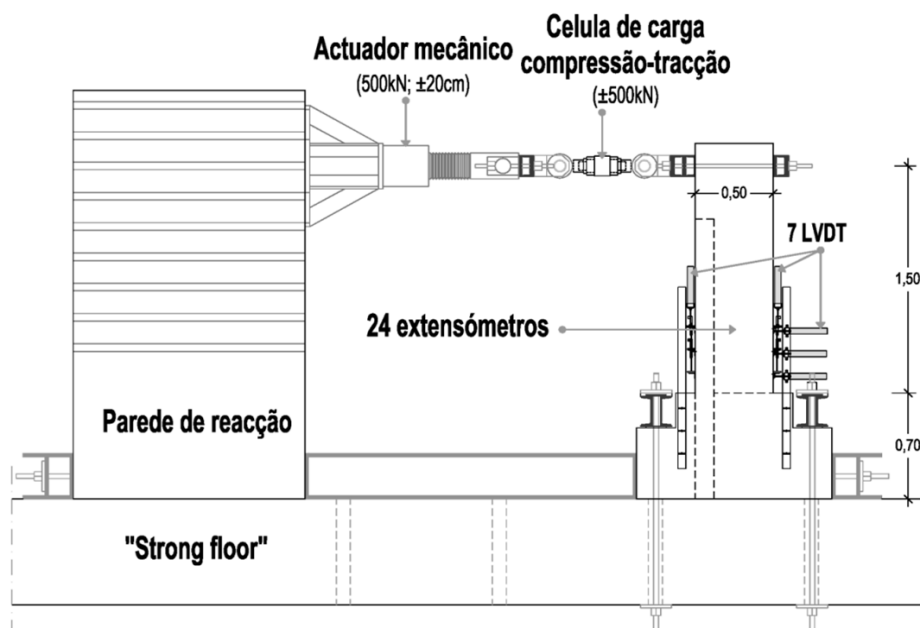


Figura 3.33 Esquema do sistema de ensaio

3.7.1. Montagem do Sistema de Ensaio

A montagem do sistema de ensaio compreendeu a realização das seguintes tarefas:

- Preparação e colocação das peças metálicas que constituem a subestrutura de ligação do actuador à parede de reacção, posicionamento e fixação do mesmo.

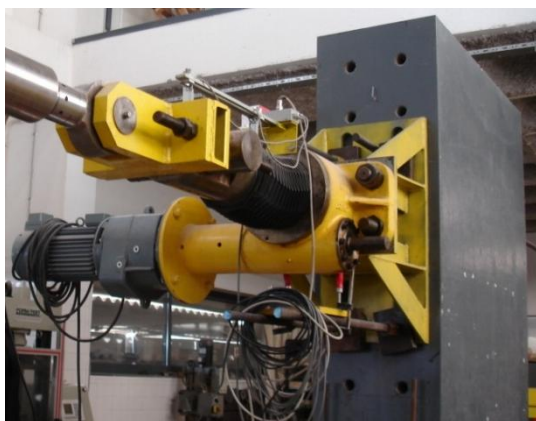


Figura 3.34 Fase de montagem do ensaio – Fixação do actuador

- Preparação e colocação das peças metálicas que permitem fixar o provete ao “strong floor” e assentamento do provete. Para assentamento do provete, procedeu-se à execução de uma cofragem em madeira na base do modelo com a altura de 0.05m na posição de ensaio. Seguidamente executou-se uma camada de argamassa de nivelamento (tipo *Sikagrout*), com a finalidade de eliminar eventuais irregularidades na base do provete e desnivelamento do próprio pavimento. Finalmente, o modelo foi assente de forma a garantir o seu posicionamento e verticalidade.



Figura 3.35 Fase de montagem do ensaio – Assentamento do provete

- Colocação do sistema de peças metálicas que, através de varões *Dywidag* \varnothing 26 mm, permitiu pré-esforçar o provete contra a parede de reacção e contra o pavimento, garantindo as ligações horizontais e verticais, impedindo eventuais rotações e translações. A aplicação do pré-esforço horizontal e vertical é efectuada de forma incremental e alternadamente com auxílio de macacos hidráulicos.

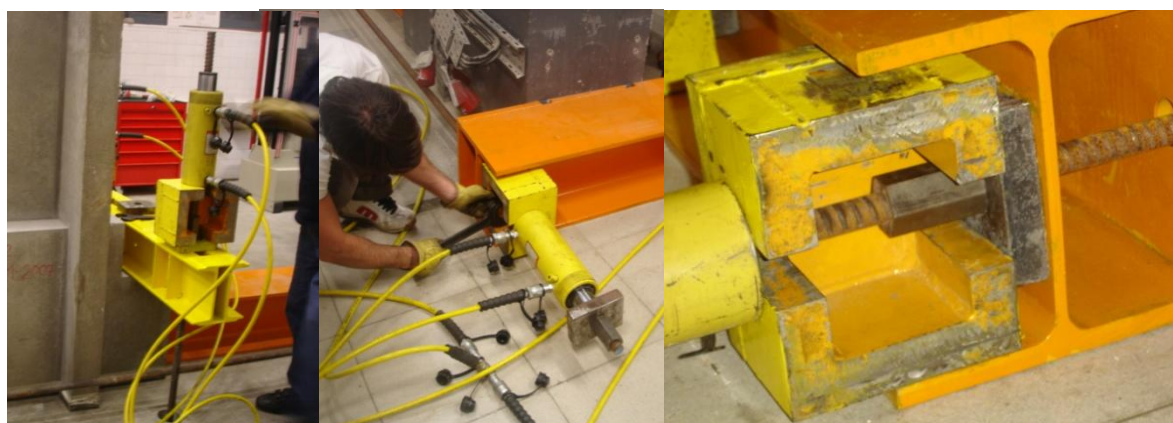


Figura 3.36 Fase de montagem do ensaio – Fixação do provete

- Montagem do sistema de peças metálicas que permite ligar do provete ao actuador na zona de aplicação da carga (no topo do modelo).



Figura 3.37 Fase de montagem do ensaio – Fixação da subestrutura metálica na zona de aplicação da carga

Em seguida procedeu-se a todas as marcações referentes à instrumentação e fixação de apoios correspondentes aos pontos de colocação dos transdutores de deslocamento verticais e horizontais. Finalmente, efectuou-se a calibração do equipamento.

3.7.2. Instrumentação dos modelos

Para efectuar as leituras necessárias à análise do comportamento dos modelos foram instalados transdutores de deslocamento *TML* do tipo *LVDT - Linear Voltage Displacement Transformer* -, com amplitude máxima de 100 mm. As deformações nas armaduras foram obtidas através de extensómetros eléctricos de resistência *TML* de referência *FLA-5-11*.

A instrumentação passa pela definição cuidada da localização dos extensómetros e transdutores de deslocamento com a finalidade de obter, ao longo do ensaio, os resultados experimentais necessários à análise dos modelos. Na Figura 3.38 apresenta-se, de uma forma esquemática, a localização da instrumentação dos provetes.

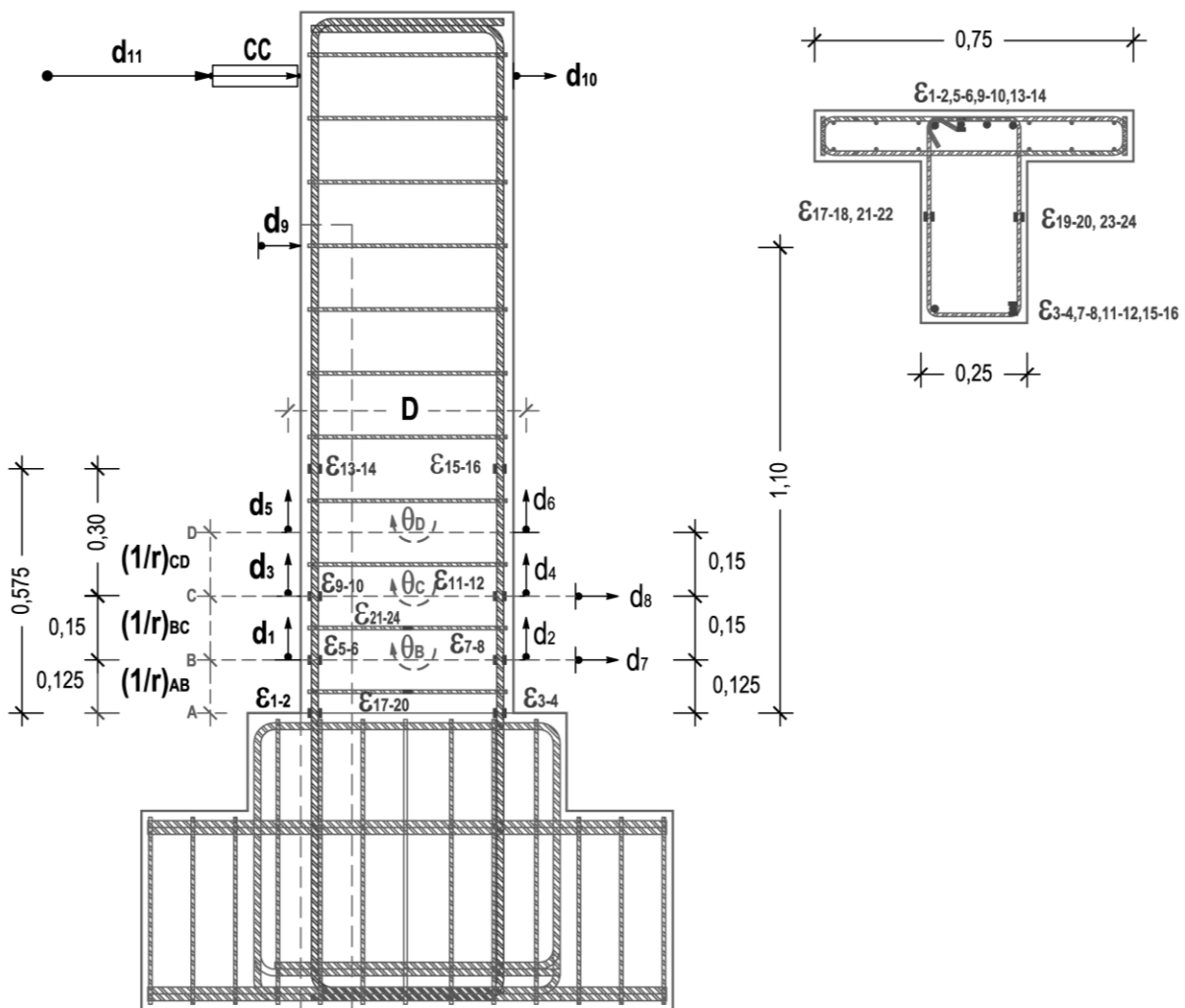


Figura 3.38 Instrumentação do modelo

No Quadro 3.2 apresenta-se a definição das grandezas obtidas a partir de leituras directas e do tratamento dos resultados obtidos.

Quadro 3.2 – Instrumentação

Resultado Experimental	Designação	Instrumentação	Localização	Tratamento de Resultados
<u>Deformações nas armaduras longitudinais</u> ε_s (t/ciclos)	$\varepsilon_1 - \varepsilon_{16}$	14 Extensómetros colados em pares nas faces diametralmente opostas do varão longitudinal	Nos varões longitudinais em quatro secções ao longo da rótula plástica correspondentes às posições: 0; 0.125; 0.275 e 0.575 m do vão da viga	Tensões nas armaduras longitudinais
<u>Deformações nas armaduras transversais</u> ε_s (t/ciclos)	$\varepsilon_{17} - \varepsilon_{24}$	6 Extensómetros colados em pares nas faces diametralmente opostas dos estribos	Nos estribos ao longo da rótula plástica correspondente às posições: 0.05; 0.20 m do vão da viga	Tensões nas armaduras transversais
<u>Deslocamentos horizontais em secções na zona da rótula plástica</u>	$d_1 - d_2$ $d_3 - d_4$ $d_5 - d_6$	6 Transdutores de deslocamento com um curso de 100 mm	Em secções ao longo da rótula plástica correspondentes às posições: 0.125; 0.275 e 0.425 m do vão da viga	<p>Rotação em secções na zona da rótula plástica</p> $\theta_B = \frac{d_1 - d_2}{D_B}; \theta_C = \frac{d_3 - d_4}{D_C};$ $\theta_D = \frac{d_5 - d_6}{D_D}$ <p>Curvaturas na zona da rótula plástica</p> $(1/r)_{AB} = \frac{\theta_B}{L_{AB}}; (1/r)_{BC} = \frac{\theta_C}{L_{BC}}$ $(1/r)_{CD} = \frac{\theta_D}{L_{CD}}$
<u>Deslocamentos verticais ao longo da rótula plástica</u>	d_7 d_8	2 Transdutores de deslocamento com um curso de 100 mm	Em secções ao longo da rótula plástica correspondente às posições: 0.125; 0.275 m do vão da viga	Relação entre Força e Deslocamento
<u>Deslocamentos verticais</u>	d_9	Transdutor de deslocamento com um curso de 100 mm	Ao nível da mudança de secção	Relação entre Força e Deslocamento
<u>Deslocamentos verticais a 1/3 do vão da viga</u>	d_{10} d_{11}	Transdutor de deslocamento com um curso de 500 mm Transdutor de deslocamento com um curso de 100 mm	Na secção de 1/3 de vão da viga	Relação entre Força e Deslocamento
<u>Força horizontal aplicada ao modelo</u>	CC	Célula de carga	Em série com o actuador no topo do modelo	Relação entre Força e Deslocamento

3.8. PROCEDIMENTO DE ENSAIO

3.8.1. Introdução

Pretendeu-se implementar um procedimento que reproduza de forma adequada a resposta da zona crítica de uma viga, simulando as acções a que a viga está sujeita, ou seja, acções horizontais a actuarem em simultâneo com as forças verticais.

A campanha experimental incluiu a realização de ensaios cíclicos até à rotura de dois modelos com diferentes procedimentos de ensaio. No primeiro ensaio implementou-se o procedimento que consiste na imposição de uma história de deslocamentos cíclicos e alternados até à rotura, sendo o critério de rotura convencionalmente estabelecido. No segundo ensaio pretendeu-se testar o novo procedimento para ensaios cíclicos [Gião *et al.* (2009)] que melhor simule as acções a que uma viga está sujeita, ou seja, as acções horizontais actuam em simultâneo com as forças verticais. Este procedimento envolve a imposição de uma história de deslocamentos alternados a partir dos efeitos da carga gravítica, conduzindo a uma história de carregamentos não-simétrica. O critério de rotura proposto é definido como o instante em que a ligação não tem capacidade para resistir à carga gravítica.

Finalmente, são analisados e comparados os resultados experimentais obtidos a partir da imposição dos dois procedimentos aos modelos experimentais.

3.8.2. Determinação do deslocamento de cedência

A história de carga a impor num ensaio quasi-estático é definida com base numa amplitude de referência que, em geral, corresponde ao valor do deslocamento de cedência. Através do qual se podem definir índices de ductilidade, indicadores do desempenho do elemento em estudo.

A dificuldade da determinação analítica do deslocamento de cedência num elemento de betão armado relaciona-se com a dispersão nas características dos materiais [Gomes (1992)].

Nas recomendações do *ECCS (1985)* para estruturas metálicas propõem-se a realização de ensaios monotónicos para determinação experimental do deslocamento de cedência. No caso de elementos metálicos, esta metodologia é rápida e de baixo custo. No entanto, para elementos de betão armado, este procedimento torna-se inviável face ao custo, morosidade e mesmo heterogeneidade dos materiais entre modelos.

A cedência está associada à inflexão no andamento da curva força-deslocamento, correspondente à mudança de rigidez na secção mais esforçada. Em elementos de betão armado, o deslocamento de

cedência pode ser determinado na fase inicial do ensaio cíclico através dos seguintes métodos semi-experimentais descritos em seguida:

- a) *Método proposto pelo ECCS (1985)*: o deslocamento de cedência corresponde à intersecção entre a recta tangente na origem, de declive E_0 , e a recta tangente à curva força-deslocamento, de declive $E_0/10$ – ilustrado na Figura 3.39 a.1).

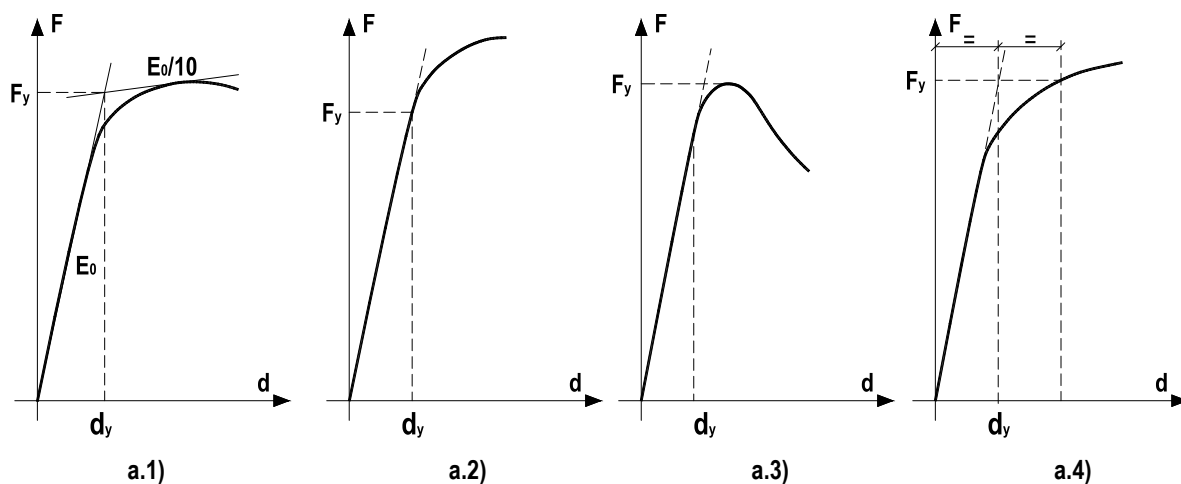


Figura 3.39 Determinação da cedência [ECCS (1985)]

No mesmo documento consta um comentário sobre a determinação do limite elástico convencional, onde se apresentam as seguintes alternativas para determinação da força de cedência (ilustradas na Figura 3.39): de acordo com o exposto anteriormente, o valor da força de cedência correspondente ao valor da força associada ao deslocamento de cedência (a.1); alternativamente, pode ser estabelecida como o valor da força correspondente ao primeiro ponto onde se observa cedência do aço (a.2); o valor da força máxima observada (a.3) podendo, no entanto, conduzir a deslocamentos exagerados; o valor da força associada ao limite do comportamento elástico (a.4); e, por último, aponta ainda a possibilidade de determinar o valor analiticamente.

- b) *Método proposto no ATC Report N° 24 (1992)*: o deslocamento de cedência (d_y) correspondente ao valor do deslocamento associado à força que provoca a cedência (F_y), podendo ser determinado por extrapolação da recta que passa pela origem e pelo ponto (d^* ; $0.75 F_y$), permitindo a definição de uma rigidez elástica (K_e), assumindo-se que $d_y = 1.33 d^*$.

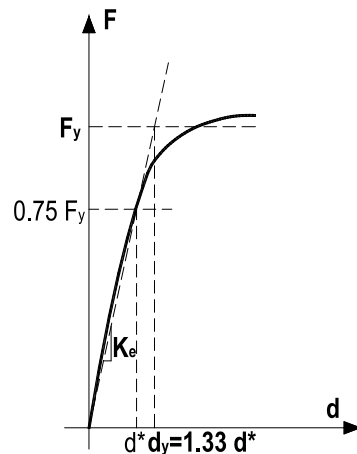


Figura 3.40 Determinação da cedência [ATC Report N° 24 (1992)]

- c) *Medições experimentais da deformação nas armaduras*: o deslocamento de cedência corresponde ao deslocamento que provoca a extensão de cedência (ϵ_y) na armadura mais traccionada, obtido a partir da observação das leituras efectuadas através dos extensómetros localizados nas armaduras longitudinais [Gomes (1992); Chastre (2004)].
- d) *A partir do momento de cedência (M_y) analítico*: o deslocamento de cedência corresponde ao deslocamento que provoca a força que produz o momento de cedência (M_y) [Gomes (1992)].
- e) *Por extrapolação a partir de $0.6 F_y$ e $0.75 F_y$* : com base no valor analítico M_y , o deslocamento de cedência pode ser obtido por extrapolação da recta definida a partir de pontos que antecedem a cedência ($d_{0.6}$; $0.6F_y$) e ($d_{0.75}$; $0.75F_y$) [Gomes (1992)].

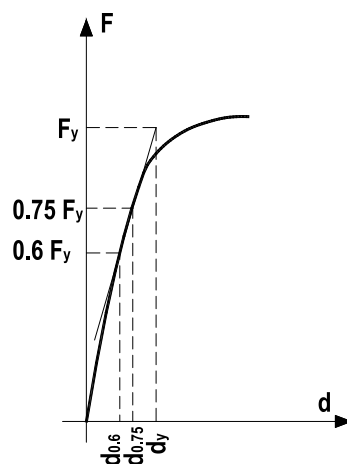


Figura 3.41 Determinação da cedência [Gomes (1992)]

- f) *A partir do estabelecimento do diagrama elastoplástico idealizado*: o diagrama é estabelecido admitindo que as áreas sob as curvas força-deslocamento da envolvente do ensaio e idealizada são iguais. Sendo a rigidez do troço elástico-linear (K_0) correspondente à rigidez secante à curva envolvente do ensaio para uma força de 75% da força última. Desta forma, o ponto correspondente à cedência (F_y^* ; d_y^*) pode ser obtido por extrapolação da recta que passa

na origem e no ponto correspondente a 75% da força última, de tal forma que as áreas abaixo do diagrama idealizado (A^*) e da envolvente (A) sejam iguais. Na Figura 3.42 ilustra-se o procedimento:

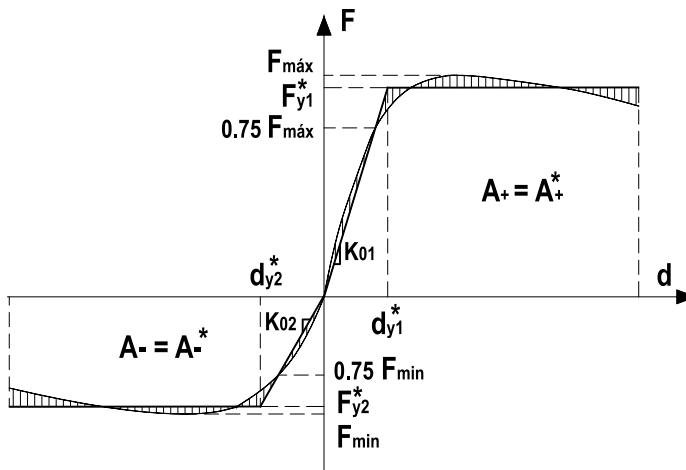


Figura 3.42 Determinação da cedência através do diagrama elasto-plástico idealizado

3.8.3. Procedimento do Ensaio Cíclico Alternado

3.8.3.1. História de Carga

O ensaio cíclico alternado consistiu na aplicação de uma história de deslocamentos alternados com amplitudes crescentes, compreendendo a repetição de três ciclos com a mesma amplitude de deslocamento. Na Figura 3.43 ilustra-se um passo de carga tipo, compreendendo à repetição de 3 ciclos com a mesma amplitude de deslocamento (Δ).

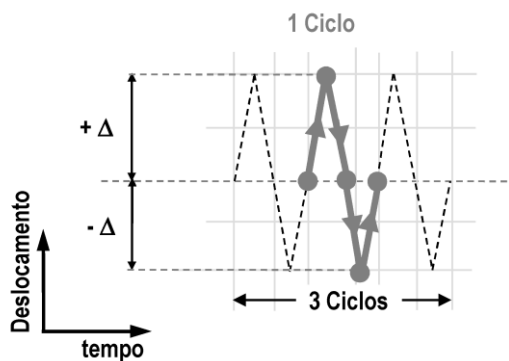


Figura 3.43 Passo de carga tipo segundo o ensaio cíclico alternado

3.8.3.2. Critério de Rotura

O critério de rotura do ensaio baseia-se em níveis de desempenho adequados ou requeridos para o caso em estudo, podendo ser sustentados em regulamentações ou normas. Pretende-se estudar a ductilidade, portanto, na bibliografia é consensual a adopção de um critério de rotura que corresponde ao instante em que se verifica uma redução da força máxima ou da força de cedência para valores não

aceitáveis [Gomes (1992), Chastre (2004)]. No caso em estudo, estabeleceu-se como critério de rotura do ensaio o momento em que se atingiu 85% da força máxima [Chastre (2004)].

3.8.4. Procedimento de Ensaio com Cargas Gravíticas

3.8.4.1. História de Carga

Como já referido, pretendeu-se testar um procedimento de ensaio que permita a simulação das cargas verticais na viga. O procedimento proposto consiste na aplicação de uma história de deslocamentos alternados com amplitudes crescentes (com repetição de três ciclos com a mesma amplitude de deslocamento), a partir dos efeitos da carga gravítica. Ou seja, a imposição do ciclo em deslocamento faz-se a partir do momento em que o valor pré-estabelecido da carga gravítica é restabelecido (correspondente às etapa 0, ii e iv ilustrada na Figura 3.44). Este procedimento implica a realização do ensaio controlado por força (correspondente à imposição da carga gravítica) e deslocamento (correspondente à imposição da história de deslocamentos alternados).

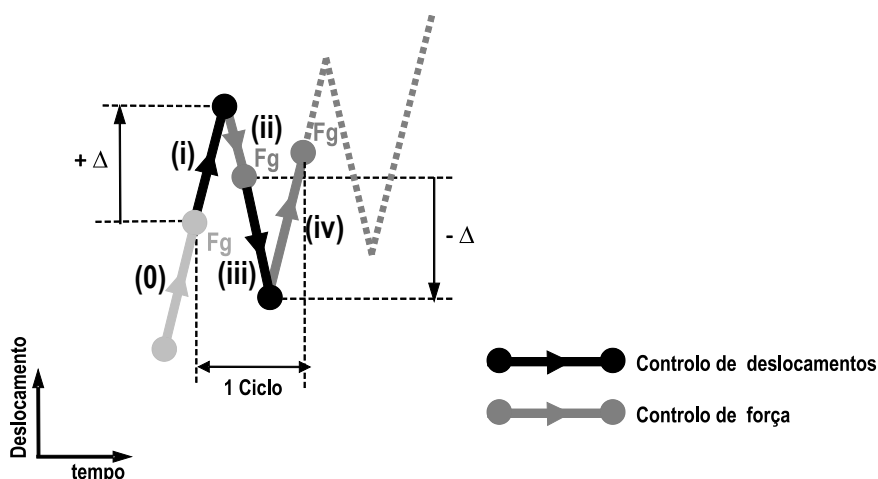


Figura 3.44 Ciclo tipo segundo o procedimento de ensaio cíclico com cargas gravíticas [Gião et al. (2009)]

A realização de um ciclo de carga genérico conduz à imposição das seguintes etapas sucessivas:

- (i) Aplicação de um deslocamento com amplitude $\Delta+$ (*controlo de deslocamento*)
- (ii) Descarga até o valor da carga gravítica pré-estabelecido (*controlo de força*)
- (iii) Imposição do deslocamento inverso com amplitude $\Delta-$ (*controlo de deslocamento*)
- (iv) Restabelecimento do valor da carga gravítica (*controlo de força*)

Ao longo do ensaio, observa-se que o restabelecimento do valor da carga gravítica ocorre para deslocamentos sucessivamente maiores, logo, cada parte do ciclo correspondente à imposição de deslocamento tem um ponto de partida diferente. Desta forma, a história de carregamento final não é simétrica. A rotura ocorre quando a ligação não tem capacidade para resistir às forças verticais.

O sistema de controlo de ensaio existente no Laboratório permite a automatização da plataforma de ensaios, incluindo o controlo do actuador mecânico, dos instrumentos de medição através do equipamento da *National Instruments* - portadora de módulos da série SC-2345 e respectivos módulos de condicionamento do sistema SCC - e a correspondente aquisição de dados. O sistema existente possibilita o controlo automático do ensaio através do computador, permitindo: monitorizar a evolução da carga e deslocamento imposto através de sensores instalados; controlar o movimento do actuador e a imposição dos ciclos de deslocamento; gravar e exportar dos dados recolhidos. O controlo do processo de ensaios é efectuado através duma interface gráfica concebida em *Labview* 6.1., que regista e interpreta a história de ciclos de deslocamentos impostos e, com base nestes, determina o andamento do actuador.

Para conseguir implementar o procedimento de ensaio proposto foi necessário adaptar o sistema existente, visando a imposição de deslocamentos a partir de um valor de carga pré-estabelecido durante o ensaio, ou seja, controlar o movimento do actuador a partir da monitorização da evolução da carga instalada. Este processo implicou a modificação dos módulos de condicionamento do sistema SCC e da interface gráfica.

Na figura seguinte apresenta-se uma panorâmica do sistema de controlo do ensaio onde se pode visualizar o seguinte equipamento: controlador do actuador mecânico (1); portadora SC-2345 que incorpora os módulos de condicionamento de sinal necessários ao sistema, consistindo na ferramenta de interface entre os equipamentos a controlar e o computador (2); computador com interface gráfica que permite controlar o ensaio (3); *dataloggers* para aquisição das leituras obtidas através da instrumentação do modelo (4); e computador onde se procede ao armazenamento dos referidos dados experimentais (5).

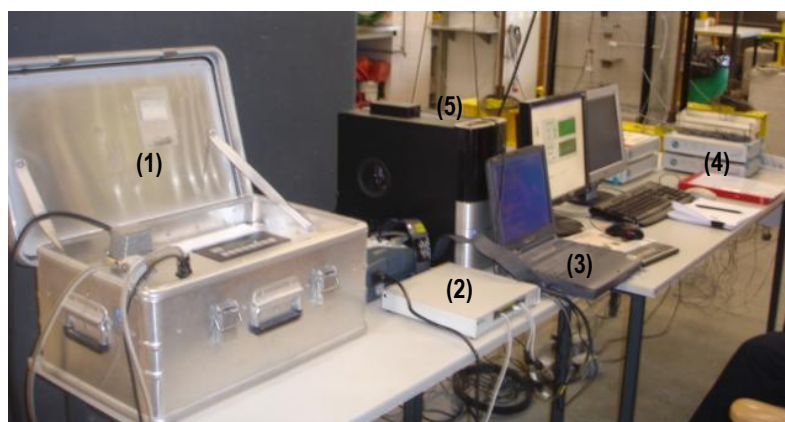


Figura 3.45 Panorâmica do sistema de controlo do ensaio

3.8.4.2. Critério de Rotura

O critério de rotura proposto corresponde ao instante em que o modelo deixa de ter capacidade para resistir às cargas verticais (na prática, corresponde ao instante em que se verifica que a força máxima é inferior à força gravítica) ou um “drift” pré-estabelecido seja atingido.

3.9. APRESENTAÇÃO DOS RESULTADOS

3.9.1. Resultados experimentais do Modelo VR1 (segundo o ensaio cíclico alternado)

O procedimento de ensaio utilizado para o modelo VR1 consistiu na aplicação de uma história de deslocamentos alternados com amplitudes crescentes, com o valor de $\pm\Delta = \pm 0.5 d_0, \pm 1.0 d_0, \pm 2.0 d_0, \pm 3.0 d_0, \pm 4.0 d_0, \pm 5.0 d_0$ e $\pm 6.0 d_0$, com três ciclos de igual amplitude.

O deslocamento de cedência foi determinado experimentalmente através do método descrito em 3.8.2 c). Segundo este método, o deslocamento de cedência corresponde ao deslocamento que provoca a extensão de cedência na armadura mais traccionada. Desta forma, na fase inicial do ensaio, aplicou-se um deslocamento até que a leitura da extensão na armadura mais traccionada fosse igual à extensão de cedência ($\epsilon_{sy} = 2.36\%$). Tendo-se obtido um valor de deslocamento de cedência correspondente à flexão na direcção “fraca” e à flexão na direcção “forte” de, respectivamente, 6.0 mm e 12.0 mm. Para simplificação do procedimento, optou-se por um valor de deslocamento de referência (d_0) igual ao menor dos deslocamentos de cedência, de 6.0 mm, facilitando a aplicação da história de deslocamentos. Na Figura 3.46 e na Figura 3.47 apresentam-se os diagramas da história de deslocamento e força imposta no ensaio cíclico.

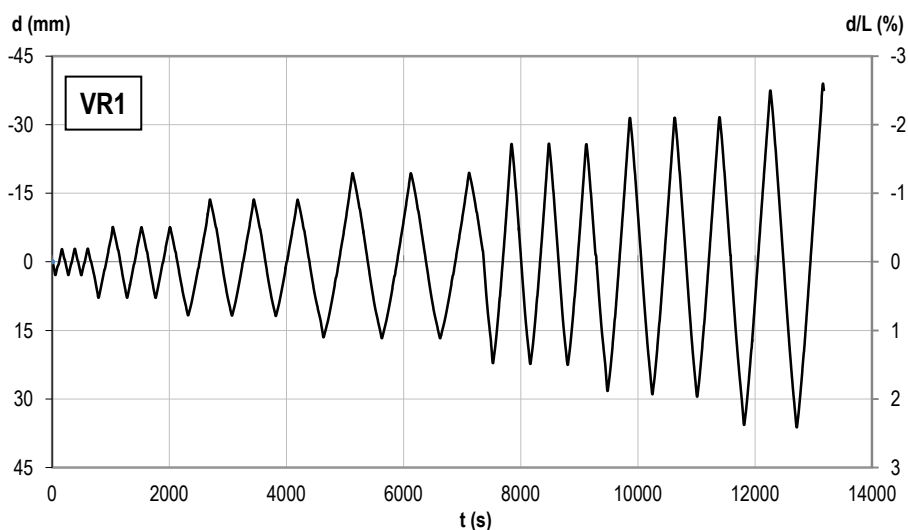


Figura 3.46 Diagrama do deslocamento imposto ao longo do ensaio cíclico alternado (Modelo VR1)

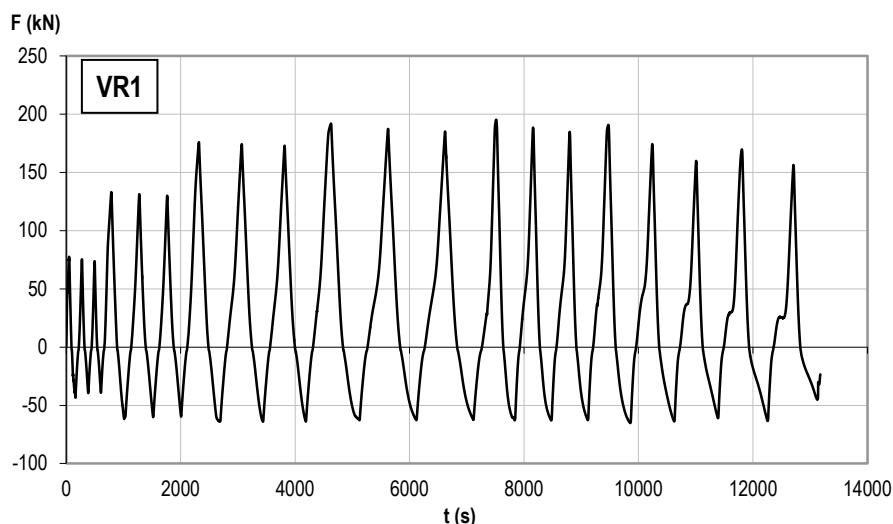


Figura 3.47 Diagrama da força imposta ao longo do ensaio cíclico alternado (Modelo VR1)

O comportamento cíclico do modelo experimental VR1 caracterizou-se por um diagrama histerético não simétrico, apresentando na figura seguinte.

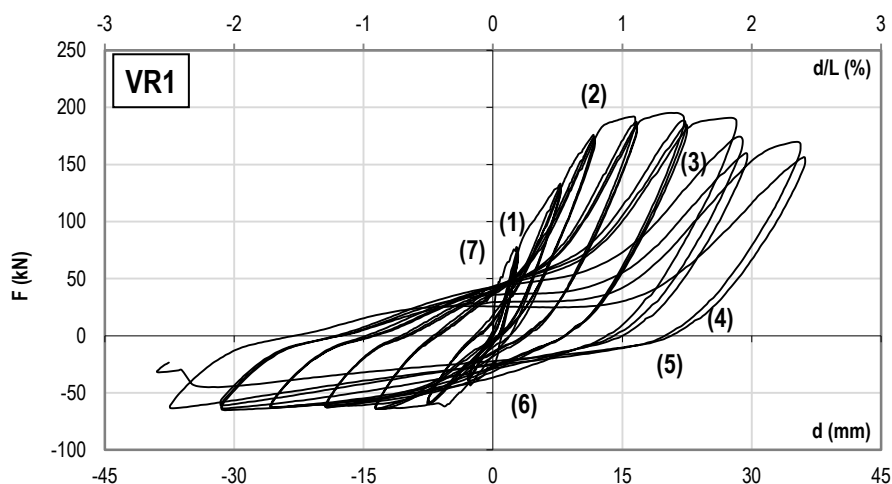


Figura 3.48 Diagrama força-deslocamento do ensaio cíclico alternado (Modelo VR1)

Da análise do diagrama força deslocamento observa-se, como seria expectável, que segundo a flexão na direcção “fraca”, correspondente à tracção das armaduras inferiores, a viga apresentou uma resistência e rigidez menores.

De seguida descrevem-se os principais fenómenos observados e assinalados no diagrama força-deslocamento.

No primeiro troço do primeiro ciclo de carga (correspondente à imposição de uma amplitude de deslocamento de $+0.5x_{d0}$) verifica-se uma degradação suave da rigidez (1) devido à fendilhação do betão do lado traccionado. Após a cedência das armaduras traccionadas (2), verifica-se uma redução acentuada da rigidez.

No troço do ciclo correspondente à descarga (3), a rigidez é elevada (na ordem de grandeza da rigidez inicial), suavizando quando a força tende para zero (4). Em (5) verifica-se a existência de deformações residuais devido à fendilhação do betão e plastificação do aço.

No troço do ciclo correspondente à inversão da carga (6), a rigidez é menor. Este comportamento deve-se ao facto da tracção das armaduras inferiores não ser suficiente para comprimir as armaduras superiores e fechar as fendas na face superior. Portanto, nos ciclos de inversão de carga, observou-se um aumento progressivo das fendas na face superior, conduzindo a uma rigidez inferior.

É de referir que, na inversão de carga, não se verifica o estreitamento do diagrama associado ao aumento da rigidez pois as fendas permaneceram abertas. No entanto, o estreitamento do diagrama devido ao aumento da rigidez - “*Pinching*” - é bastante pronunciado nos ciclos de carga na direcção “forte” (7). De facto, nos ciclos de carga na direcção “forte” verificou-se o fecho das fendas na face inferior e conduzindo a um aumento da rigidez que provoca um estreitamento do diagrama.

Os ciclos carga-descarga subsequentes seguem o andamento descrito, no entanto, com o aumento do número de ciclos, atinge-se o ponto de deformação máxima de uma forma suave devido à degradação da rigidez e da resistência. Os sucessivos ciclos conduzem à alternância da reabertura e fecho das fendas, promovendo a degradação do betão, da aderência das armaduras e o aumento das fendas. Este facto conduz à diminuição da rigidez e ao conseqüente estreitamento do diagrama.

Progressivamente observou-se degradação da zona comprimida e o progressivo descasque da camada de recobrimento na face inferior do modelo até ao segundo ciclo de amplitude de deslocamento de $+5.0x d_0$ (30 mm), correspondente à flexão do modelo na direcção “forte” que provoca compressão na face inferior, no qual se observou o destacamento total do recobrimento.

Posteriormente observou-se encurvadura progressiva das armaduras inferiores por compressão e rotura de um varão no segundo ciclo de amplitude de deslocamento de $-6.0x d_0$ (36 mm), correspondente à flexão do modelo na direcção “fraca”.

Na Figura 3.49 apresenta-se uma vista geral do modelo após rotura e pormenores da zona crítica nas várias fases que antecederam a rotura.

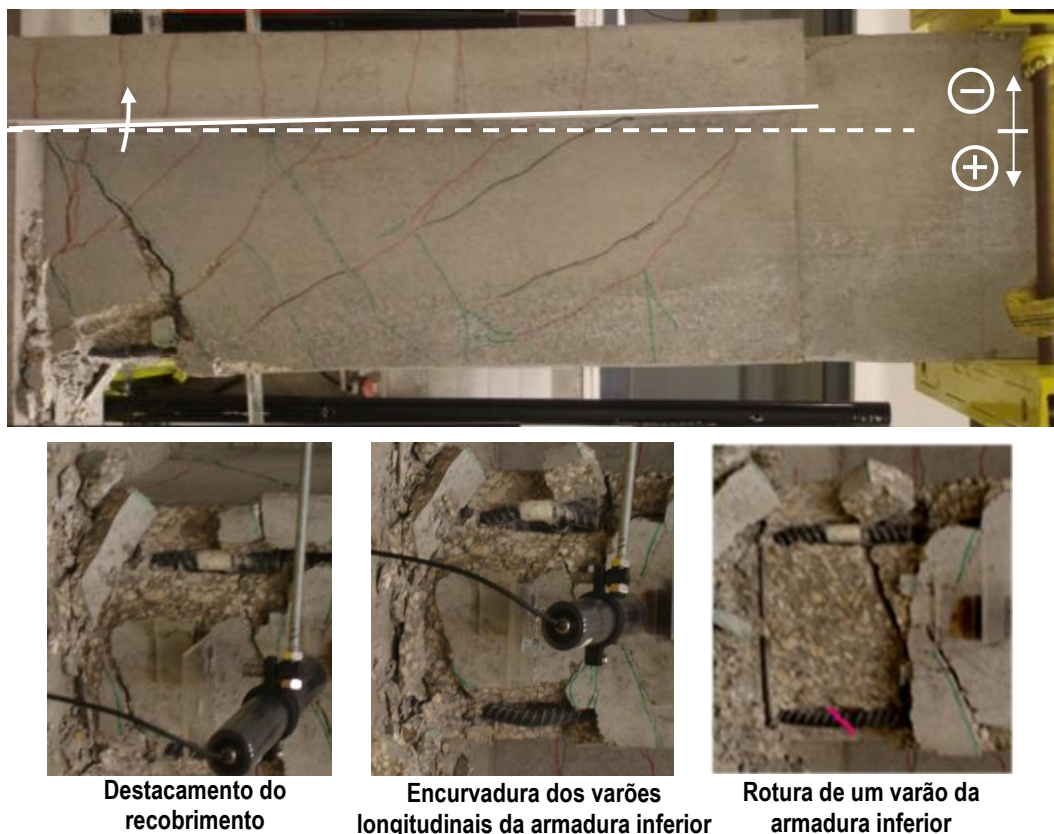


Figura 3.49 Modo de rotura do Modelo VR1

É de salientar que este tipo de ensaio conduziu a uma rotura para momentos positivos com acumulação de deformação na direcção “fraca” (claramente discutível tratando-se de uma viga). A rotura ocorreu no segundo ciclo de amplitude de deslocamento de $6x d_y^-$ (sendo d_y^- correspondente ao deslocamento de cedência na direcção “fraca”) e o máximo deslocamento observado na direcção “forte” foi de $3x d_y^+$ (sendo d_y^+ correspondente ao deslocamento de cedência na direcção “forte”) - conforme se pode constatar no diagrama força-deslocamento da Figura 3.48.

3.9.2. Resultados experimentais do Modelo VR2 (segundo o ensaio cíclico com carga gravítica)

O procedimento de ensaio utilizado para o modelo VR2 consistiu na aplicação de uma carga vertical pré-estabelecida, equivalente à carga gravítica, de valor igual a 90 kN (correspondente a 50% da força de cedência). A partir da qual foi imposta uma história de deslocamentos alternados com amplitudes crescentes, com o valor de $\pm\Delta = \pm 1.0 d_0, \pm 2.0 d_0, \pm 3.0 d_0, \pm 4.0 d_0, \pm 5.0 d_0, \pm 6.0 d_0$ e $\pm 7.0 d_0$, com três ciclos para a mesma amplitude de deslocamento. O valor do deslocamento de cedência correspondente à flexão na direcção “forte”, obtido experimentalmente, foi de 12.0 mm. À semelhança do procedimento anterior, estabeleceu-se um deslocamento de referência de 6.0 mm. Nas Figura 3.50 e 3.51 apresentam-se os diagramas referentes à história de deslocamentos e força imposta ao longo do ensaio.

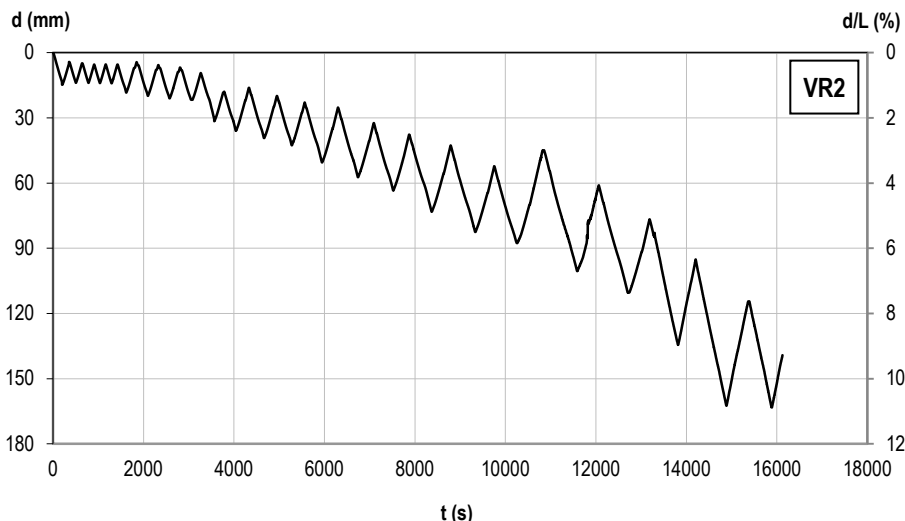


Figura 3.50 Diagrama do deslocamento imposto ao longo do ensaio cíclico com carga gravítica (Modelo VR2)

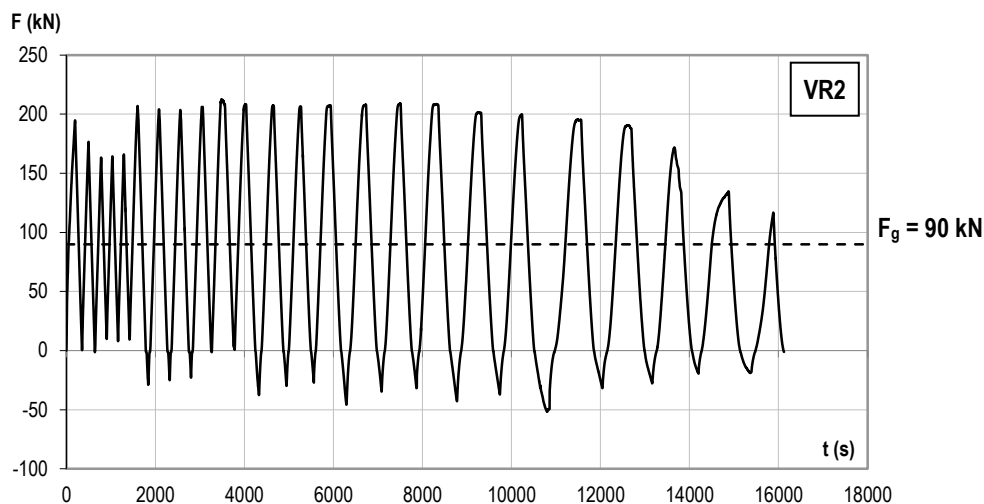


Figura 3.51 Diagrama da força imposta ao longo do tempo do ensaio cíclico com carga gravítica (Modelo VR2)

É de referir que o curso máximo do actuador hidráulico foi alcançado antes do critério de rotura do ensaio ter sido atingido, isto é, o instante em que se verifica que a força máxima é inferior à força gravítica. No entanto, o critério de rotura do procedimento de ensaio anterior foi atingido, ou seja, no momento em que o ensaio terminou verificava-se uma força última inferior a 85% da força máxima - ver Figura 3.51.

Na Figura 3.52 apresenta-se a evolução do deslocamento associado ao restabelecimento da carga gravítica pré-definida (d_g) e a história de deslocamentos impostos a partir desse instante (Δ). Como se pode observar, a implementação do procedimento proposto consiste na aplicação de uma história de deslocamentos alternados e reversíveis, com amplitudes crescentes, a partir dos efeitos da carga gravítica. As variações a este procedimento patentes no gráfico Δx_t estão relacionadas com pequenos ajustes ao procedimento de ensaio.

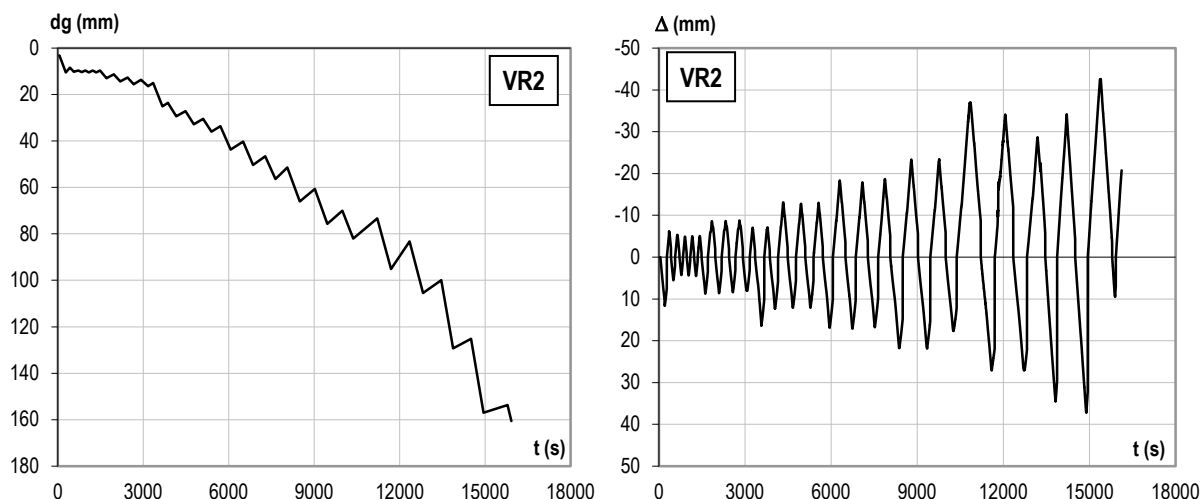


Figura 3.52 Diagrama do deslocamento associado à carga gravítica (d_g) e do deslocamento imposto a partir do restabelecimento da carga gravítica (Δ) ao longo do ensaio

Observa-se que o restabelecimento do valor da carga gravítica ocorre para deslocamentos sucessivamente maiores, logo, a imposição de deslocamento tem um ponto de partida diferente. Desta forma, a história de carregamento final não é simétrica – ver Figura 3.50.

Pode-se observar no diagrama força-deslocamento apresentado na Figura 3.53 que a imposição do procedimento de ensaio, que inclui o efeito das cargas gravíticas no modelo experimental, amplifica as assimetrias no comportamento hysterético. Este comportamento está associado aos efeitos provocados pela força gravítica, conduzindo a uma acumulação de deformação e amplificação dos fenómenos observados no ensaio cíclico alternado.

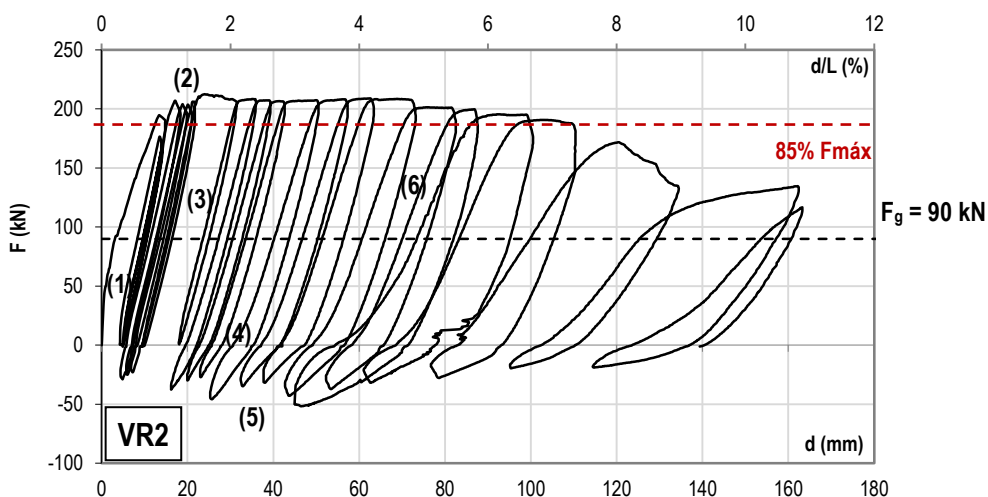


Figura 3.53 Diagrama força-deslocamento do ensaio cíclico com carga gravítica (Modelo VR2)

Passa-se de seguida a descrever os principais fenómenos observados (assinalados no diagrama força-deslocamento).

A fendilhação do betão ocorreu no troço correspondente à imposição da força gravítica do primeiro ciclo de amplitude $+1.0x d_0$ (1), conduzindo a uma degradação suave da rigidez. Após a cedência das armaduras traccionadas (2), verifica-se uma redução acentuada da rigidez. A rigidez no troço do ciclo correspondente à descarga (3) é da ordem de grandeza da rigidez inicial.

À semelhança do ensaio anterior, a fendilhação do betão e plastificação do aço conduz à acumulação de deformações residuais (4).

É de salientar que a aplicação do procedimento de ensaio proposto implica a imposição de uma história de deslocamentos alternados a partir dos efeitos da força gravítica, isto é, o equilíbrio “estático” corresponde ao instante em que o modelo está apenas sujeito à carga gravítica. Desta forma, a descarga corresponde ao restabelecimento da carga gravítica (não implicando a supressão do deslocamento imposto), observando-se portanto uma acumulação progressiva de deformação na direcção das cargas verticais.

A imposição do procedimento de ensaio proposto conduz a um comportamento da viga mais realista, contudo, associado a um nível de deformação excessivo.

Nos semi-ciclos iniciais correspondentes à inversão de carga, a amplitude de deslocamentos imposta não foi suficiente para provocar a plastificação das armaduras inferiores.

No troço do ciclo correspondente à inversão da carga (5), a rigidez é menor. Este fenómeno está associado ao facto das fendas na face superior permanecerem abertas, conferindo uma rigidez baixa (fenómeno já descrito no ensaio anterior). Da mesma forma também não se verifica o efeito de estreitamento do diagrama, correspondente ao aumento da rigidez conferido pelo fecho das fendas - “*Pinching*”.

A degradação da rigidez e da resistência ao longo do ensaio foi pouco pronunciada (6), sendo mais relevante nos últimos ciclos carga-descarga (correspondentes a maiores amplitudes de deslocamentos).

Observou-se degradação gradual da zona comprimida e progressivo descasque da camada de recobrimento até ao segundo ciclo de amplitude de deslocamento de $+5.0x d_0$ (correspondente à flexão do modelo na direcção “forte”). Verificou-se encurvadura progressiva das armaduras inferiores por compressão. O ensaio terminou no segundo ciclo de deslocamento com uma amplitude de $+7.0x d_0$.

Na Figura 3.54 apresenta-se o modelo após rotura e detalhes das fases que antecedem a rotura.

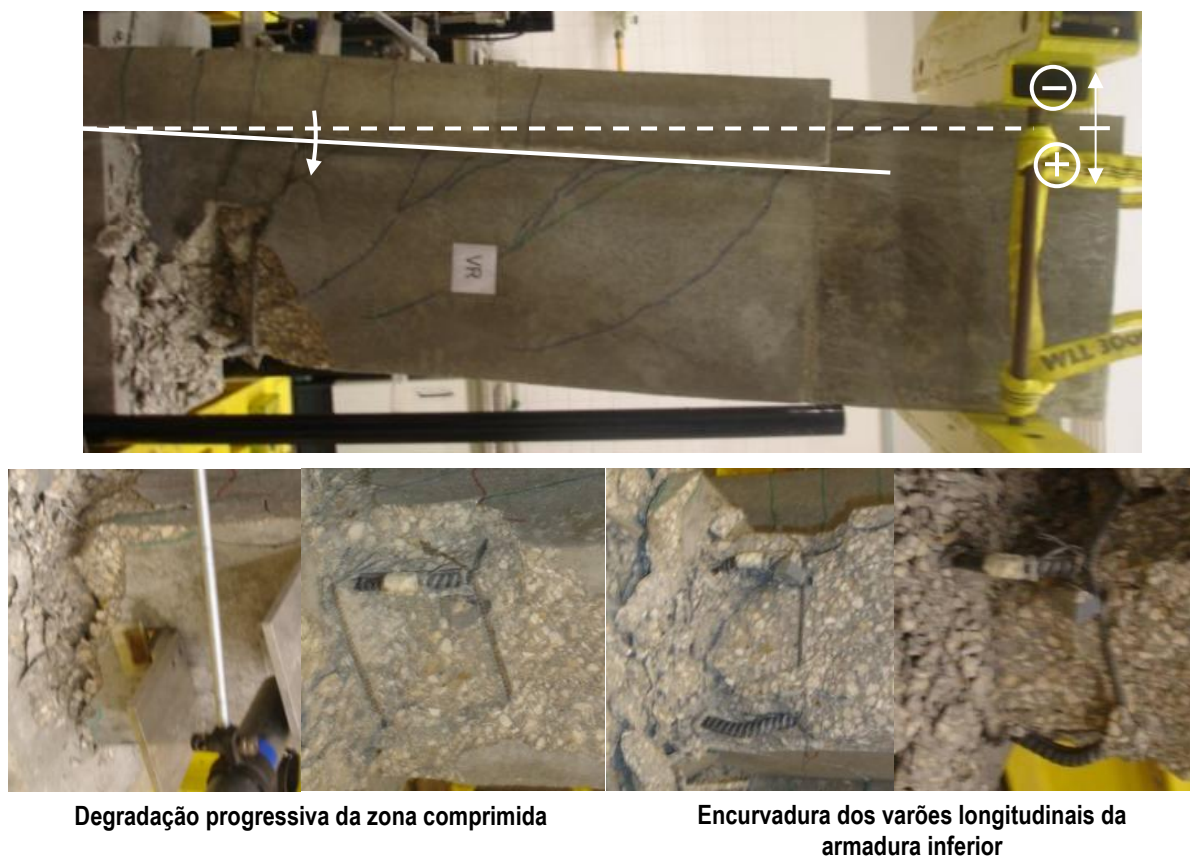


Figura 3.54 Modo de rotura do Modelo VR2

3.10. ANÁLISE DOS RESULTADOS EXPERIMENTAIS

A realização do ensaio segundo os dois procedimentos conduz a comportamentos do modelo diferenciados. Com vista a uma uniformização na interpretação dos resultados experimentais, mostra-se necessária uma escolha criteriosa dos parâmetros comparativos e indicadores relevantes. Neste item pretende-se estabelecer parâmetros de desempenho e indicadores de comportamento que permitam a interpretação dos resultados obtidos e a comparação entre os dois procedimentos de ensaio. De seguida mostram-se, graficamente, as principais diferenças na resposta global do modelo face à imposição de um passo de carga tipo dos dois procedimentos.

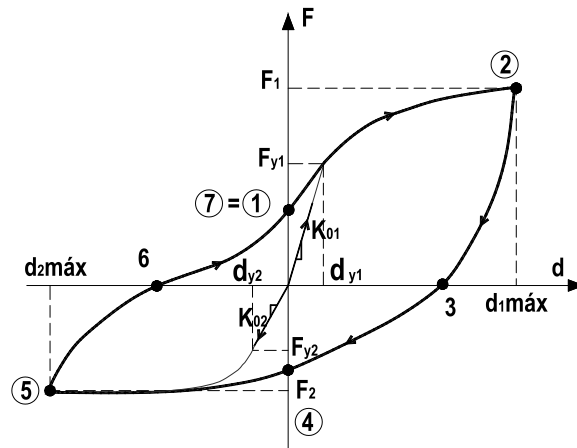


Figura 3.55 Resposta histerética de um ciclo segundo o ensaio cíclico – Pontos Notáveis

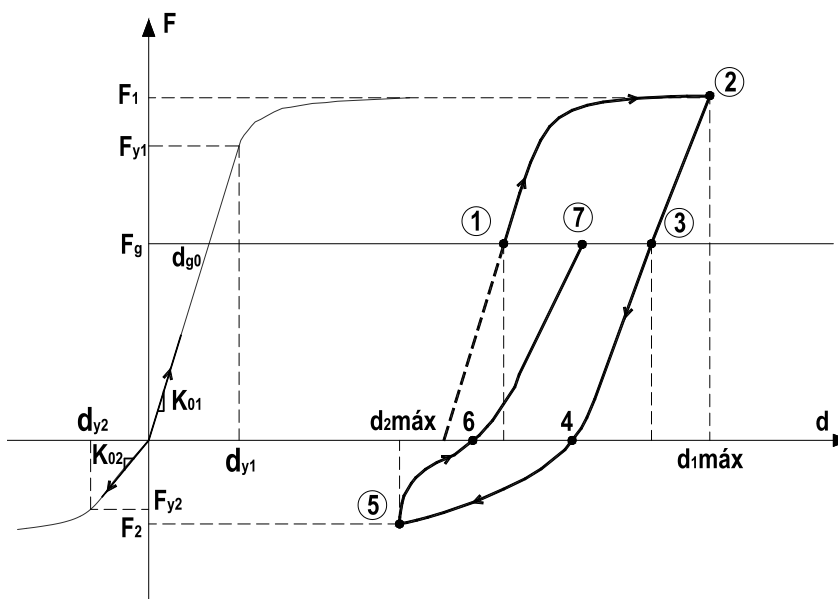


Figura 3.56 Resposta histerética de um ciclo segundo o ensaio cíclico com carga gravítica (b) – Pontos Notáveis

Estas diferenças reflectem-se ao nível dos pontos notáveis, importantes para a análise dos resultados experimentais. A principal diferença será na definição do ponto inicial (*ponto 1*): no caso do ensaio cíclico corresponde ao ponto de deformação zero e no caso do ensaio com carga gravítica ao ponto de força instalada igual à força gravítica. No início do ensaio com carga gravítica, o modelo apresenta deformação devido às forças gravíticas, conforme se pode observar na Figura 3.57.

O *ponto 2* corresponde, nos dois ensaios, à imposição do deslocamento de amplitude positiva: $+\Delta$, correspondente à flexão na direcção “forte”. A descarga no ensaio proposto corresponde ao restabelecimento da força gravítica (*ponto 3*), ou seja, o instante em que o modelo está apenas sujeito à carga gravítica, representando a ausência de acção horizontal. No ensaio cíclico, o próximo ponto notável corresponde ao *ponto 4*, i.e., à supressão do deslocamento de amplitude positiva: $-\Delta$.

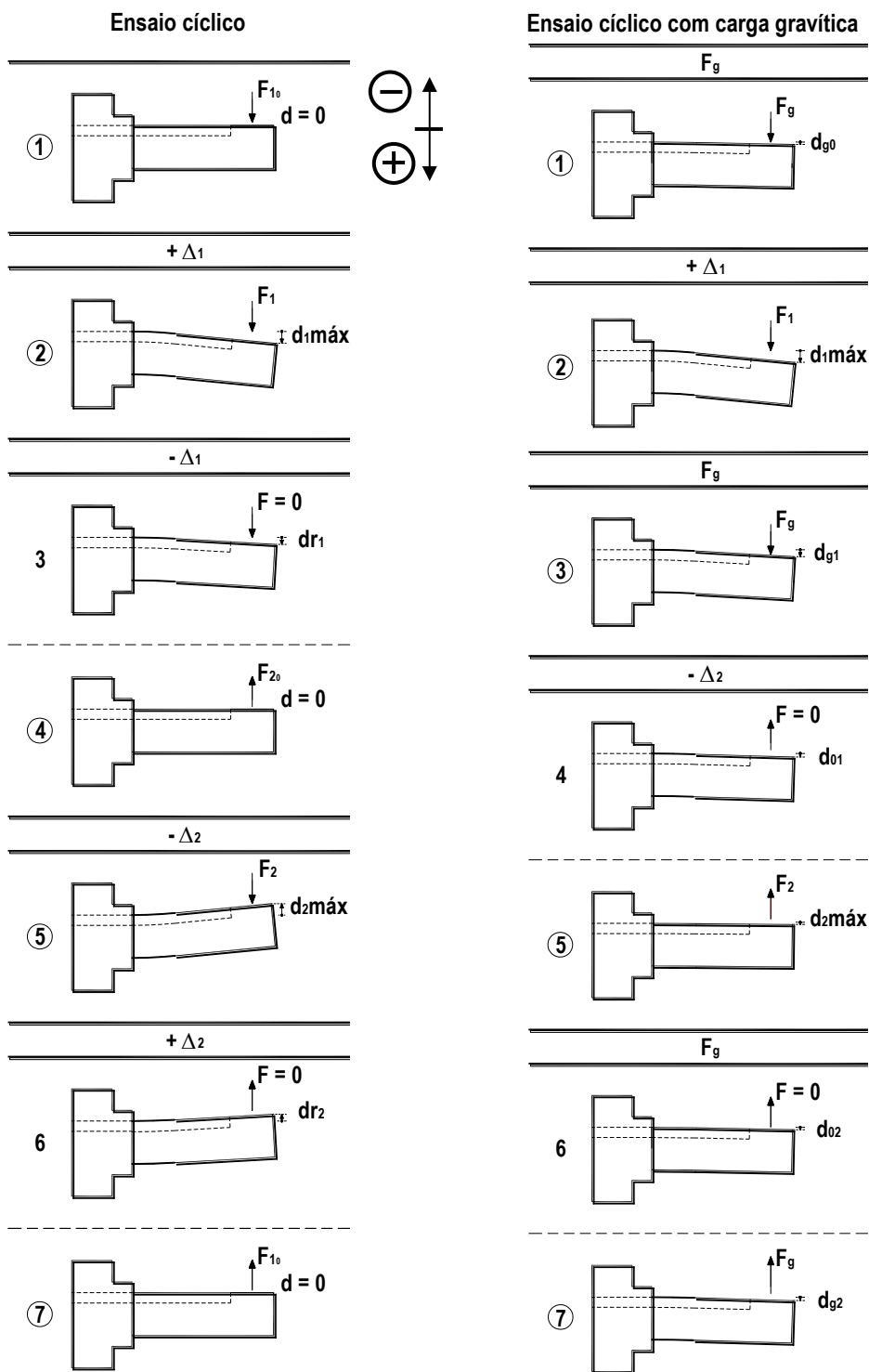


Figura 3.57 Configuração deformada do modelo nos pontos notáveis do ensaio cíclico e no ensaio cíclico com carga gravítica

O ponto 5 corresponde, nos dois ensaios, à imposição do deslocamento de amplitude negativa: $-\Delta$, correspondente à flexão na direcção “fraca”. No caso do ensaio cíclico, a descarga representa a supressão do deslocamento imposto, correspondendo ao ponto 7. No ensaio com carga gravítica, o ponto notável 7 corresponde ao restabelecimento da força gravítica.

Conforme é possível visualizar no diagrama força-deslocamento, no final de um ciclo de carga segundo o ensaio cíclico, o modelo estará sujeito a uma força correspondente a eliminação da deformação imposta - *ponto 7*. No caso do ensaio de elementos verticais, como os pilares, este ponto de deformação nula terá um significado físico real. Porém, em vigas com um nível de cargas gravíticas significativas, julga-se que o ensaio proposto simula de forma mais realista as acções a que uma viga está sujeita. Durante a realização do ensaio proposto, o modelo apresenta deformações no sentido das cargas gravíticas. No entanto, seguindo o ensaio cíclico observa-se acumulação de deformação na direcção “fraca” (o que é claramente discutível no caso de uma viga sujeita a cargas gravíticas significativas).

3.10.1. Relação força-deslocamento

A relação entre a força e o deslocamento permite avaliar a resposta global do modelo e pode ser obtida a partir das leituras directas dos valores medidos pela célula de carga que correspondem à força horizontal aplicada ao modelo e ao deslocamento horizontal medido pelo transdutor colocado na zona de aplicação da carga. Para efeitos de tratamento e comparação de resultados experimentais admitiu-se como critério de rotura o momento em que se atingiu uma força inferior a 85% da força máxima.

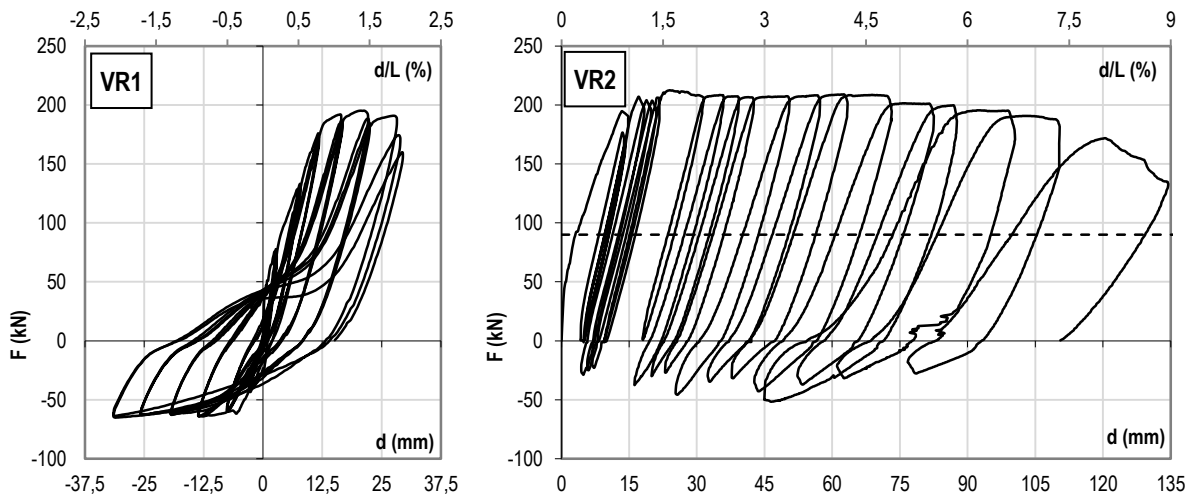


Figura 3.58 Diagrama força-deslocamento do ensaio dos Modelos VR1 e VR2

Como já referido, face à imposição dos dois procedimentos de ensaio, a maior diferença na resposta global do modelo é a acumulação de deformação no modelo sujeito ao procedimento de ensaio com carga gravítica. O modelo VR1 foi submetido a um ensaio cíclico alternado, tendo atingido a força máxima relativa à flexão na direcção “forte” de 195.2 kN para um deslocamento de 24 mm (correspondente à imposição do primeiro ciclo de amplitude de deslocamento $+4x d_0$). Na flexão na direcção “fraca”, a força foi de 65.2 kN para um deslocamento negativo de 30 mm (correspondente à

imposição do primeiro ciclo de amplitude de deslocamento $-5x_{d0}$). O critério de rotura correspondente a 85% da força máxima foi atingido no terceiro ciclo de amplitude de deslocamento $+5x_{d0}$.

O modelo VR2 foi submetido a um ensaio cíclico alternado a partir do efeito da carga gravítica, a força máxima atingida, na flexão na direcção “forte”, foi de 212.5 kN para um deslocamento de 24 mm (correspondente à imposição do primeiro ciclo de amplitude de deslocamento $+3x_{d0}$). A história de carga aplicada ao modelo VR2 conduz a uma acumulação de deformação. A força mínima observada, associada à imposição do terceiro ciclo de amplitude $-5x_{d0}$ na direcção “fraca”, foi de 51.7 kN para um deslocamento positivo de 46.5 mm (ou seja, durante a imposição dos ciclos de inversão de carga, correspondentes à mobilização da viga na direcção “fraca”, não se consegue anular os deslocamentos acumulados na direcção da carga gravítica). O critério de rotura de 85% da força máxima foi atingido no terceiro ciclo de amplitude de deslocamento $+6x_{d0}$.

De forma a proceder a uma análise e interpretação de resultados sistemática e coerente, optou-se por determinar a da deformação de cedência a partir do estabelecimento de um diagrama elastoplástico idealizado - ver 3.8.2 f). Desta forma, estando a cedência associada à inflexão no andamento da curva força-deslocamento, os valores referentes à cedência foram obtidos tal que as áreas sob a curva envolvente ao diagrama força-deformação experimental e a curva idealizada sejam iguais, de acordo com a Figura 3.59 e a Figura 3.60.

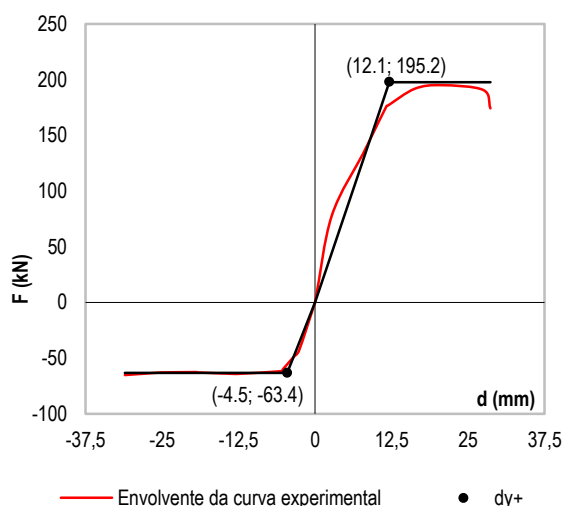


Figura 3.59 Determinação da deformação de cedência através do diagrama elastoplástico idealizado – Modelo VR1

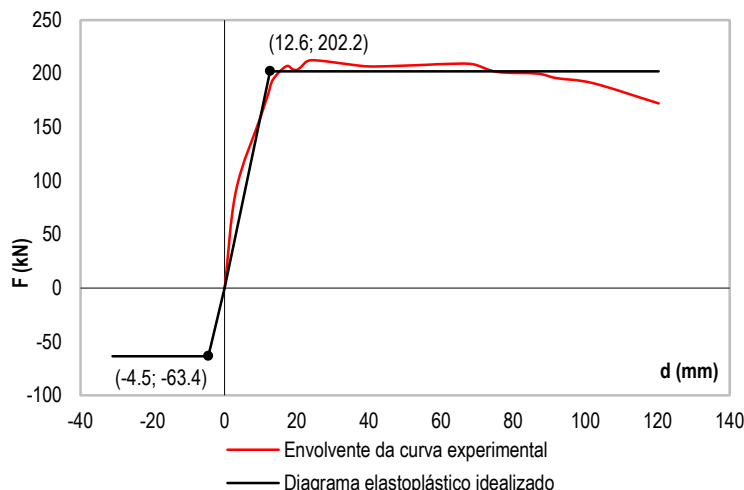


Figura 3.60 Determinação da deformação de cedência através do diagrama elastoplástico idealizado – Modelo VR2

É de referir que, dado que a imposição do ensaio cíclico a partir do efeito da carga gravítica não provocou a plastificação das armaduras inferiores, no caso do modelo VR2 admitiu-se o ponto de cedência para momentos positivos igual ao do modelo VR1.

Na tabela seguinte são apresentados alguns pontos notáveis do comportamento hysterético dos modelos ensaiados.

Tabela 3.10 – Pontos notáveis na relação força-deslocamento dos modelos VR1 e VR2

		VR1	VR2
Cedência (+) (*)	Força (kN)	195.2	202.2
	Deslocamento (mm)	12.1	12.6
Cedência (-) (*)	Força (kN)	-63.4	-63.4 (**)
	Deslocamento (mm)	-4.5	-4.5 (**)
Força máxima	Força (kN)	195.2	212.5
	Deslocamento (mm)	24.0 (1x4d ₀)	24.0 (1x3d ₀)
	“Drift” (%)	1.6	1.6
	Nº. ciclo	12	9
Força mínima	Força (kN)	-65.2	-51.7
	Deslocamento (mm)	-30.0 (-1x5d ₀)	46.5 (-3x5d ₀)
	“Drift” (%)	2.0	3.1
	Nº. ciclo	15	18
Rotura 85% Força máxima	Força (kN)	157.0	171.8
	Deslocamento (mm)	30.0 (3x5d ₀)	120.3 (3x6d ₀)
	“Drift” (%)	2.0	8.0
	Nº. ciclo	17	21

(+) - corresponde à flexão do modelo na direcção “forte” (ou seja, para momentos negativos)

(-) - corresponde à flexão do modelo na direcção “fraca” (ou seja, para momentos positivos)

(±n x md₀) - corresponde à imposição do ciclo n (n=1,2,3), na direcção “forte” (+) ou “fraca” (-), de amplitude igual a m vezes o deslocamento de referência (d₀)

(*) - determinação da cedência a partir do diagrama elastoplástico idealizado

(**) - admitiu-se o ponto de cedência do ensaio VR1

3.10.2. Relação momento-curvatura

O momento é obtido multiplicando a força aplicada pela distância entre o ponto de aplicação e a secção considerada e a curvatura do troço entre a secção i e a secção j é obtida dividindo a rotação na secção i pelo comprimento do troço considerado. Desta forma, as curvaturas foram obtidas com base nas medições dos transdutores de deslocamento colocados na secção B - transdutores de deslocamento 1 e 2 - e na secção C - transdutores de deslocamento 3 e 4 - ver Figura 3.38. No ensaio dos modelos VR1 e VR2, a secção D não foi instrumentada dada a limitação do número de canais de leitura disponíveis no *Datalogger* utilizado. As curvaturas indicadas nos gráficos seguintes correspondem aos valores médios no troço de viga do encastramento até à secção B, obtidos dividindo a rotação na secção pela distância ao encastramento, - Figura 3.61 -, e aos valores médios no troço de viga até à secção C, obtidos dividindo a rotação na secção pela distância ao encastramento - Figura 3.62.

Dada a localização dos transdutores de deslocamento que permitem a leitura das deformações para determinação da curvatura, após o destacamento do recobrimento não foi possível monitorizar estes resultados experimentais. Este facto torna-se mais gravoso na secção mais solicitada (secção B), razão pela qual os respectivos diagramas não contemplam a evolução da curvatura após o destacamento do recobrimento.

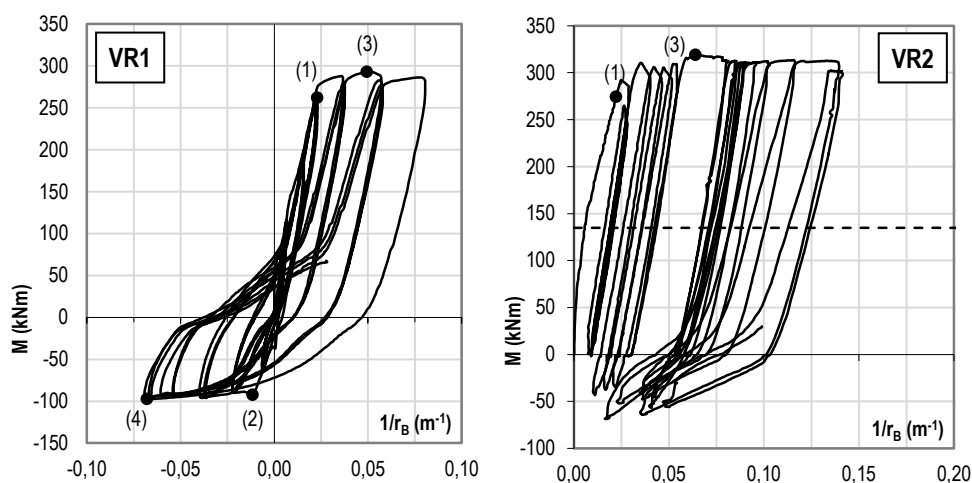


Figura 3.61 Diagrama momento-curvatura na secção B no ensaio dos Modelos VR1 e VR2

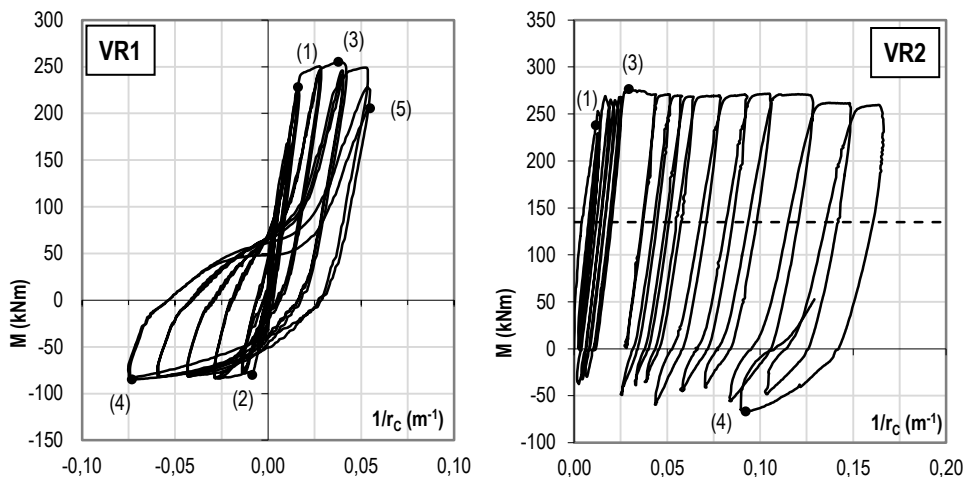


Figura 3.62 Diagrama momento-curvatura na secção C no ensaio dos Modelos VR1 e VR2

De forma a efectuar uma comparação quantitativa, no quadro seguinte, apresentam-se os valores da curvatura nos pontos notáveis para cada modelo (igualmente assinalados nos diagramas momento-curvatura).

Tabela 3.11 – Curvaturas nas secções 1 e 2 nos pontos notáveis do modelo VR1 e VR2

	Curvatura (m ⁻¹)	VR1	VR2
(1) Cedência (+)	$(1/r)_B^{y+}$	0.023	0.022
	$(1/r)_C^{y+}$	0.016	0.012
(2) Cedência (-)	$(1/r)_B^{y-}$	-0.022	-
	$(1/r)_C^{y-}$	-0.014	-
(3) Força máxima	$(1/r)_B^{Fmáx}$	0.052	0.064
	$(1/r)_C^{Fmáx}$	0.040	0.030
(4) Força mínima	$(1/r)_B^{Fmín}$	-0.068	- *
	$(1/r)_C^{Fmín}$	-0.073	0.091
(5) Rotura	$(1/r)_B^{0.85 Fmáx}$	- *	- *
85% Força máxima	$(1/r)_C^{0.85 Fmáx}$	0.055	- *

* - Na proximidade do destacamento do recobrimento, a instrumentação teve que ser retirada logo não foi possível efectuar as leituras nos pontos assinalados

As grandezas indicadas na Tabela 3.11 têm o seguinte significado:

- $(1/r)_i^{y+}$ - curvatura média entre a secção de encastramento e a secção i, correspondente à cedência na direcção “forte” (ou seja, para momentos negativos)
- $(1/r)_i^{y-}$ - curvatura média entre a secção de encastramento e a secção i, correspondente à cedência na direcção “fraca” (ou seja, para momentos positivos)
- $(1/r)_i^{Fmáx}$ - curvatura média entre a secção de encastramento e a secção i, correspondente à força máxima (correspondente à flexão na direcção “forte”)
- $(1/r)_i^{Fmín}$ - curvatura média entre a secção de encastramento e a secção i, correspondente à força mínima (correspondente à flexão na direcção “fraca”)
- $(1/r)_i^{0.85Fmáx}$ - curvatura média entre a secção de encastramento e a secção i, correspondente a 85% da força máxima (correspondente ao critério de análise)

É de referir que os valores da curvatura média na cedência obtidos a partir dos resultados experimentais revelam-se superiores aos valores analíticos [$(1/r)_B^{y+} = 0.00725 \text{ m}^{-1}$; $(1/r)_B^{y-} = -0.00578 \text{ m}^{-1}$]. De facto, tratando-se de um ensaio cíclico, as deformações obtidas experimentalmente abrangem a degradação do betão nos ciclos anteriores ao ciclo que conduz à cedência, conduzindo a deformações acumuladas resultantes da fendilhação do betão.

Considerando o valor das curvaturas nos pontos notáveis, admitindo que o comportamento não-linear se concentra na zona da rótula plástica e que a curvatura no topo do modelo é nula, pode traçar-se o andamento da curvatura ao longo do comprimento do modelo, representado na Figura 3.63.

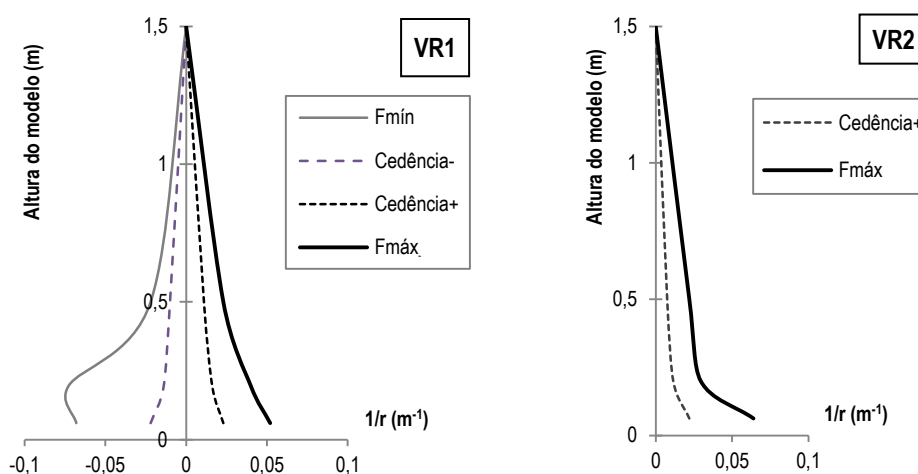


Figura 3.63 Andamento da curvatura ao longo do comprimento do modelo, nos Modelos VR1 e VR2 – Pontos notáveis

É de salientar a inflexão no andamento da curvatura relativa à flexão na direcção “fraca”, associada ao destacamento do recobrimento e/ou à encurvadura das armaduras longitudinais.

3.10.3. Drift (d/h)

O “drift” é a relação entre o deslocamento vertical e a distância ao ponto de inflexão da deformada da viga, para cada nível de desempenho.

Nos gráficos seguintes apresenta-se a evolução do “drift” ao longo do ensaio, verificando-se uma acumulação de deformação no caso do ensaio com carga gravítica. De facto, os efeitos provocados pela carga gravítica promovem uma ampliação dos deslocamentos na direcção “forte”.

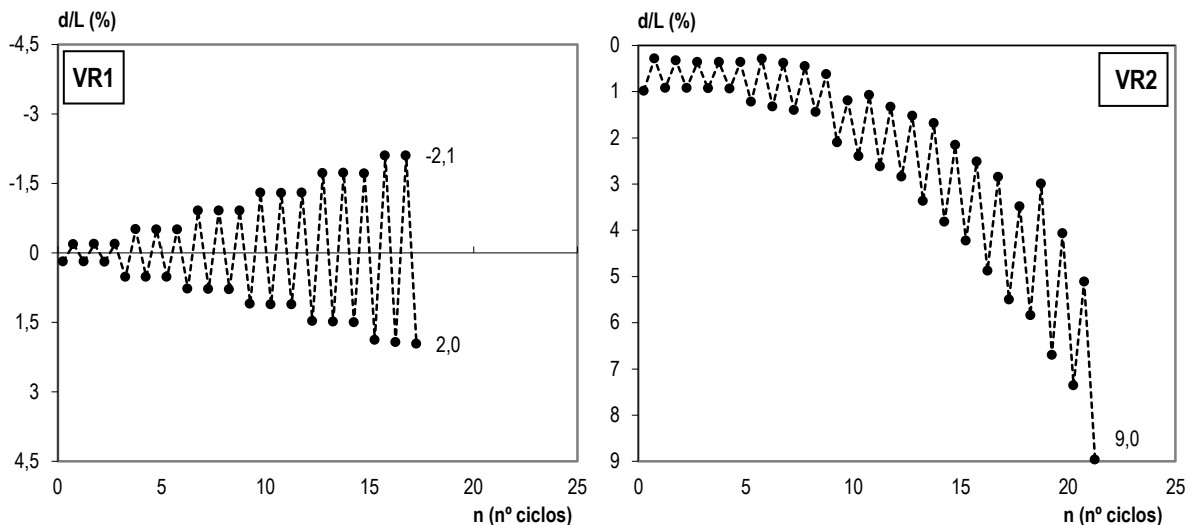


Figura 3.64 Relação d/L em cada semi-ciclo no ensaio dos Modelos VR1 e VR2

3.10.4. Ductilidade em deslocamento

A ductilidade em deslocamento corresponde a um indicador da capacidade de deformação inelástica para um determinado nível de resposta.

Para analisar a relevância da força gravítica instalada, e comparar os resultados dos dois ensaios, apresenta-se a análise da ductilidade em deslocamento relativamente a diferentes pontos (ilustrados na Figura 3.65 e Figura 3.66):

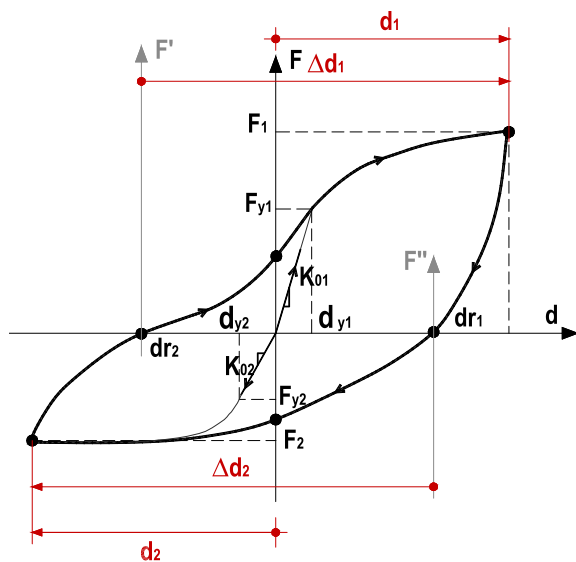


Figura 3.65 Ductilidade – Ensaio cíclico

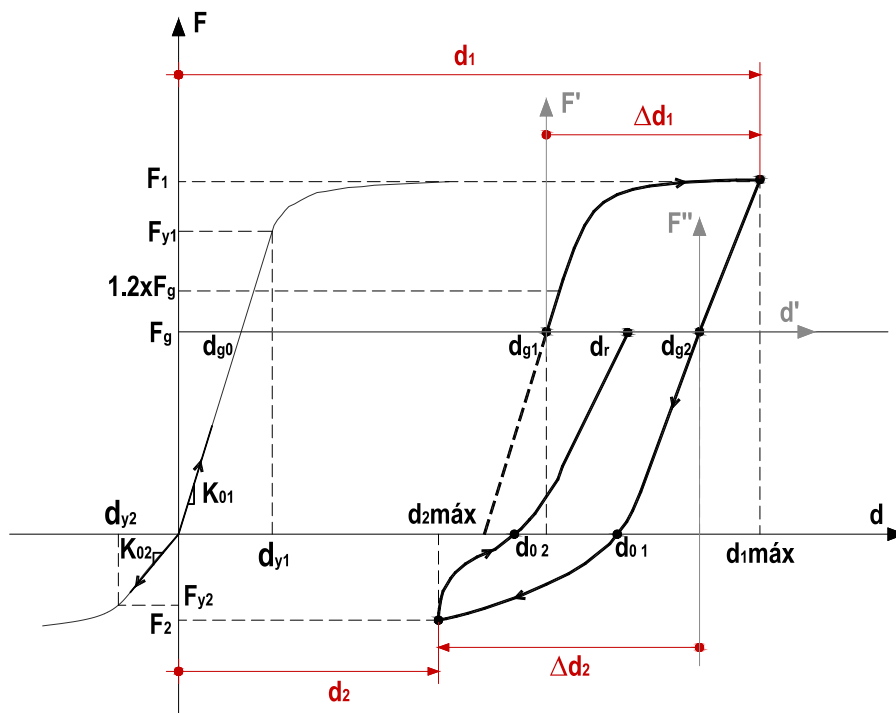


Figura 3.66 Ductilidade – Ensaio cíclico com carga gravítica

- *Ductilidade total:* correspondente à relação entre o deslocamento total no ciclo i (d_i) e o deslocamento de cedência (d_y).

$$\mu_{ductilidade\ total} = \frac{d_i^{+/-}}{d_y^{+/-}} \tag{3.67}$$

com $d_i^{+/-}$ - valor absoluto do deslocamento máximo positivo ou negativo no ciclo i , representa a deformação máxima positiva ou negativa no ciclo i

- *Ductilidade relativa:* correspondente à relação entre o deslocamento relativo medido a partir do momento em que a força gravítica está instalada ($d - d_{g0}$) e o deslocamento de cedência (d_y)

$$\mu_{ductilidade\ relativa} = \frac{d_i^{+/-} - d_{g0}}{d_y^{+/-}} \tag{3.68}$$

A ductilidade relativa é igual à total, a menos do valor do deslocamento gravítico inicial, correspondendo à ductilidade para as acções horizontais. No caso do ensaio cíclico, a ductilidade total é igual à relativa.

Para um determinado nível de desempenho, a ductilidade positiva corresponde à relação entre o deslocamento observado na direcção da flexão “forte” (i.e., para momentos negativos) e o respectivo deslocamento de cedência. A ductilidade negativa corresponde à relação entre o deslocamento observado na direcção “fraca” (i.e., para momentos positivos) e o respectivo deslocamento de cedência. No ensaio cíclico com carga gravítica observou-se acumulação de

deformação na direcção “forte” (i.e., na direcção das forças gravíticas). Este fenómeno reflecte-se ao nível da ductilidade total e relativa que, como se pode constatar na Figura 3.67, é claramente superior no caso do ensaio cíclico com carga gravítica.

A realização do ensaio cíclico envolveu a imposição de uma história de deslocamentos alternados, com amplitudes crescentes baseadas no valor do deslocamento de cedência (tendo-se considerado um deslocamento de referência igual ao deslocamento de cedência para momentos positivos), ou seja, os deslocamentos impostos são múltiplos do valor do deslocamento de cedência. Desta forma, os valores de ductilidade apresentam uma correlação com a amplitude do deslocamento imposto.

No caso do ensaio cíclico com carga gravítica, a história de deslocamentos alternados é imposta a partir do efeito da carga gravítica. Para um determinado nível de desempenho, o deslocamento observado compreende a amplitude do deslocamento imposto a partir do restabelecimento da força gravítica. Desta forma, o nível de ductilidade explorada na direcção das forças gravíticas (na direcção “forte”) é bastante superior à do modelo de referência VR1 (Figura 3.67).

- *Ductilidade por ciclo*: correspondente à relação entre o valor absoluto do deslocamento aplicado no semi-ciclo em força positiva ou negativa (definidos a partir do momento em que, no semi-ciclo correspondente, a força gravítica está restabelecida - d_{gi}) e a diferença entre o deslocamento de cedência (d_y) e o deslocamento devido à força gravítica inicial (d_{g0}). A ductilidade por ciclo é para semi-ciclos em força e refere-se à ductilidade no ciclo.

$$\mu_{d_{ciclo}} = \frac{\Delta d_i^{+/-}}{d_y^{+/-} - d_{g0}} = \frac{d_i^{+/-} - d_{g_i}}{d_y^{+/-} - d_{g0}} \quad (3.69)$$

com $\Delta d_i^{+/-}$ - valor absoluto do deslocamento máximo aplicado no semi-ciclo em força positiva ou negativa no ciclo i

Dada a semelhança entre a ductilidade total e relativa, na Figura 3.67 optou-se por apresentar apenas o diagrama ductilidade relativa versus número de ciclos e na Figura 3.68 apresenta-se a evolução da ductilidade por ciclo ao longo do ensaio.

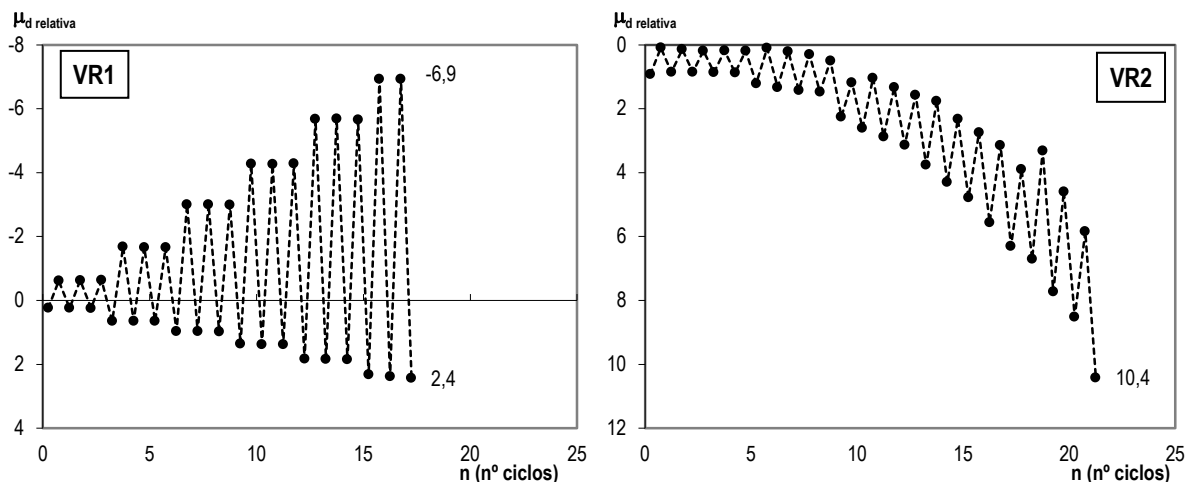


Figura 3.67 Ductilidade relativa em cada semi-ciclo no ensaio dos Modelos VR1 e VR2

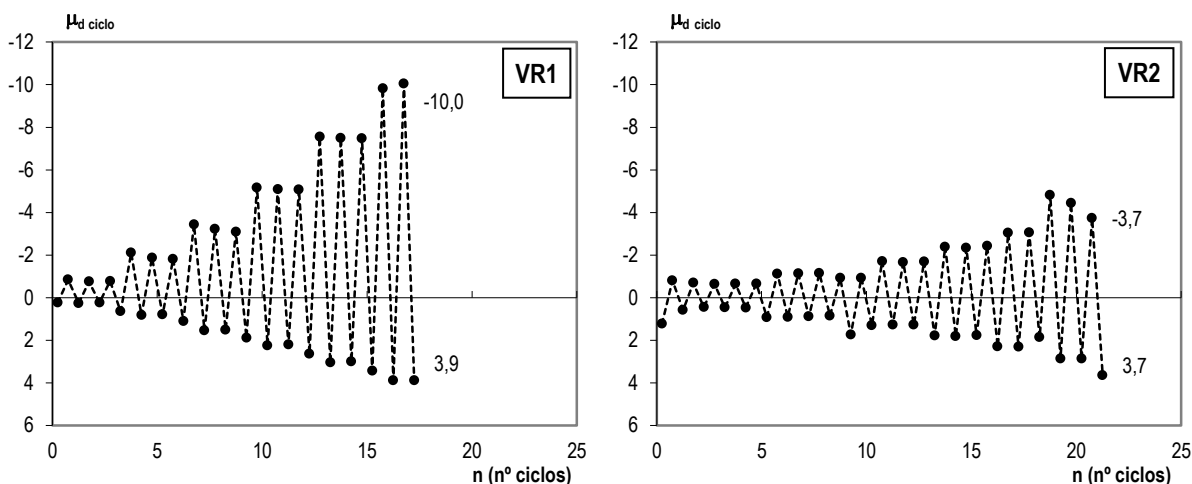


Figura 3.68 Ductilidade por ciclo no ensaio dos Modelos VR1 e VR2, em cada semi-ciclo

A ordem de grandeza dos valores da ductilidade por ciclo (Figura 3.68) na direcção “forte” nos dois ensaios é semelhante. Verifica-se uma maior desigualdade nos valores da ductilidade por ciclo na direcção “fraca” pois o modelo VR1 apresenta valores superiores. É de notar que a repetição de ciclos com a mesma amplitude no modelo VR1 reflecte uma redução da ductilidade associada à degradação das características do modelo. No entanto, a degradação associada à repetição de ciclos com a mesma amplitude no modelo VR2 não é perceptível.

3.10.5. Rotação plástica

A rotação plástica (θ_p) foi calculada a partir da expressão 3.25. Nos gráficos seguintes apresenta-se a evolução da rotação plástica para os dois modelos.

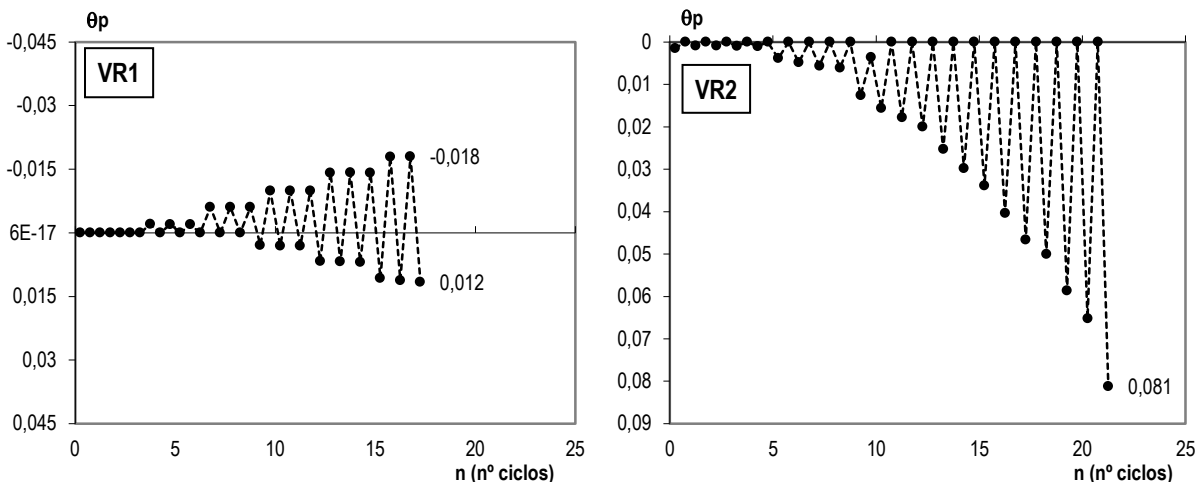


Figura 3.69 Rotação plástica em cada semi-ciclo no ensaio dos Modelos VR1 e VR2

No ensaio segundo o procedimento cíclico com carga gravítica observou-se uma tendência de acumulação de deformação na direcção “forte”, não se tendo verificado plastificação na direcção “fraca”. Este comportamento evidencia-se na análise dos gráficos anteriores, observando-se uma acumulação de rotação plástica, apenas, na direcção “forte”.

3.10.6. Energia dissipada

A energia dissipada é determinada a partir das áreas delimitadas pelo digrama força-deslocamento. A energia dissipada numa direcção é contabilizada a partir do momento em que a força gravítica está instalada. No caso do ensaio cíclico, significa que a energia dissipada numa determinada direcção é determinada a partir do momento em que a força é nula. A energia designada por W_1 corresponde à energia dissipada na excursão plástica na direcção “forte”, ou seja, na flexão na direcção da carga gravítica. A energia W_2 refere-se à energia dissipada na flexão na direcção “fraca”, conforme ilustrado nas figuras seguintes.

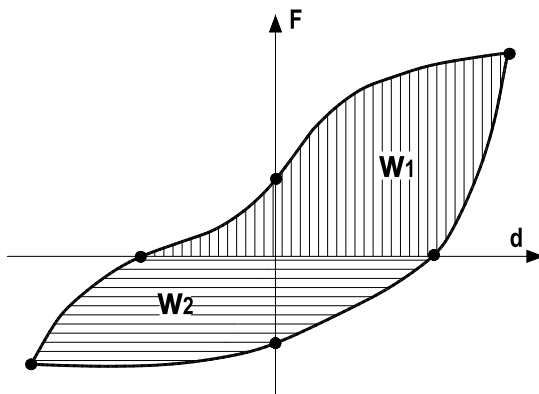


Figura 3.70 Energia dissipada – Ensaio cíclico

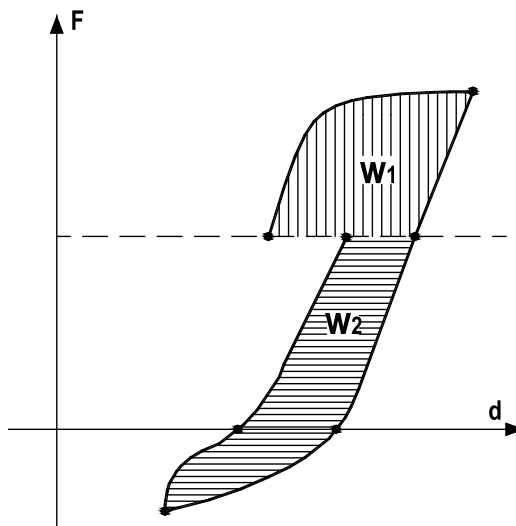


Figura 3.71 Energia dissipada – Ensaio cíclico com carga gravítica

Nos gráficos seguintes apresenta-se a evolução da energia dissipada total ao longo do ensaio, que corresponde ao somatório da energia acumulada ao longo do ensaio.

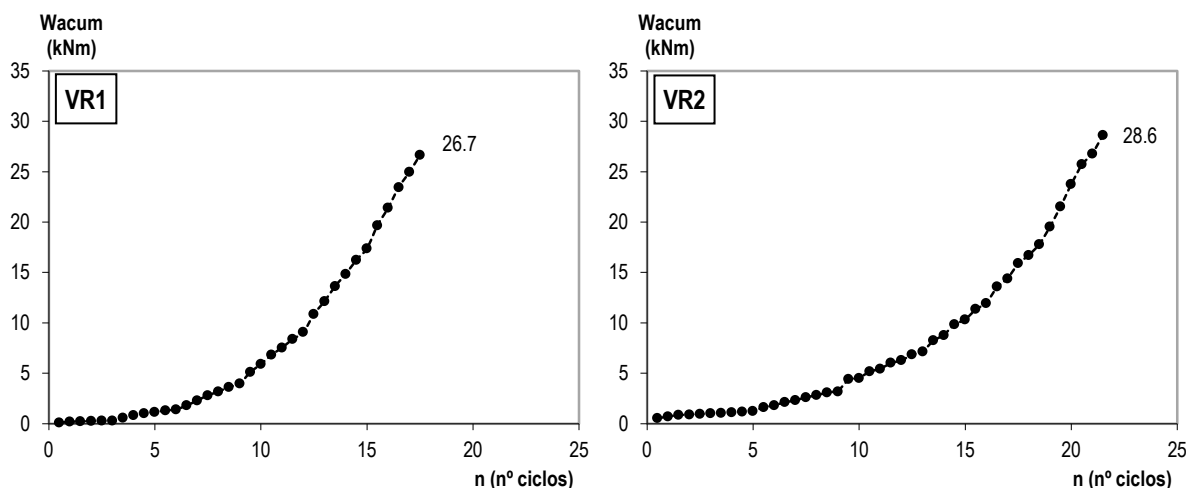


Figura 3.72 Energia acumulada total em cada semi-ciclo no ensaio dos Modelos VR1 e VR2

Pode-se constatar nos diagramas que a energia acumulada é da mesma ordem de grandeza nos dois ensaios, sendo superior no caso do Modelo VR2. No entanto, é de salientar que o número de ciclos imposto no ensaio do modelo VR2 também é superior. De facto, para o mesmo número de ciclos constata-se que o modelo VR1 apresenta uma capacidade de dissipação de energia maior do que o modelo VR2. Eventualmente, com a imposição da carga gravítica parte da resistência fica comprometida e a reserva para dissipação de energia do modelo é menor.

Na figura seguinte apresenta-se a evolução ao longo do ensaio da energia dissipada em cada uma das direcções.

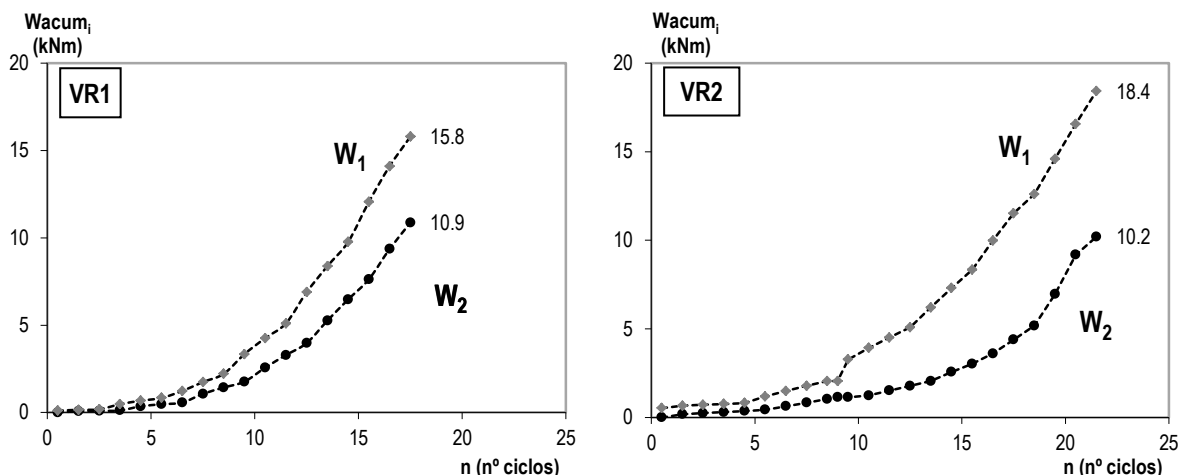


Figura 3.73 Energia acumulada nas duas direcções, em cada ciclo, no ensaio dos Modelos VR1 e VR2

Ao analisar a energia dissipada por direcção constata-se que a energia dissipada pela direcção “forte” é superior em ambos os modelos pois o modelo apresenta uma maior resistência nesta direcção.

A análise global anterior baseou-se na dissipação de energia versus número de ciclos total. No entanto, o número de ciclos imposto a cada um dos modelos foi diferente e esta análise não reflecte a evolução da capacidade de dissipação de energia para um determinado nível de desempenho. Na Figura 3.74 e na Figura 3.75 apresenta-se a evolução da dissipação de energia em função da ductilidade total e do “drift”, respectivamente. Da observação dos gráficos pode constatar-se que, apesar do valor total de energia dissipada ser semelhante, para o mesmo nível de ductilidade o modelo VR2 apresenta menos dissipação de energia acumulada. Dada a acumulação de deformação de ciclo para ciclo no caso do modelo VR2, para um determinado nível de ductilidade implica que o modelo sofreu menos ciclos e portanto apresenta menos energia dissipada por histerese. O mesmo se observa em termos da análise da evolução da dissipação de energia em função de “drift”. Pode-se constatar que, para um determinado nível de desempenho, o ensaio cíclico apresenta uma dissipação de energia superior ao ensaio cíclico com carga gravítica, sobrestimando o comportamento real.

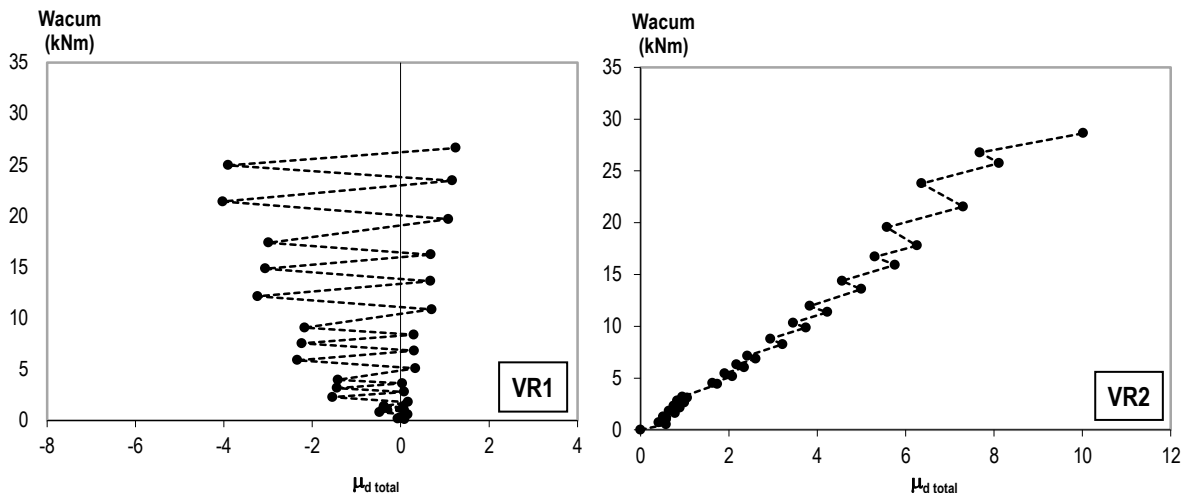


Figura 3.74 Evolução da energia acumulada total em função da ductilidade total no ensaio dos Modelos VR1 e VR2

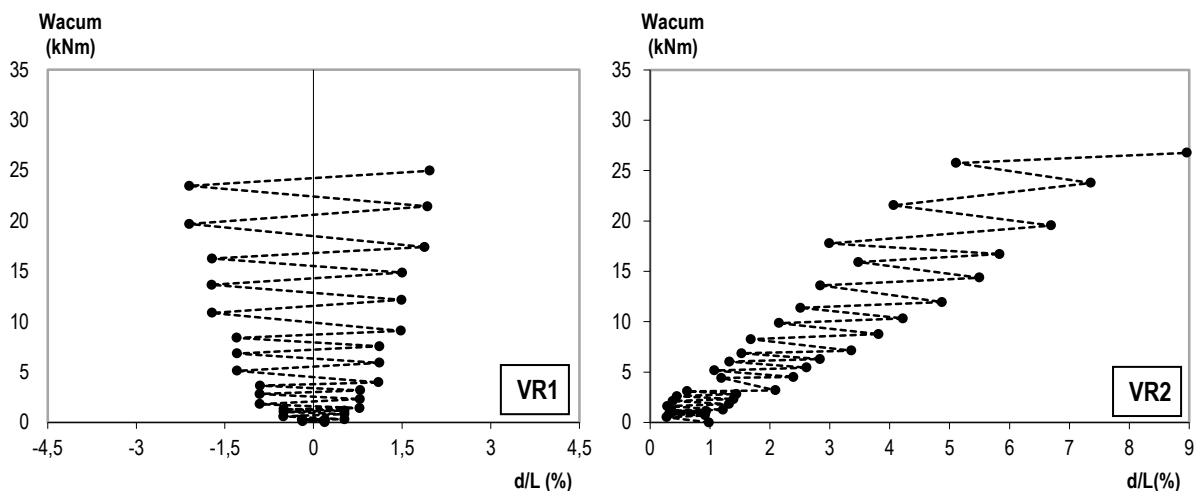


Figura 3.75 Evolução da energia acumulada total em função do “drift” no ensaio dos Modelos VR1 e VR2

3.10.7. Taxa de energia absorvida

A taxa de energia absorvida ($\eta_i^{+/-}$), no semi-ciclo em força positiva ou negativa (definidos a partir do momento em que a força gravítica está instalada - d_{gi}), traduz a relação entre a energia dissipada no semi-ciclo +/- e a energia armazenada num sistema elastoplástico (representado a tracejado na figura seguinte).

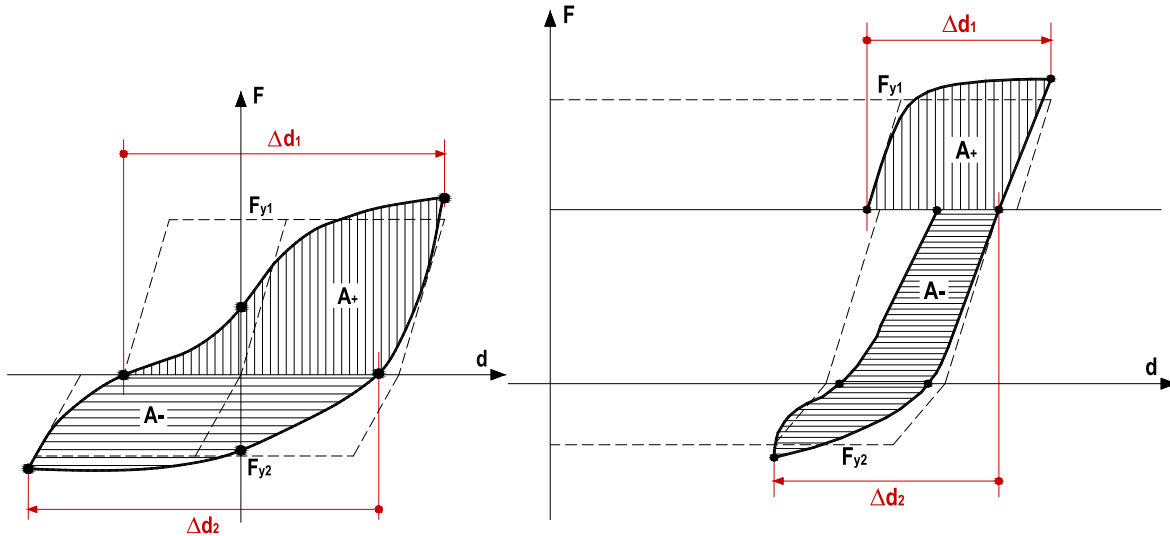


Figura 3.76 Taxa de energia absorvida – Ensaio cíclico e ensaio cíclico com carga gravítica

E pode ser obtida através da expressão seguinte:

$$\eta_i^{+/-} = \frac{A_i^{+/-}}{F_y^{+/-} \cdot (\Delta d_i^{+/-} - d_y^{+/-})} \tag{3.70}$$

com $A_i^{+/-}$ - área do diagrama força-deslocamento correspondente ao semi-ciclo em força positiva e negativa, traduz a energia absorvida no semi-ciclo +/-

A taxa de energia absorvida traduz a relação entre a energia absorvida pelo modelo e por um sistema elastoplástico equivalente. Este índice permite aferir a capacidade de simular a resposta histerética observada através de um modelo elastoplástico. A determinação de diagramas taxa de energia absorvida versus ductilidade pode permitir a calibração do modelo elastoplástico com vista a simular a resposta histerética para um determinado nível de desempenho pretendido.

Na figura seguinte apresentam-se a evolução da taxa de energia absorvida versus ductilidade.

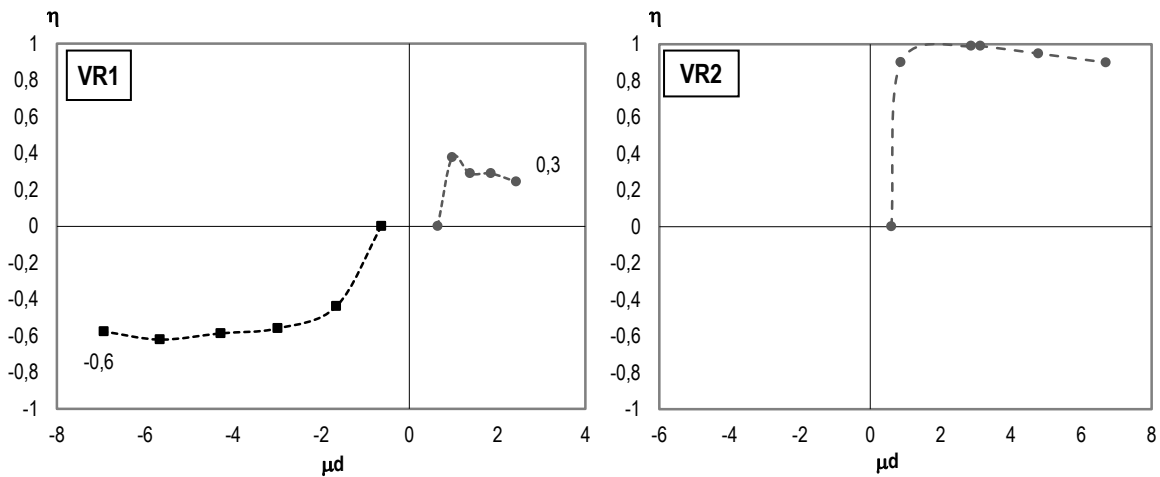


Figura 3.77 Taxa de energia absorvida em função da ductilidade total, no ensaio dos Modelos VR1 e VR2

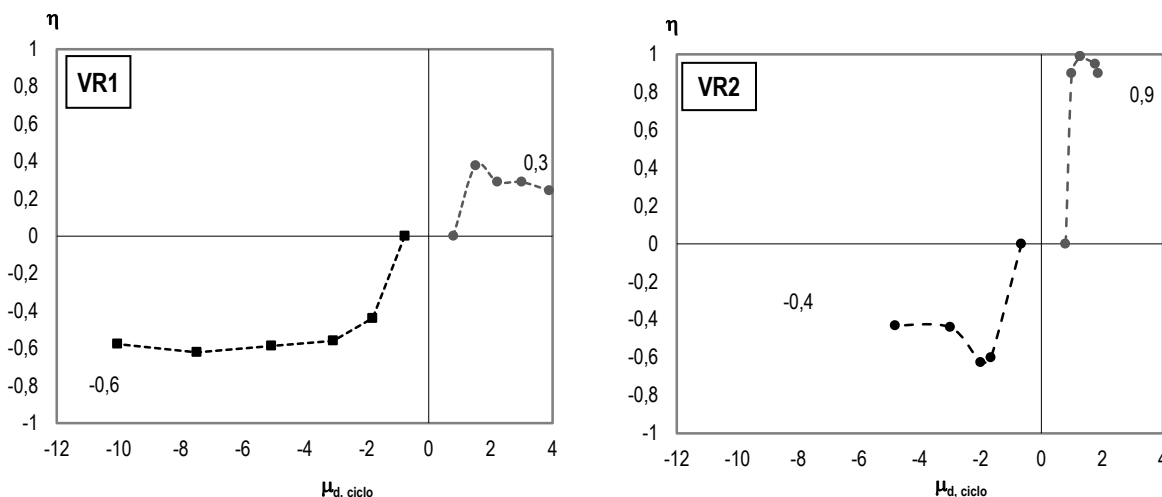


Figura 3.78 Taxa de energia absorvida em função da ductilidade por ciclo, no ensaio dos Modelos VR1 e VR2

No caso do Modelo VR1, verifica-se uma maior divergência no comportamento do modelo relativamente ao sistema elastoplástico na flexão da direcção “forte”. De facto, o acentuado efeito de “pinching” que se observa no modelo VR1 conduz a uma área do digrama força-deslocamento inferior e justifica as diferenças observadas. Pode-se concluir que o modelo elastoplástico não será o mais adequado para simular a resposta do modelo.

Na direcção da flexão “fraca” do Modelo VR2 também se verificam taxas de energia absorvida bastante inferiores à unidade. De facto, não se verificou plastificação das armaduras nesta direcção, o que justifica a divergência da resposta relativamente ao comportamento elastoplástico. Pode-se concluir que a taxa de energia absorvida revela o nível de plasticidade observado.

É ainda de referir que se observou uma redução da taxa de energia absorvida do primeiro para os restantes dois ciclos com a mesma amplitude, eventualmente, devido à degradação causada pela repetição de ciclos com a mesma amplitude.

3.10.8. Deformação residual

À semelhança da ductilidade, optou-se por apresentar a deformação residual determinada a partir de diferentes pontos iniciais:

- *Deformação residual total* ($d_{r, total}$): correspondente ao deslocamento residual para um determinado nível de desempenho.
- *Deformação residual relativa* ($d_{r, relativa}$): correspondente ao deslocamento residual medido a partir do momento inicial em que a força gravítica está instalada ($d - d_{g0}$).
- *Deformação residual por ciclo* ($d_{r, ciclo}$): correspondente ao deslocamento residual medido a partir do início de cada ciclo, i.e., a partir do momento em que a força gravítica é reinstalada no ciclo i ($d - d_{g1}$).

No caso do ensaio cíclico, a deformação residual por ciclo não faz sentido, dado que no mesmo ciclo a amplitude de deslocamento é igual e reversível.

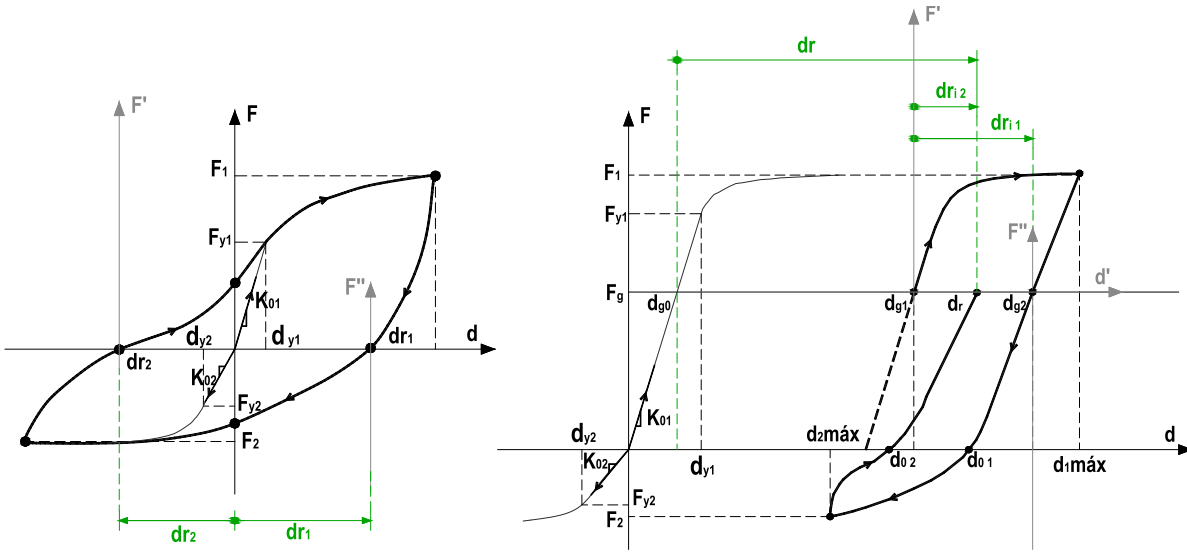


Figura 3.79 Deformação Residual – Ensaio cíclico e ensaio cíclico com carga gravítica

Os gráficos seguintes ilustram a evolução da deformação residual total ao longo do ensaio.

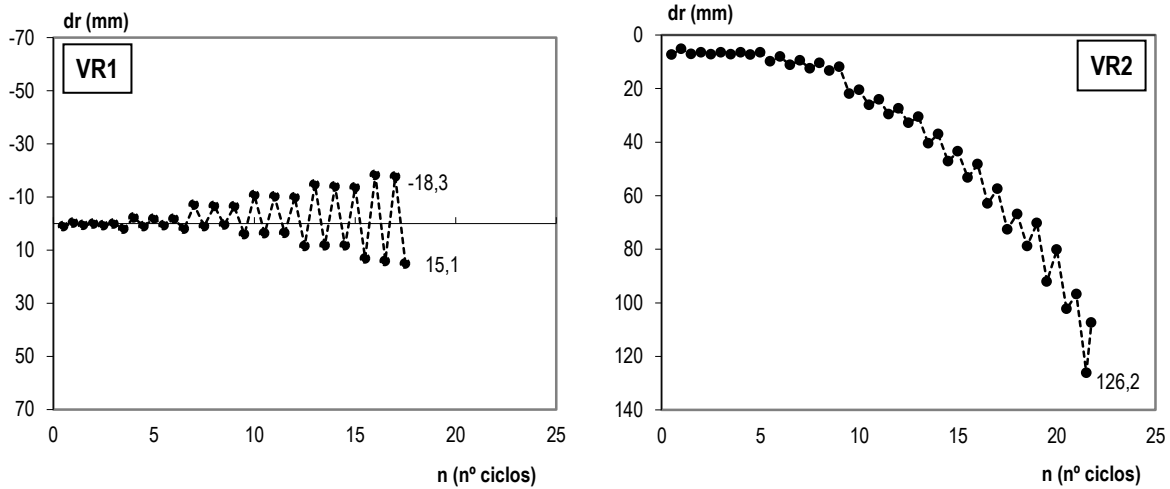


Figura 3.80 Deformação residual total em cada semi-ciclo, no ensaio dos Modelos VR1 e VR2

O nível de deformação residual total no ensaio cíclico com carga gravítica é bastante superior à deformação residual no ensaio cíclico.

A deformação residual no ensaio cíclico é da mesma ordem de grandeza que a deformação residual por ciclo no caso do ensaio cíclico com carga gravítica - ver Figura 3.81.

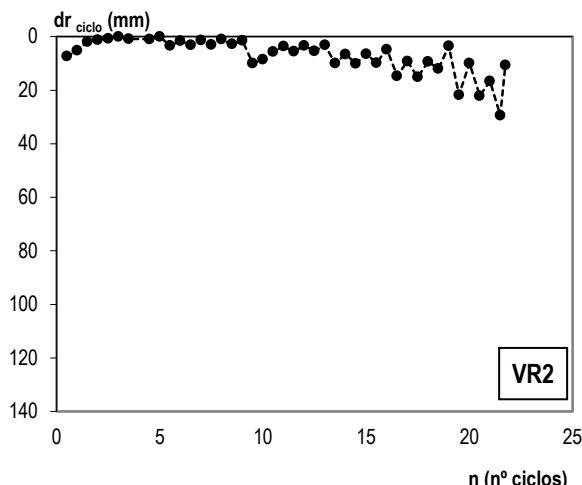


Figura 3.81 Deformação residual em cada semi-ciclo, no ensaio dos Modelos VR2

3.10.9. Deformação residual normalizada

Este índice traduz-se na adimensionalização da deformação residual relativamente ao deslocamento de cedência e reflecte o nível de dano em cada ciclo. A deformação residual normalizada (RDI) é obtida a partir da expressão 3.24.

Com o intuito de possibilitar a comparação entre ensaios, este parâmetro foi calculada para a deformação residual total (a partir de 0).

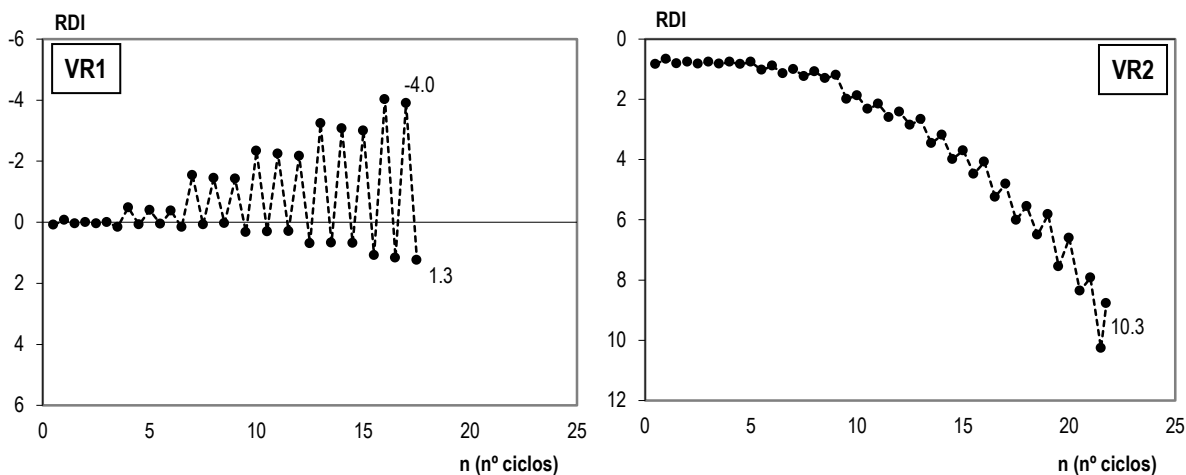


Figura 3.82 Deformação residual normalizada, em cada semi-ciclo, no ensaio dos Modelos VR1 e VR2

O modelo ensaiado segundo o procedimento cíclico com carga gravítica apresenta um índice de deformação residual bastante superior.

Nos gráficos seguintes ilustra-se a evolução do índice de deformação residual em função da ductilidade. Verifica-se que para um determinado nível de ductilidade, a acumulação de deformação no ensaio cíclico com força gravítica é mais acentuada. Esta observação está relacionada com o facto da sequência do carregamento ser diferente.

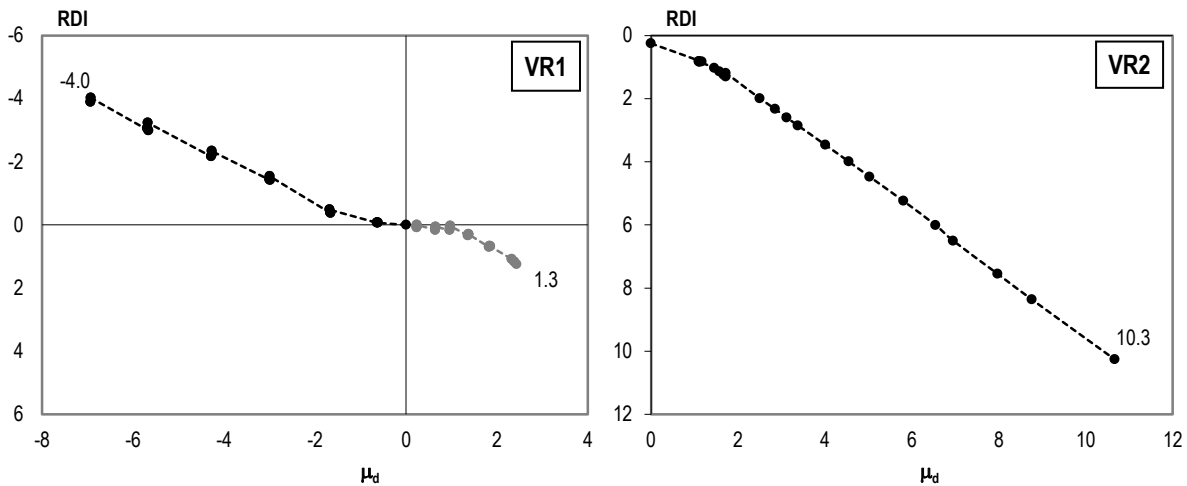


Figura 3.83 Índice de deformação residual em função da ductilidade, em cada semi-ciclo, no ensaio dos Modelos VR1 e VR2

3.10.10. Rigidez normalizada

Para aferição do parâmetro relativo à rigidez que melhor reflecte o comportamento observado, procedeu-se a determinação da rigidez com base em diferentes pontos iniciais:

- *Rigidez total (K_{total}):* correspondente à rigidez secante total, considerando a importância do nível de deformação total.
- *Rigidez no ciclo (K_{ciclo}):* correspondente à rigidez secante num ciclo, determinada a partir do momento em que a força gravítica está instalada.
- *Rigidez relativa ($K_{relativa}$):* correspondente à rigidez secante num determinado passo de carga, determinada a partir do momento em que a força é zero.

É de salientar que no caso do ensaio cíclico, a rigidez relativa coincide com a rigidez no ciclo (dado que a força gravítica é zero).

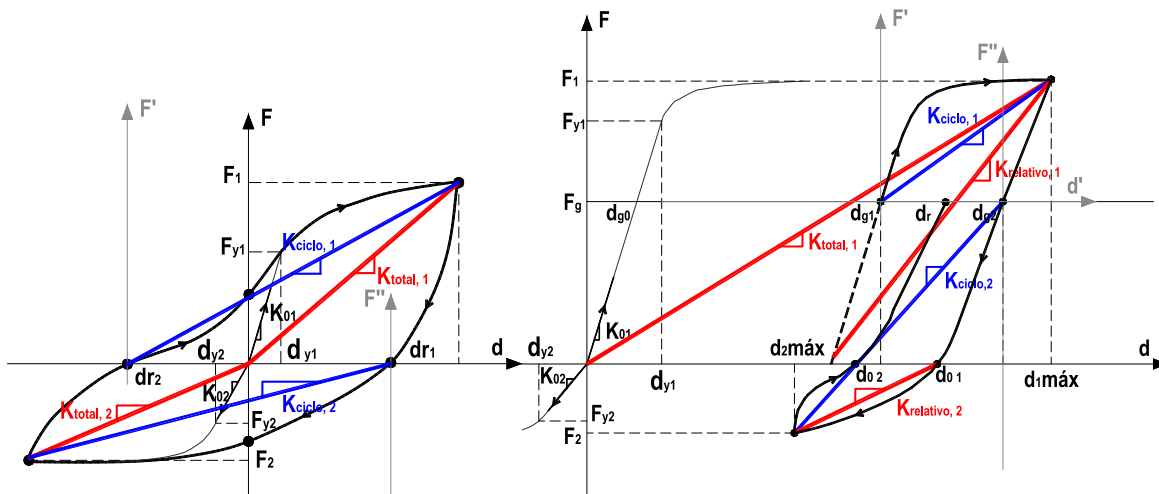


Figura 3.84 Rigidez – Ensaio cíclico e ensaio cíclico com carga gravítica

- Rigidez normalizada (n_k) pode ser obtida através da normalização da rigidez secante à curva para um determinado deslocamento, correspondente a um determinado passo de carga, relativamente à rigidez inicial (K_0). A rigidez inicial consiste na rigidez secante à curva envolvente para uma força de 75% da força última.

Para efeito de comparação entre ensaios, utilizou-se a rigidez relativa ($K_{relativa}$) para o cálculo deste parâmetro. Observa-se nos gráficos seguintes a redução da rigidez normalizada ao longo do ensaio devido ao aumento da deformação imposta. É de notar que, no início, a rigidez normalizada pode ser superior à unidade, dado que a rigidez inicial consiste na rigidez secante à curva envolvente (que é inferior à rigidez antes da fendilhação do betão).

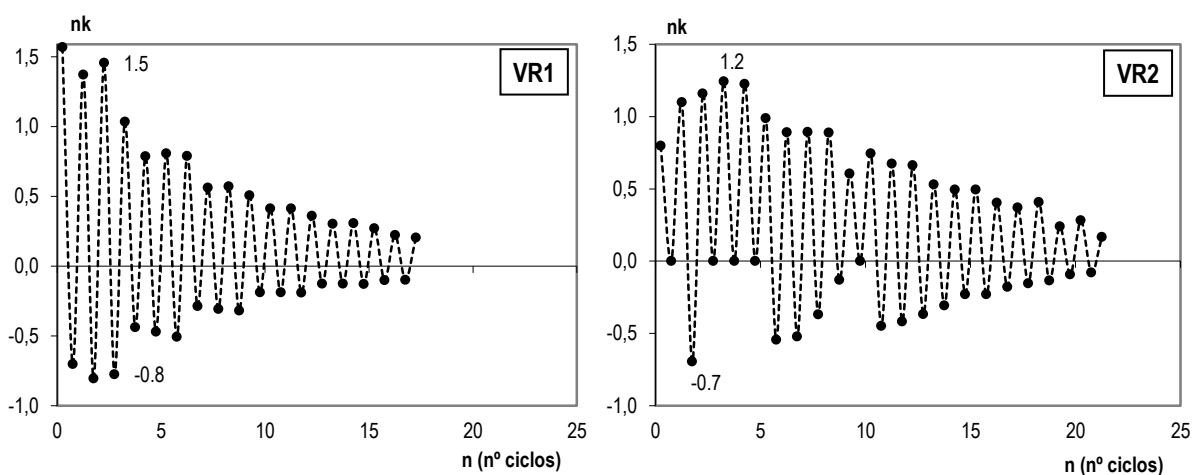


Figura 3.85 Rigidez efectiva normalizada em cada semi-ciclo, no ensaio dos Modelos VR1 e VR2

Optou-se por analisar a evolução da rigidez normalizada em função da ductilidade por ciclo, já que a rigidez normalizada teve por base a grandeza física rigidez relativa por ciclo.

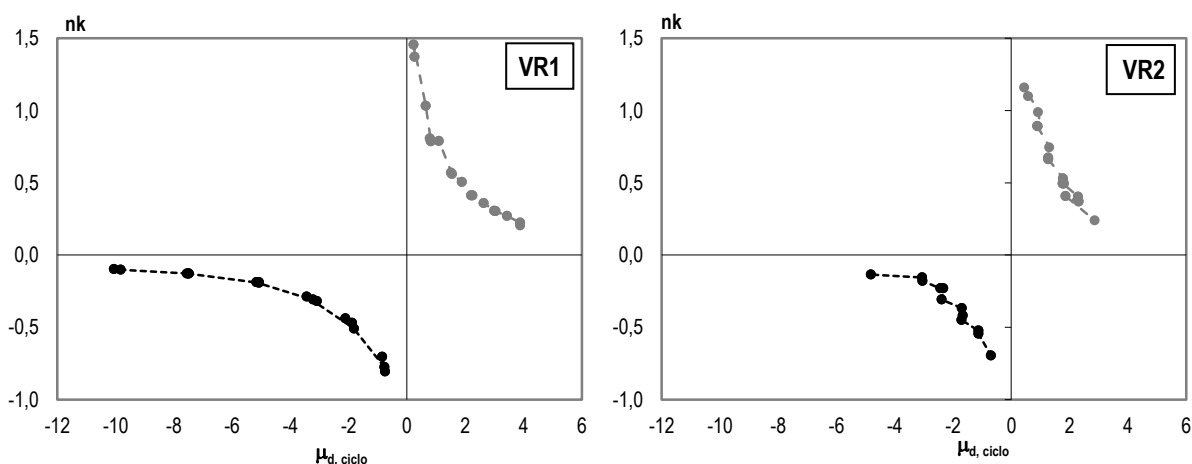


Figura 3.86 Rigidez efectiva normalizada em função da ductilidade por ciclo, em cada semi-ciclo, no ensaio dos Modelos VR1 e VR2

A rigidez normalizada (determinada com base na rigidez do ciclo) depende essencialmente da secção do modelo e da deformação imposta do modelo, pelo que não se observam grandes disparidades nos dois ensaios. Verifica-se apenas que no ensaio cíclico com carga gravítica uma menor mobilização da deformação plástica na direcção “fraca”.

Este parâmetro reflecte, essencialmente, a deformação imposta ao modelo, sendo aplicável em procedimentos de dimensionamento baseados na simulação do comportamento estrutural através de modelos elásticos lineares.

No presente caso torna-se mais interessante avaliar a evolução da rigidez nos semi-ciclos de carga, ou seja, determinar degradação da rigidez inicial. Desta forma, calculou-se o parâmetro de rigidez normalizada (n_{k0}) em função da rigidez secante à curva experimental para um acréscimo de força relativamente à força gravítica de 20% (K_i) relativamente à rigidez inicial (K_0).

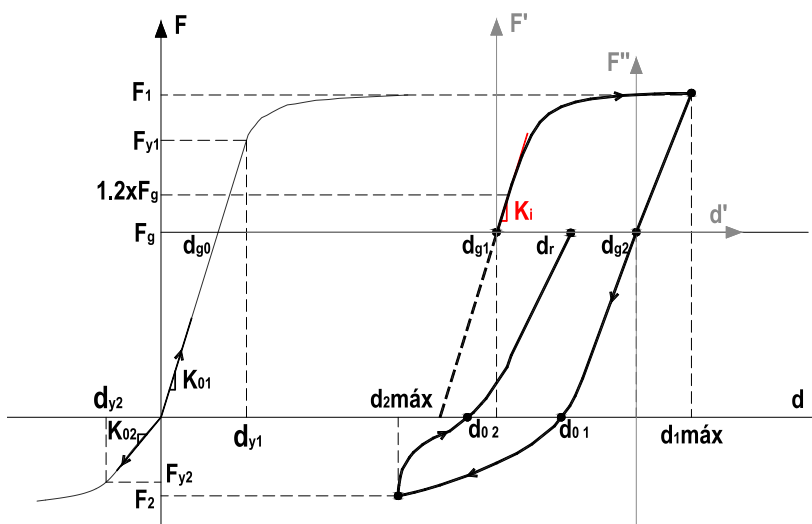


Figura 3.87 Rigidez inicial em cada semi-ciclo de carga – Ensaio cíclico com carga gravítica

Na figura seguinte apresenta-se a evolução da rigidez inicial normalizada nos semi-ciclos de carga em função da ductilidade. Da análise do gráfico pode-se concluir que a repetição de ciclos conduz a uma degradação da rigidez acentuada, sendo a rigidez residual de cerca de 40% da rigidez inicial.

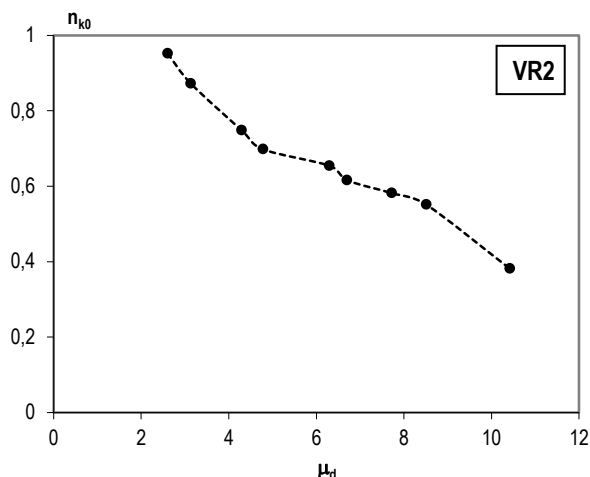


Figura 3.88 Rigidez inicial normalizada em função da ductilidade no ensaio do modelo VR2

3.11. COMPARAÇÃO DOS RESULTADOS GLOBAIS

Na tabela 3.12 apresentam-se os resultados globais mais significativos dos dois ensaios.

Tabela 3.12 – Resultados globais

Modelo	Procedimento de ensaio	Início da fendilhação	Destacamento do recobrimento	Paragem do ensaio	Critério de rotura (*)	$F_{m\acute{a}x}$ (kN)	$F_{m\acute{i}n}$ (kN)
VR1	Cíclico alternado	1º. ciclo de amplitude $+0.5x d_0$	2º. ciclo de amplitude $+5.0d_0$	2º. ciclo de amplitude $-6.0x d_0$	Rotura de varão $F_{pico} < 0.85 F_{m\acute{a}x}$	195.2	65.2
VR2	Cíclico com carga gravítica	1º. ciclo de amplitude $+1.0d_0$	2º. ciclo de amplitude $+5.0d_0$	2º. ciclo de amplitude $+7.0d_0$	Fim do curso do actuador $F_{pico} < 0.85 F_{m\acute{a}x}$	212.5	51.7

(*) - para efeito de tratamento e comparação de resultados admitiu-se um critério de rotura correspondente ao instante em que se atingiu uma força inferior a 85% da força máxima.

Na tabela 3.13 apresentam-se os parâmetros de comportamento mais relevantes, determinados para o máximo nível de desempenho observado na flexão segundo a direcção “forte” e na flexão segundo a direcção “fraca”.

Tabela 3.13 – Parâmetros de comportamento - Resultados globais

Modelo	Flexão na direcção	$d^{+/-}$ (mm)	$\Delta d^{+/-}$ (mm)	$d/L^{+/-}(\%)$	$\theta_p^{+/-}(\%)$	μ_d relativa $^{+/-}$	μ_d , ciclo, $^{+/-}$	d_r , total $^{+/-}$ (mm)	RDI $^{+/-}$	n_{k0} $^{+/-}$	W_{acum} total (kNm)	W_{acum} i $^{+/-}$ (kNm)	η $^{+/-}$
VR1	“forte (+)”	29.5	47.3	2.0	0.012	2.4	3.9	15.1	1.3	-	26.7	15.8	0.3
	“fraca (-)”	31.5	45.6	2.1	0.018	6.9	10.0	18.3	4.0	-		10.9	0.6
VR2	“forte (+)”	134.5	34.5	9.0	0.081	10.4	3.7	126.2	10.3	0.4	28.6	18.4	0.9
	“fraca (-)”	-	37.0	-	-	-	3.7	-	-	1.0		10.2	0.4

em que	$d^{+/-}$	deslocamento máximo absoluto na direcção “forte” (+) e “fraca” (-)
	$\Delta d^{+/-}$	deslocamento máximo atingido no semi-ciclo em força positiva (correspondente à flexão na direcção “forte”) e negativa (correspondente à flexão na direcção “fraca”) - conforme ilustrado Figura 3.65 e Figura 3.66
	$d/L^{+/-}$	“drift” máximo na direcção “forte” (+) e “fraca” (-)
	$\theta_p^{+/-}$	rotação plástica máxima na direcção “forte” (+) e “fraca” (-)
	$\mu_{d, \text{relativa}}^{+/-}$	ductilidade relativa máxima na direcção “forte” (+) e “fraca” (-), traduzindo a relação entre o deslocamento máximo (medido a partir do instante inicial em que a força gravítica está instalada) e o deslocamento de cedência
	$\mu_{d, \text{ciclo}}^{+/-}$	ductilidade máxima por ciclo, que traduz a relação entre o deslocamento máximo aplicado no semi-ciclo em força positiva ou negativa e o deslocamento de cedência
	$d_{r, \text{total}}^{+/-}$	deslocamento residual máximo
	RDI $^{+/-}$	índice de deformação residual final na direcção “forte” (+) e “fraca” (-)
	$n_{k0}^{+/-}$	rigidez normalizada final, traduzindo a relação entre a rigidez secante à curva (para um acréscimo de força relativo à força gravítica de 20%) e a rigidez inicial
	$W_{\text{acum total}}$	energia total dissipada
	$W_{\text{acum i}}^{+/-}$	energia dissipada na excursão plástica na direcção “forte” e “fraca”
	$\eta^{+/-}$	taxa de energia final na direcção “forte” (+) e “fraca” (-), traduzindo a relação entre a energia dissipada e armazenada num sistema elastoplástico em cada direcção

Na tabela 3.12 verifica-se uma diferença no valor das forças máximas registada para os dois modelos, a qual pode estar, eventualmente, associada à variabilidade das propriedades dos materiais. O início da fendilhação observou-se no primeiro ciclo. No ensaio cíclico, o destacamento do recobrimento foi detectado após a imposição de 16 ciclos (correspondente à descarga no semi-ciclo da direcção “fraca” de amplitude de $5.0x d_0$) para um nível de ductilidade de 2.5. No ensaio com carga gravítica, verifica-se destacamento do recobrimento após a imposição de 17 ciclos (correspondente à descarga no semi-ciclo da direcção “forte” de amplitude de $5.0x d_0$) para um nível de ductilidade de 6.5.

Em ambos os ensaios, verificou-se encurvadura dos varões da armadura longitudinal inferior após o destacamento do recobrimento. É de salientar que o modo de rotura do ensaio cíclico esteve associado à rotura de um varão da armadura longitudinal inferior por efeito de ciclos sucessivos tracção-compressão. Verificou-se rotura de um varão no semi-ciclo na direcção “fraca”, ou seja, correspondente à tracção do varão, precedida da sua encurvadura por compressão no semi-ciclo na direcção “forte”. No caso do ensaio com carga gravítica, observou-se encurvadura dos varões da armadura inferior, no entanto, não se verificou rotura dos mesmos. De facto, a imposição da carga gravítica provoca um nível de compressão inicial nos varões inferiores que não chega a ser anulada na imposição dos semi-ciclos na direcção “fraca”. Logo, os varões comprimidos não chegam a ser a sofrer de deformações plásticas em tracção. A amplitude de deformações cíclicas a que estes estão sujeitos é menor e o efeito de fadiga também.

De uma forma genérica, em termos de energia dissipada total, os dois procedimentos de ensaio conduzem a valores da mesma ordem de grandeza. No entanto, pode observar-se que em termos de ductilidade e deformação residual, o ensaio cíclico alternado pode conduzir a resultados mais afastados do comportamento real quando a presença das cargas gravíticas é significativa.

3.12. DISCUSSÃO DOS RESULTADOS EXPERIMENTAIS FACE AOS REQUISITOS DAS NORMAS

A resposta histerética observada no modelo de ligação sujeito a uma história de deslocamentos cíclicos e alternados impostos a partir dos efeitos da carga gravítica descreve o comportamento caracterizado pela norma Neozelandesa [NZS 1170.5 (2004)] para as rótulas unidireccionais. Conforme exposto no capítulo 2, para elementos de betão armado dimensionados para exibir ductilidade e pormenorizados de acordo com as disposições previstas para elementos da classe *Ductile plastic region (DPR)*, a norma [NZS 1170.5 (2004)] prevê valores de ductilidade limite de 6 em zonas críticas associadas à formação de rótulas reversíveis. Para estimar a rotação expectável associada à formação de uma rótula unidireccional na mesma zona crítica, a norma aponta para a consideração de um factor de ampliação de 2.5 a 4 vezes a rotação da rótula plástica reversível.

No presente caso, o “drift” máximo observado na flexão da ligação, segundo a direcção “forte”, foi de 2% no ensaio cíclico e de 9% no ensaio cíclico com carga gravítica. Ou seja, a rotação da ligação quando se verifica a formação de uma rótula unidireccional foi de 4.5 vezes superior à rotação associada ao desenvolvimento de uma rótula reversível.

Pode-se constatar que os valores experimentais obtidos no presente estudo, embora ligeiramente superiores, aproximam-se dos valores previstos na norma Neozelandesa. É ainda de salientar a proximidade entre os valores dos “drift” experimentais e os obtidos por *Walker e Dhakal (2008)* – ver secção 3.4.2 –, sendo de referir que o trabalho apresentado por este autor teve repercussões na norma Neozelandesa.

Conforme exposto mais adiante (ver secção 5.3), a parte 3 do Eurocódigo 8 [EN 1998-3 (2005)] estabelece critérios para a avaliação do desempenho sísmico de estruturas de edifícios existentes. No caso de elementos dúcteis, em particular, de vigas sujeitas à flexão, a EN 1998-3 preconiza a verificação da segurança aos estados limites em termos de deformação, i.e., comparando as exigências devido às acções com a respectiva capacidade de deformação. São propostas expressões semi-empíricas para o cálculo da capacidade de deformação da viga para verificação dos diferentes estados limites, definidas através da rotação da sua corda (θ).

No caso da verificação da segurança ao estado de colapso eminente, o valor da capacidade de rotação total (incluindo parcela elástica e plástica) pode ser obtido através da expressão (5.1).

No presente caso, a expressão preconizada na parte 3 do Eurocódigo 8 [EN 1998-3 (2005)] pode ser simplificada admitindo que a armadura transversal não provoca confinamento do núcleo de betão comprimida ($\alpha=0$), o esforço axial não é significativo ($\nu=0$), a viga não apresenta armadura diagonal ($\rho_d=0$) e admitindo γ_{ei} igual a 1. Sendo que a expressão (5.1) se pode reescrever da seguinte forma:

$$\theta_{um} = 0.016 \cdot \left[\frac{\max(0.01, \omega')}{\max(0.01, \omega)} \cdot f_c \right]^{0.225} \cdot \left(\frac{L_v}{h} \right)^{0.35} \quad (3.71)$$

onde h é a altura útil da secção, L_v é o vão de corte ($L_v = M/V$), ω e ω' são as taxas mecânicas volumétricas da armadura longitudinal de tracção (incluindo a armadura na laje) e compressão, respectivamente, e f_c é a tensão de rotura à compressão do betão (em MPa)

Para o caso do modelo experimental em estudo, através da expressão (3.71), vem que a capacidade de rotação da viga é de 0.043. Pelo que, o deslocamento no topo do modelo seria de 0.065 m.

Da observação da resposta histerética do modelo experimental segundo o ensaio cíclico alternado (Figura 3.48 e Tabela 3.13) constata-se que o ensaio conduziu a valores de deformação inferiores aos da norma, ou seja, concluir-se-ia que a ligação teria uma capacidade de rotação inferior à prevista na norma. De acordo as recomendações ECCS (1985), a finalidade de um ensaio cíclico é avaliar a capacidade de uma subestrutura ou um elemento face aos requisitos exigidos em termos de ductilidade local. Pelo que, face aos resultados experimentais, poder-se-ia questionar a validade do procedimento de ensaio para avaliar o comportamento cíclico desta ligação.

Por outro lado, da comparação dos valores da norma com os obtidos através do ensaio cíclico com carga gravítica (Figura 3.53 e Tabela 3.13) pode constatar-se que a capacidade de rotação da ligação obtida experimental é superior à prevista na norma. É de referir que a expressão semi-empírica proposta pelo EN 1998-3 (2005) para estimar a capacidade de rotação última foi calibrada com resultados experimentais em ensaios ciclos e monotónicos de elementos de betão armado (vigas, pilares e paredes) [Panagiotakos e Fardis (2001)]. No entanto, é de referir que não foi considerada a presença da força gravítica [Mpampatsikos (2008)].

Pode-se concluir que para o estudo da resposta histerética de vigas, o procedimento de ensaio cíclico com carga gravítica demonstra ser mais realista. No entanto, conduz a níveis de deformação residuais elevadas. Pelo que é necessário impor critérios de rotura baseados na resistência residual da ligação e/ou na limitação do “drift” [Gião et al. (2009)], fundamentados em níveis de desempenho adequados ou requeridos para o caso em estudo que podem ser sustentados em regulamentações ou normas.

CAPÍTULO 4 – ANÁLISE NUMÉRICA DA LIGAÇÃO VIGA-PILAR

4.1. INTRODUÇÃO

Neste capítulo é analisado o comportamento da resposta histerética da ligação viga-pilar e avaliado o efeito das forças gravíticas no desempenho da ligação.

Com este intuito, procedeu-se à análise do comportamento da ligação viga-pilar inserida numa estrutura porticada. Simulou-se numericamente o comportamento de um pórtico sujeito a acções horizontais cíclicas alternadas. Numa primeira fase procedeu-se à validação e calibração do modelo numérico que permite simular o comportamento não-linear da ligação, através da confrontação dos resultados obtidos numérica e experimentalmente. Seguidamente, recorrendo ao modelo numérico do pórtico efectuou-se uma análise paramétrica fazendo variar o nível de carga gravítica.

Com base nos resultados obtidos, experimental e numericamente, avaliou-se o efeito das forças gravíticas na resposta histerética da ligação com o intuito de validar o procedimento de ensaio proposto.

4.2. MODELAÇÃO NUMÉRICA

A modelação numérica revelou-se uma tarefa transversal ao trabalho de investigação realizado, tendo sido necessária em várias fases do trabalho como forma de avaliar e compreender os resultados e de efectuar análises comparativas. Com este intuito foram utilizados programas de análise não-linear existentes no DEC/UNL. Neste item pretende-se sintetizar a modelação numérica realizada, começando por fazer uma breve revisão sobre os modelos numéricos disponíveis, de forma a justificar as opções efectuadas, dando maior ênfase os modelos numéricos utilizados.

A necessidade de avaliar o comportamento sísmico de estruturas tem promovido o desenvolvimento de técnicas de análise não-linear. A viabilidade da sua aplicação prática promove o desenvolvimento de modelos robustos e eficientes. Desta forma, os modelos numéricos podem ser classificados quanto à sua complexidade e refinamento, diferenciando-se na forma da discretização do modelo estrutural e no modelo representativo do comportamento histerético utilizado. Podem, então, distinguir-se os seguintes grupos [CEB BI N.º. 220 (1994)]:

- **Modelação global:** a resposta não-linear da estrutura é simulada ao nível dos graus de liberdade seleccionados estrategicamente. Trata-se de uma técnica de análise não-linear simplificada, permitindo de uma forma eficaz o estudo do comportamento não-linear global da estrutura. A estrutura é discretizada e simplificada, tendo em vista o comportamento global da estrutura e os

objectivos da análise, através da escolha criteriosa dos graus de liberdade aos quais é atribuído o comportamento não-linear caracterizado por uma relação força-deslocamento. Como exemplo refira-se a modelação da resposta global de uma estrutura através de uma consola equivalente com um grau de liberdade correspondente aos deslocamentos horizontais (sendo o comportamento hysterético simulado através de uma relação entre o esforço de corte e o deslocamento horizontal no topo). Este modelo simplificado permite a análise da vulnerabilidade sísmica estrutural, sendo apenas aplicável a estruturas dotadas de regularidade [Coelho (1992)].

- Modelos de elementos discretos: a idealização do modelo é conseguida através da discretização da estrutura em elementos discretos e/ou ligações que assumem comportamento *não-linear concentrado* ou *distribuído*, permitindo a análise da distribuição do dano na estrutura e das exigências de ductilidade dos elementos modelados individualmente.

Em elementos estruturais cujo comportamento inelástico tem uma tendência clara para se concentrarem em zonas bem delimitadas - rótula plástica - pode admitir-se um modelo de plasticidade concentrada ("*lumped models*"). A modelação através de um elemento de barra com comportamento elástico que admite a não-linearidade concentrada nas extremidades do elemento permite reduzir o número de processos numéricos associados ao problema não-linear.

O comportamento hysterético pode ser simulado através de relações força-deslocamento associadas aos respectivos graus de liberdade do elemento e da inserção, na extremidade do elemento, de "molas rotacionais" caracterizadas através de uma relação momento-curvatura. Em geral, os modelos hysteréticos baseiam-se na definição de uma curva envolvente da relação força-deslocamento monotónica, à qual se associam regras que condicionam a evolução da resposta ao carregamento imposto, nomeadamente, a situações de carga-descarga e inversão do sentido do carregamento. Estas regras devem ter em conta a degradação da rigidez, de resistência e o efeito de "*Pinching*", podendo ser ajustadas através da calibração de parâmetros inerentes ao modelo.

De seguida passa-se a salientar os modelos hysteréticos globais mais relevantes e as suas particularidades.

A idealização do comportamento hysterético mais simples consiste em ajustar o modelo a uma resposta bilinear, em que se assume que a descarga é paralela a ramo elástico. O modelo bilinear é estabelecido a partir da consideração de um comportamento elastoplástico perfeito, podendo incluir o fenómeno de endurecimento após cedência. Apesar de se tratar de um modelo eficaz, não simula a degradação de rigidez associada à repetição de ciclos.

Desta forma surgem modelos hysteréticos mais refinados com a inclusão de regras que permitam uma melhor aproximação ao comportamento real. O modelo hysterético de *Clough-Johnston* (1966) inclui uma rigidez na recarga, condicionada pela deformação final em ciclos anteriores. No entanto, a grande limitação deste modelo é o facto de admitir uma rigidez na descarga igual à rigidez elástica. Existem diversos modelos que pretendem reproduzir melhor a descarga, referindo-se *Anagnostopoulos* (1972), *Wang e Shah* (1987).

É de salientar o modelo hysterético apresentado por *Takeda* (1970), com extensa aplicação e divulgação, trata-se de um modelo mais refinado que apresenta uma curva trilinear. Este modelo apresenta um comportamento diferenciado para os dois sentidos de carga. Baseado no modelo de *Takeda* surgem outros, referindo-se *Otani* (1974) e *Staatcioglou et al.* (1983). As limitações do modelo de *Takeda* relacionam-se com a dificuldade de modelar correctamente o “pinching” relevante em elementos de betão armado que apresentem secções assimétricas (como é o caso das vigas). Na bibliografia são de referir alguns trabalhos de investigação que incidem na modelação comportamento hysterético, nomeadamente, *Saiidi e Sozen* (1979), *Roufaiel e Meyer* (1987), *Chung et al.* (1987), *Park et al.* (1987), *Campos Costa* (1987), *Ema Coelho* (1990) [CEB BI N.º 220 (1994)].

O modelo “Pivot” [Dowell et al. (1998)] baseia-se na identificação geométrica de pontos notáveis no diagrama hysterético - *Pivots* - que correspondem a intersecção dos troços de descarga - ver Figura 4.1. A partir destes pontos é possível estabelecer parâmetros hysteréticos que simulam fenómenos como a degradação da rigidez (associada ao parâmetro α) e o “pinching” (associado ao parâmetro β). Para determinação dos parâmetros hysteréticos, *Dowell et al.* (1998) apresenta ábacos de contorno, obtidos a partir de uma análise paramétrica da resposta hysterética num modelo de fibras simplificado, em função da taxa de armadura longitudinal e a taxa de esforço axial do elemento.

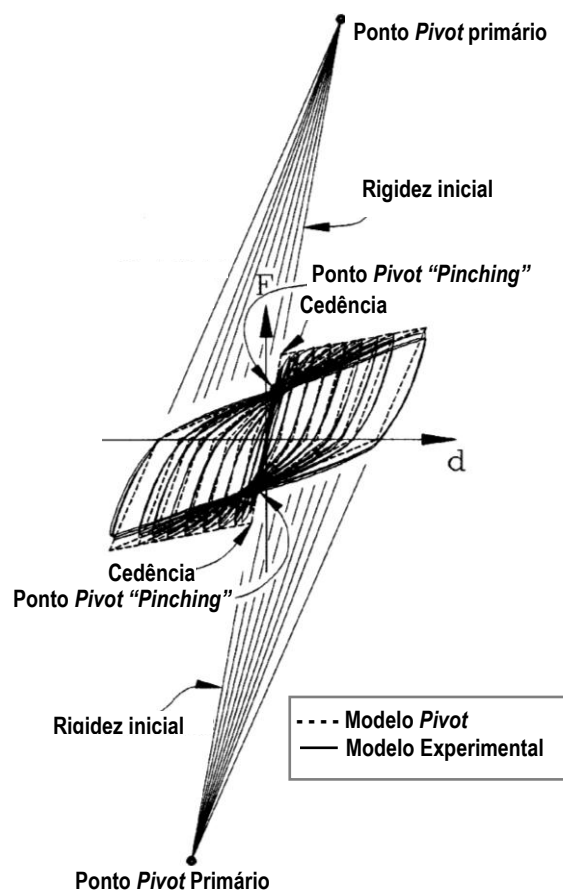


Figura 4.1 Modelo “Pivot” [adaptada de Dowell et al, 1998]

O comportamento histerético pode também ser simulado através de uma relação força-deslocamento no comprimento da rótula plástica. Para este efeito é necessário definir o comprimento da rótula plástica, que depende da extensão onde se verifica plastificação da armadura longitudinal, do efeito de “*yielding penetration*” (relacionado com o facto da curvatura máxima no encastramento não passar dum valor máximo para zero num ponto mas ao longo de um comprimento), e da inclinação das fendas devido ao esforço transversal nesta zona (já que a hipótese das secções se manterem planas deixa de ser válida, e desta forma as tensões e deformações nas armaduras serão superiores, verificando-se um espalhamento da rótula plástica) [Varum (1995)]. Na bibliografia é possível encontrar várias expressões semiempíricas para estimar o comprimento da rótula plástica (Lehman, 1998; Panagiotakos e Fardis, 2001; Priestley, 1996) [fib N.º 24 (2003)].

O modelo de plasticidade distribuída é apropriado para situações onde a não-linearidade se desenvolve ao longo do elemento. A implementação deste modelo é conseguida através da discretização do elemento em fatias, às quais correspondem secções de cálculo (correspondentes aos pontos de integração). Em geral, as secções transversais são discretizadas em fibras, sendo atribuído comportamento não-linear aos materiais através de relações tensão-extensão baseadas em modelos histeréticos para o aço [Yannopoulos-Lepidas, 1983; Kato-Akiyama-Yamannouchi, 1973; Kent-Park, 1973; Aktan-Karlson-Soze, 1973; Ma-Bertero-Popov, 1977; Giuffré-Menegotto-Pinto, 1973] e betão [baseados em trabalhos como Karsan e Jirsa, 1969; Darwin e Pecknold, 1974; Kent e Park, 1975; Tassios; Mander et al. (1988)].

- Modelos de elementos finitos não-lineares: a idealização do modelo é conseguida através de discretização mais refinadas em elementos finitos, em que os materiais - aço e betão - são simulados separadamente através de modelos não-lineares histeréticos, assumindo-se relações constitutivas que governam a interacção e a ligação entre os materiais.

4.3. INFLUÊNCIA DA CARGA GRAVÍTICA NO COMPORTAMENTO NÃO-LINEAR DE UM PÓRTICO

A influência do carregamento gravítico observada nos ensaios experimentais dos modelos de ligação viga-pilar poderá ser sustentada através da análise do comportamento de uma estrutura sujeita a acção cíclicas horizontais e alternadas, fazendo variar o carregamento gravítico.

Considere-se, então, um pórtico de betão armado sujeito a um carregamento gravítico pouco significativo (g) e uma acção cíclica horizontal e alternada (E) (semelhante ao procedimento de ensaio utilizado no modelo experimental VR1, que consistiu na aplicação de uma história de deslocamentos cíclicos e alternados com amplitude crescente), o momento máximo devido a acção horizontal, dado

que se trata de um deslocamento imposto, dependerá da capacidade resistente remanescente (após carregamento gravítico) nos apoios para momentos negativos (ΔM_A^-) e positivos (ΔM_B^+).

Tratando-se de uma viga simétrica e correspondendo M_y^- e M_y^+ ao momento resistente negativo e positivo nos apoios, respectivamente, a capacidade resistente remanescente para momentos negativos é de $\Delta M_A^- = M_y^- - M_g^-$ e para momentos positivos é de $\Delta M_B^+ = M_g^- + M_y^+$.

O esforço transversal devido às acções horizontais (V_E) está relacionado com a capacidade resistente de flexão remanescente, após carregamento gravítico, nas extremidades da viga (ΔM_A^- e ΔM_B^+). A partir do equilíbrio da viga baseado nas capacidades resistentes, pode obter-se o diagrama de esforço transversal devido à acção horizontal (V_A , V_B). Vem que, esforço transversal devido às acções horizontais é constante e dado pela expressão:

$$V_E = \frac{\Delta M_A^- + \Delta M_B^+}{l} = \frac{M_y^- + M_y^+}{l} \quad (4.1)$$

Sendo l - vão da viga

Se se admitir um carregamento gravítico uniforme g , o esforço actuante gravítico (V_g) será igual, em módulo, nos dois apoios:

$$V_g = \pm \frac{g \cdot l}{2} \quad (4.2)$$

A formação de uma rótula plástica no vão para momentos positivos está associada a um ponto de momento máximo positivo e, portanto, a uma inversão do sinal do diagrama de esforço transversal final. Se o valor do esforço transversal devido às cargas gravíticas (V_g) não exceder o esforço transversal associado à acção horizontal (V_E), não se verificará inversão do sinal do diagrama de esforço transversal final (V_F) e observa-se apenas a formação de rótulas plásticas nas extremidades da viga.

Este tipo de carregamento conduz a uma resposta histerética reversível - rótulas plásticas reversíveis [Dhakar e Fenwick (2008); NZS 1170.5: 2004] - conforme se pode observar na Figura 4.2.

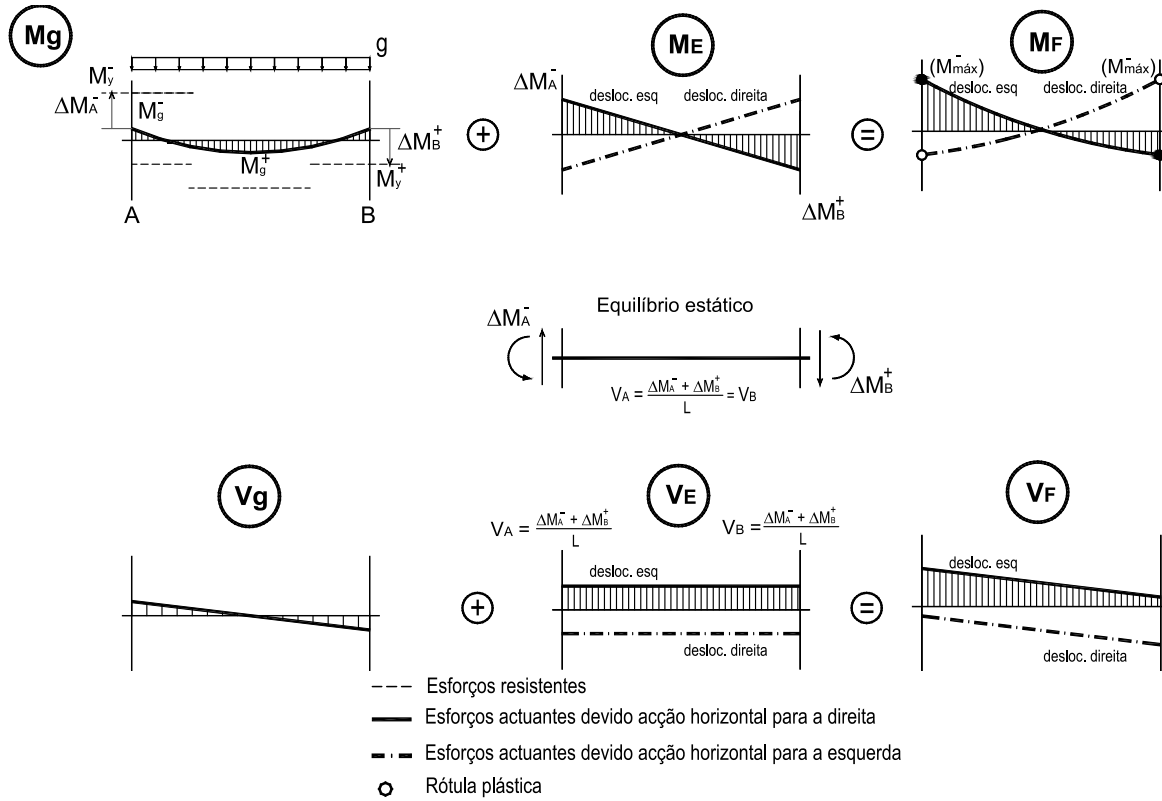


Figura 4.2 Diagrama de esforços associados à formação de rótulas plásticas reversíveis num pórtico

No entanto, como observado no ensaio experimental do modelo VR2, a consideração dos efeitos das cargas gravíticas no procedimento de ensaio conduz à acumulação de deformação no sentido dos momentos negativos. Este fenómeno ocorre num pórtico sujeito a acções cíclicas quando as cargas gravíticas são significativas, conduzindo a formação de rótulas plásticas unidireccionais [Dhakal e Fenwick (2008); NZS 1170.5: 2004]. Ou seja, a presença de cargas verticais significativas pode induzir a formação de uma rótula para momentos positivos no vão.

Este fenómeno verifica-se quando o esforço transversal devido as cargas gravíticas (V_g) excede o esforço transversal devido as acções horizontais (V_E), observando-se uma inversão do sinal do diagrama de esforço transversal final (V_F) e, portanto, verifica-se a formação de uma rótula plástica no vão correspondente ao ponto de máximo momento positivo. Por exemplo, para uma viga inserida num pórtico de um piso com um único vão, a rótula no vão ocorre se:

$$\frac{gl}{2} > \frac{\Delta M_A^- + \Delta M_B^+}{l} \tag{4.3}$$

Em que g é a carga gravítica, l é o vão da viga, ΔM_A^- e ΔM_B^+ representam a capacidade resistente remanescente nos apoios para momentos negativos e positivos. Sabendo que $\Delta M_A^- = M_y^- - M_g^-$ e $\Delta M_B^+ = M_g^- + M_y^+$ e substituindo em (4.1), vem que a rótula no vão formar-se-á se a carga gravítica for superior a:

$$g > \frac{2 \cdot (M_y^- + M_y^+)}{l^2} \tag{4.4}$$

Neste caso, pode observar-se a formação de quatro rótulas plásticas correspondentes a uma rótula no apoio direito e uma rótula esquerda no vão quando o pórtico se desloca para a direita, e vice-versa, verificando-se acumulação de rotação das rótulas numa direcção. Este fenómeno é ilustrado na Figura 4.3.

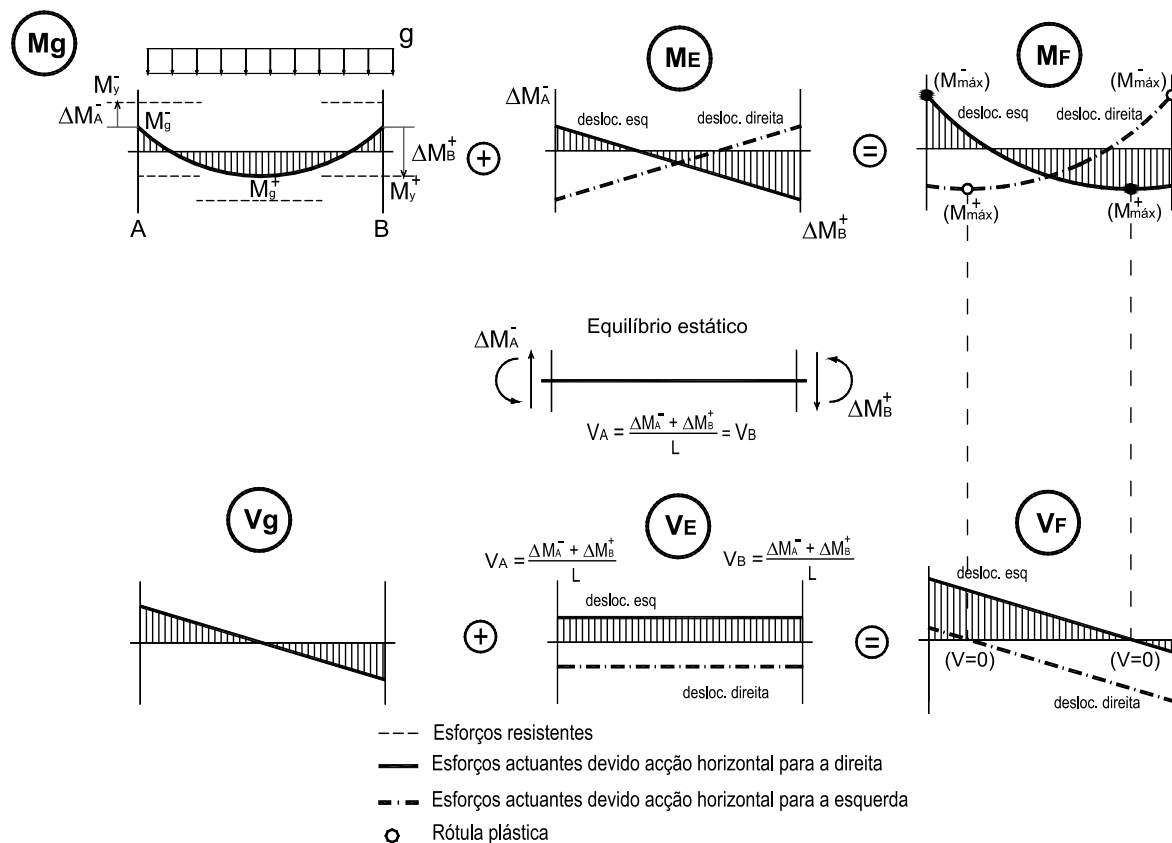


Figura 4.3 Diagrama de esforços associados à formação de rótulas plásticas unidireccionais num pórtico

A posição da rótula plástica no vão depende da pormenorização das armaduras ao longo do elemento (capacidade resistente das secções e dispensa das armaduras), do vão da viga, da rigidez relativa entre a viga e os pilares de apoio e do nível de cargas verticais instalado.

Na Figura 4.4 apresenta-se a configuração deformada de um pórtico sujeito a um carregamento gravítico significativo, associada à formação de uma rótula no apoio direito e outra rótula no vão. A rotação da viga deixa de ser directamente relacionável com a deformação imposta no pilar e passa a estar também dependente da deformação plástica da rótula situada no vão.

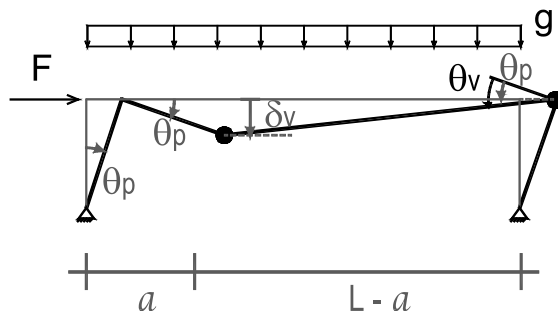


Figura 4.4 Configuração deformada de um pórtico correspondente à formação de rótulas plásticas unidireccionais

A rotação da viga na extremidade direita pode ser relacionada com a rotação do pilar através da expressão:

$$\theta_v = \theta_p + \left(\frac{d_v}{L - a} \right) \quad (4.5)$$

Sabendo que a deformação da viga pode ser obtida a partir da sua rotação através da expressão:

$$d_v = \theta_p \cdot a \quad (4.6)$$

Substituindo a equação 4.2 na equação 4.1 vem que,

$$\theta_v = \theta_p + \left(\frac{\theta_p \cdot a}{L - a} \right) \quad (4.7)$$

A equação final traduz a dependência da rotação da viga dos parâmetros geométricos (comprimento e posição da rótula plástica no vão) e da rotação do pilar:

$$\theta_v = \theta_p \cdot \left(\frac{L}{L - a} \right) \quad (4.8)$$

Como já referido, o “*drift*” numa viga com uma rótula unidireccional é superior ao observado numa rótula reversível, pois numa rótula reversível o “*drift*” na viga é directamente relacionado com o “*drift*” do pilar.

4.3.1. Influência da carga gravítica no comportamento não-linear de um pórtico sujeito a cargas cíclicas (modelação com plasticidade concentrada – “Lumped models”)

Numa fase preliminar, pretendeu-se analisar numericamente a influência da carga gravítica na resposta histerética de uma viga sujeita a acções cíclicas e validar o procedimento de ensaio imposto no modelo experimental VR2 (que permite induzir o comportamento esperado numa viga sujeita a cargas gravíticas significativas, ou seja, induzir a formação de uma rótula plástica unidireccional na zona crítica da viga junto ao pilar).

A análise numérica não-linear de estruturas necessita de um elevado tempo de processamento, pelo que se optou por concentrar o comportamento não-linear na zona das rótulas plásticas, designado modelo de plasticidade concentrada. Para este efeito, recorreu-se ao programa de cálculo automático *SAP2000 Advanced11.07*, construiu-se um modelo analítico de um pórtico com elementos de barra apresentando comportamento elástico linear, em que o comportamento não-linear esperado nas rótulas plásticas foi simulado através de elementos não-lineares “*NLink*” disponíveis no programa. O comprimento da rótula plástica (l_p) foi estimado através da seguinte expressão semi-empírica proposta por *Priestley (1996) [fib N.º 24 (2003)]*:

$$l_p = 0.08 L_v + 0.022 \times d_{bL} \times b \times f_y \tag{4.9}$$

em que L_v é o vão de corte, d_{bL} o diâmetro do varão da armadura longitudinal, b a largura da secção e f_y a tensão de cedência do aço.

A extensão da rótula plástica, considerada para efeito de modelação, foi obtida através da expressão (4.9):

$$l_p = 0.08 \times 1.5 + 0.022 \times 473 \times 0.016 = 0.287 \cong 0.30m \tag{4.10}$$

O comportamento não-linear foi simulado através das curvas momento-rotação apresentadas na Figura 4.5, calibradas a partir dos resultados experimentais. É de referir que os momentos negativos estão associados à flexão na direcção “forte” e vice-versa. A consideração da carga gravítica na realização do ensaio do modelo VR2 conduziu à acumulação de deformação na direcção dos momentos negativos, enquanto a armadura inferior apresentou um comportamento linear. Pelo que, para caracterizar o comportamento não-linear do modelo VR2 na direcção dos momentos positivos se assumiu uma curva envolvente semelhante à do modelo VR1.

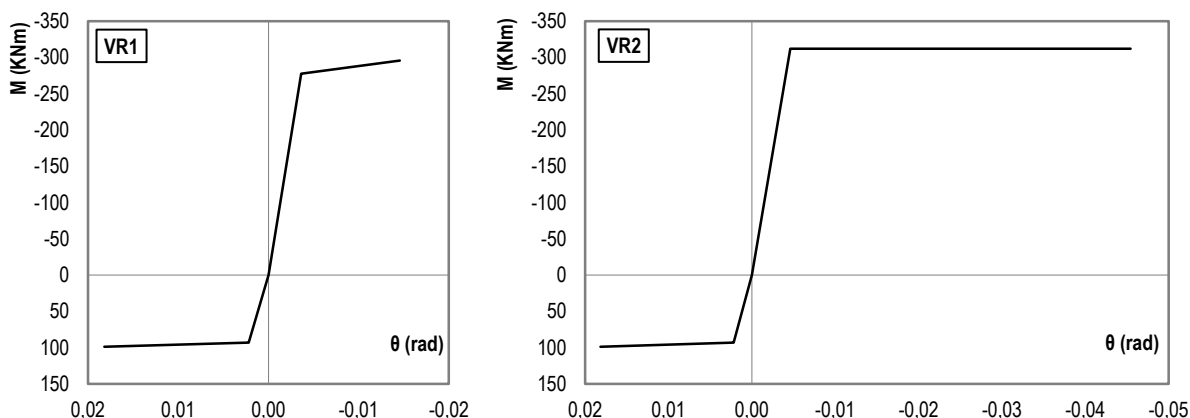


Figura 4.5 Curvas momento-rotação envolvente - Modelo VR1 e VR2

O programa disponibiliza três modelos histeréticos: “*Cinematic*”, “*Takeda*” e “*Pivot*” [SAP2000 *Advanced11.07*]. Estes modelos assumem uma relação momento-rotação, apresentando algumas regras que condicionam a evolução da resposta calibradas através de parâmetros associados aos modelos.

Com o intuito de avaliar a resposta histerética dos modelos disponíveis, simulou-se uma viga em consola submetida a uma história de deslocamentos laterais semelhante à dos ensaios experimentais. A análise foi realizada utilizando os três modelos histeréticos disponíveis (“*Kinematic*”, “*Takeda*” e “*Pivot*”). Na Figura 4.6 apresenta-se a resposta histerética obtida a partir da modelação dos dois procedimentos de ensaio utilizando o modelo “*Pivot*”, já que este modelo apresentou uma melhor aproximação ao comportamento experimental. Este modelo mostrou-se mais apropriado para modelação de secções não-simétricas, apresentando uma melhor simulação da degradação da rigidez e do efeito de “*Pinching*”.

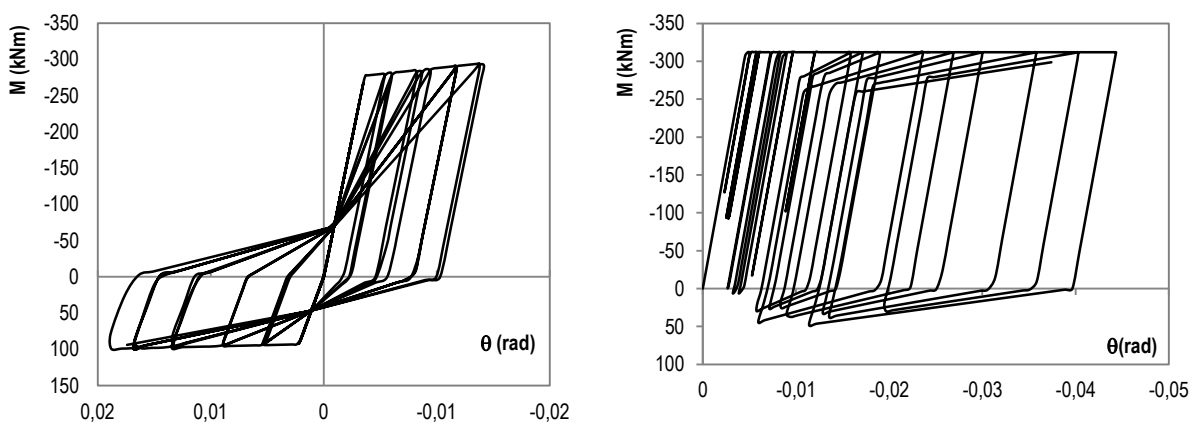


Figura 4.6 Modelo histerético “*Pivot*” – Ensaio VR1 e VR2

De seguida, com o objectivo de avaliar a influência do carregamento gravítico no comportamento de uma estrutura, analisou-se o funcionamento estrutural de um pórtico de um piso, com um vão de 5.0m, sujeito a uma história de deslocamentos horizontais alternados até “*drifts*” de 3.5% (conforme consta nas recomendações para ensaios cíclicos do ACI [ACI T1.1-01 (2001)]), fazendo variar o carregamento gravítico. O carregamento vertical imposto corresponde a 0%, 25% e 50% da força que provoca a cedência nas armaduras superiores nos apoios da viga.

Na concepção do modelo estrutural assumiu-se o comportamento não-linear concentrado nas zonas críticas da viga, tendo-se admitido a possibilidade de formação de rótulas plásticas na extremidade da viga e a um quarto do vão (onde, face aos esforços de flexão instalados devido ao carregamento gravítico, são expectáveis esforços elevados para as acções horizontais). Os pilares foram simulados através de elementos de barra com comportamento elásticos rotulados na base (simulando o ponto de inflexão).

Da análise dos resultados obtidos com a modelação do pórtico sujeito a uma acção horizontal cíclica, fazendo variar a carga gravítica, foi possível observar a resposta não-linear nas zonas críticas da viga nas extremidades da viga e no vão. Na Figura 4.7 apresentam-se as curvas momento-rotação correspondentes à resposta histerética da zona crítica junto da ligação viga-pilar (zona crítica A e B) e a um quarto do vão (Zona crítica D e C).

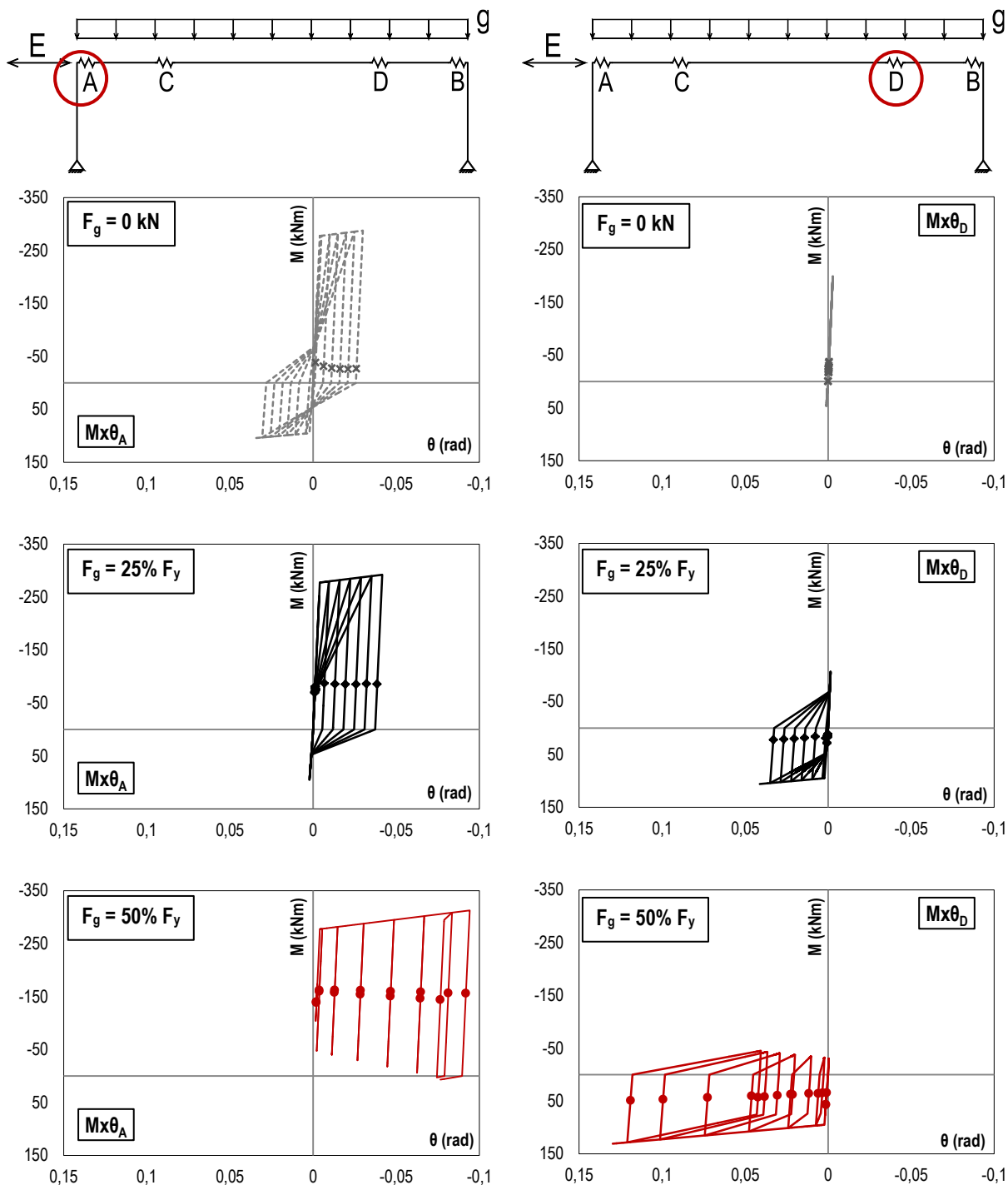


Figura 4.7 Simulação numérica do pórtico – Resposta histerética nas rótulas A/B e D/C

Na ausência de carregamento gravítico, quando o pórtico é submetido a uma acção horizontal cíclica e alternada, verifica-se a formação de duas rótulas plásticas reversíveis nas extremidades da viga (A e B). O aumento da carga gravítica imposta conduz à formação de duas rótulas plásticas, uma para momentos positivos a um quarto de vão (D ou C) e outra para momentos negativos na extremidade oposta da viga (A ou B). Verificando-se uma acumulação progressiva de deformação nas rótulas plásticas.

Os pontos assinalados nos gráficos correspondem ao momento residual após cada ciclo de deslocamentos horizontais, em que a estrutura apenas está sujeita às forças gravíticas. Consta-se que o momento residual depende significativamente do momento gravítico inicial, sendo afectado pela redistribuição das forças e pela própria capacidade resistente da secção.

Os resultados observados numericamente validam a utilização do procedimento de ensaio cíclico imposto no modelo experimental VR2 quando as cargas gravíticas são significativas, permitindo induzir o comportamento esperado, ou seja, a formação de uma rótula plástica unidireccional na zona crítica da viga junto ao pilar.

4.3.2. Modelação numérica dos ensaios

Para conceber o modelo com não-linearidade concentrada anterior foi necessário um conhecimento prévio da envolvente que caracteriza o comportamento não-linear esperado. Nesta fase pretendeu-se avaliar a capacidade de prever numericamente a resposta do ensaio do modelo experimental.

4.3.2.1. Modelação da resposta monotónica do modelo experimental (modelo não-linear de elementos finitos)

Para avaliar a capacidade de simular numericamente o comportamento monotónico do modelo experimental de referência utilizou-se o programa *ATENA* [Cervenka (2009)a]. Trata-se de um programa de análise tridimensional não-linear de elementos finitos que permite um nível de refinamento da malha e uma complexidade elevados. Na Figura 4.8 ilustra-se a discretização utilizada no modelo numérico.

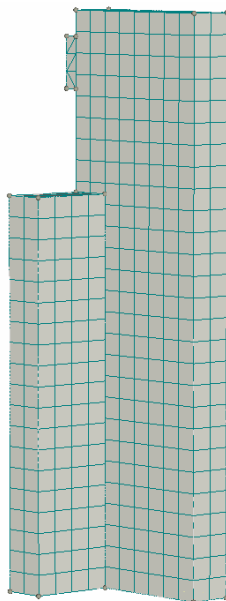


Figura 4.8 Discretização do modelo numérico

O material betão foi discretizado através de elementos tridimensionais sólidos tipo “Brick” (com 8 nós) assumindo um comportamento não-linear através de uma relação tensão-extensão para o betão representada na Figura 4.9. O comportamento não-linear do betão considera a redução de resistência à compressão após fissuração e o efeito da contribuição do betão entre fendas - “*tension-stiffening*” - característico do comportamento do betão à tracção, que se revela num amolecimento após rotura (“*softening*”) na curva tensão-extensão.

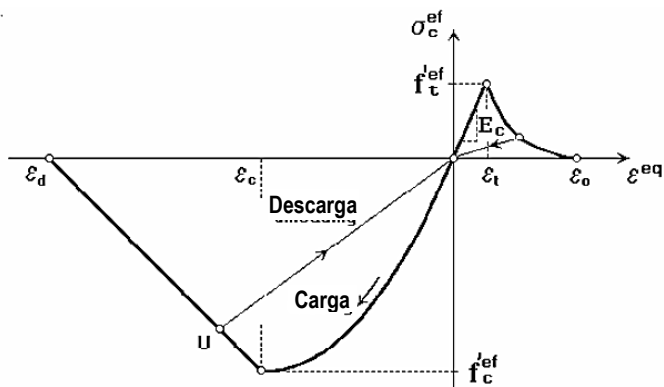


Figura 4.9 Modelo constitutivo genérico do betão [Cervenka (2009)b]

Admitindo um modelo de fenda fictícia, o comportamento não-linear em tracção do betão é simulado através de uma relação entre tensão de tracção (f_t^{ef}) e a abertura de fenda (w), correspondendo a área abaixo da curva à energia de fractura (G_F). Quando associado a um modelo de banda, este modelo possibilita a consideração de fissuração distribuída - “*smearred crack*” - podendo assumir-se que a direcção da fenda mantém a sua inclinação inicial - “*fixed crack*” - ou que a direcção da fenda é actualizada ao longo do carregamento - “*rotated crack*”. Este modelo permite a modelar a propagação das fendas através da actualização da relação tensão-deformação dos elementos finitos na

proximidade da fenda. Neste caso, admitiu-se um coeficiente de “fixed crack” de 0.5, que corresponde a assumir que a inclinação da fenda se mantém constante a partir do instante em que se atinge 50% da resistência à tracção.

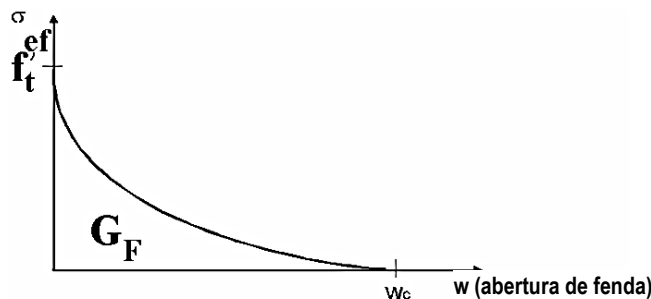


Figura 4.10 Relação exponencial tensão-abertura de fendas correspondente ao efeito de “softening” na tracção do betão [Hordij (1991) citado por Cervenka (2009)b]

A modelação do comportamento não-linear em compressão é tratada de forma análoga, para um plano de esmagamento fictício.

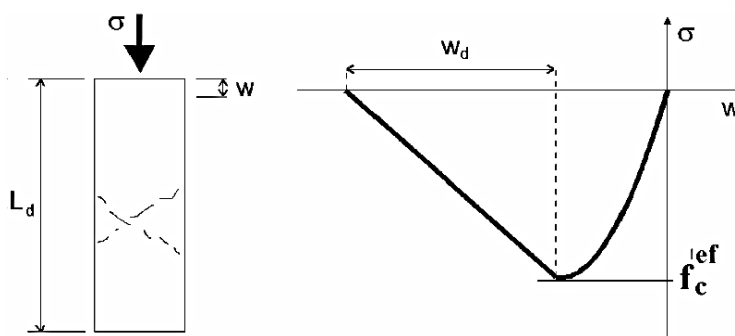


Figura 4.11 Relação tensão-deformação correspondente ao efeito de “softening” em compressão [Cervenka (2009)b]

As armaduras longitudinais são modeladas separadamente como elementos de barra, assumindo-se um modelo de “bond-slip” para simular a aderência entre armaduras e betão caracterizado, por uma relação tensão de aderência (τ) versus escorregamento (s). O programa disponibiliza dois modelos, tendo-se optado pelo modelo proposto pelo CEB-fip: Model Code 1990 e ilustrado na Figura 4.12.

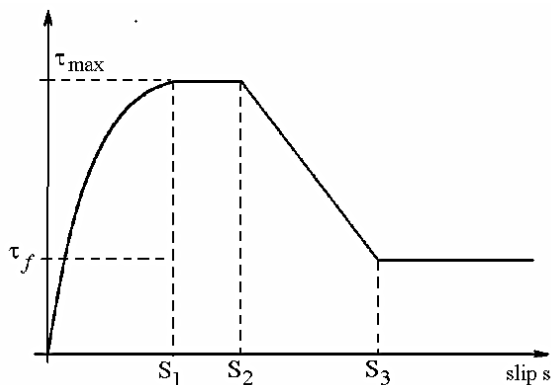


Figura 4.12 Modelo genérico para simular “bond-slip” [Cervenka, 2009]

Para simular o comportamento do aço adoptou-se um modelo multi-linear - Figura 4.13 -, compreendendo a fase elástica, o patamar de cedência, o endurecimento e a rotura, definidos a partir da relação tensão-extensão obtida do ensaio à tracção dos varões de aço. Na Figura 4.13 ilustra-se o modelo constitutivo genérico do aço disponível no programa.

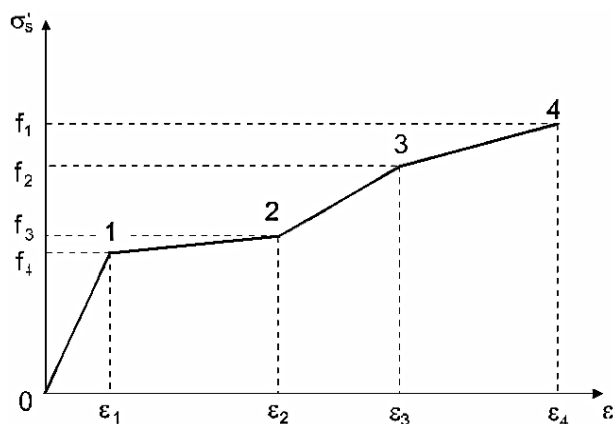


Figura 4.13 Modelo constitutivo genérico do aço [Cervenka, 2009]

O modelo foi sujeito a um carregamento monotónico na direcção “forte” da viga, correspondente à flexão do modelo para momentos negativos. A aplicação da história de carregamentos foi efectuada através de incrementos de deslocamento. Para cada passo de carga, a resolução das equações não-lineares de equilíbrio é efectuada recorrendo a métodos iterativos que permitem à procura da solução de uma forma iterativa até atingir o critério de convergência. No presente estudo utilizou-se o Método de *Newton-Raphson*.

Na Figura 4.14 apresenta-se a envolvente monotónica obtida com a análise numérica não-linear através de modelação em elementos finitos. Na figura ilustra-se a respectiva configuração deformada, obtida numericamente, e são apresentadas as curvas força-deslocamento experimental e numérica.

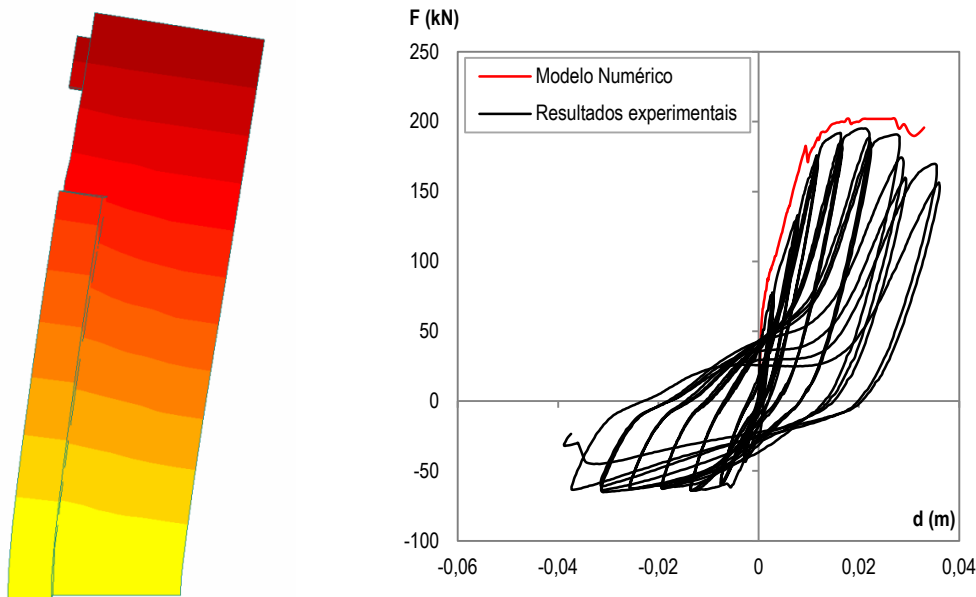


Figura 4.14 Modelação em elementos finitos – envolvente monotónica

Como se pode observar no gráfico força-deslocamento, há uma concordância razoável entre a resposta do ensaio experimental e a envolvente monotónica obtida a partir da modelação, patente na previsão do início da fendilhação, da cedência e da rotura do modelo. Na tabela seguinte apresenta-se a comparação entre os resultados numéricos e experimentais correspondentes à cedência e força máxima.

Tabela 4.1 – Modelação em elementos finitos - Comparação entre resultados numéricos e experimentais na cedência e na rotura

	d_y (m)	F_y (kN)	d_u (m)	F_u (kN)
Resultados experimentais	0.012	178.0	0.021	195.2
Modelo Numérico	0.010	180.0	0.027	202.0

A análise dos resultados permite constatar que o modelo numérico apresenta valores de deslocamentos de cedência ligeiramente inferiores aos observados experimentalmente. De facto, o modelo numérico é ligeiramente mais rígido que o modelo real, pelo que o valor do deslocamento de cedência (d_y) obtido numericamente é inferior. Em relação à capacidade resistente, o modelo numérico fornece valores superiores. Estas diferenças, não sendo relevantes, podem estar associadas à caracterização dos materiais. É de referir, no entanto, que o deslocamento associado a força máxima experimental (d_u) obtido experimentalmente é inferior ao valor numérico. Apesar de pouco relevante, o modelo subestima a degradação da capacidade resistente do elemento.

O nível de refinamento e a complexidade do programa de elementos finitos não-linear permite a obtenção de resultados bastante rigorosos e precisos. Na Figura 4.15 ilustra-se a propagação de fendilhação no modelo sujeito a um carregamento monotónico, para largura de fendas superiores a 0.003m. Como seria de esperar a distribuição das fendas é mais acentuada junto do encastramento (onde se verificam maiores esforços). Sendo de salientar a previsão do aparecimento de uma fendilhação mais acentuada na mudança da secção transversal em T para uma secção rectangular.

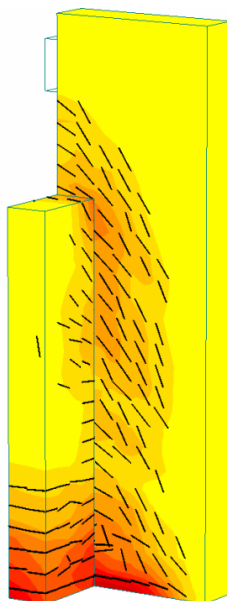


Figura 4.15 Modelação em elementos finitos – Propagação das fendas para o carregamento monotónico

Na Figura 4.16 apresenta-se o diagrama tensão-extensão dos varões de aço da armadura superior e inferior obtido numericamente. O carregamento monotónico imposto provoca tracção das armaduras superior e compressão nas armaduras inferiores, sendo de referir o nível de extensões apreciável observado nas armaduras superiores.

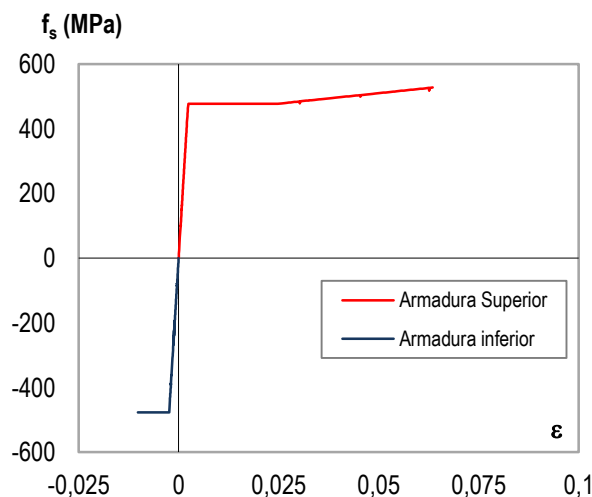


Figura 4.16 Modelação em elementos finitos – Diagrama tensão-extensão da armadura superior e inferior

4.3.2.2. Modelação da resposta histerética dos modelos de ensaio

O nível de refinamento e a complexidade do programa de elementos finitos não-linear, utilizado na modelação anterior, implica um número elevado de processos numéricos que se reflecte na sua morosidade. Desta forma, para desenvolver a análise numérica optou-se pela utilização do programa de análise não-linear de código aberto *OpenSees - Open System for Earthquake Engineering Simulation* [Mazzoni et al (2006)], desenvolvido na Universidade da Califórnia, em Berkeley. Este programa possibilita a análise não-linear através de elementos de barra discretos com plasticidade concentrada e distribuída.

Os elementos de plasticidade distribuída utilizados podem assumir uma formulação em deslocamentos ou rigidez baseada em funções de forma de deslocamentos (método dos deslocamentos) - *dispBeamColumn* – ou uma formulação em equilíbrio de forças ou flexibilidade baseada em funções de forma de esforços (métodos das forças) - *nonlinearBeamColumn* [Spacone et al. (1996)a].

No entanto, numa análise não linear, o elemento baseado numa formulação em deslocamentos apresenta algumas dificuldades inerentes ao facto da deformação depender do estado de dano, mostrando-se necessária a discretização em vários elementos para representar as deformações localizadas nas rótulas plásticas. Por outro lado, num elemento com formulação em força, os esforços podem ser definidos a partir das mesmas funções de forma independentemente do estado de dano.

Por esta razão, optou-se por um elemento baseado numa formulação em força. O equilíbrio de forças no elemento é garantido através das funções de interpolação em força e a compatibilidade é garantida por integração das deformações nas secções de cálculo (correspondentes aos pontos de integração estabelecidos segundo a regra de integração *Gauss-Lobatto*), de forma a obter as correspondentes deformações ao nível do elemento e deslocamentos nos nós. Iterativamente, procura-se a solução que satisfaça as relações força-deslocamento não-lineares na secção. O elemento assume a hipótese que as secções se mantêm planas e perpendiculares ao eixo da peça na deformação, conduzindo a uma relação linear entre as deformações do elemento e as deformações nas fibras da secção. O comportamento não-linear do elemento é simulado ao nível das fibras, através da consideração de relações tensão-extensão não-lineares dos materiais. O efeito da fissuração e “*tension-stiffness*” é incluído no modelo através da modificação da relação tensão-extensão dos materiais de acordo com o conceito da fissuração distribuída - “*smeared crack*” - da análise em elementos finitos.

O modelo de fibras assume a hipótese de *Bernoulli*, não admite escorregamento entre fibras e a deformação por corte é desprezada. No entanto, o programa possibilita a agregação de propriedades em paralelo, permitindo a consideração de leis que descrevem o efeito “*bond-slip*” para simular

aderência entre as armaduras e o betão, e a contabilização do comportamento por corte por associação em paralelo à secção de fibras. Na figura seguinte ilustra-se a discretização genérica do elemento em secções de cálculo (nas extremidades e coincidentes com os pontos de integração) e a discretização da secção em fibras com a atribuição de comportamento não-linear aos materiais.

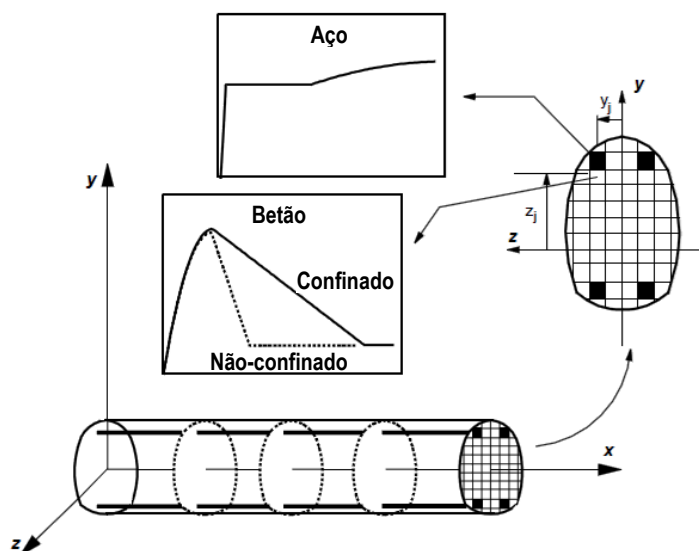


Figura 4.17 Modelo de elemento com plasticidade distribuída – Distribuição de secções de cálculo e modelo de fibras da secção [CEB BI N°. 220 (1994)]

No entanto, são de salientar alguns problemas localizados inerentes à formulação do elemento com plasticidade distribuída. Conforme já referido, um elemento de plasticidade distribuída admite n secções de cálculo associadas à distribuição definida pela regra de integração de *Gauss-Lobatto*. As deformações são obtidas ao nível da secção, caracterizadas por um peso na integração válido num determinado comprimento, conduzindo a uma resposta dependente do número de pontos de integração escolhido. Isto é, para o mesmo deslocamento imposto ao elemento, à medida que o número de pontos de integração aumenta, o comprimento de influência relativo a cada ponto de integração reduz. Logo, ao nível do modelo, a extensão associada à formação rótula plástica numa secção é menor e as exigências na curvatura da secção aumentam e, portanto, os requisitos ao nível da extensão do betão também.

Na Figura 4.18 ilustra-se a influência do número de pontos de integração na resposta de uma consola modelada por um elemento com plasticidade distribuída, onde consta o andamento do diagrama de momentos (M_p) e da curvatura ($1/r$) ao longo da consola. Ao aumentar o número de pontos de integração ao longo do elemento, a cada secção de cálculo corresponderá um menor comprimento de influência. A rótula plástica que se forma junto do encastramento assume uma extensão menor e, portanto, uma curvatura superior.

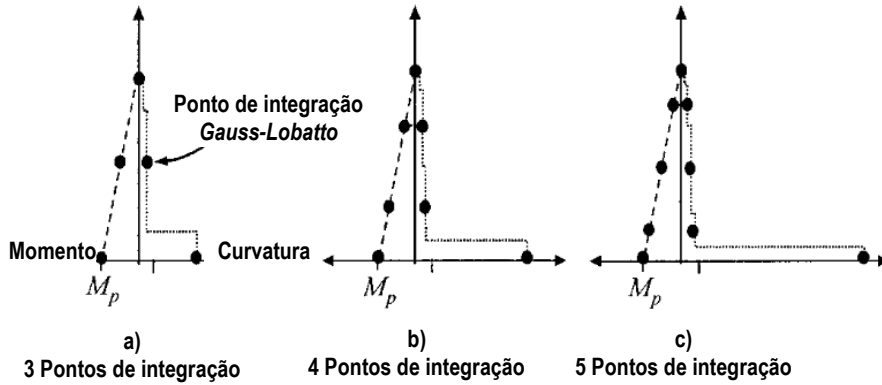


Figura 4.18 Modelo de plasticidade distribuída - Andamento do momento e curvatura de uma consola, variando o número de pontos de integração [Coleman e Spacone (2001)]

Para contornar esta matéria, *Coleman e Spacone (2001)* propõem um método de regularização que implica a modificação do diagrama tensão-extensão do betão a utilizar no modelo, face às exigências “fictícias” ao nível da extensão do betão associadas ao número de pontos de integração do elemento. Este método fundamenta-se na conservação da energia de fractura, que caracteriza o comportamento pós-rotura do betão à compressão (correspondente a área sombreada na Figura 4.19). Desta forma, o diagrama de tensão-extensão poderá ter que ser modificado face ao número de pontos de integração, tendo em vista que a energia de fractura se mantém constante.

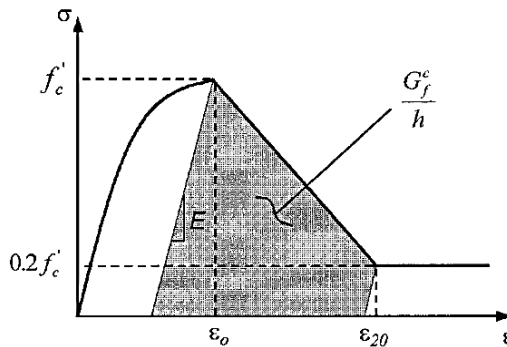


Figura 4.19 Diagrama tensão-extensão do betão – Energia da fractura pós-rotura [Coleman e Spacone (2001)]

Este artifício implica um diagrama tensão-extensão do betão modificado (ilustrado na figura seguinte), no entanto, o diagrama de tensão-deformação mantém-se constante, já que se verifica conservação da energia de fractura.

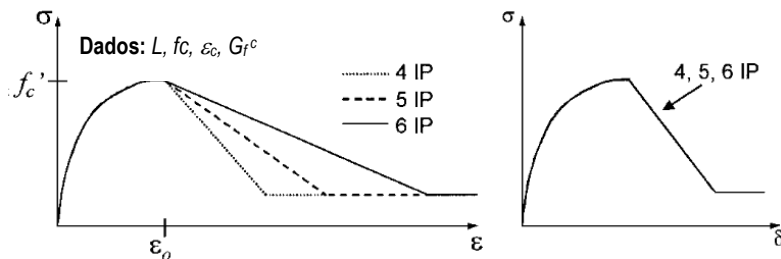


Figura 4.20 Diagrama tensão-extensão do betão, variando o número de pontos de integração – Critério da conservação da energia da fractura pós-rotura [Coleman e Spacone (2001)]

A modificação do diagrama tensão-extensão não é suficiente para corrigir as deformações no elemento. Esta dificuldade relaciona-se com o facto da extensão da rótula plástica do modelo corresponder ao comprimento de influência do primeiro ponto de integração, delimitando a ocorrência do comportamento não-linear (o que pode não corresponder necessariamente à realidade, nomeadamente, se o comprimento de influência do ponto de integração for inferior à extensão real da rótula plástica). O elemento de plasticidade distribuída assume um modelo “*smeared crack*” que, admitindo um modelo de fenda fictícia, permite a consideração da fissuração distribuída baseada na relação entre abertura de fenda e energia de fractura. Desta forma, este modelo de fendilhação terá que satisfazer diferentes refinamentos (dependentes da distribuição dos pontos de integração), produzindo a mesma abertura de fenda e, portanto, a curvatura será variável. *Coleman e Spacone (2001)* apresentam um procedimento que permite a correcção dos resultados da modelação com o objectivo de obter curvaturas mais próximas das reais.

Para contornar esta questão, no presente estudo, a discretização dos elementos e a distribuição dos pontos de integração foram escolhidas de forma a que o comprimento de influência da secção, correspondente à zona crítica, fosse aproximadamente igual à extensão esperada na rótula plástica.

O programa disponibiliza ainda um elemento com formulação em força que admite comportamento não-linear nas extremidades, na extensão associada à formação da rótula plástica – *BeamWithHinges* [*Scott e Fenves (2006)*]. O elemento contém dois troços não-linear nas extremidades, que assumem o comprimento igual à extensão real das rótulas plásticas, e apresenta um comportamento elástico linear no troço interior. Os troços que assumem comportamento não-linear apresentam dois pontos de integração. O programa disponibiliza duas regras de integração: *Gauss-Radau* ou *Gauss-Radau* modificada. A Figura 4.21 ilustra, de forma genérica, o elemento *BeamWithHinges*.

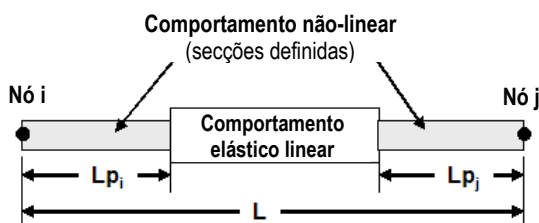


Figura 4.21 Modelo de elemento com plasticidade concentrada na extensão da rótula plástica (adaptado de *Opensees - BeamWithHinges*)

As vantagens deste elemento prendem-se com o facto do comportamento não-linear ficar cingido aos pontos de integração nos troços de extremidade, correspondentes ao comprimento real da rótula plástica. A extensão da rótula plástica, onde se concentram as deformações inelásticas, é estabelecida previamente, permitindo uma reprodução mais precisa da resposta e da distribuição das curvaturas.

Por outro lado, a limitação do comportamento não-linear e a redução do número de pontos de integração reduz o número de processos e problemas numéricos.

Ao nível da secção, num elemento de plasticidade distribuída, as secções podem ser discretizadas em fibras, sendo atribuído comportamento não-linear aos materiais - aço e betão - através de relações tensão-extensão baseadas em modelos hysteréticos. O programa disponibiliza quatro modelos hysteréticos para o material Betão: *Concrete02* - Modelo *Kent-Scott-Park* [Kent e Park (1971)] - corresponde ao modelo uniaxial de betão, admitindo a degradação linear de rigidez na carga e descarga proposta no trabalho de *Karsan-Jirsa* [Karsan e Jirsa (1969)]. Este modelo não apresenta resistência à tracção, no entanto, no modelo *Concrete02* é introduzida a resistência à tracção assumindo um comportamento “*tension-stiffness*” linear. Já o modelo *Concrete03* apresenta um comportamento “*tension-stiffness*” não-linear. O material *Concrete04*, baseado no modelo *Popovics* (1973), apresenta uma variação exponencial do efeito de “*tension-stiffness*”. O programa disponibiliza ainda o material *Concrete07*, que é baseado no modelo proposto por *Chang* (1993).

Entre os modelos disponíveis para o aço, tem-se o *Steel01* baseado no modelo para o aço desenvolvido por *Giuffré-Menegotto-Pinto* [Menegotto e Pinto (1973)], tendo sido introduzido o comportamento de endurecimento isotrópico [Taucer et al. (1991)]. O modelo *Steel02* baseia-se no *Steel01*, tendo sido introduzidas transições suaves entre o ramo elástico e plástico. E, finalmente, o modelo do material aço *Reinforcement Steel* [Chang (1993)] que permite a simulação do troço elástico, patamar de cedência, endurecimento e amolecimento pós-rotura. Este modelo possibilita ainda a consideração do efeito da encurvadura dos varões à compressão através dos modelos propostos por *Gomes e Appleton* (1997) e por *Dhakal e Maekawa* (2002), e da fadiga dos varões de aço sujeitos a acções cíclicas (através da implementação das constantes *Coffin-Manson*).

O processo de cálculo é incremental e iterativamente procura a solução que satisfaça o critério de convergência, dentro dos limites da tolerância pré-estabelecida. Neste caso, optou-se por uma análise estática não-linear por incrementos de deslocamento, o algoritmo utilizado para resolver as equações não-lineares em cada passo de carga foi o *Newton-Raphson*.

Pretende-se avaliar a capacidade de prever numericamente a resposta hysterética obtida experimentalmente. Com este intuito, o modelo experimental foi simulado através de um elemento com formulação em força. O comportamento não-linear foi modelado de duas formas distintas: distribuída ao longo do elemento, através de um elemento *nonlinearBeamColumn*; e concentrado na extensão das rótulas plásticas através de um elemento *BeamWithHinges*. A secção foi discretizada em fibras, admitindo relações constitutivas não-lineares para o material aço e betão. E, finalmente, o modelo foi

sujeito a uma história de carregamento semelhante à imposta nos ensaios experimentais de referência, i.e., cíclico e cíclico com carga gravítica.

De seguida, passa-se a descrever os passos e os resultados obtidos na modelação da resposta histerética dos ensaios.

4.3.2.2.1. Modelo de discretização em fibras da secção

A secção transversal foi discretizada em fibras, tendo-se optado por atribuir ao material betão o modelo *Concrete02* e ao material aço o modelo *Steel02*, pois apresentaram melhores resultados e menos problemas de convergência do que os restantes modelos de materiais também testados. Na Figura 4.22 apresenta-se o modelo genérico do material betão utilizado, onde constam as variáveis a definir pelo utilizador, e nas tabelas apresentam-se as características atribuídas aos materiais. Para considerar a deformação por corte recorreu-se à agregação, em paralelo à secção de fibras, apenas, das propriedades elásticas da secção ao corte.

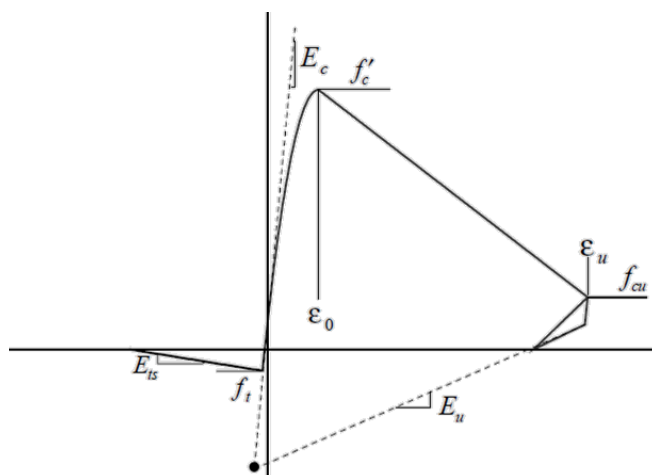


Figura 4.22 Modelo constitutivo genérico do betão utilizado (Opensees – Modelo Concrete02)

Tabela 4.2 – Características a definir no modelo para o betão

Propriedades do material betão						
E_c (MPa)	f'_c (MPa)	ϵ_0	f_{cu} (MPa)	ϵ_u	f_t (MPa)	E_{ts} (MPa)
34.1 *	44.8	0.002	$0.2 \times f_c$	0.0035	2.2 **	$E_{c0}/20$

em que E_c - módulo de elasticidade do betão à compressão

f_c - tensão de rotura do betão à compressão

f_{cu} - tensão de compressão residual do betão

f_t - tensão de rotura do betão à tracção

ϵ_c - extensão do betão à compressão

ϵ_0 - extensão do betão à compressão correspondente à tensão máxima f_c

ϵ_u - extensão última do betão à compressão

E_t - módulo de elasticidade do betão à tracção

O valor do módulo de elasticidade foi determinado a partir da expressão apresentada por Chang (1993)

$$E_c = 8200 \times f_c^{3/8} \text{ (MPa)} \tag{4.11}$$

O valor da tensão de resistência à tracção do betão foi determinado a partir da expressão proposta por Vecchio e Collins (1986) [citado por Chang (1993)]

$$f_t = 0.33 \times \sqrt{f_c} \text{ (MPa)} \tag{4.12}$$

Tabela 4.3 – Características a definir no modelo para o aço

Propriedades do material aço					
E _s (GPa)	f _y (MPa)	Coeficiente de endurecimento	Parâmetros de controlo das transições entre troços elástico para plástico (Filippou, 1983)		
			R ₀	C _{R1}	C _{R2}
200	470	0.01	12 *	0.925 *	0.2 *

* - valores recomendados

4.3.2.2.2. Modelo de plasticidade concentrada na extensão da rótula plástica

O modelo experimental foi simulado por um único elemento com 1.5m de comprimento, encastrado na base, tendo-se admitido plasticidade concentrada na extensão da rótula plástica (com 2 pontos de integração na zona da rótula). O comprimento da rótula plástica foi de 0.30m estimado através da expressão semi-empírica (4.9) proposta por Priestley (1996) [fib N.º 24 (2003)].

Admitiu-se uma secção transversal em T em toda a extensão do modelo, discretizada em fibras (conforme esquema apresentado na Figura 4.23) às quais foi atribuído o respectivo material com características não-lineares.

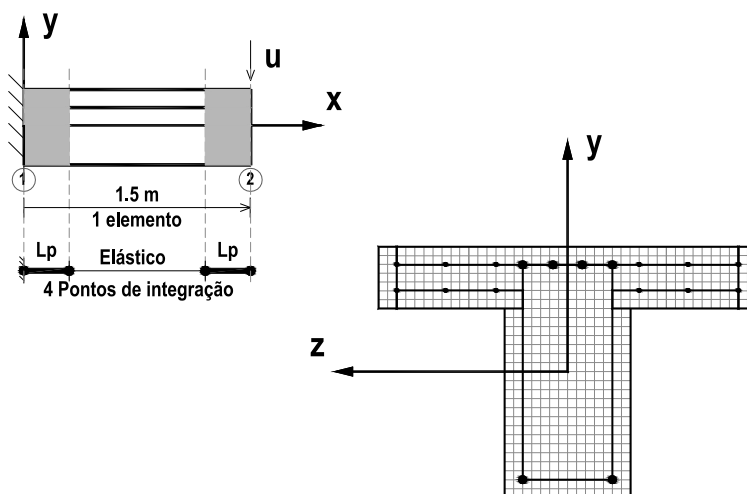


Figura 4.23 Modelação de plasticidade concentrada na extensão da rótula plástica – Discretização da secção e do elemento

Nas figuras seguintes apresentam-se os gráficos força-deslocamento referentes à resposta histerética do modelo de plasticidade concentrada na extensão da rótula plástica) sujeito à história de deslocamentos cíclicos alternados e reversíveis (segundo o procedimento de ensaio cíclico imposto ao modelo VR1) - ver Figura 4.24 - e sujeito à história de deslocamentos ciclos tendo em conta o efeito da carga gravítica (segundo o procedimento de ensaio cíclico com cargas gravíticas imposto ao modelo VR2) - ver Figura 4.25. É de referir, que para efeitos de comparação entre os resultados obtidos numericamente e experimentalmente, a resposta numérica do modelo sujeito a uma história de deslocamentos com carga gravítica foi limitada a um nível de deformação correspondente a 6% de “drift”.

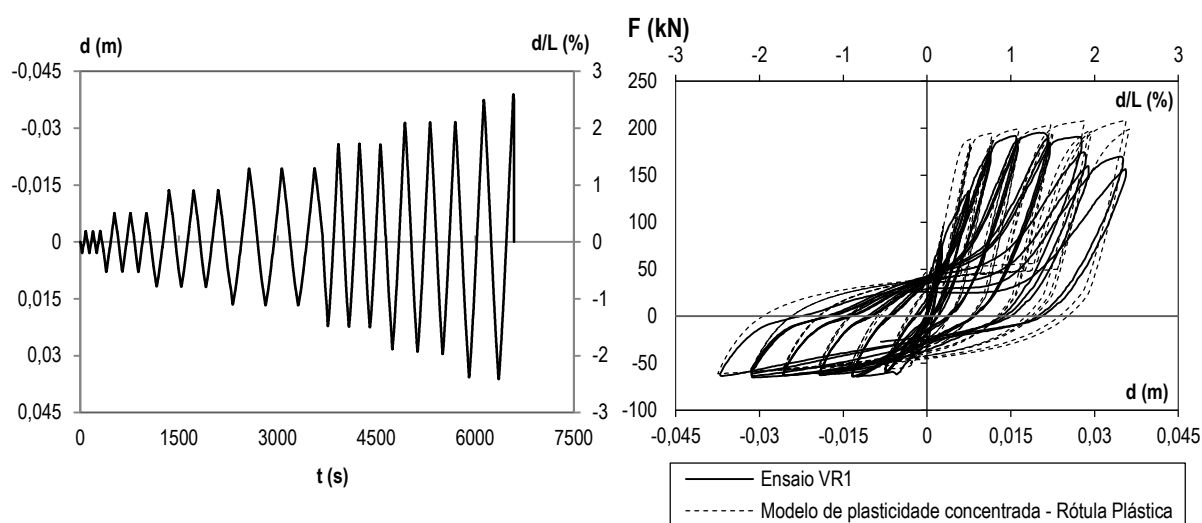


Figura 4.24 Modelação de plasticidade concentrada – História de deslocamentos imposta e diagrama Fxd – Ensaio cíclico

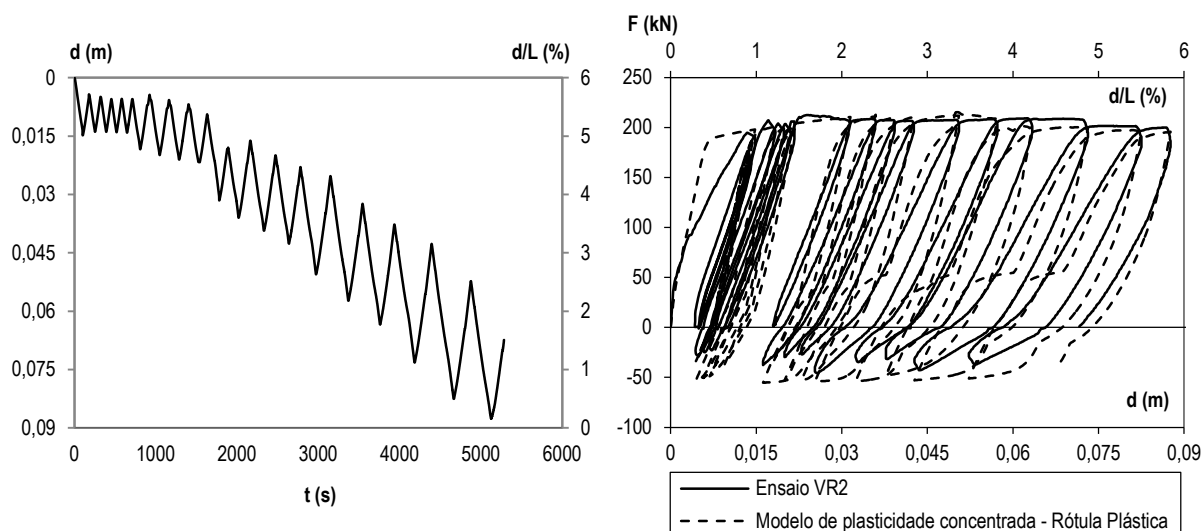


Figura 4.25 Modelação de plasticidade concentrada – História de deslocamentos imposta e diagrama Fxd – Ensaio cíclico com forças gravíticas

Em termos de resposta global do comportamento pós-cedência existe uma concordância razoável entre os resultados obtidos no ensaio e na modelação. No entanto, o modelo numérico não consegue prever

o início da fendilhação e da cedência correctamente, apresentando uma rigidez inicial excessiva. Observa-se também uma estimativa ligeiramente superior na previsão da resistência para momentos positivos no caso do modelo sujeito a uma história de deslocamentos cíclicos contabilizando o efeito da carga gravítica - ver Figura 4.25.

É de referir que, no caso do modelo em que se considerou o efeito da carga gravítica, para amplitude de deslocamentos maiores, a rigidez na descarga do troço de ciclo correspondente à inversão de carga distancia-se da rigidez real. Este facto pode estar relacionado com as leis de descarga associadas aos modelos hysteréticos dos materiais.

4.3.2.2.3. Modelo de plasticidade distribuída

O modelo experimental foi simulado por um único elemento encastrado na base, com 1.5m de comprimento, apresentando uma secção transversal em T em todo o comprimento. O modelo assume o comportamento não-linear distribuído ao longo do elemento (tendo-se optado por 4 pontos de integração). À semelhança do referido anteriormente, a secção foi discretizada em fibras, às quais são atribuídas as características do respectivo material.

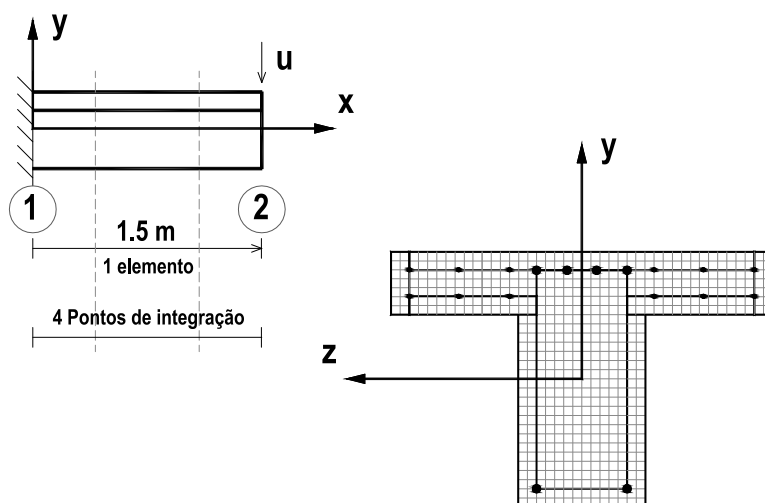


Figura 4.26 Modelação de plasticidade distribuída – Discretização da secção e do elemento

De seguida apresentam-se a história de carregamento imposta, segundo os dois procedimentos de ensaio, e respectiva resposta hysterética obtida através da modelação com plasticidade distribuída - ver Figura 4.27 e Figura 4.28. Sendo de referir que a resposta numérica do modelo sujeito a uma história de deslocamentos com carga gravítica foi limitada a um “drift” de 6%.

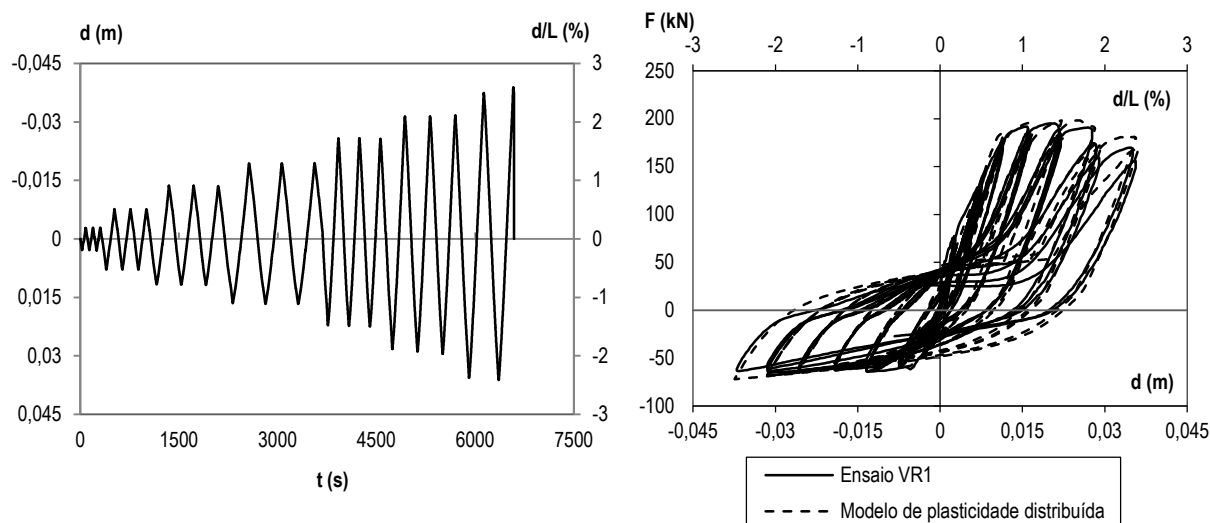


Figura 4.27 Modelação de plasticidade distribuída – História de deslocamentos imposta e diagrama Fxd – Ensaio cíclico

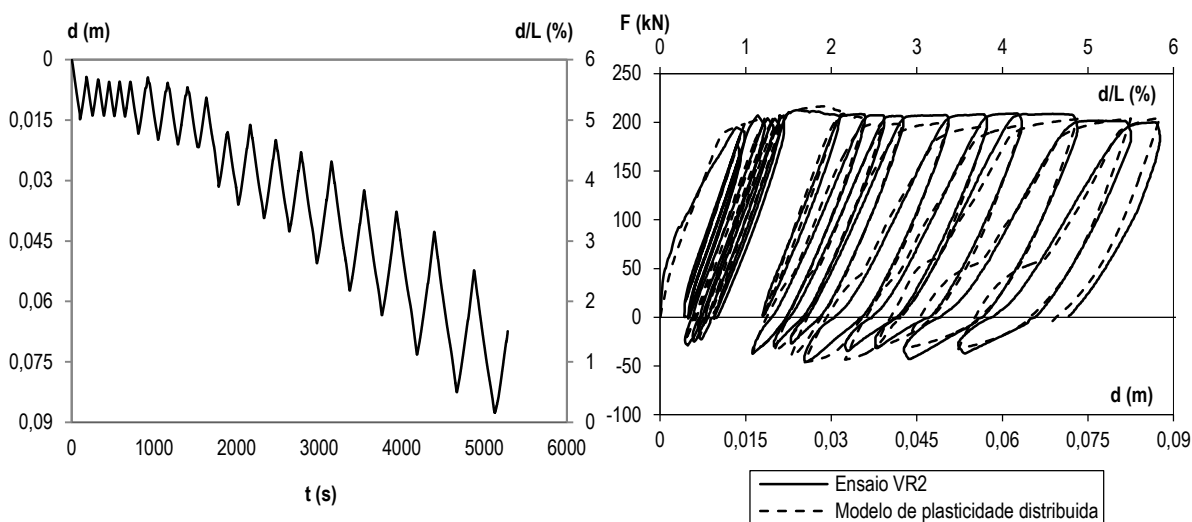


Figura 4.28 Modelação de plasticidade distribuída – História de deslocamentos imposta e diagrama Fxd – Ensaio cíclico com forças gravíticas

Da observação dos diagramas força-deslocamento é visível a proximidade da resposta global entre a simulação numérica e os resultados experimentais. No caso da modelação com plasticidade distribuída, a rigidez inicial aproxima-se da rigidez secante. É de salientar a concordância da resposta nos sucessivos ciclos carga-descarga e a degradação de rigidez ao longo do carregamento. É interessante observar a capacidade do modelo simular o efeito de “pinching” no ensaio cíclico, onde este fenómeno é mais relevante. Este efeito é visível no troço de ciclo de carga, após o ciclo de inversão do sentido de carregamento, onde se observa o fecho das fendas na face inferior conduzindo a um aumento da rigidez.

As diferenças aparentes podem estar relacionadas com as simplificações consideradas no modelo numérico, nomeadamente, na consideração de uma secção em T constante ao longo do modelo; na

escolha de 4 pontos de integração; e na consideração da deformação por corte através da agregação das propriedades elásticas ao corte à secção de fibras.

De seguida, são apresentados os diagramas tensão-extensão na fibra superior e inferior da secção de encastramento para o material betão - Figura 4.29 - e aço - Figura 4.30 -, devido à imposição de uma história de deslocamentos cíclicos.

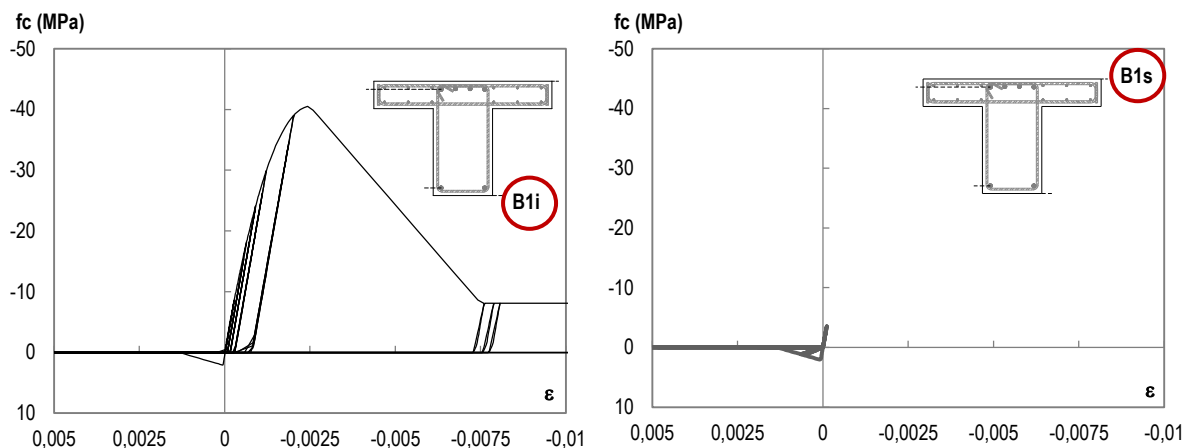


Figura 4.29 Modelação de plasticidade distribuída – Ensaio cíclico – Diagrama tensão-extensão do material Betão – Fibra inferior (B1i) e superior (B1s) da secção de encastramento

Como se pode observar nos diagramas tensão-extensão referentes às fibras de betão, a fibra de betão inferior (B1i) funciona essencialmente à compressão e a fibra superior à tracção (B1s), apenas, para os ciclos que antecedem a fendilhação.

Após o ciclo de carga correspondente à solicitação na direcção “forte” que provoca a plastificação das armaduras superiores, a fibra de betão superior (B1s) deixa de funcionar à compressão. Pois o troço de ciclo subsequente, correspondente à inversão de carga, não é suficiente para comprimir as armaduras superiores e fechar as fendas na face superior. Pelo que, a fibra superior deixa funcionar à compressão.

A fibra de betão inferior (B1i) funciona a tracção até se verificar fendilhação do betão, passando a funcionar apenas à compressão no troço de ciclo correspondente à solicitação na direcção “forte”.

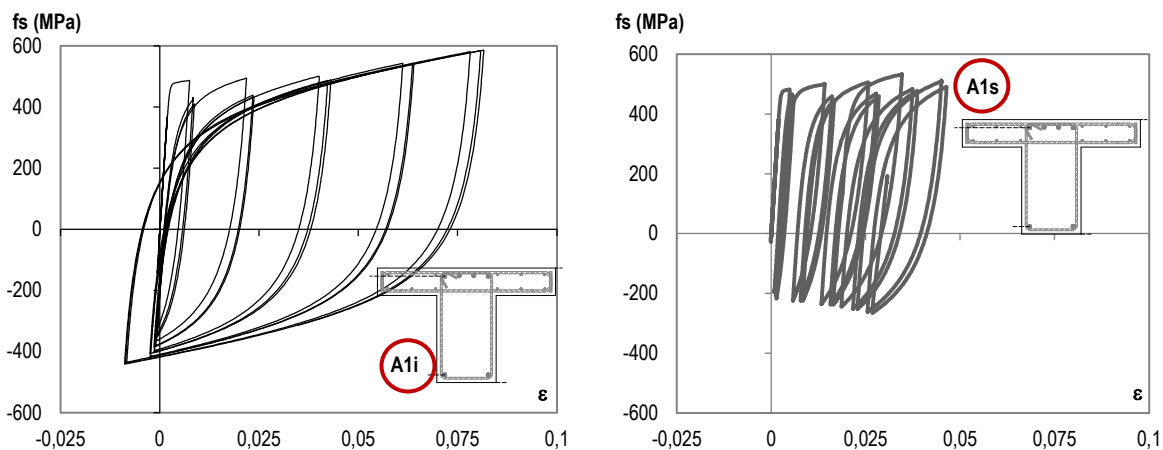


Figura 4.30 Modelação de plasticidade distribuída – Ensaio cíclico – Diagrama tensão-extensão do material Aço – Fibra inferior (A1i) e superior (A1s) da secção de encastramento

Nos diagramas tensão-extensão referentes às fibras de aço observa-se que a fibra inferior (A1i) apresenta maiores amplitudes de deformações que a fibra superior (A1s).

Este comportamento está associado à imposição de uma história de deslocamentos cíclicos alternados e reversíveis a um elemento que apresenta uma secção não-simétrica em termos de armadura. A viga apresenta uma armadura superior maior que a inferior logo, para uma dada amplitude de deslocamento imposta nas duas direcções, verifica-se uma maior deformação plástica nas armaduras inferiores. Esta constatação reforçar a questão levantada no presente estudo sobre a validade da imposição de uma história de deslocamentos cíclicos alternados e reversíveis a uma viga com o intuito de explorar a sua capacidade em termos de ductilidade local, já que, dada a natureza dos esforços a que uma viga está sujeita, esta apresenta uma secção não-simétrica em termos de armadura e geometria.

Dado o carácter reversível da história de deslocamentos impostos, as deformações residuais das armaduras são moderadas. No entanto, as armaduras superiores apresentam maior deformação residual pois, o troço de ciclo correspondente à inversão de carga não é suficiente para anular, em compressão, a deformação plástica das armaduras superiores.

Nas Figura 4.31 e Figura 4.32 são apresentados os diagramas tensão-extensão na fibra superior e inferior da secção de encastramento para o material betão e aço, para a imposição de uma história de deslocamentos cíclicos com carga gravítica.

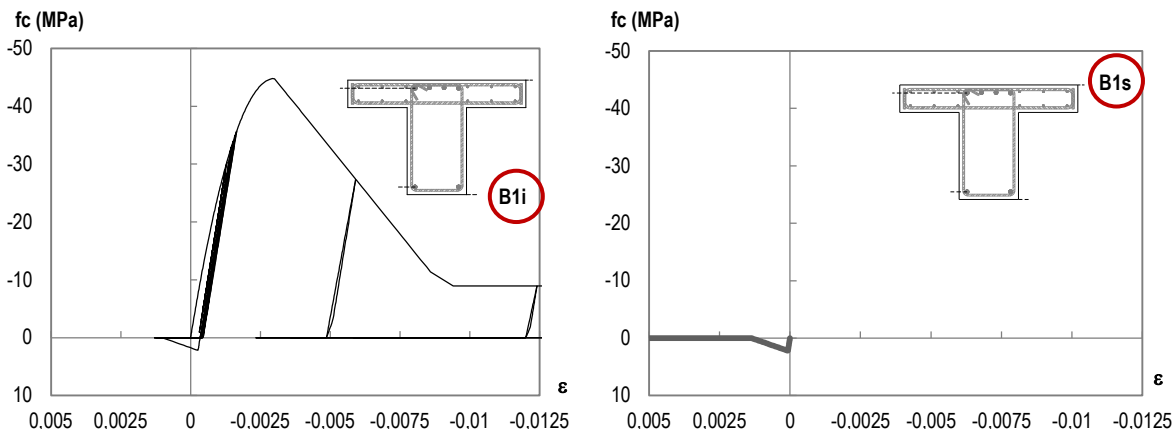


Figura 4.31 Modelação de plasticidade distribuída – Ensaio cíclico com forças gravíticas – Diagrama tensão-extensão do material Betão – Fibra inferior (B1i) e superior (B1s) da secção de encastramento

Como seria expectável, verifica-se um comportamento semelhante ao anterior, ou seja, a fibra de betão inferior (B1i) funciona essencialmente à compressão e a fibra superior à tracção (B1s), apenas, para os ciclos que antecedem a fendilhação. No entanto, da comparação do diagrama tensão-extensão do betão segundo o ensaio cíclico com carga gravítica relativamente aos resultados anteriores (sem carga gravítica), observa-se um nível de extensões do betão comprimido mais elevado.

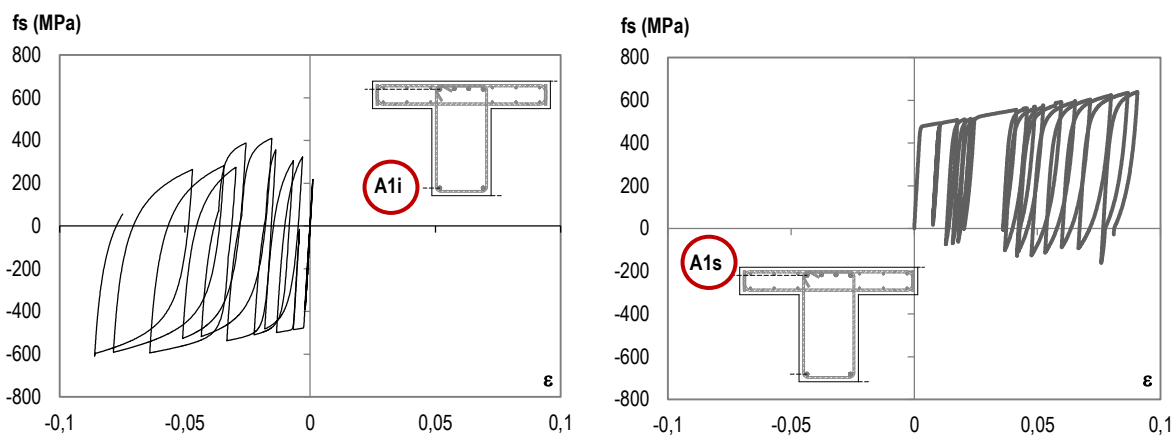


Figura 4.32 Modelação de plasticidade distribuída – Ensaio cíclico com forças gravíticas – Diagrama tensão-extensão do material Aço – Fibra inferior (A1i) e superior (A1s) da secção de encastramento

Nos diagramas tensão-extensão referentes às fibras de aço observa-se que a fibra superior (A1s) apresenta deformação plástica em tracção e a fibra inferior (A1i) exhibe deformação plástica em compressão.

No troço do ciclo de carga correspondente à flexão na direcção “forte”, as armaduras superiores plastificam em tracção e observa-se uma acumulação de deformação residual nesta direcção (concordante com a comportamento observado experimentalmente). Neste mesmo troço do ciclo de carga, verifica-se igualmente plastificação em compressão das armaduras inferiores. Pois o ciclo de inversão de carga anterior não é suficiente para anular a compressão introduzida pela carga gravítica.

Desta forma, de acordo com resposta global do modelo, não se verifica plastificação das armaduras inferiores em tracção.

4.3.3. Influência da carga gravítica no comportamento não-linear de um pórtico sujeito a cargas cíclicas (modelação com plasticidade distribuída)

Uma vez calibrado o modelo numérico, que permite prever a resposta histerética da zona crítica da viga, analisou-se a influência da carga gravítica no comportamento não-linear de um pórtico sujeito a cargas cíclicas. O comportamento não-linear do pórtico foi simulado através de elementos que assumem um comportamento não-linear distribuído, pretendeu-se desta forma não condicionar a localização das rótulas plásticas.

A discretização do modelo é ilustrada na Figura 4.33. Trata-se de um pórtico de um piso, com um vão de 5.00m. Admitiu-se um comportamento elástico nos pilares, permitindo a sua modelação através de um elemento de barra rotulado na base (coincidente com o ponto de inflexão) com um comprimento igual a meia altura entre pisos. A viga foi discretizada em 4 elementos baseados numa formulação em força, assumindo plasticidade distribuída, com 3 pontos de integração. Adoptou-se uma secção transversal semelhante aos modelos experimentais, tendo-se admitido dispensa de armadura a um quarto do vão (de acordo com Figura 3.10).

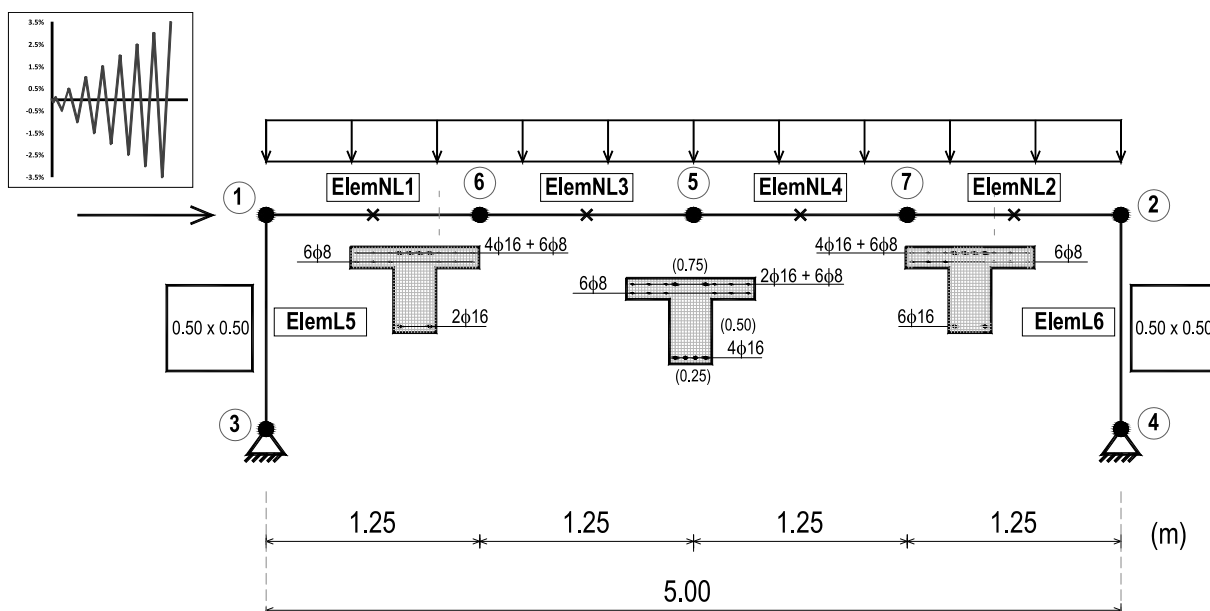


Figura 4.33 Modelação do pórtico com plasticidade distribuída – Discretização da secção e do elemento

O pórtico foi submetido a uma história de deslocamentos horizontais, cíclicos e alternados até um “drift” de 3.5% [ACI T1.1-01 (2001)], fazendo-se variar o carregamento gravítico distribuído de 0%, 15% e 50% da força que provoca a cedência das armaduras superiores na zona do apoio da viga.

De seguida apresentam-se os resultados obtidos mais relevantes, relativos à evolução do comportamento não-linear na viga. São apresentados os gráficos correspondentes à história do deslocamento horizontal imposto versus o deslocamento vertical observado a meio-vão - nó 5 - e a um quarto do vão - nós 6 e 7 - onde é expectável a formação de rótulas plásticas para momentos positivos devido à imposição do carregamento gravítico. Para analisar a evolução do comportamento inelástico ao longo da viga, são também apresentados os diagramas momento-curvatura nas diversas secções de cálculo.

Como se pode observar da análise dos gráficos deslocamento ao longo do ensaio, sem carregamento gravítico - ver Figura 4.34 -, os pequenos deslocamentos verticais (nos nós 5, 6 e 7) indiciam a formação de rótulas plásticas apenas nas extremidades da viga. De facto, este é o comportamento espectável num pórtico sujeito a uma acção lateral cíclica alternada sem carregamento gravítico.

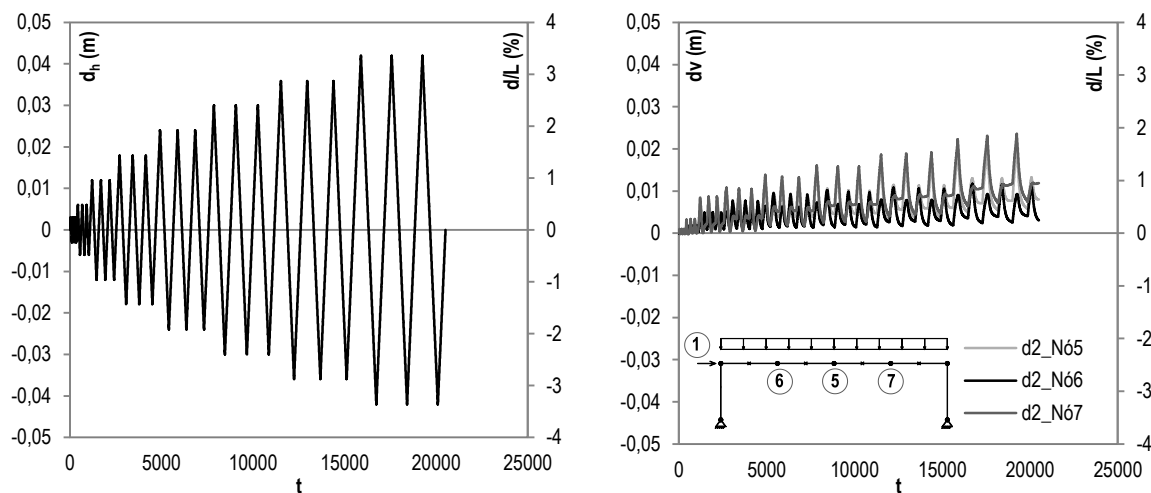


Figura 4.34 Modelação do pórtico com plasticidade distribuída – História de deslocamentos horizontais imposta, deslocamento vertical no nó 5, 6 e 7, para $F_g = 0\text{kN}$

Este comportamento pode ser confirmado nos diagramas referentes à resposta histerética das secções de cálculo, apresentados na figura seguinte. Verifica-se a formação de rótulas plásticas nas secções de extremidade da viga, correspondentes à secção 1 do elemento 1 e à secção 3 do elemento 2.

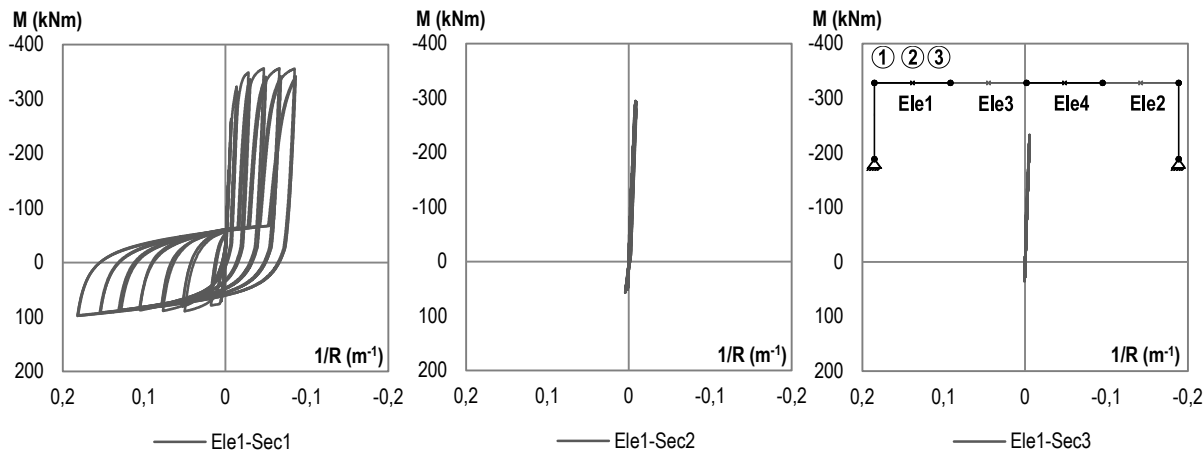


Figura 4.35 Diagramas momento-curvatura nas secções de cálculo - 1,2 e 3 - do elemento 1 da viga, para uma carga gravítica $F_g = 0$ kN

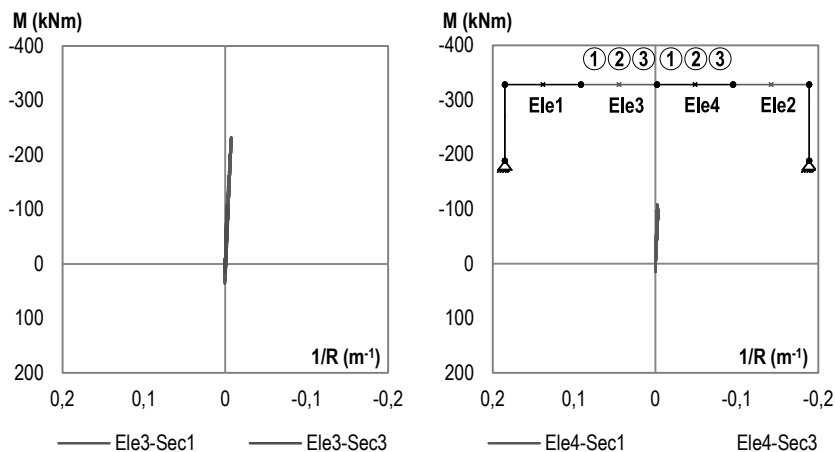


Figura 4.36 Diagramas momento-curvatura nas secções de cálculo - 1 e 3 - dos elementos 3 e 4 da viga, para uma carga gravítica $F_g = 0$ kN

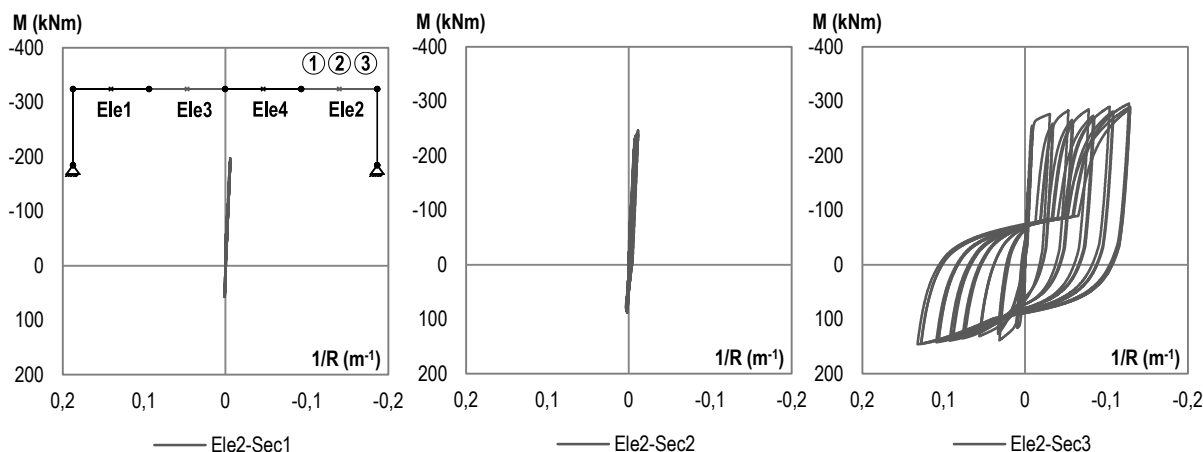


Figura 4.37 Diagramas momento-curvatura nas secções de cálculo - 1,2 e 3 - do elemento 2 da viga, para uma carga gravítica $F_g = 0$ kN

Para deslocamentos horizontais impostos com um nível de carregamento gravítico de 15% da carga de cedência, observa-se a formação de rótulas nas extremidades da viga e, aproximadamente, a um quarto do vão para momentos positivos. Para um deslocamento imposto para a direita, observa-se a formação de uma rótula no apoio direito e uma rótula esquerda no vão e vice-versa.

A deformação da rótula na ligação viga-pilar deixa de ser directamente relacionável com a deformação imposta no pilar e passa a depender da deformação plástica da rótula no vão - ver Figura 4.4. A rótula plástica no vão apresenta apenas deformações positivas, sendo que a deformação final na rótula de extremidade dependerá do somatório das deformações plásticas após cada ciclo de deslocamentos horizontais.

Para este nível de carga gravítica, embora a deformação plástica na rótula no vão se revele pouco pronunciada - ver gráficos momento-curvatura na secção 2 e 3 do elemento 1 e na secção 1 e 2 do elemento 2, apresentados nas Figura 4.39 e Figura 4.41 - observa-se já uma tendência para acumulação de deformação no sentido das forças gravíticas nas rótulas plásticas na ligação viga-pilar - conforme é possível observar nos gráficos momento-curvatura na secção 1 do elemento 1 e na secção 3 do elemento 2, apresentados nas Figura 4.39 e Figura 4.41.

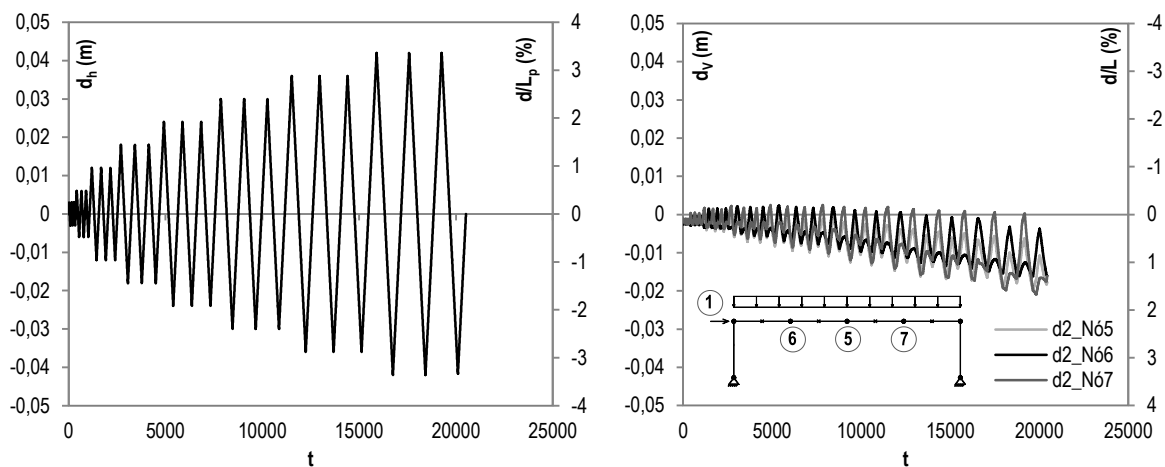


Figura 4.38 Modelação do pórtico com plasticidade distribuída – História de deslocamentos horizontais imposta, deslocamento vertical no nó 5, 6 e 7, para $F_g = 15\% F_y$

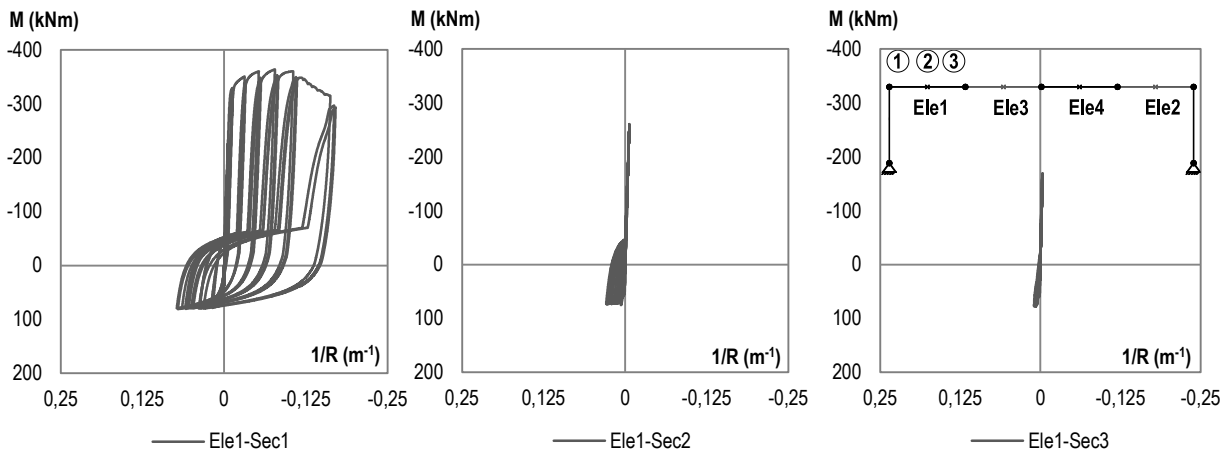


Figura 4.39 Diagramas momento-curvatura nas secções de cálculo - 1,2 e 3 - do elemento 1 da viga, para uma carga gravítica $F_g = 15\% F_y$

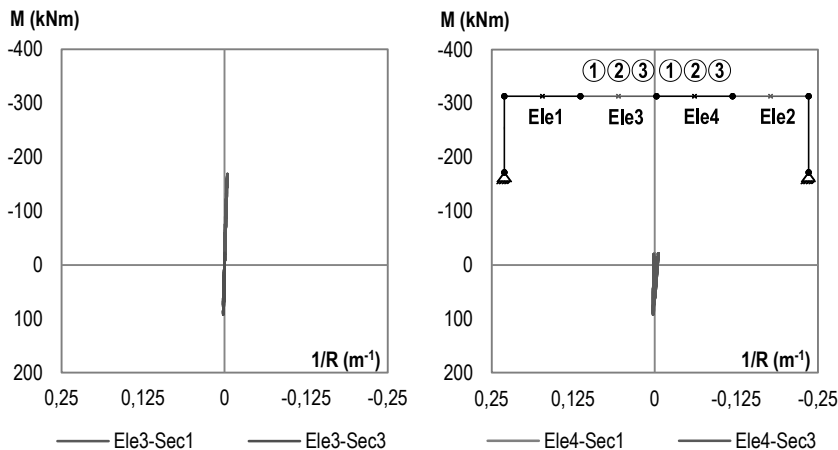


Figura 4.40 Diagramas momento-curvatura nas secções de cálculo -1 e 3 - dos elementos 3 e 4 da viga, para uma carga gravítica $F_g = 15\% F_y$

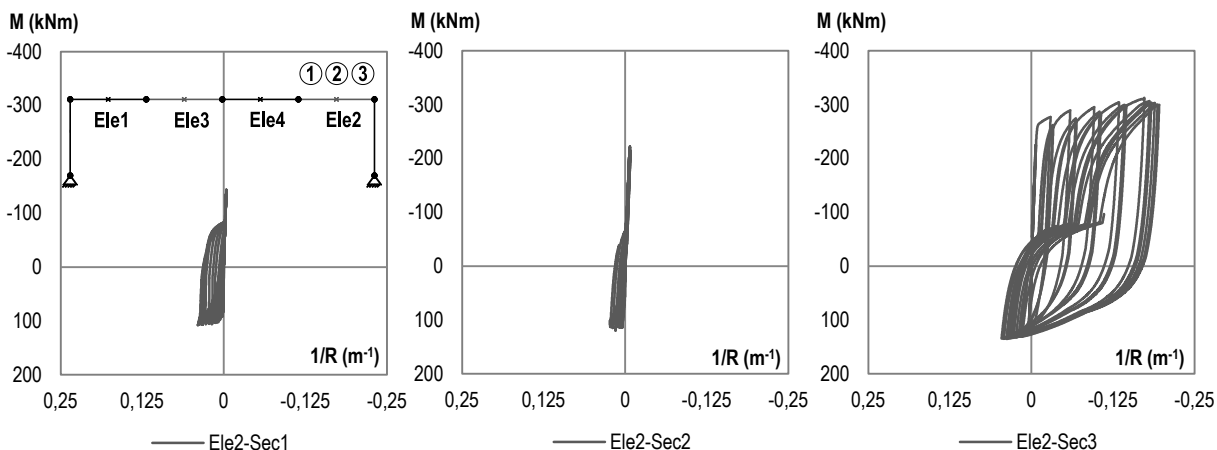


Figura 4.41 Diagramas momento-curvatura nas secções de cálculo - 1,2 e 3 - do elemento 2 da viga, para uma carga gravítica $F_g = 15\% F_y$

Para o caso de carregamento gravítico de 50% da força de cedência, pode observar-se da análise dos gráficos deslocamento ao longo do ensaio, acumulação progressiva de deslocamentos verticais na secção a um quarto de vão iniciando a formação de rótulas plásticas. De facto, este comportamento pode ser aferido nos diagramas referentes à resposta histerética das secções de cálculo - apresentados nas Figura 4.43 e Figura 4.45 - verificando-se a formação de rótulas plásticas unidireccionais nas secções de extremidade da viga, (correspondentes à secção 1 do elemento 1 e à secção 3 do elemento 2) e a um quarto de vão (correspondentes à secção 3 do elemento1 e à secção 1 do elemento2).

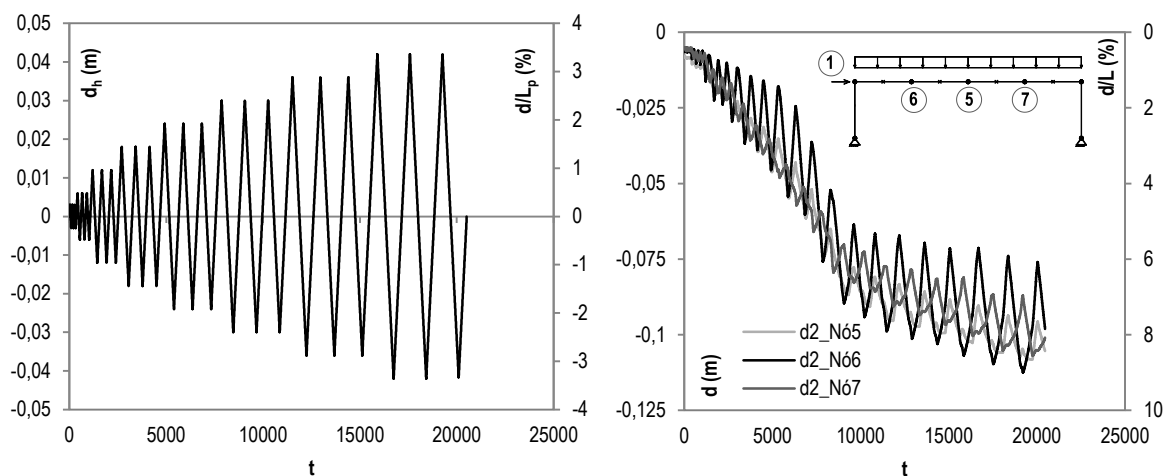


Figura 4.42 Modelação do pórtico com plasticidade distribuída – História de deslocamentos horizontais imposta, deslocamento vertical no nó 5, 6 e 7, para $F_g = 50\% F_y$

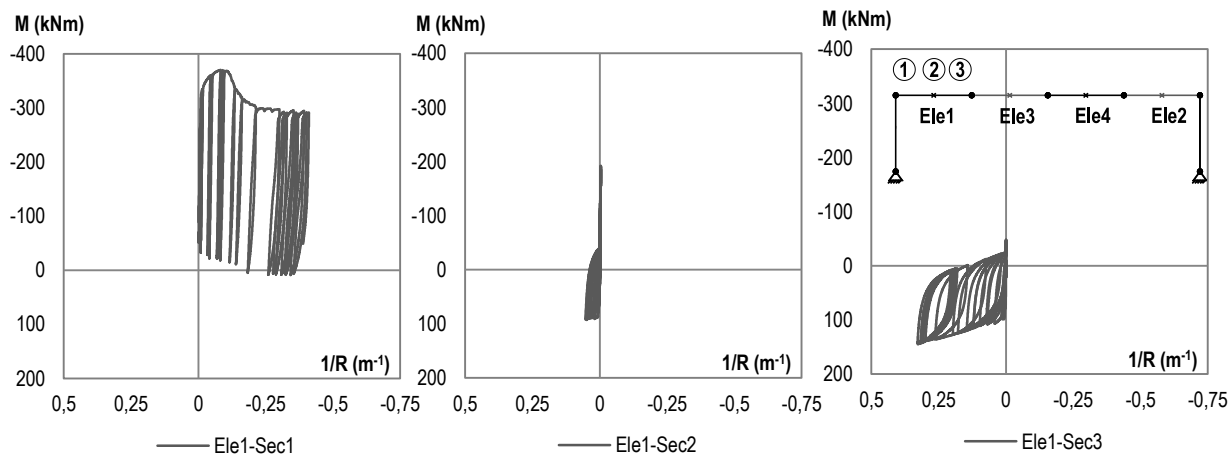


Figura 4.43 Diagramas momento-curvatura nas secções de cálculo - 1, 2 e 3 - do elemento 1 da viga, para uma carga gravítica $F_g = 50\% F_y$

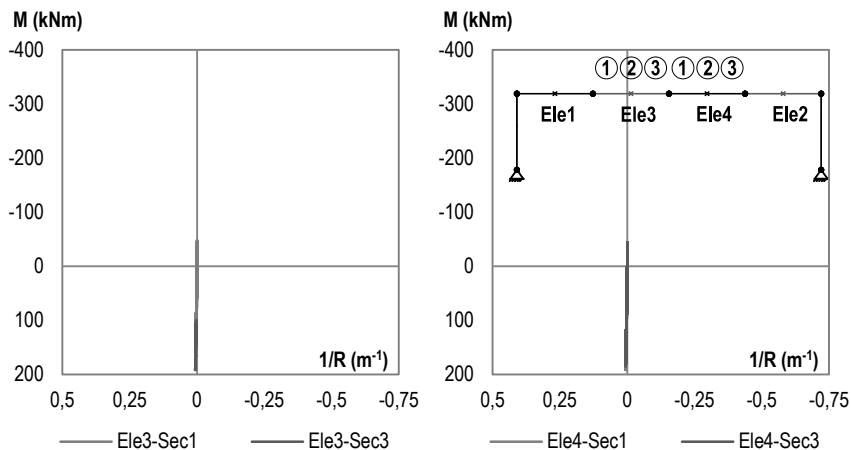


Figura 4.44 Diagramas momento-curvatura nas secções de cálculo - 1 e 3 - dos elemento 3 e 4 da viga, para uma carga gravítica $F_g = 50\% F_y$

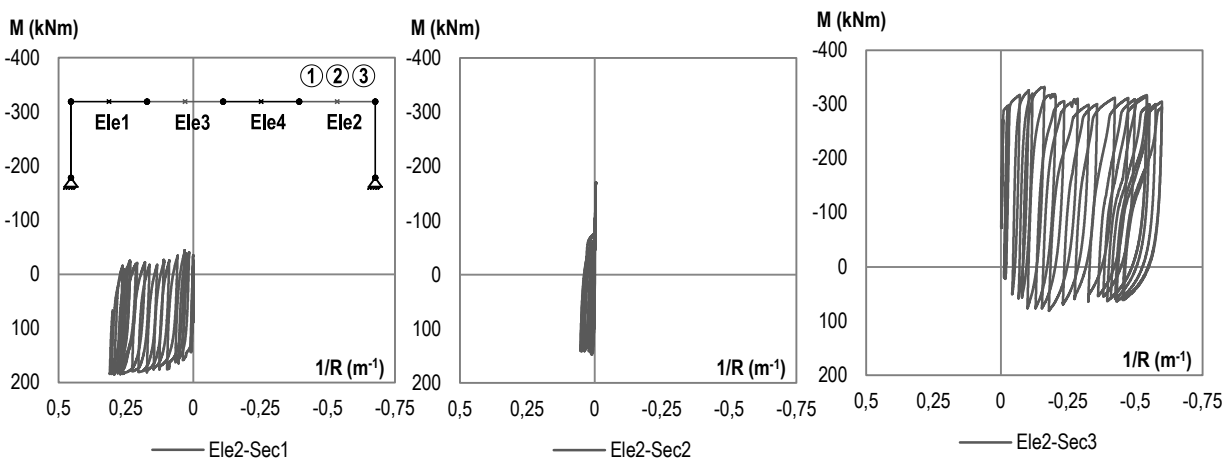


Figura 4.45 Diagramas momento-curvatura nas secções de cálculo - 1, 2 e 3 - do elemento 2 da viga, para uma carga gravítica $F_g = 50\% F_y$

Pode concluir-se que a formação da rótula da viga no vão só se verifica para um nível de carregamento gravítico significativo (o que é sustentado no ponto 4.3). No caso de estudo, a formação de rótulas plásticas unidireccionais foi observada para uma carga gravítica superior a 15% da força de cedência. Apesar de, para este nível de carregamento gravítico, este comportamento não se apresentar de forma muito significativa.

A resposta global do pórtico pode ser analisada a partir dos gráficos apresentados na Figura 4.46, correspondentes aos diagramas força de corte basal versus deslocamento horizontal no topo dos pilares, fazendo variar o nível de carga gravítica. A interpretação dos resultados da modelação permite extrair conclusões interessantes.

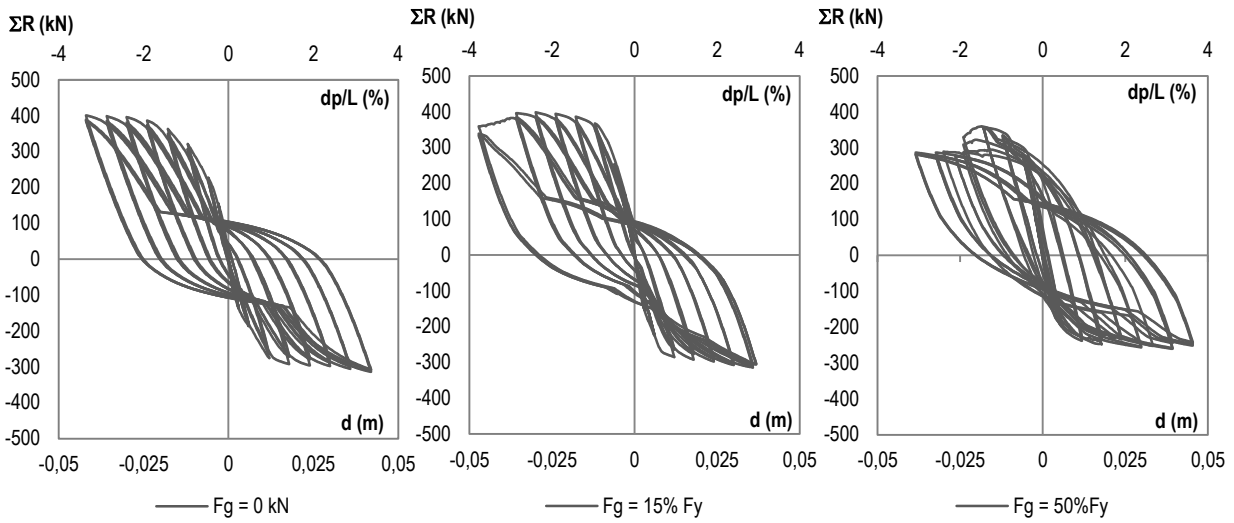


Figura 4.46 Resposta global do pórtico para diferentes níveis de carga gravítica

Verifica-se que apesar do comportamento não-linear diferenciado, ao nível da formação das rótulas e sua localização, o comportamento global do pórtico permanece reversível.

Para um melhor entendimento da influência da carga gravítica no funcionamento global, de seguida analisa-se em detalhe 2 ciclos representativos da resposta do pórtico. Tendo-se seleccionado para o efeito, os ciclos correspondentes à cedência e ao último ciclo para o caso de carga sem força gravítica e força gravítica de 50% da força de cedência.

Na Figura 4.47 apresentam-se a história de deslocamento imposta e os diagramas força-deslocamento no ciclo de cedência e no último ciclo, para o caso de carga do pórtico sujeito a uma acção lateral cíclica alternada sem carregamento gravítico.

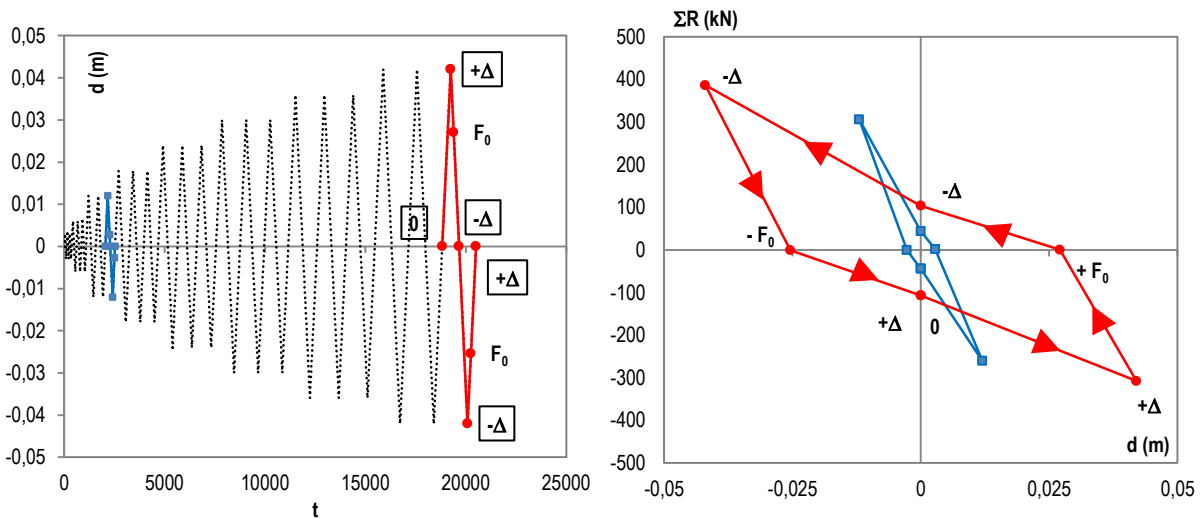


Figura 4.47 Resposta global do pórtico com $F_g = 0 \text{ kN}$ para o ciclo correspondente à cedência e ao último ciclo – Pontos notáveis na diagrama $F_x d$

Na Figura 4.48 são também apresentadas as respectivas configurações deformadas nos pontos de deformação imposta máxima e nos pontos correspondentes à ausência de acção horizontal (correspondentes ao equilíbrio, ou seja, somatório das forças igual a zero - F_0). É de salientar que no traçado das configurações deformadas foram obtidas admitindo uma variação linear entre os resultados obtidos nas secções de cálculo.

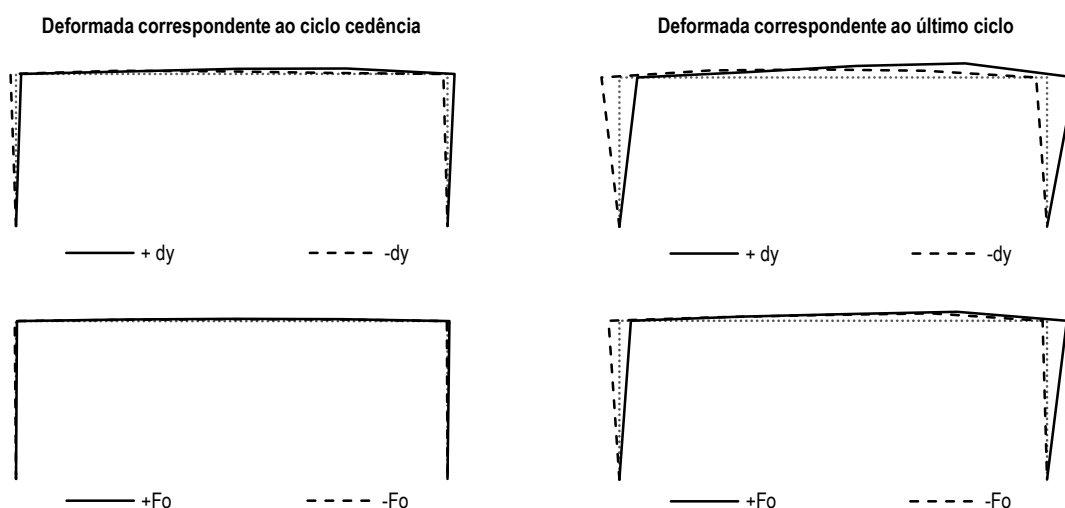


Figura 4.48 Resposta global do pórtico com $F_g = 0$ kN para o ciclo correspondente a cedência e ao último ciclo – Configuração deformada nos pontos de deslocamento máximo e resultante de forças nula

Pode-se observar com mais detalhe, o comportamento reversível do pórtico e das rótulas plásticas que se formam nas extremidades da viga. No ciclo de cedência, o ponto de força nula está próximo do ponto de deslocamento nulo pois o comportamento inelástico não é significativo. À medida que o comportamento inelástico aumenta, ao ponto de força nula (equilíbrio) correspondente uma deformação plástica residual maior.

Na Figura 4.49 apresentam-se a história de deslocamento imposta, e os diagramas força-deslocamento para o ciclo correspondente à cedência e o último ciclo, para o caso de carga gravítica correspondente a 50% da força de cedência. Na Figura 4.50 são apresentadas as respectivas configurações deformadas nos pontos de deformação imposta máxima e nos pontos correspondentes à ausência de acção horizontal (correspondentes ao equilíbrio, ou seja, somatório das forças igual a zero). Estes pontos são relevantes na medida em que correspondem aos pontos em que a estrutura apenas está sujeita ao carregamento gravítico (F_g). A análise destes pontos permite a observação do nível de deformação residual associada ao comportamento não-linear. Como se pode verificar, a presença de carregamento gravítico no pórtico induz à formação de um comportamento inelástico diferente do anterior, caracterizado pela formação de 4 rótulas plásticas, conduzindo à acumulação de deformação. No entanto, o comportamento global do pórtico permanece reversível.

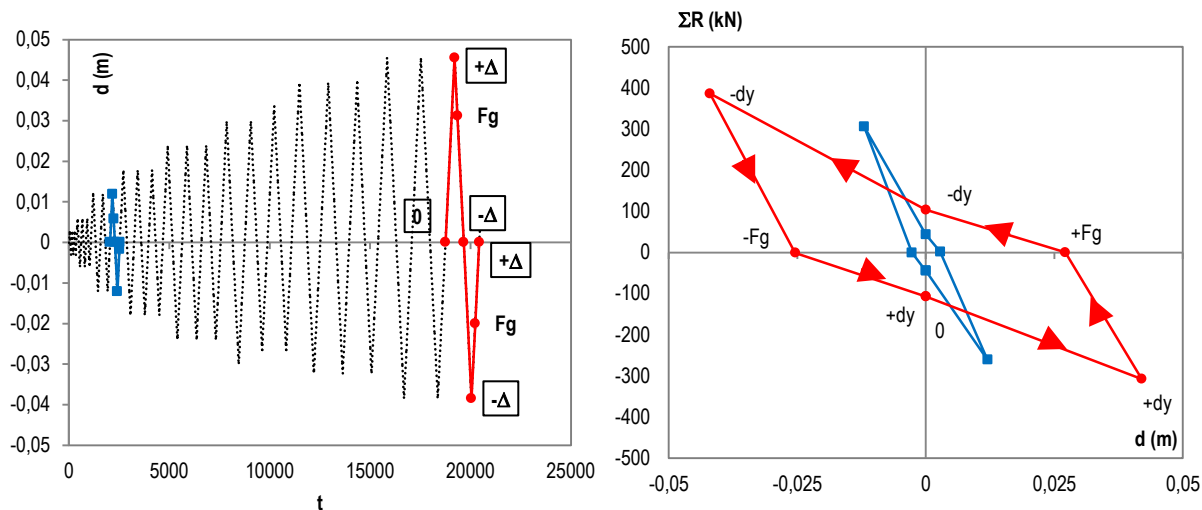


Figura 4.49 Resposta global do pórtico com $F_g = 50\% F_y$ para o ciclo correspondente a cedência e ao último ciclo – Pontos notáveis na diagrama $F_x d$

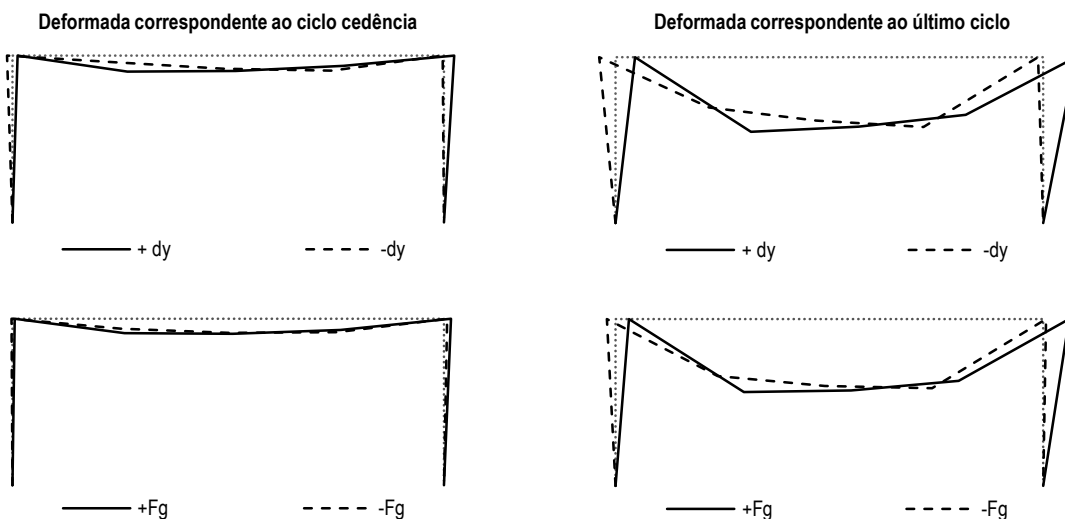


Figura 4.50 Resposta global do pórtico com $F_g = 50\% F_y$ para o ciclo correspondente a cedência e ao último ciclo – Configuração deformada nos pontos de deslocamento máximo e resultante de forças nula

Na configuração deformada salienta-se que a viga apresenta uma deformação inicial associada à presença de forças gravíticas. Ao longo do ensaio, devido a formação da rótula no vão, observa-se acumulação progressiva de deformação na ligação viga-pilar no sentido das forças gravíticas.

É visível que o aumento do carregamento gravítico conduz a maiores deformações plásticas na viga. Sendo este facto relevante na análise da dissipação de energia ao longo do ensaio. De facto, observa-se uma maior dissipação de energia na presença de carregamento gravítico, conforme se verifica no gráfico seguinte.

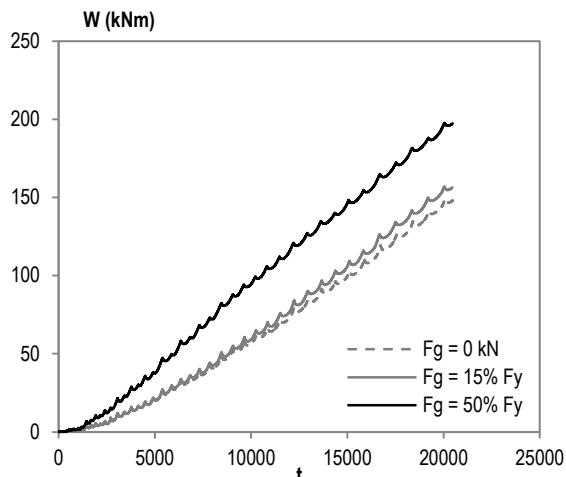


Figura 4.51 Dissipação de energia ao longo do carregamento para diferentes níveis de carga gravítica

A um carregamento gravítico superior está associado a um comportamento não-linear mais pronunciado pois uma parcela da resistência está inicialmente comprometida, logo a excursão plástica necessária para dissipar a energia imposta é superior. Este fenómeno pode justificar uma maior dissipação de energia.

Outro parâmetro relevante que pode ser obtido a partir da análise da resposta global do pórtico é o coeficiente de amortecimento equivalente. Este parâmetro correlaciona a energia dissipada por um amortecedor viscoso num ciclo de vibração à energia máxima absorvida pelo sistema elástico equivalente com um grau de liberdade, permitindo a modelação da dissipação de energia através de um amortecedor viscoso equivalente.

Na Figura 4.52 apresenta-se a evolução do coeficiente de amortecimento equivalente versus “drift” do pilar, variando o nível de carga gravítica.

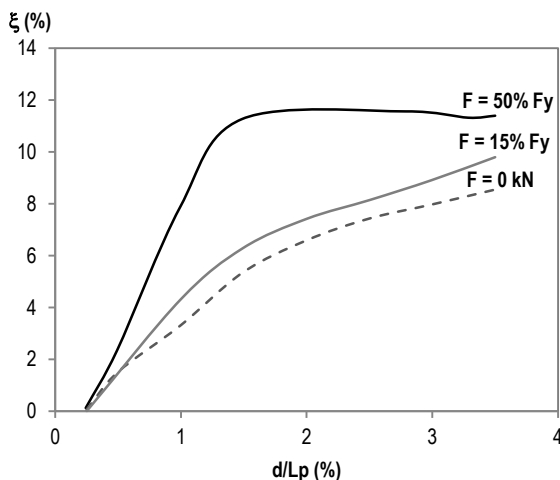


Figura 4.52 Evolução do coeficiente de amortecimento versus “drift”, para diferentes níveis de carga gravítica

Observa-se que o coeficiente de amortecimento equivalente varia com a imposição de carga gravítica, ou seja, quanto maior for o nível de carga gravítica, mais pronunciado será o comportamento inelástico da estrutura e, portanto, maior será o coeficiente de amortecimento equivalente.

A análise efectuada conduz a uma observação importante que se prende com o facto de, na presença de um nível de carga gravítica significativo, a estrutura ter que exibir um comportamento inelástico maior para dissipar a energia introduzida. O comportamento observado, associado a um mecanismo correspondente à formação de quatro rótulas, apresentará maiores danos. Desta forma, deduz-se que, possivelmente, este tipo de mecanismo deve ser evitado à custa de uma pormenorização adequada que evite a formação da rótula no vão. No entanto, para situações existentes, e à luz da regulamentação em vigor, a formação deste mecanismo é uma realidade. Mostra-se, portanto, importante a implementação de um procedimento de ensaio que permita a indução da resposta histerética das rótulas plásticas presentes neste comportamento, ou seja, rótulas unidireccionais. De facto, o procedimento cíclico demonstra-se pouco adequado.

4.4. INFLUÊNCIA DO NÍVEL DE CARGA GRAVÍTICA NO COMPORTAMENTO DA LIGAÇÃO VIGA-PILAR

A modelação do comportamento do pórtico sujeito a uma história de deslocamentos cíclicos permitiu a análise da influência da carga gravítica na resposta histerética da ligação inserida numa estrutura real. Neste subcapítulo, através da modelação numérica, pretende-se avaliar a influência da carga gravítica na resposta histerética da ligação viga-pilar sujeita a uma história de deslocamentos semelhante à do procedimento de ensaio proposto.

O procedimento proposto consiste na aplicação de uma história de deslocamentos cíclicos, alternados e reversíveis, com amplitudes crescentes e admitindo repetição de três ciclos com a mesma amplitude de deslocamento, a partir dos efeitos da carga gravítica. Ou seja, a imposição do ciclo em deslocamento faz-se a partir do momento em que o valor pré-estabelecido da carga gravítica é restabelecido (correspondente às etapas 0, ii e iv ilustrada na Figura 3.44). Este procedimento implica a imposição da história de carregamentos ao modelo em força (correspondente à imposição da carga gravítica) e deslocamento (correspondente à imposição da história de deslocamentos cíclicos, alternados e reversíveis).

O modelo numérico de plasticidade distribuída da ligação viga-pilar calibrado anteriormente - ver 4.3.2.2.3 - foi submetido à história de carregamentos descrita, fazendo variar o nível de carga gravítica. No gráfico seguinte apresenta-se a evolução do deslocamento vertical no topo do modelo sujeito a uma história de deslocamentos cíclicos e alternados a partir do valor de carga gravítica instalada, para uma

carga gravítica de 0%, 15%, 30%, 50% e 60 % da força que provoca a cedência nas armaduras superiores no apoio da viga.

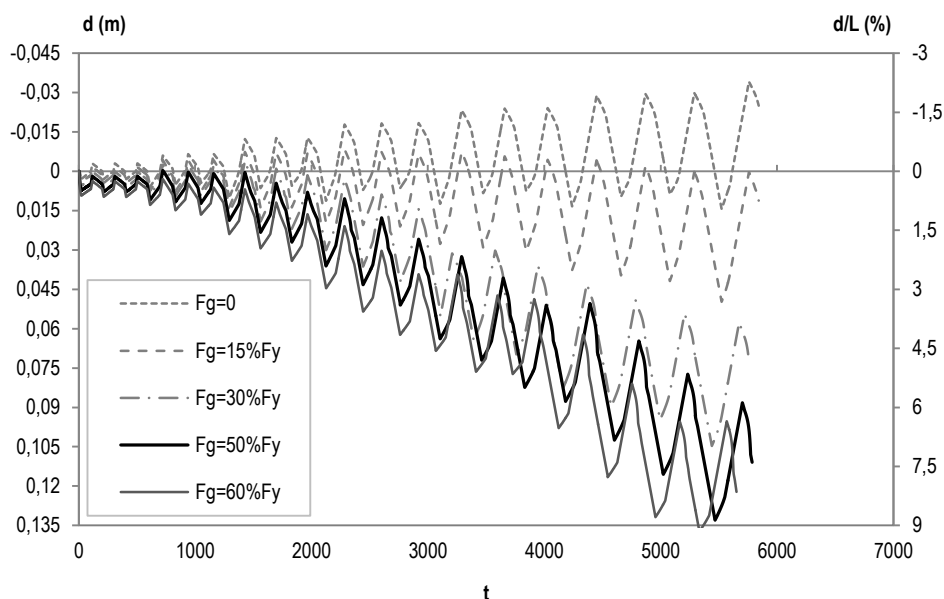


Figura 4.53 Diagrama deslocamento-tempo, para diferentes níveis de carga gravítica

É de referir que se optou por limitar a resposta até ao nível máximo de “drift” observado na ligação viga-pilar inserida no pórtico, ou seja, 9% de “drift”.

Como se pode observar nos gráficos força-deslocamento apresentados na Figura 4.53, o aumento do nível de carga gravítica provoca a acumulação progressiva da deformação, o que está de acordo com o observado no ensaio experimental e na modelação numérica do pórtico.

A imposição da história de deslocamentos sem carga gravítica ($F_g=0$ kN) ao modelo conduz a uma acumulação de deformação para momentos positivos. No entanto, é preciso ter presente que a viga em estudo apresenta uma secção não-simétrica em geometria e armadura, ou seja, foi dimensionada para a presença de carga gravítica, justificando a resposta observada.

Com o intuito de analisar os efeitos da carga gravítica na resposta histerética da ligação, na Figura 4.54 apresentam-se os diagramas força-deslocamento da ligação, para diferentes valores de carga gravítica.

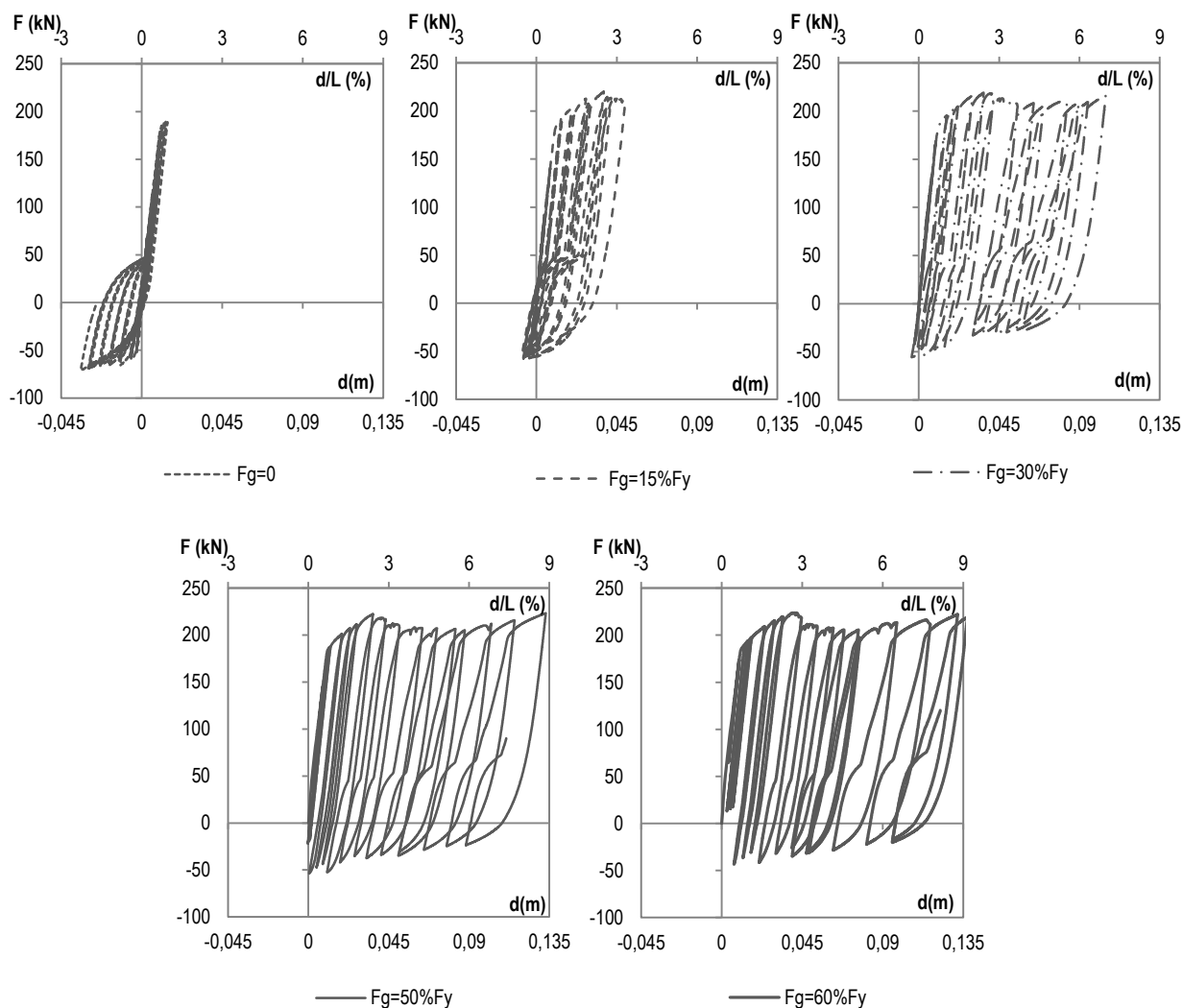


Figura 4.54 Diagramas força-deslocamento da ligação viga-pilar, para nível de carga gravítica variável

Como seria expectável, com o aumento da carga gravítica, verifica-se um aumento da resposta inelástica e uma acumulação progressiva da deformação.

A imposição da história de deslocamentos sem carga gravítica ($F_g=0$ kN) conduz a uma resposta da ligação caracterizada por um comportamento elástico para momentos negativos e pela acumulação de deformação inelástica para momentos positivos (conforme constatado na análise da Figura 4.53).

Um parâmetro de comparação interessante é a dissipação de energia, podendo reflectir o nível de comportamento inelástico explorado na ligação viga-pilar. O diagrama seguinte refere-se a evolução da dissipação de energia versus ductilidade.

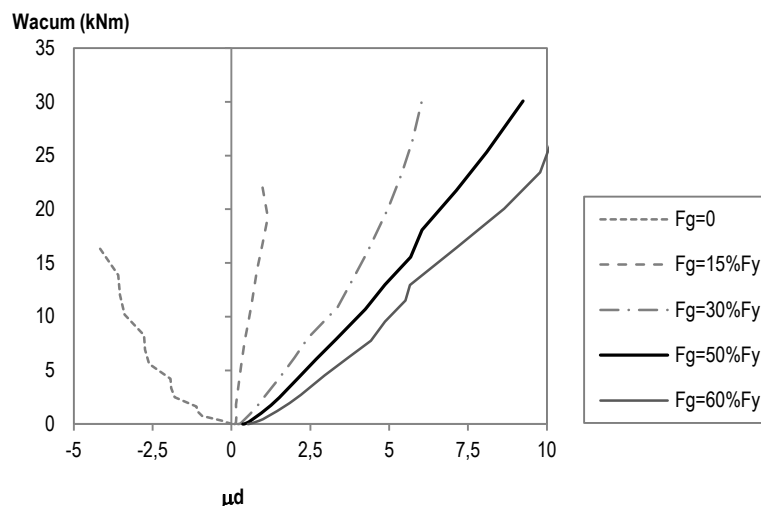


Figura 4.55 Diagrama energia dissipada acumulada-ductilidade, para nível de carga gravítica variável

Observa-se que a evolução da dissipação de energia face à ductilidade é diferente. Da interpretação dos resultados pode observar-se que, para um determinado nível de ductilidade, quanto maior é o nível de carga gravítica instalado, menor é a energia dissipada. Ou seja, quanto maior for a carga gravítica instalada menor será a reserva de resistência para dissipação de energia. Portanto, para dissipar a mesma energia será necessária uma excursão plástica superior, ou seja, uma maior ductilidade.

Esta análise conduz a uma questão interessante que se prende com o facto da energia dissipada depender do caminho de carga imposto. Dependendo-se que a energia dissipada como parâmetro de comportamento demonstra ser insuficiente.

4.5.COMPARAÇÃO DA RESPOSTA HISTERÉTICA DA LIGAÇÃO VIGA-PILAR INSERIDA NO PÓRTICO E DO MODELO DE LIGAÇÃO VIGA-PILAR SUBMETIDO AO PROCEDIMENTO DE ENSAIO

Nesta secção pretende-se avaliar a capacidade de induzir o comportamento inelástico real na ligação, através do procedimento de ensaio proposto, i.e., por imposição de uma história de deslocamentos cíclicos alternados e reversíveis a partir do valor de carga gravítica. Para esse efeito, pretende-se comparar a resposta histerética do modelo da ligação viga-pilar sujeitada à história de deslocamentos preconizada pelo procedimento de ensaio, para uma carga gravítica correspondente a 50% da força de cedência, e a resposta da ligação inserida num pórtico submetido a uma história de deslocamentos horizontais e um carregamento gravítico correspondente a 50% da força que provoca a cedência na zona do apoio da viga.

Na Figura 4.56 apresentam-se os diagramas momento-curvatura correspondentes à resposta histerética obtida através da simulação numérica da ligação viga-pilar no pórtico e do modelo de ligação viga-pilar.

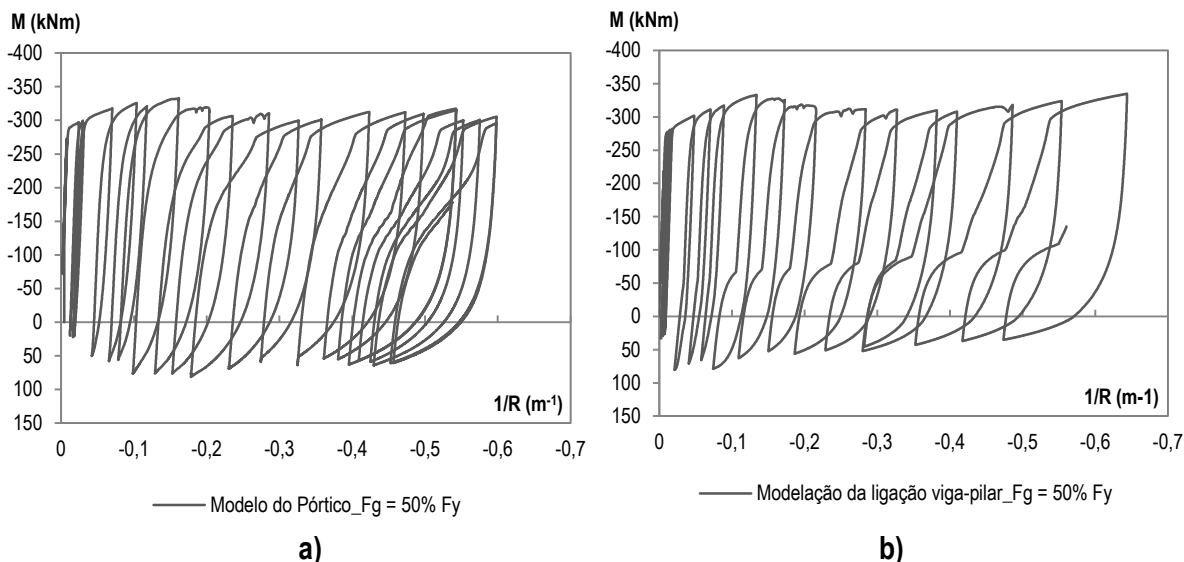


Figura 4.56 Diagrama momento-curvatura da ligação viga-pilar inserida no pórtico (a) e por imposição do procedimento de ensaio ao modelo da ligação viga-pilar (b), para uma carga gravítica de 50% da força de cedência

É possível observar uma concordância muito razoável em termos de resposta global. No entanto, verificam-se algumas discrepâncias nos laços histeréticos inerentes aos caminhos de carga diferenciados.

Conforme é possível observar nos gráficos apresentados na Figura 4.57, a evolução da deformação e a previsão em termos de deformações residuais é bastante razoável.

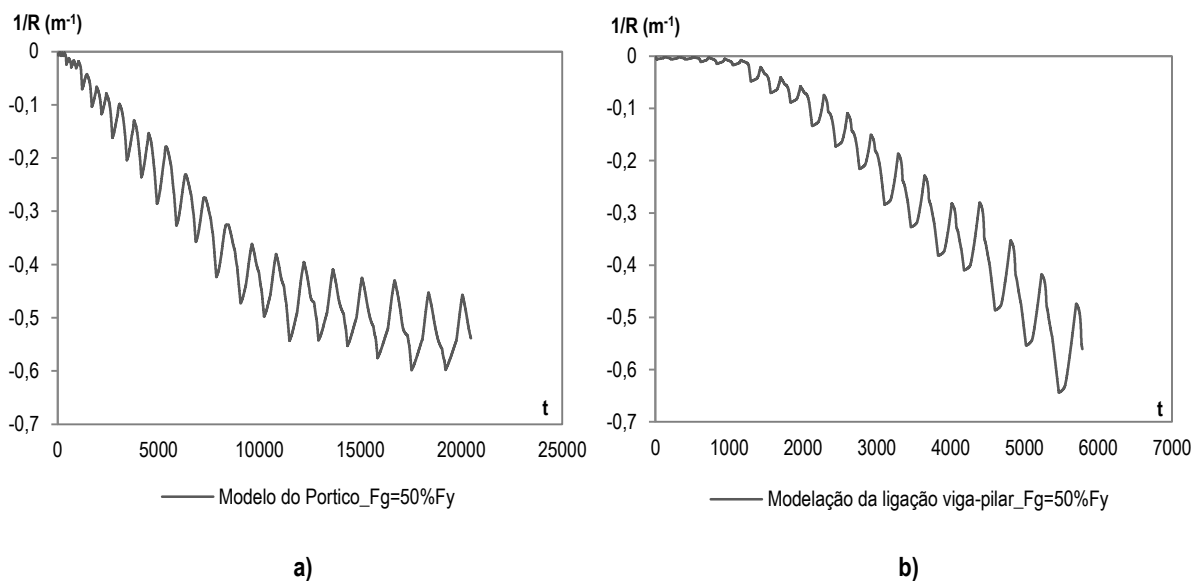


Figura 4.57 Evolução da curvatura na ligação viga-pilar inserida no pórtico (a) e por imposição do procedimento de ensaio ao modelo da ligação viga-pilar (b), para uma carga gravítica de 50% da força de cedência

De seguida, para uma análise circunstanciada isolou-se um ciclo representativo da resposta da ligação viga-pilar. Para o ciclo escolhido, são apresentados os diagramas momento-curvatura e curvatura ao longo do carregamento correspondentes à resposta da ligação viga-pilar inserida no pórtico - ver Figura 4.58 - e por imposição do procedimento de ensaio ao modelo da ligação viga-pilar - Figura 4.59 -, assinalando-se os pontos notáveis nos respectivos ciclos de carga.

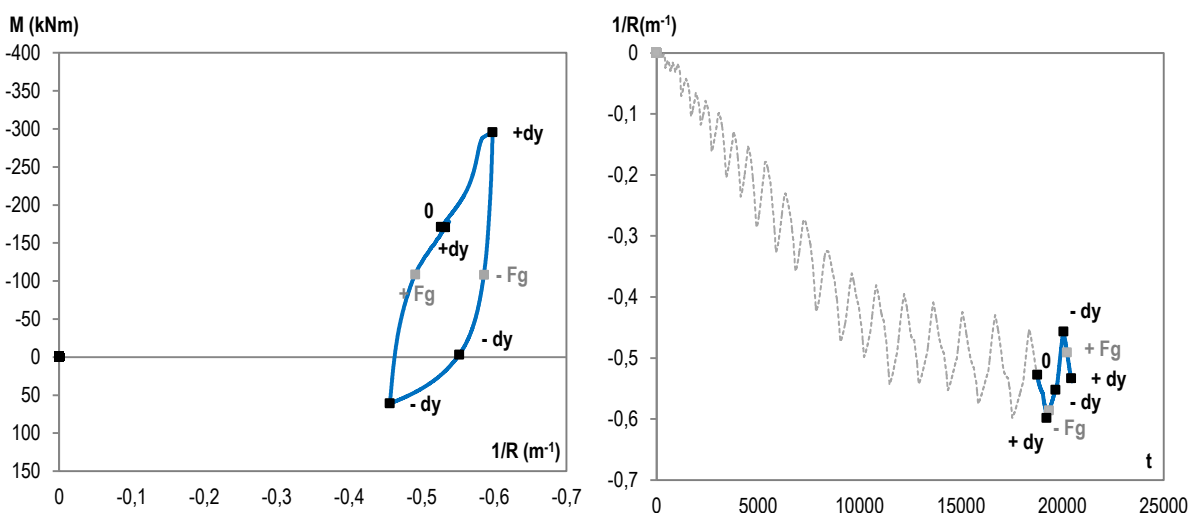


Figura 4.58 Ciclo de resposta da ligação viga-pilar inserida no pórtico sujeito a uma história de deslocamentos cíclico e uma carga gravítica de 50% da força de cedência – Pontos notáveis na história de carregamentos impostos

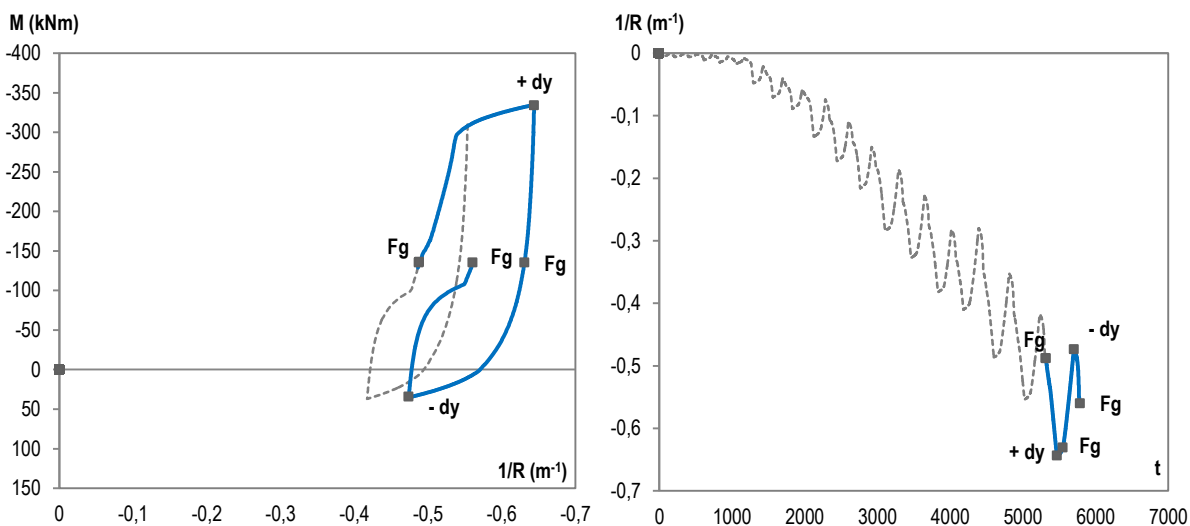


Figura 4.59 Ciclo de resposta do modelo da ligação viga-pilar submetida ao procedimento de ensaio, para uma carga gravítica de 50% da força de cedência – Pontos notáveis na história de carregamentos impostos

Observa-se que o ciclo induzido por imposição do procedimento de ensaio descreve um percurso diferente do observado no comportamento do pórtico.

É importante ter presente que com o procedimento de ensaio experimental proposto pretende-se induzir a resposta inelástica de uma parte da estrutura, subestrutura ou, neste caso, de uma ligação, e relembra-se que o comportamento real da ligação é um problema tridimensional, dependente do nível

carga gravítica instalada, da redistribuição de esforços, da capacidade resistente da secção e da própria pormenorização da viga. Desta forma, em termos globais, pode-se concluir que com procedimento de ensaio proposto se consegue induzir uma resposta inelástica ao modelo da ligação viga-pilar semelhante à que se verificaria na mesma ligação inserida numa estrutura real.

CAPÍTULO 5 – COMPORTAMENTO DA SOLUÇÃO DE REFORÇO COM PRÉ-ESFORÇO

5.1. INTRODUÇÃO

Tendo-se concluído, anteriormente, que o efeito da carga gravítica induz a formação de uma rótula plástica unidireccional na viga, exibindo deformações e danos excessivos. Neste capítulo pretendeu-se desenvolver uma solução de reforço que permita minimizar as deformações observadas. Neste sentido, a utilização da técnica de reforço com pré-esforço exterior demonstrou-se atractiva, sendo esperada, para além da redução da deformação residual devido à compressão introduzida no elemento pelo pré-esforço, uma melhoria do comportamento histerético da ligação através do acréscimo da capacidade de dissipação de energia devido ao aumento da resistência (e não da ductilidade).

Um modelo experimental reforçado com pré-esforço foi submetido a um ensaio cíclico simulando o efeito da carga gravítica, sendo os resultados experimentais obtidos apresentados e analisados neste capítulo.

5.2. NÍVEIS DE DESEMPENHO E OBJECTIVOS DO REFORÇO SÍSMICO

Tradicionalmente, o dimensionamento de uma estrutura baseia-se na avaliação da sua capacidade resistente face às acções impostas. Ao longo do tempo tem sido reconhecido que perante uma acção sísmica, as estruturas bem dimensionadas e pormenorizadas podem deformar-se inelasticamente suportando as deformações impostas sem perda significativa de resistência, exigindo ductilidade. As estruturas são dimensionadas face à acção sísmica com base neste princípio, admitindo-se a possibilidade de ocorrência de danos sem colapso, conseguindo-se estruturas mais económicas face à probabilidade reduzida de ocorrência de um sismo. Este princípio traduz-se numa redução do nível das forças de dimensionamento, através da utilização dos coeficientes de comportamento, reflectindo indirectamente a exploração da ductilidade - “*Forced Based Seismic Design*”. Nesta abordagem, a capacidade de deformação é usualmente verificada na fase final do dimensionamento. Frequentemente são introduzidos critérios de “*capacity design*” com vista a condicionar a localização preferencial das rótulas plásticas, inibindo desta forma os comportamentos indesejáveis de deformação inelástica.

Encontrando-se a capacidade de deformação relacionada com a ductilidade, surgiram recentemente abordagens que visam a avaliação do desempenho estrutural face à acção sísmica através da imposição de requisitos ao comportamento da estrutura - “*Performance Based Seismic Design*”. Frequentemente, estes requisitos são estabelecidos através da imposição de um deslocamento alvo - “*Displacement Based Seismic Design*” [Priestley et al. (2007)].

Esta abordagem também tem sido aplicada na avaliação do desempenho de estruturas existentes - “*performance based seismic retrofit design*” [fib Bulletin 24 (2003)]. A avaliação do desempenho sísmico de uma estrutura existente pode ser qualificada de acordo com a extensão do dano suportado na ocorrência de um sismo, desde a ausência de danos até ao colapso do edifício - Figura 5.1.

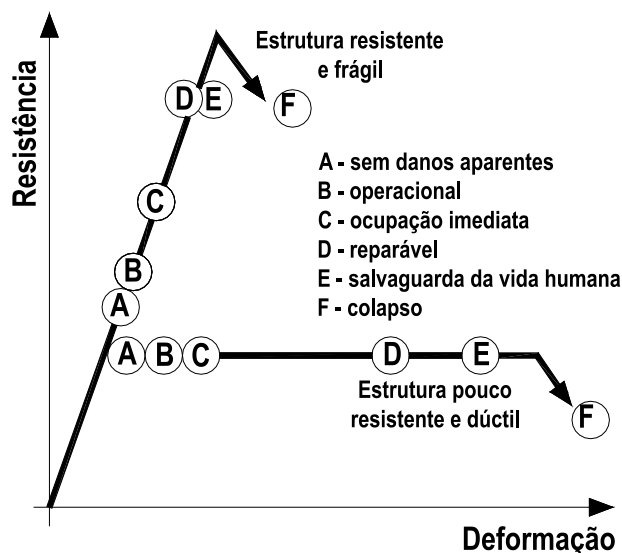


Figura 5.1 Níveis de desempenho de um edifício face à ocorrência de um sismo [fib Bulletin 24 (2003)]

5.3. NORMAS EUROPEIAS PARA AVALIAÇÃO E REFORÇO DE ESTRUTURAS SISMO-RESISTENTES

Nas últimas décadas têm-se verificado desenvolvimentos nas metodologias de avaliação do desempenho sísmico estrutural nas quais assenta a regulamentação anti-sísmica. Tendo sido introduzidos princípios de avaliação do desempenho baseados na capacidade de deformação em contraste com a capacidade resistente. De facto, um sismo não é equivalente a um conjunto de forças laterais relativamente às quais a estrutura terá que possuir capacidade resistente. Intuitivamente, o desempenho de uma estrutura perante a acção de um sismo pode ser entendido como a sua capacidade de suportar as deformações impostas ou dissipar a energia introduzida pela acção sísmica.

Actualmente, a regulamentação anti-sísmica europeia, correspondente à Parte 1 do Eurocódigo 8 [NP EN1998-1 (2009)], assenta no pressuposto de que a concepção e dimensionamento da estrutura devem ser efectuados face a níveis de exigências de desempenho pré-estabelecidos (em função da utilização do edifício). Devendo assegurar, no caso de ocorrência de um sismo, que as vidas humanas são protegidas, que os danos são limitados e que as estruturas importantes para a protecção civil se mantêm operacionais. As estruturas devem ser concebidas, dimensionadas e pormenorizadas para uma acção sísmica específica em face dos objectivos pré-estabelecidos.

O dimensionamento sísmico preconizado pelo Eurocódigo 8 baseia-se na verificação da segurança aos estados limites últimos de resistência, com o pressuposto que há dissipação de energia à custa de exploração do comportamento plástico caracterizado pelos coeficientes de comportamento e pelas classes de ductilidade, e pela verificação dos estados de limitação de dano que pressupõe a limitação dos deslocamentos. São impostos critérios de “*capacity design*” como forma de impedir a formação de mecanismos de rotura indesejáveis e frágeis, tais como, concentração das rótulas plásticas em pilares num único piso de um edifício de vários pisos, rotura por esforço transversal, rotura dos nós viga-pilar, etc.

O Eurocódigo 8 prevê ainda a verificação do desempenho estrutural de edifícios novos e existentes através de análises não-lineares: estática (*pushover*) e dinâmica, sendo a última bastante complexa. A aplicação da análise estática não-linear (*pushover*) permite a avaliação do desempenho estrutural de edifícios existentes ou reabilitados, baseada no controle de deslocamentos. Neste tipo de análise utiliza-se como base de cálculo o deslocamento-alvo (previsto no Eurocódigo 8) e constitui uma alternativa ao cálculo baseado numa análise elástica linear utilizando o coeficiente de comportamento (q). O deslocamento-alvo corresponde a uma exigência em termos de deslocamento de um sistema equivalente com um grau de liberdade face ao espectro de resposta elástica. Aponta-se ainda que a sua aplicação permite também verificar os valores do coeficiente de sobrerresistência e avaliar os mecanismos plásticos previstos e a distribuição de danos [NP EN1998-1 (2009)].

No caso da regulamentação europeia para a avaliação e reforço de edifícios, correspondente à Parte 3 do Eurocódigo 8 [EN 1998-3 (2005)], são estabelecidos critérios para a avaliação do desempenho sísmico de estruturas de edifícios existentes, descritas metodologias de selecção das medidas correctivas e estabelecidos critérios para o dimensionamento do reforço.

O nível de desempenho deve ser determinado a partir da função do edifício e, em geral, é estabelecido através da probabilidade de uma determinada acção sísmica ser excedida num determinado período de tempo. Os objectivos do reforço devem ser definidos para o nível de desempenho pretendido, tendo em conta a funcionalidade do edifício pretendida versus viabilidade económica da reabilitação.

A avaliação estrutural de estruturas existentes e a possível intervenção estrutural está associada a um grau de incerteza diferente do dimensionamento de estruturas novas, relacionado com o conhecimento da época da construção, a possibilidade de existirem erros ocultos e a possibilidade de existirem efeitos desconhecidos devido a sismos anteriores. Na EN 1998-3 define-se um parâmetro associado ao nível de conhecimento - “*level of knowledge*” -, associado a informação disponível relativamente à geometria, pormenorização e materiais, a partir do qual se determina um factor de confiança que

afectará os valores médios das propriedades dos materiais existentes (utilizados para efeitos da verificação da segurança aos estados limites).

Os requisitos fundamentais, que se referem aos estados de dano da estrutura após a ocorrência de um sismo, são os seguintes:

- Estado de danos limitados: a estrutura apresenta danos ligeiros, e os elementos estruturais mantêm as suas propriedades de resistência e de rigidez. Os elementos verticais têm capacidade resistente para suportar as cargas verticais. Os elementos não-estruturais podem apresentar fendilhação distribuída, mas são facilmente reparáveis. As deformações permanentes são desprezáveis. A estrutura não precisa de medidas de reparação.
- Estado de danos significativos: a estrutura encontra-se significativamente danificada, com alguma resistência e rigidez lateral. Os elementos verticais têm capacidade resistente para suportar as cargas verticais. A maior parte dos elementos não-estruturais apresentam danos e deformações permanentes moderadas. Possivelmente, a reparação da estrutura é economicamente inviável.
- Estado de colapso eminente: a estrutura encontra-se severamente danificada, apresentando baixa resistência e rigidez lateral. No entanto, os elementos verticais têm capacidade resistente para suportar as cargas verticais. Observam-se o colapso da maior parte dos elementos não-estruturais e deformações permanentes elevadas. O estado de colapso eminente corresponde à exploração total da capacidade de deformação dos elementos estruturais e está mais perto do colapso do que o estado limite estabelecido no Eurocódigo 8 – Parte 1.

Os níveis de protecção correspondem à selecção de um período de retorno e uma acção sísmica de dimensionamento para cada um dos estados de dano.

Para efeitos de verificação dos elementos estruturais, os elementos ou mecanismos são classificados em dúcteis e frágeis. No caso de estruturas de betão armado, os elementos dúcteis correspondem a vigas, pilares e paredes sujeitas a esforços de flexão, com e sem esforço axial; os mecanismos associados a esforços de corte em vigas, pilares, paredes e nós correspondem a comportamentos frágeis. Genericamente, a verificação da segurança em elementos dúcteis é efectuada em termos de deformação, i.e., comparando as exigências devido às acções com a capacidade de deformação. Nos elementos frágeis, a verificação é efectuada em termos de esforços, ou seja, garantindo que os esforços actuantes devido à acção não excedem a capacidade resistente.

A EN1998-3 prevê a utilização dos seguintes métodos de análise:

- Métodos de análise por forças laterais (linear);
- Análise modal por espectro de resposta (linear);
- Análise estática não-linear (*pushover*);
- Análise dinâmica não-linear;
- Método de análise seguindo uma abordagem *q-factor* (coeficiente de comportamento).

À excepção do método de análise q-factor que recorre ao espectro de resposta de projecto, a acção sísmica corresponde ao espectro de resposta elástica estabelecido no Eurocódigo 8 – Parte 1. De facto, no caso de um edifício existente, a heterogeneidade do tipo de estrutura, de construção, e das normas em vigor à data de construção do edifício dificulta a possibilidade de considerar o comportamento não-linear com base num único parâmetro calibrado estatisticamente, mais concretamente, do coeficiente de comportamento. Também por esta razão, se revela mais razoável efectuar a verificação da segurança dos estados limites em termos de deslocamentos. Desta forma, em geral, a aplicação do Eurocódigo 8 – Parte 3 conduz a uma abordagem “*Displacement/Performance Based Seismic Design*” para os elementos dúcteis. Em muitos casos, a abordagem *q-factor* é abandonada, sendo mesmo desaconselhada na verificação da segurança ao estado limite de colapso eminente. Este método de análise considera a não linearidade da resposta da estrutura através da imposição de um factor de redução da acção (q), que no caso das estruturas de betão armado se assume, em geral, igual a 1.5, sendo a verificação da segurança efectuada comparando a capacidade resistente dos elementos face às exigências devido à acção.

Para além das condições prescritas pelo Eurocódigo 8 – Parte 1 para a aplicabilidade dos métodos lineares, o Eurocódigo 8 – Parte 3 define um parâmetro (ρ_i), que estabelece a relação entre a exigência imposta ao elemento i devido à acção (D_i) e a capacidade do mesmo elemento i (C_i). Este parâmetro traduz o nível de não linearidade explorado, sendo que um valor de ρ_i superior a 1 traduz o comportamento plástico exibido em mecanismos ou elementos dúcteis. Desta forma, impõe-se que a relação entre o maior e o menor valor de ρ_i (ρ_{max}/ρ_{min}) não exceda um valor entre 2 a 3, ou seja, que as rótulas plásticas apresentam um nível de exploração do comportamento não-linear semelhante traduzindo-se num comportamento regular da estrutura. Caso contrário, significa que a estrutura terá que ser reforçada, podendo ainda recorrer-se a um método de análise mais refinado (análise não-linear).

O Eurocódigo 8 – Parte 3 prevê ainda a realização da análise sísmica de edifícios antigos e de edifícios reforçados, através de métodos não-lineares: análise estática não-linear (pushover); análise dinâmica não-linear. Estes métodos de análise não-linear estão prescritos no Eurocódigo 8 – Parte 1, sendo a sua aplicação bastante mais complexa, exigindo o conhecimento do comportamento não-linear dos elementos, através de relações força-deslocamento, e/ou dos materiais, através de relações tensão-deformação. No caso da análise não-linear temporal, é necessário complementar essas relações com regras que descrevam o comportamento sob ciclos pós-elásticos de descarga e recarga. No que se refere à análise estática não-linear, esta permite determinar a curva de capacidade que traduz a relação entre a força de corte na base e o deslocamento de controlo. Este tipo de análise fornece uma resposta mais refinada e próxima do comportamento real e, eventualmente, não tão gravosa como os métodos de análise linear.

De uma forma genérica, a verificação da segurança da estrutura é realizada comparando as exigências resultantes da acção sísmica com a capacidade resistente ou de deformação dos elementos ou mecanismos, preconizando-se para cada estado limite a abordagem a seguir:

- Verificação da segurança ao estado de colapso eminente. As exigências são determinadas a partir da análise efectuada para a acção sísmica preconizada para este estado limite. As capacidades dos elementos ou mecanismos dúcteis são baseadas em deformações últimas e em esforços últimos para elementos ou mecanismos frágeis.

No caso do método de análise linear, as exigências dos elementos ou mecanismos frágeis devem ser determinadas a partir das condições de equilíbrio baseadas na capacidade resistente dos elementos ou mecanismos dúcteis envolvidos (princípio do “*capacity design*”). Desta forma, se o valor do parâmetro $\rho = D/C \leq 1$, ou seja, a exigência obtida através da análise (D) for inferior à capacidade do elemento ou mecanismo dúctil (C), verifica-se um comportamento elástico e o valor da exigência a considerar nos elementos ou mecanismos frágeis será o valor da exigência obtida da análise (D). Por outro lado, se $\rho > 1$ então a exigência obtida através da análise (D) é superior à capacidade do elemento ou mecanismo dúctil (C), verificando-se um comportamento plástico e o valor a considerar nos elementos ou mecanismos frágeis será o valor da capacidade (C).

Desta forma, admitindo-se um comportamento plástico nos mecanismos e ou elementos dúcteis, garante-se que o comportamento elástico nos elementos ou mecanismos frágeis.

Como já referido, o método q-factor é desaconselhado para a verificação da segurança deste estado limite.

- Verificação da segurança ao estado de danos significativos: As exigências são determinadas a partir da análise efectuada para a acção sísmica preconizada para este estado limite. À excepção do método q-factor, as capacidades dos elementos ou mecanismos dúcteis são baseadas em termos de danos relacionados com as deformações e em esforços estimados conservativamente para elementos ou mecanismos frágeis.

À semelhança do estado limite de colapso eminente, se se utilizar um método de análise linear, na determinação das exigências dos elementos ou mecanismos frágeis devem ser verificados as condições de equilíbrio baseadas na capacidade resistente dos elementos ou mecanismos dúcteis envolvidos (princípio do “*capacity design*”).

- Verificação da segurança ao estado de danos limitados: As exigências são determinadas a partir da análise efectuada para a acção sísmica preconizada para este estado limite. As capacidades dos elementos ou mecanismos dúcteis e frágeis são baseadas em termos de esforços de cedência.

No Eurocódigo 8 – Parte 3 [EN 1998-3 (2005)] estabelece-se as propriedades dos materiais a considerar na determinação das exigências sísmicas e da capacidade dos elementos, e os critérios a seguir para verificação da segurança de elementos dúcteis e frágeis para todos os tipos de análise.

No anexo A do Eurocódigo 8 – Parte 3 consta a informação específica para a avaliação e reforço de edifícios de betão armado. Salientando-se alguns aspectos importantes referentes à recolha de informação necessária para a avaliação de estruturas de betão armado, tais como, tipologia, geometria, pormenorização das armaduras, materiais utilizados, estado de degradação do edifício em estudo. De seguida, são apresentados modelos de avaliação da capacidade, relativos aos diferentes estados limite, para elementos estruturais sujeitos à flexão com e sem esforço axial (item A.3.2 do Eurocódigo 8 – Parte 3); elementos estruturais sujeitos a esforços de corte (A.3.3) e para os nós viga-pilar (A.3.3). No mesmo anexo constam também as prescrições referentes aos modelos de avaliação da capacidade resistente das soluções de reforço por encamisamento com betão (A.4.2); por encamisamento com chapas de aço (A.4.3) e com FRP (*Fiber Reinforced Polymers*).

O Anexo A do Eurocódigo 8 – Parte 3 preconiza que a verificação da segurança aos estados limites dos elementos ou mecanismos dúcteis seja realizada em termos de deformação pressupondo um comportamento não-linear. Os elementos ou mecanismos frágeis, condicionados por roturas frágeis, nomeadamente, por esforço transversal, deverão apresentar a capacidade resistente para suportar os sismos.

De seguida, e dado que o objectivo do presente trabalho incide no estudo da formação de uma rótula plástica na viga, optou-se por apresentar os modelos de avaliação de capacidade para elementos estruturais sujeitos à flexão propostos no ponto A.3.2 do Eurocódigo 8 – Parte 3.

O Eurocódigo 8 – Parte 3 preconiza que a verificação da segurança aos estados limites em elementos dúcteis, em particular, de vigas sujeitas à flexão, seja definida em termos de rotação da sua corda (θ). São propostas expressões semi-empíricas para o cálculo da rotação para verificação dos diferentes estados limites.

- Verificação da segurança ao estado de colapso eminente: o valor da capacidade de rotação total (incluindo parcela elástica e plástica) pode ser obtido através da seguinte expressão:

$$\theta_{um} = \frac{1}{\gamma_{el}} \cdot 0.016 \cdot 0.3^{v_n} \cdot \left[\frac{\max(0.01, \omega')}{\max(0.01, \omega)} \cdot f_c \right]^{0.225} \cdot \left(\frac{L_v}{h} \right)^{0.35} \cdot 25^{\alpha \cdot \rho_{sx} \cdot \frac{f_{yw}}{f_c}} \cdot 1.25^{100 \cdot \rho_d} \quad (5.1)$$

onde γ_{el} - factor de segurança que se admite igual a 1.5 para elementos sísmicos primários e 1.0 para elementos secundários

h - altura da secção

b - largura da secção comprimida

L_v - vão de corte ($L_v = M/V$)

v_n - esforço axial normalizado ($v_n = N / (b h f_{cd})$)

ω, ω' - taxa mecânica volumétrica da armadura longitudinal de tracção e compressão, respectivamente

f_c - tensão de rotura à compressão do betão

f_{yw} - tensão de cedência das armaduras transversais

ρ_{sx} - taxa de armadura transversal, de afastamento s_n , paralela à direcção x ($\rho_{sx} = A_{sx} / (b s_n)$)

ρ_d - taxa de armadura diagonal (se existente)

α - coeficiente de eficácia do confinamento, dado pela expressão:

$$\alpha = \left(1 - \frac{s_h}{2b_0} \right) \left(1 - \frac{s_h}{2h_0} \right) \left(1 - \frac{\sum b_i^2}{6h_0 b_0} \right) \quad (5.2)$$

com b_0, h_0 - dimensões do núcleo de betão confinado (medida no eixo das cintas)

b_i - distância entre varões longitudinais consecutivamente restringidos por armaduras transversais

Se se pretender determinar a parcela plástica da capacidade de rotação de um elemento de betão armado pode ser utilizada a seguinte expressão:

$$\begin{aligned} \theta_{um}^{pl} &= \theta_{um} - \theta_y = \\ &= \frac{1}{\gamma_{el}} \cdot 0.0145 \cdot 0.25^{v_n} \cdot \left[\frac{\max(0.01, \omega')}{\max(0.01, \omega)} \right]^{0.3} \cdot f_c^{0.2} \cdot \left(\frac{L_v}{h} \right)^{0.35} \cdot 25^{\alpha \cdot \rho_{sx} \cdot \frac{f_{yw}}{f_c}} \cdot 1.275^{100 \cdot \rho_d} \end{aligned} \quad (5.3)$$

com γ_{el} - factor de segurança que se admite igual a 1.8 para elementos sísmicos primários e 1.0 para elementos secundário

Alternativamente à equação 5.1, admitindo que a deformação plástica ocorre na zona da rótula plástica, pode utilizar-se a seguinte expressão para determinar a capacidade de rotação última do elemento:

$$\theta_{um} = \frac{1}{\gamma_{el}} \cdot \left(\theta_y + (1/r_u - 1/r_y) \cdot L_{pl} \cdot \left(1 - \frac{0.5 \cdot L_p}{L_v} \right) \right) \quad (5.4)$$

onde θ_y - rotação na cedência, que para vigas e pilares pode ser obtida através da expressão 5.6.

$1/r_y$ - curvatura de cedência na secção de extremidade

$1/r_u$ - curvatura última na secção de extremidade

L_p - comprimento da rótula plástica que pode ser obtida através da expressão:

$$L_p = 0.1L_v + 0.17h + 0.24 \frac{d_{bL} \cdot f_y(\text{MPa})}{\sqrt{f_c(\text{MPa})}} \quad (5.5)$$

em que d_{bL} - diâmetro da armadura de tracção

- Verificação da segurança ao estado de danos significativos: o valor da capacidade de rotação total pode ser assumido igual a 0.75 do valor considerado para a verificação da segurança ao estado de colapso eminente.
- Verificação da segurança ao estado de danos limitados: a capacidade estabelecida para a verificação deste estado limite corresponde ao momento de cedência. No caso de se proceder às verificações em termos de deformações, o valor da capacidade correspondente é dada em termos de rotação na cedência e pode ser obtida, para vigas e pilares, através da seguinte expressão:

$$\theta_y = 1/r_y \cdot \frac{L_v + a_v \cdot z}{3} + 0.00135 \cdot \left(1 + 1.5 \cdot \frac{h}{L_v} \right) + \frac{\varepsilon_y}{d - d'} \cdot \frac{d_b \cdot f_y}{6 \cdot \sqrt{f_c}} \quad (5.6)$$

em que a_v - variação de tensão no diagrama de momentos flectores (NP EN1992-1-1 (2008)). Se as fendas de corte são expectáveis após a cedência por flexão, i.e., $M_y > L_v \cdot V_{R,c}$, então $a_v=1$; caso contrário (i.e., $M_y < L_v \cdot V_{R,c}$), $a_v=0$

$V_{R,c}$ - valor de cálculo do esforço transversal resistente do elemento sem armadura de esforço transversal, de acordo com NP EN1992-1-1 (2008)

z - braço interno no elemento, considerado igual a $d-d'$ para vigas e pilares

ε_y - extensão de cedência ($\varepsilon_y = f_y/E_s$)

d, d' - distâncias à armadura de tracção e compressão, respectivamente

f_y - Tensão de cedência no aço (MPa)

f_c - Tensão de rotura no betão (MPa)

d_{bL} - diâmetro médio das armaduras longitudinais

5.4. ESTRATÉGIAS DE REFORÇO SÍSMICO

O reforço sísmico, entendido como o melhoramento das características sismo-resistentes de uma estrutura - “retrofit” -, deve ser conseguido através de intervenções estruturais que permitam atingir os objectivos pretendidos para a estrutura em análise.

Segundo o Eurocódigo 8 – Parte 3, a intervenção estrutural que visa o reforço sísmico de uma estrutura pode ser conseguida através de:

- Modificação local ou global dos elementos, danificados ou não, por reparação, reforço ou substituição total, em termos de rigidez, resistência e ductilidade desses elementos;
- Adição de novos elementos estruturais (ex. contraventamentos ou paredes de alvenaria, elementos metálicos, de madeira ou betão armado para cintagem de estruturas em alvenaria);
- Modificação do sistema estrutural (alargamento ou eliminação de juntas estruturais, eliminação de elementos vulneráveis, modificações do sistema para melhoria da regularidade ou ductilidade);
- Adição de um novo sistema estrutural que suporte grande parte ou totalidade da acção sísmica;
- Eventual transformação de elementos existentes não-estruturais em estruturais;
- Introdução de dispositivos de protecção passiva através de sistemas de isolamento de base ou contraventamentos dissipativos;
- Redução da massa;
- Restrição ou modificação do uso do edifício;
- Demolição parcial.

De facto, um dos princípios básicos da concepção sísmica assenta no pressuposto que a estrutura deve possuir capacidade de dissipação de energia, alcançada através de deformações plásticas, sem perda significativa da sua resistência, ou seja, exibindo ductilidade. No entanto, conforme ilustrado na figura seguinte, a capacidade de dissipação de energia poder ser alcançada através de alterações de resistência, de ductilidade ou de rigidez.

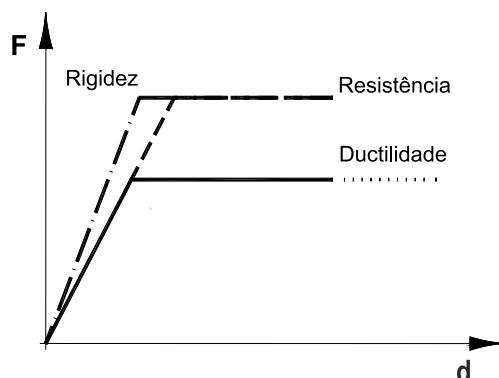


Figura 5.2 Estratégias de aumento da capacidade de dissipação de energia

Desta forma, genericamente, as estratégias de reforço sísmico podem basear-se em abordagens que visem modificações ao nível da resistência, rigidez, ductilidade e/ou dissipação de energia.

Tendo em vista estes conceitos, dois tipos de abordagem são usualmente considerados com vista a melhorar o comportamento sísmico de uma estrutura [fib Bulletin 24 (2003)]:

- *Diminuição das exigências devido à acção sísmica:* Esta estratégia envolve uma modificação global do sistema estrutural, tendo em vista uma redução das exigências impostas pela acção sísmica (em geral, em termos de deslocamento-alvo) relativamente às capacidades da estrutura existente - Figura 5.3. Esta intervenção é adequada para estruturas em que é expectável rotura frágil em alguns elementos. A sua aplicação baseia-se na limitação da deformação ou diminuição das solicitações sísmicas nos elementos em que é expectável rotura frágil através de um acréscimo de rigidez e/ou resistência ou reduzindo as forças sísmicas.

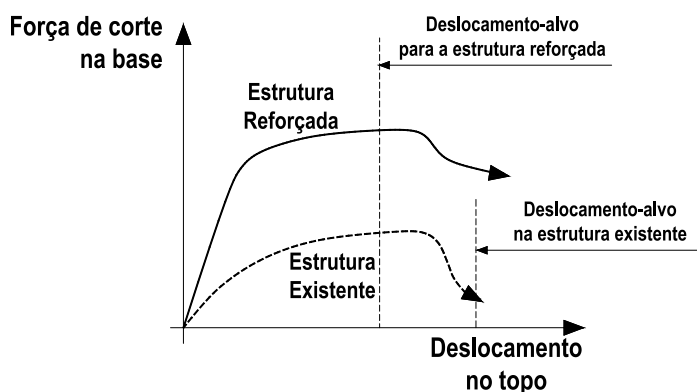


Figura 5.3 Estratégia global de reforço sísmico – Diminuição das exigências devido à acção sísmica [Moehle (2000)]

Esta estratégia pode ser implementada através do aumento da rigidez da estrutura e da resistência através da introdução de paredes estruturais e contraventamentos. Este método é eficaz quando é expectável rotura associada a baixas deformações em alguns elementos estruturais existentes.

De forma a reduzir a solicitação sísmica na estrutura existente podem utilizar-se isolamentos de base. Este tipo de intervenção reduz a rigidez da estrutura existente e, portanto, limita as forças sísmicas introduzidas na estrutura existente. No entanto, o período da estrutura deve ser tal que se verifique uma translação para a parte da curva descendente do espectro de resposta para que este tipo de intervenção seja eficiente. Razão pela qual, este tipo de intervenção pode não ser adequado no caso de estruturas leves.

Podem ainda utilizar-se sistemas de dissipação de energia que permitem dissipação de energia através do amortecimento. É de referir que em sistemas de dissipação de energia por amortecimento histerético (que só são eficazes se se mobilizarem deformações plásticas, ou seja, para além da deformação de cedência), a deformação de cedência do sistema deve ser inferior à

capacidade de deformação dos elementos estruturais, especialmente, se forem expectáveis roturas frágeis.

A redução de massa constitui outro tipo de intervenção que visa a redução da solicitação sísmica. De facto, uma redução de massa conduz a uma redução do período de vibração da estrutura e, conseqüentemente, as forças de inércia serão menores. Esta redução de massa pode ser obtida por remoção de elementos não estruturais ou, em casos extremos, de pisos no edifício existente.

- *Aumento da capacidade de deformação:* Esta estratégia envolve uma modificação local de elementos do edifício existente, devendo simultaneamente corrigir o comportamento global da estrutura. Nesta abordagem o objectivo é aumentar a capacidade de deformação dos elementos com deficiências de ductilidade face às exigências requeridas à estrutura, evitando modos de rotura frágeis, sem alterar significativamente a rigidez ou resistência global da estrutura - Figura 5.4.

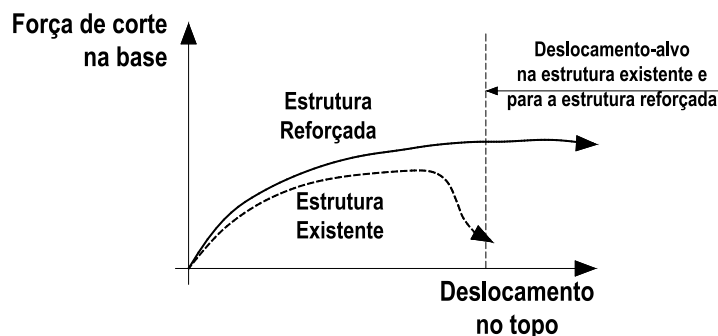


Figura 5.4 Estratégia local de reforço sísmico – Aumento da capacidade de deformação dos elementos estruturais [Moehle (2000)]

5.5. TÉCNICAS DE REFORÇO

As modificações estruturais podem ser implementadas através de técnicas de reforço tradicionais como o encamisamento, reforço com chapas metálicas, mais recentemente, com materiais compósitos reforçados com fibras (*FRP - Fiber Reinforced Polymer*) e ainda a utilização de pré-esforço exterior.

No caso de aplicação de pré-esforço exterior pode referir-se a solução de reforço de estruturas de edifícios de baixo a médio porte através de sistema de contraventamento com cordões de pré-esforço exterior [Pincheira e Jirsa (1992), Tena-Colunga (1996)]. Os níveis iniciais de pré-esforço baixos, conduzindo a um comportamento elástico dos cordões, minimizam perdas de pré-esforço por relaxação. Os autores apontam esta técnica como sendo eficiente no controle da deformação lateral dos edifícios, aumentando a resistência e rigidez do edifício, permitindo minimizar a contribuição da estrutura existente.

As técnicas de reforço podem promover um aumento da rigidez, resistência ou ductilidade dos elementos estruturais, visando o melhoramento global [Thermou e Elnashai (2006)]. Refere-se como

trabalho inovador neste domínio, o estudo experimental sobre reforço de paredes de betão armado através de técnicas selectivas apresentado por *Thermou e Elnashai (1998)*, visando: o aumento da rigidez através da colagem de chapas de aço sem continuidade ao nível da fundação; o incremento de resistência através de adição de varões de aço exteriores ou colagem de chapas de aço, criteriosamente posicionadas e munidas de mecanismos de retardamento de forma a serem solicitadas quando necessário e após um determinado nível de deformação (não interferindo com o comportamento inicial da estrutura existente); e o aumento de ductilidade através de confinamento com chapas metálicas em forma de U.

No âmbito do projecto *ICONS (Tópico 2 - Assessment, Strengthening and Repair)*, refere-se ainda o trabalho realizado no Laboratório ELSA (European Laboratory for Structural Assessment) do JRC (Joint Research Centre) onde foram ensaiados dois pórticos de 4 pisos à escala real, com e sem alvenaria, dimensionados de acordo com as práticas decorrentes dos finais dos anos 70. A vulnerabilidade sísmica dos pórticos foi avaliada e, posteriormente, foi testada a eficiência de técnicas de reparação e reforço como forma de reduzir os riscos sísmicos para níveis aceitáveis. Com vista a melhorar o comportamento global da estrutura, em fases diferentes, foram utilizadas: técnicas de reforço por encamisamento para aumentar a capacidade resistente e por adição de chapas metálicas e fibras de carbono para aumentar a ductilidade dos elementos seleccionados; reforço das paredes de alvenaria com malha de aço e betão projectado; contraventamento com dispositivo de dissipação de energia. Este trabalho experimental permitiu a calibração de modelos numéricos e o desenvolvimento de uma metodologia de análise não-linear da resposta sísmica de estruturas [*Varum (2003)*].

A não ser que sejam identificadas deficiências específicas nas vigas, do ponto de vista do comportamento global da estrutura existente é, em geral, através do reforço dos elementos verticais (pilares, paredes, podendo incluir os nós viga-pilar) que o melhoramento do comportamento sísmico é alcançado. De facto, a experiência obtida em sismos passados mostra que os problemas mais graves para a instabilidade global da estrutura surgem mais frequentemente nos elementos verticais, sendo que a formação de rótulas plásticas nos pilares pode provocar mecanismos de rotura indesejados. Além disso, a aplicação de técnicas de reforço tradicional torna-se mais fácil em elementos verticais do que em vigas (face à presença da laje). As deficiências apontadas como mais frequentes em vigas são a ausência de dimensionamento sísmico e a insuficiente ancoragem das armaduras longitudinais inferiores. No primeiro caso, a presença das armaduras na laje dentro da largura eficaz do banzo traccionado de uma viga fornece uma resistência suplementar na zona dos apoios que, raramente, é contabilizada no dimensionamento. Por outro lado, vários autores [*Bracci et al. (1995)*, *El-Attar et al. (1997)*] observaram que a deficiente ancoragem das armaduras longitudinais inferior

das vigas numa estrutura porticada aumenta a deformação lateral. Desta forma, em geral, o problema de estruturas com dimensionamento sísmico inadequado incide na maior resistência expectável nas vigas relativamente aos pilares, observando-se a formação de rótulas plásticas nos pilares e comportamentos globais caracterizados por pilares fracos - vigas fortes, potenciando mecanismos de rotura indesejáveis (“*soft-story*”).

Calvi *et al.* (2002) apresentaram os resultados obtidos num trabalho experimental no âmbito de estruturas porticadas de betão armado com dimensionamento inadequado ou inexistente, i.e., apenas dimensionadas para cargas verticais. Para este efeito, uma estrutura porticada, com 3 pisos, apresentando os problemas frequentemente observados em estruturas com dimensionamento sísmico inadequado, tais como, a presença de varões lisos, a falta de armadura transversal na zona do nó e comprimentos de ancoragens insuficientes, foi submetida a ensaios quasi-estáticos. Foram observados mecanismos de rotura associados à formação de rótulas plásticas nos pilares e por corte nos nós exteriores, exibindo um comportamento frágil. Os autores apontam para um eventual efeito favorável conferido pelo dano que ocorre nos nós, que concentra a deformação na zona do nó, diminuindo as exigências de rotação nas zonas críticas adjacentes, em especial, nos pilares. Eventualmente, este comportamento pode protelar mecanismos de rotura globais indesejáveis associados à formação de rótulas nos pilares (“*soft-story*”). No entanto, este tipo de mecanismo de rotura está associado a deformações inelásticas elevadas e pode resultar numa súbita degradação da resistência com uma perda global de capacidade resistente da estrutura. De facto, ao contrário da formação de uma rótula plástica por flexão, que está associada a exploração de ductilidade, o comportamento inelástico esperado numa rótula plástica por corte pode ser caracterizado por uma degradação acentuada da resistência.

Desta forma, e como acima referido, o melhoramento do comportamento sísmico de estruturas porticadas é preferencialmente conseguido através do reforço dos pilares e, eventualmente, dos nós. Por esta razão, os esforços da investigação científica neste domínio são essencialmente direccionados para o estudo do reforço dos elementos verticais.

No entanto, admitindo que se verifica o princípio básico da concepção anti-sísmica, as rótulas plásticas devem formar-se nas vigas, mostrando-se importante conhecer e melhorar o comportamento histerético de vigas, especialmente, na presença de forças gravíticas significativas. Contudo, verifica-se a falta de resultados experimentais neste domínio. De facto, no decorrer do trabalho realizado verificou-se que o melhoramento do comportamento sísmico da ligação viga-pilar deve passar pelo controle do nível de deformação como forma de limitar o nível de dano observado.

5.6. TRABALHOS CIENTÍFICOS RELEVANTES

No capítulo seguinte pretendem-se salientar algumas propriedades e características de soluções e materiais que os tornam apelativos na procura de soluções de ligações com melhor desempenho sísmico.

a. Estratégia de reforço “selective weakening”

Surgiram recentemente estratégias selectivas de correcção do comportamento estrutural - “selective weakening” [Pampanin (2005)b] - através da eliminação de modos de rotura indesejáveis. A aplicação desta estratégia pode passar pelo “enfraquecimento” de elementos específicos, conseguindo uma redução dos esforços induzidos pela acção sísmica, e conferindo à estrutura um comportamento mais adequado.

A FEMA-356 (2000) - *Pre-standard and commentary for the seismic rehabilitation of buildings* - já contemplava este tipo de abordagem como medida correctiva para reabilitação de elementos de betão armado, compreendendo o enfraquecimento com vista a obter um comportamento mais dúctil. Como, por exemplo, o “enfraquecimento” de vigas para promover a formação de um mecanismo de rotura viga fraca - pilar forte ou segmentação de paredes para alterar a rigidez e resistência.

A Norma Neozelandesa NZSEE (2006) - *Assessment and improvement of the structural performance of buildings in earthquakes* - aponta para a possibilidade de remover ou separar um elemento que causa uma irregularidade ou descontinuidade, como forma de reduzir as exigências sísmicas em elementos. Um exemplo de aplicação desta abordagem é o caso de estruturas com paredes que provoquem efeitos de torção acentuados, podendo prever-se o seu corte de forma a reduzir a rigidez e capacidade resistente à flexão, reduzindo, assim, as exigências de resistência ao corte. A consideração destes princípios nas normas advém do desenvolvimento de trabalhos experimentais neste domínio [Ireland et al. (2006)].

Ireland et al. (2006) apresentam a aplicação deste tipo de abordagem ao reforço de estruturas em parede. Os autores propõem a combinação desta abordagem com os mais recentes conceitos e técnicas/sistemas sismo-resistentes [Pampanin (2005)a], tais como: tirar partido do mecanismo de “rocking” para dissipar energia (evitando um nível de dano elevado associado à dissipação de energia devido à formação de rótulas plásticas); controle da deformação residual por indução de um comportamento recentrado através da aplicação de cordões de pré-esforço exterior e da adição de sistemas dissipativos.

No caso do melhoramento do comportamento sísmico de paredes de betão armado em edifícios existentes, *Ireland et al. (2006)* apontam para as seguintes intervenções possíveis (ilustradas na Figura 5.5):

- Numa primeira fase, (b), seguindo uma abordagem de “*selective weakening*”, propõe-se a divisão vertical da parede (b’) como forma de reduzir os esforços sísmicos induzidos e evitar um modo de rotura por corte; e, complementarmente, prevêem o corte ao nível da base (b’’) evitando a encurvadura dos varões longitudinais (dado o afastamento considerável das cintas) e minimizando os danos;
- Numa segunda fase (ilustrada na c), para além do “*selective weakening*”, propõe-se a aplicação de cordões de pré-esforço verticais exteriores (c’) para recuperar a resistência e capacidade dissipativa, minimizando as deformações residuais; e a incorporação de dispositivos dissipativos de energia (c’’) para obter um nível de dissipação maior exibindo um diagrama histerético “Flag-shaped” [*Pampanin (2005)a*].

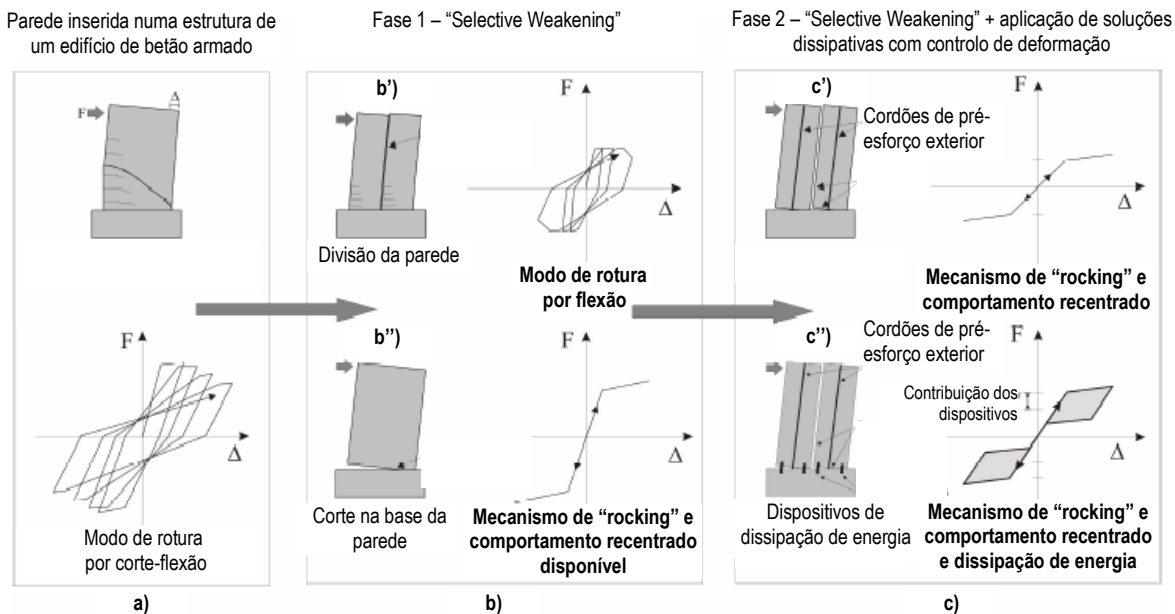


Figura 5.5 Comportamento de uma estrutura em parede após as várias intervenções de reforço sísmico, seguindo uma abordagem “*selective weakening*” [*Ireland et al. (2006)*]

Tendo presente o comportamento conhecido em nós de estruturas porticadas de betão armado com dimensionamento inadequado ou inexistente [*Bracci et al. (1995)*, *Calvi et al. (2002)*], *Kam et al. (2010)a* apresentam um trabalho onde sintetiza a investigação realizada no domínio de reforço de nós de estruturas porticada seguindo uma abordagem “*selective weakening*”. Os autores salientam que este tipo de reabilitação visa o melhoramento das características da estrutura numa abordagem “*displacement-based design*”, passando pelo enfraquecimento do elemento estrutural com o intuito de eliminar mecanismos de rotura indesejáveis alcançando comportamentos mais dúcteis. A

solução proposta para o melhoramento de nós viga-pilar exteriores (entendido como a intersecção dos dois elementos) exteriores passa pela supressão da continuidade total ou parcial da armadura longitudinal inferior da viga através da realização de um corte na interface com o pilar, induzindo a formação de uma rótula plástica por flexão. O nível de “enfraquecimento” está relacionado com a capacidade resistente ao esforço transverso requerida pelas cargas gravíticas e pelas exigências associadas à formação de uma rótula plástica para momentos positivos. Numa segunda fase, propõe-se o reforço por aplicação de cordões exteriores de pré-esforço nas vigas, permitindo aumentar a capacidade resistente e o nível de confinamento do nó. Salienta-se que, eventualmente, poder-se-ia dissipar energia por mobilização do mecanismo de “rocking”, para tal ter-se-ia que criar uma interface viga-pilar livre conseguida através do corte completo. As cargas gravíticas são conduzidas aos pilares através de consolas metálicas devidamente fixas ao betão. Na Figura 5.6 são ilustrados vários esquemas possíveis para níveis de intervenção diferentes, visando o melhoramento do comportamento global de uma estrutura porticada.

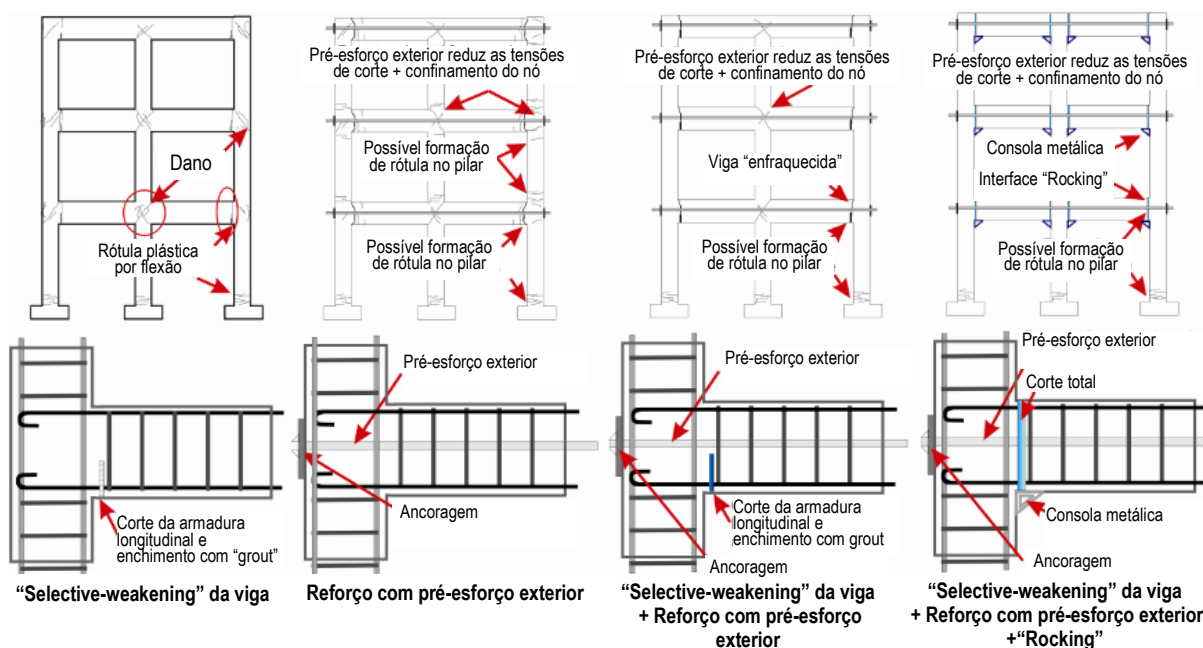


Figura 5.6 Melhoramento do comportamento de uma estrutura porticada através de uma abordagem “selective-weakening” aplicada a nós viga-pilar exteriores [Kam et al. (2010)c]

O trabalho, apresentado por Kam et al. (2010)b, incluiu uma campanha de ensaios cíclicos em nove nós exteriores que apresentavam deficiente ou inadequado comportamento sísmico, onde eram expectáveis roturas por corte. Após o enfraquecimento, estes mecanismos de rotura foram eliminados, tendo-se observado mecanismos de rotura dúcteis associados à formação de rótulas plásticas por flexão. A adição de cordões de pré-esforço resulta num aumento da capacidade resistente. É de referir que o modelo experimental em que se preconizou apenas o “enfraquecimento” se observou rotura por compressão associada ao “arranque” da armadura que

apresentava amarração insuficiente para níveis de deformação elevados. Nas soluções reforçadas apenas por adição de cordões de pré-esforço conseguiram-se comportamentos mais dúcteis, evitando-se roturas por corte. No entanto, o autor refere que a sobrerresistência conferida à viga pode transferir a formação da rotura para o pilar (não desejável). Um nível de pré-esforço baixo pode ser igualmente contraproducente, não promovendo o confinamento adequado do nó e verificando-se rotura por corte [Kam et al. (2010)b].

b. Ligações viga-pilar em estruturas pré-fabricadas

A falta de conhecimento sobre o comportamento não-linear de soluções pré-fabricadas em zonas com risco sísmico elevado e, eventualmente, o fraco comportamento observado nestas estruturas em sismos recentes, como por exemplo em *Northridge* nos EUA, conduziu à penalização no dimensionamento destas estruturas relativamente às moldadas “*in situ*”. Por estas razões têm sido desenvolvidos estudos sobre soluções estruturais pré-fabricadas, como é exemplo o projecto de investigação *PRESSS - PREcast Seismic Structural Systems* [Priestley (1999)].

As estruturas pré-fabricadas podem ser dimensionadas tendo por base duas estratégias de dimensionamento alternativas [Proença (1996)]:

- Emulativa: preconizam-se ligações entre os elementos pré-fabricados sobredimensionadas - *Ligações Resistentes*. O comportamento não linear é transferido da zona da ligação para as regiões monolíticas, apresentando a estrutura um comportamento semelhante ao de uma solução monolítica.
- Dissipativa: as ligações são subdimensionadas e o comportamento não-linear é forçado na ligação, conferindo-lhe ductilidade - *Ligações Dissipativas*.

No âmbito do projecto *PRESSS* desenvolveram-se conceitos de dimensionamento de soluções pré-fabricadas visando um comportamento mais dúctil. Nomeadamente, numa estratégia dissipativa desenvolveu-se um sistema de ligação híbrida que combina a capacidade de dissipação de energia das *armaduras longitudinais*, conseguida através dos ciclos histeréticos, com a utilização de *cordões de pré-esforço não-aderentes* minimizando as deformações residuais (permitindo ainda tirar partido do mecanismo dissipativo de “*rocking*” da viga) e conferindo também à solução uma capacidade de “*re-centering*” [Priestley (1999)].

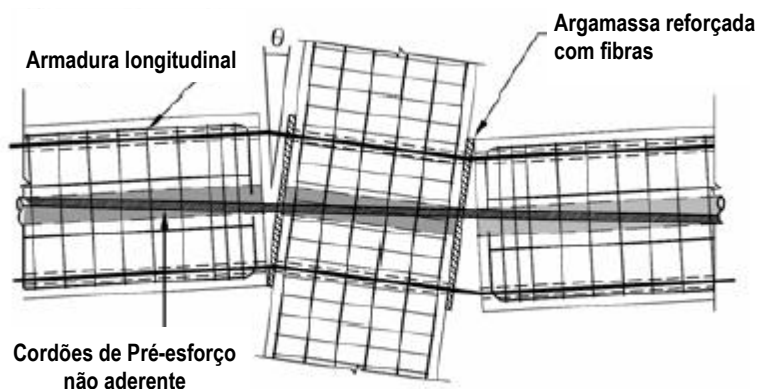


Figura 5.7 Solução híbrida de uma ligação dissipativa em estruturas pré-fabricadas [Pampanin (2005)a]

Esta solução apresenta um elevado desempenho sísmico, sendo a dissipação de energia alcançada através da mobilização de deformações inelásticas nas armaduras longitudinais e apresentando deslocamentos residuais desprezáveis dado o comportamento de recentramento conferido pelo pré-esforço (que se mantém em regime elástico). Esta ligação exibe um diagrama histerético do tipo “*Flag-shaped*”, ilustrado na figura seguinte:

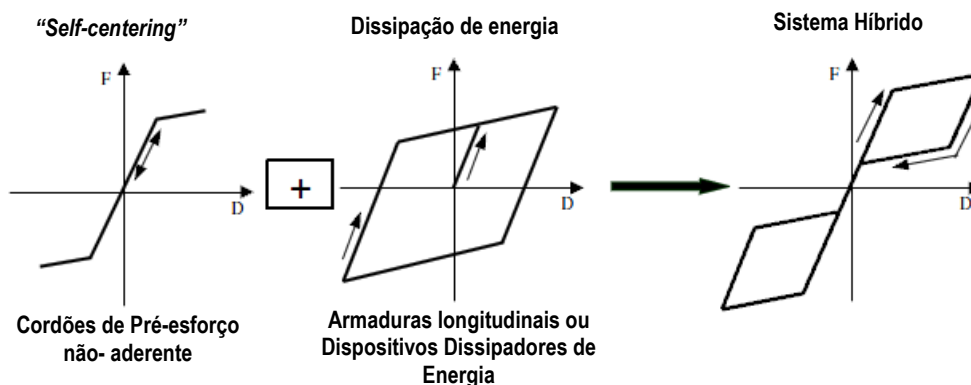


Figura 5.8 Diagrama histerético “flag-shaped” correspondente ao comportamento da ligação híbrida [Pampanin (2005)a]

Tendo como base os princípios utilizados nestas ligações podem surgir soluções complementares, diferenciadas ao nível do andamento dos cordões de pré-esforço exterior, tipo e localização dos dispositivos de dissipação de energia, e mecanismo de transferência do esforço de corte na interface [Pampanin (2005)a]. De seguida, referem-se alguns trabalhos experimentais neste domínio, nomeadamente, Pampanin et al. (2006) que apresentou um trabalho experimental compreendendo a realização de ensaios cíclicos quasi-estáticos de ligações viga-pilar híbridas: (1) apenas com cordões de pré-esforço rectilíneo localizado no centro de gravidade da viga; (2) com adição de armaduras de aço que mobilizam deformações plásticas; (3) com traçado do cordão de pré-esforço parabólico (adequada em vigas cujas cargas gravíticas são significativas) - “*Brooklin system*” - e com a utilização de mecanismos alternativos para transferência do esforço de corte através de

consolas metálicas inseridas na altura da viga (não aparentes); inserção de dispositivos de dissipação de energia de fácil substituição após danificados.

A apresentação destas soluções de ligação pré-fabricada viga-pilar foi resultado do culminar do trabalho de investigação realizado no âmbito do projecto PRESSS. No entanto, é de referir o projecto desenvolvido no *National Institute of Standards and Technology (NIST)* com o intuito de estudar ligações viga-pilar pré-fabricadas, visando o desenvolvimento de recomendações para o seu dimensionamento em zonas de alta sismicidade. *Cheok et al. (1996)b* apresentam os resultados experimentais da campanha de ensaios cíclicos realizada em modelos de ligação híbrida viga-pilar pré-fabricada, propondo um procedimento de dimensionamento [*Cheok et al. (1996)a*]. O conceito base usado na solução estudada foi a utilização de cordões de pré-esforço que garantem a ligação entre os elementos pré-fabricados após a instalação da pós-tensão e providenciam a resistência ao corte necessária para resistir às cargas aplicadas. Os cordões de pré-esforço, total ou parcialmente não-aderente, são localizados no centro de gravidade da viga e as armaduras de aço ordinárias, que assumem o comportamento inelástico, colocadas nas faces superior e inferior da viga. Num comprimento determinado (apontado como 25mm para cada lado da interface viga-pilar), os varões de aço são colocados numa bainha funcionando como parcialmente não-aderentes. Desta forma, consegue-se mobilizar deformação inelástica no aço, sem rotura, conferindo capacidade de dissipação de energia à ligação para os níveis de “drift” pretendidos. Os modelos ensaiados apresentaram um baixo nível de danos e de deformações residuais.

De facto, o comportamento à flexão desta ligação é caracterizado pela abertura e fecho da interface viga-pilar, concentram-se nesta zona as deformações inelásticas, enquanto os cordões de pré-esforço, que permanecem em regime elástico, permitem a eliminação das deformações residuais e fecham as fendas. Sustentado por este princípio, *Cheok et al. (1996)a* propõem um procedimento de dimensionamento baseado na rotação da secção na interface viga-pilar em termos de força-deformação e nas respectivas equações de equilíbrio.

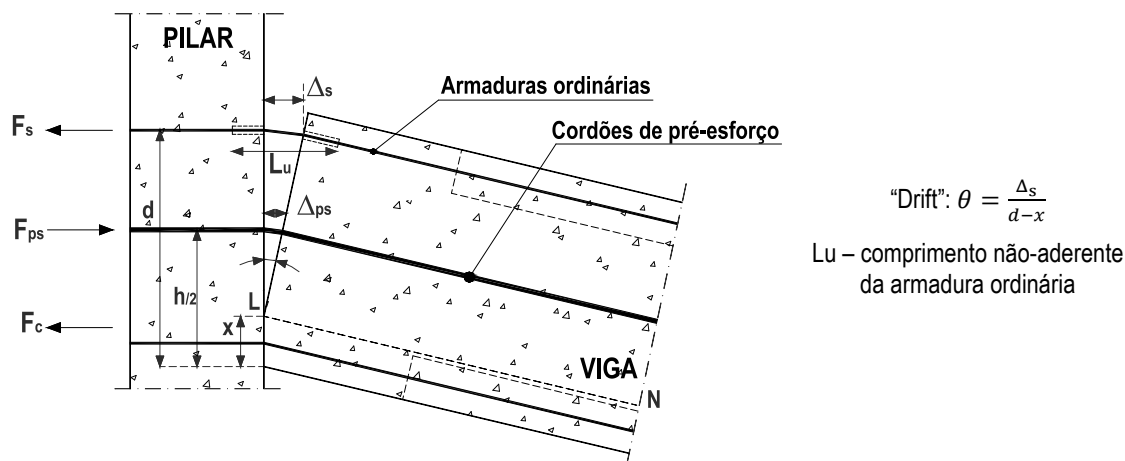


Figura 5.9 Modelo de dimensionamento para ligação híbrida [Cheok et al. (1996)a]

Outros autores têm realizado estudos em ligações deste tipo, nomeadamente, *Sugata et al. (2006)*, *Sakata et al. (2006)*, *Wada et al. (2006)*, *Ma et al. (2006)*. É de referir ainda que, de forma a reduzir os danos, face à repetição de ciclos, na interface viga-pilar das ligações prefabricadas, em geral, preconiza-se a utilização de cantoneiras nos cantos e/ou enchimento desta zona com um betão de alto desempenho. Por apresentarem características de elevada resistência à compressão e exibirem ductilidade, a utilização de betões com fibras mostra-se bastante atractiva. Vários são os autores que propõem a utilização destes betões não só nestas zonas mas também nas extensões dos elementos onde é expectável a formação de rótulas plásticas, tirando partido das suas características dissipativas, sendo observado um nível de danos inferior. São de referir os trabalhos apresentados por *Tuleasca et al. (2006)* e *Billington et al. (2004)* em pilares pré-fabricados pós-tensionados.

5.7. MODELO EXPERIMENTAL DE LIGAÇÃO VIGA-PILAR REFORÇADA COM CORDÕES DE PRÉ-ESFORÇO NÃO-ADERENTES

No presente trabalho foi concebida uma solução de reforço com cordões de pré-esforço exterior, sendo expectável uma redução das deformações residuais devido à compressão introduzida pelo pré-esforço, traduzindo-se no recentramento do comportamento hysterético da ligação. Simultaneamente é esperada uma maior dissipação de energia devido à deformação plástica das armaduras ordinárias e ao aumento de resistência devido à armadura de pré-esforço.

No entanto, esta solução introduz compressão na viga, aumentando o nível de compressões na face inferior, pelo que é expectável que se antecipe a encurvadura das varões comprimidos e os danos no betão comprimido, nomeadamente o destacamento do recobrimento (correspondente ao betão não confinado).

O modelo foi reforçado com dois cordões de pré-esforço de diâmetro nominal de 15.2 mm (0.6”), correspondente a uma área nominal da secção transversal de 139 mm². O aço de pré-esforço usado para o reforço foi o Y1860S7, que apresenta uma tensão de rotura à tracção, f_{pk} , de 1860 MPa e tensão limite convencional de proporcionalidade a 0.1% ($f_{p0,1k}$) de 1600 MPa, tensão máxima admissível (f_{pd}) de 1390 MPa e um módulo de elasticidade (E_p) de 195 GPa.

O traçado dos cordões de pré-esforço foi otimizado de forma a que o comportamento do aço de pré-esforço se mantivesse elástico. Admitiu-se uma inclinação do cordão de 1:5, pretendendo-se que o cordão apresentasse uma excentricidade reduzida na secção de maior esforço (Figura 5.10).

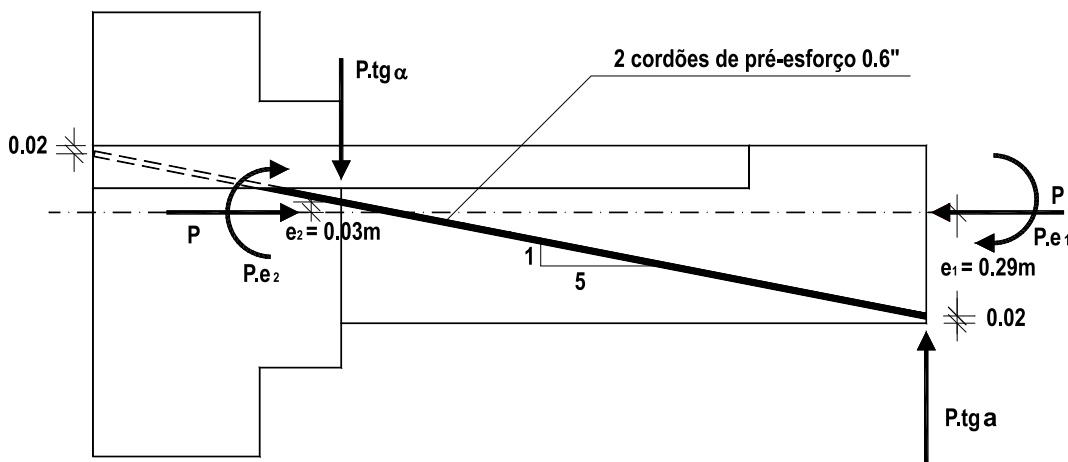


Figura 5.10 Esquema do modelo reforçado com cordões de pré-esforço – VPE

5.7.1. Definição do sistema de aplicação de pré-esforço

A materialização do sistema de aplicação de pré-esforço incluiu a concepção das zonas de ancoragem junto ao apoio (maciço) e no vão (topo do modelo). As ancoragens, constituídas por um conjunto de chapas metálicas, foram concebidas de forma a garantir o posicionamento e a inclinação dos cordões, e foram dimensionadas de forma a permitir a aplicação do pré-esforço e a uma transferência correcta das forças.

Na Figura 5.11 a Figura 5.13 apresenta-se esquematicamente o faseamento de montagem do sistema de aplicação do pré-esforço, nas zonas das ancoragens inferior e superior, respectivamente.

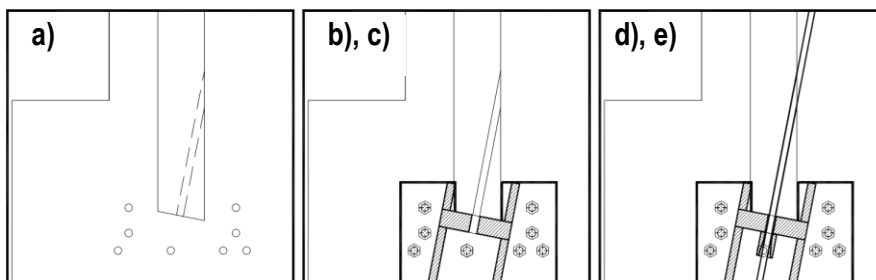


Figura 5.11 Ancoragem inferior - Fases de montagem e aplicação do pré-esforço



Figura 5.12 Ancoragem inferior

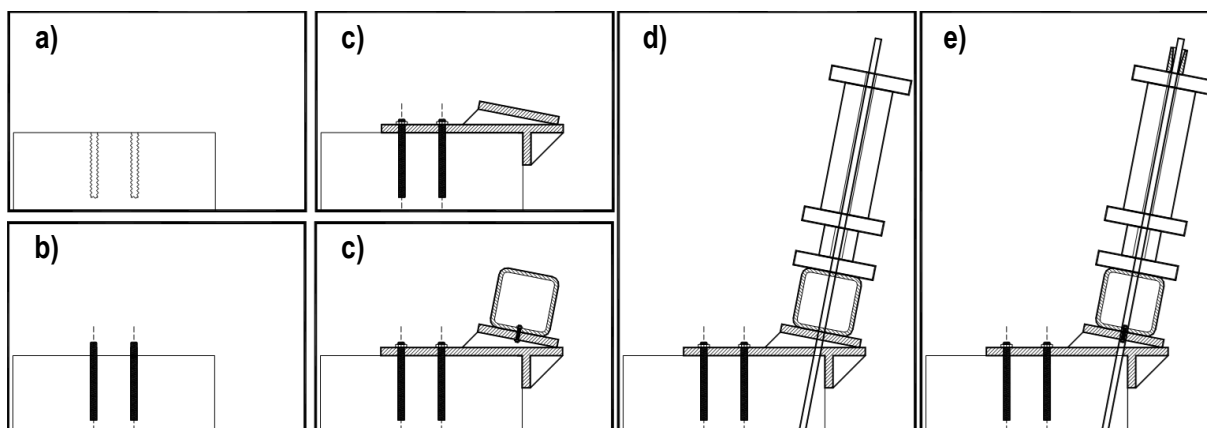


Figura 5.13 Ancoragem superior - Fases de montagem e aplicação do pré-esforço



Figura 5.14 Ancoragem superior

Podendo enumerar-se as seguintes tarefas:

- a) Execução do corte na laje, com auxílio de uma serra eléctrica (Figura 5.15), para colocação da ancoragem metálica; realização do furo de $\varnothing 18\text{mm}$ na laje para passagem do cordão de aço de alta resistência; execução dos furos para fixação das chapas de ancoragem com ferrolhos.



Figura 5.15 Corte da laje e execução dos furos para passagem do cordão e fixação dos ferrolhos de ligação às chapas de ancoragem

b) Injecção do agente de aderência que permite a selagem e a fixação dos ferrolhos $\varnothing 16$.



Figura 5.16 Fixação dos varões roscados com agente de aderência

c) Fixação das chapas de ancoragem com aperto manual das porcas.

d) Colocação dos cordões de pré-esforço.

e) Posicionamento das células de carga, macacos hidráulicos e fixação das cunhas.

Na fase seguinte procedeu-se à aplicação incremental do pré-esforço até 150kN em cada cordão ($P=300\text{kN}$). O pré-esforço foi aplicado através de dois macacos hidráulicos *ENERPAC*, com a capacidade de 200kN, controlados por um sistema de controlo de pressão hidráulica *ENERPAC* CDT 6343. Para medição da força imposta foram instaladas duas células de carga, com capacidade de 300kN, ligadas à unidade de aquisição de dados. Na Figura 5.17 ilustra-se o sistema de aplicação e monitorização do pré-esforço integrado no esquema do sistema de ensaio.

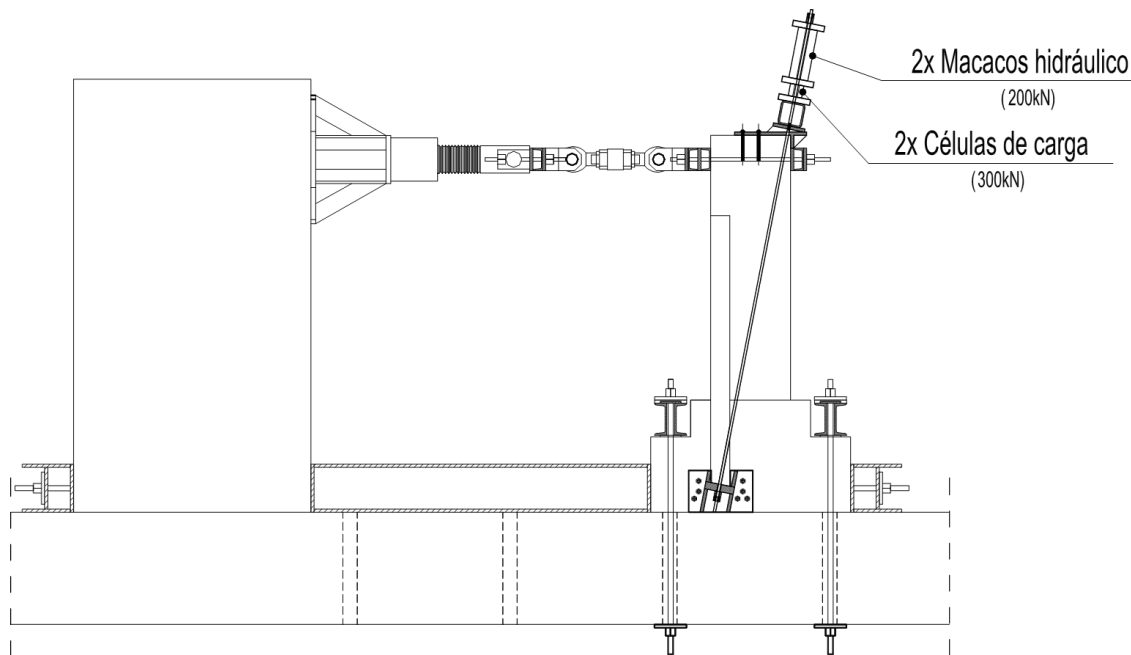


Figura 5.17 Esquema de ensaio – Sistema de aplicação do pré-esforço

5.7.2. Apresentação dos resultados experimentais

O ensaio do modelo reforçado com cordões de pré-esforço (VPE) foi realizado segundo o procedimento de ensaio cíclico com carga gravítica. À semelhança do modelo de referência (VR2), este modelo foi sujeito inicialmente a uma carga de $F_g = 90 \text{ kN}$, ou seja, correspondente a 50% da força que provoca a cedência da viga de referência. A partir da qual foi imposta uma história de deslocamentos cíclicos, alternados de amplitude crescente semelhante ao ensaio do modelo VR2, com o valor de $\pm 1.0 d_0$, $\pm 2.0 d_0$, $\pm 3.0 d_0$, $\pm 4.0 d_0$, $\pm 5.0 d_0$, $\pm 6.0 d_0$ e $\pm 7.0 d_0$, com 3 repetições de ciclos com a mesma amplitude (sendo deslocamento de referência, d_0 , igual a 6.0 mm).

Na Figura 5.18 apresenta-se o diagrama referente à história de deslocamentos ao longo do ensaio.

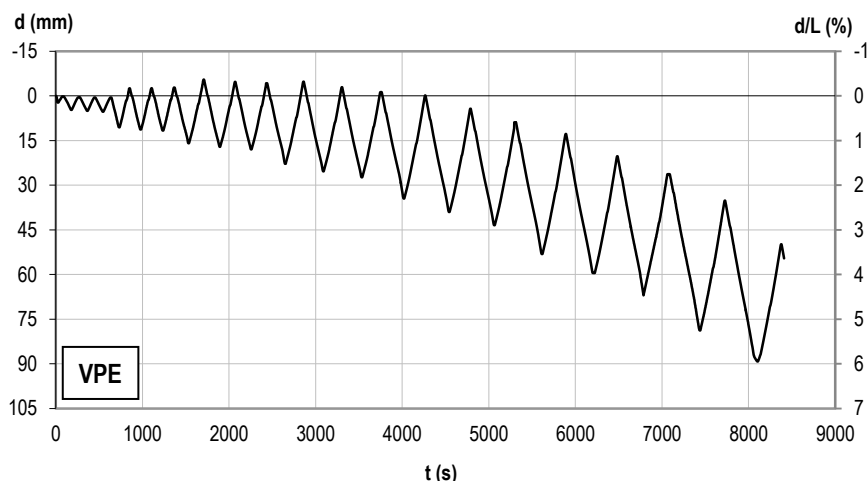


Figura 5.18 Diagrama do deslocamento imposto ao longo do ensaio cíclico com carga gravítica (Modelo VPE)

Como se pode observar, à semelhança do modelo de referência, a imposição de uma história de deslocamentos a partir dos efeitos da carga gravítica conduz a acumulação de deformação na direcção da carga gravítica. No entanto, a deformação residual é inferior ao valor observado no modelo de referência. Na Figura 5.19 apresenta-se a evolução do deslocamento associado ao restabelecimento da carga gravítica pré-definida (d_g) e da história de deslocamentos cíclicos e alternados (Δ) impostos a partir do efeito da carga gravítica.

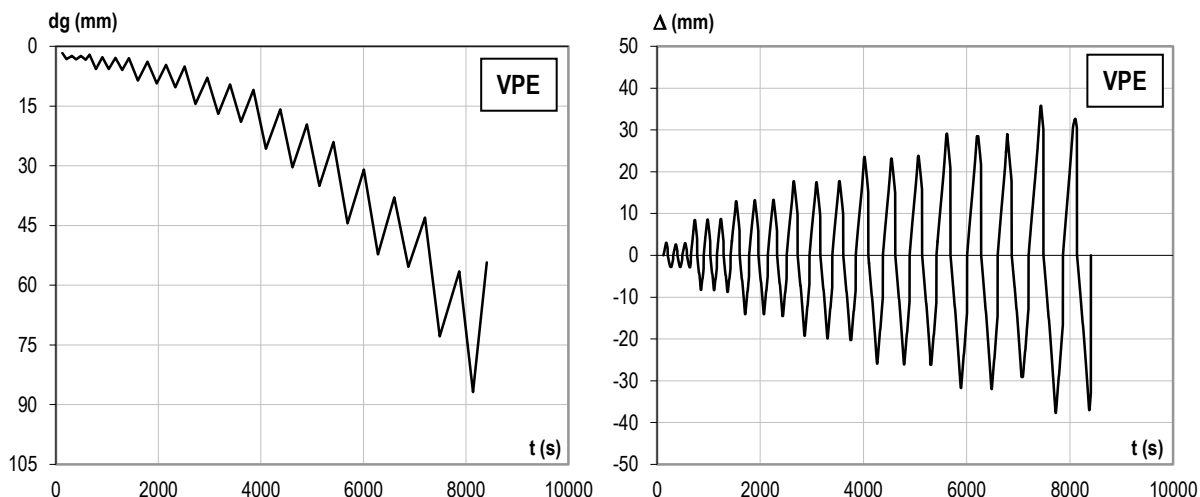


Figura 5.19 Diagrama do deslocamento associado à carga gravítica (d_g) e do deslocamento imposto a partir do restabelecimento da carga gravítica (Δ) ao longo do ensaio (Modelo VPE)

No caso presente, apesar de se observar acumulação de deformação na direcção da carga gravítica, a imposição de uma história de deslocamentos cíclicos alternados a partir do restabelecimento da carga gravítica (semelhante à imposta no ensaio do modelo de referência) conduz a níveis de deformação residuais inferiores aos observados no modelo de referência. Este facto aponta para a capacidade de indução de um comportamento mais centrado através da introdução dos cordões de pré-esforço.

Como se pode observar na Figura 5.20, onde se apresenta o diagrama referente à história de força imposta ao longo do ensaio, o critério de rotura correspondente ao instante em que a força máxima é inferior à força gravítica não foi atingido. No entanto, próximo da rotura verificou-se degradação da capacidade resistente do modelo.

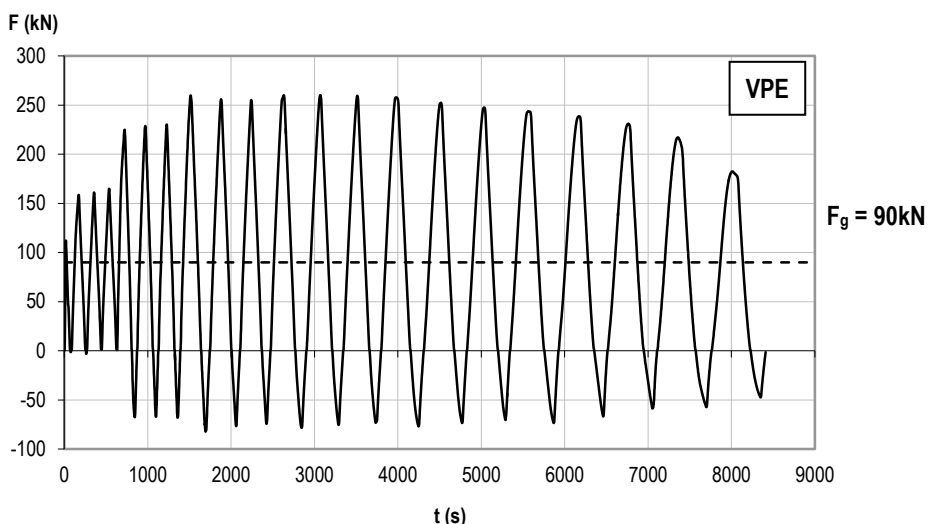


Figura 5.20 Diagrama da força imposta durante o ensaio cíclico com carga gravítica (Modelo VPE)

Na Figura 5.21 apresenta-se a evolução do nível de pré-esforço em cada cordão ao longo do ensaio. Durante o ensaio verificaram-se algumas assimetrias no comportamento do modelo que justificam a discrepância observada no valor de pré-esforço entre cordões. No gráfico verifica-se um decréscimo do nível de pré-esforço próximo da rotura, eventualmente, associada a danos na zona da rótula plástica.

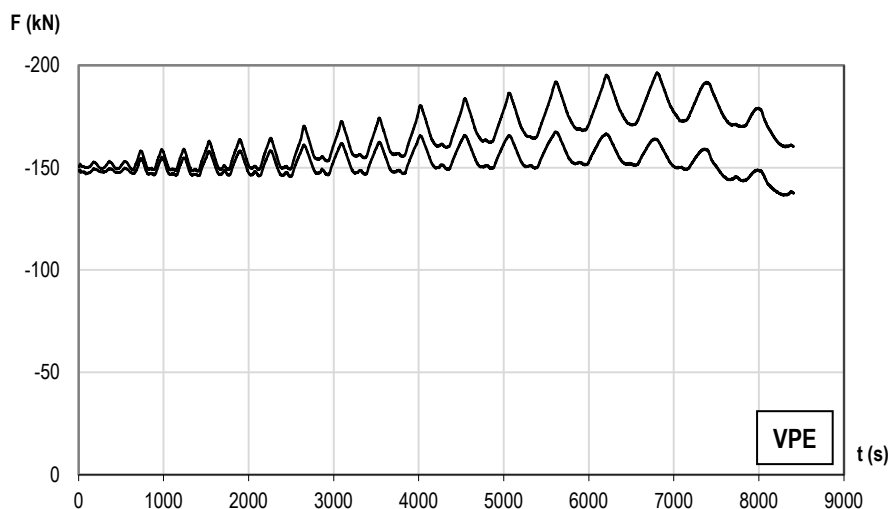


Figura 5.21 Diagrama força de pré-esforço por cordão ao longo do ensaio (Modelo VPE)

Na Figura 5.22 apresenta-se a evolução do nível de pré-esforço num cordão, ao longo do ensaio, em função do deslocamento imposto a partir do efeito da carga gravítica e em função do deslocamento total. Como seria expectável, o nível de pré-esforço varia com a amplitude do deslocamento cíclico imposto. Observa-se que o nível de pré-esforço correspondente ao restabelecimento da carga gravítica aumenta ao longo do ensaio, ou seja, o nível de pré-esforço inicial não é totalmente restabelecido. Este facto pode estar associado a existência de deformações residuais. As perturbações observadas nos diagramas estão associadas a perdas de força de pré-esforço na proximidade da rotura.

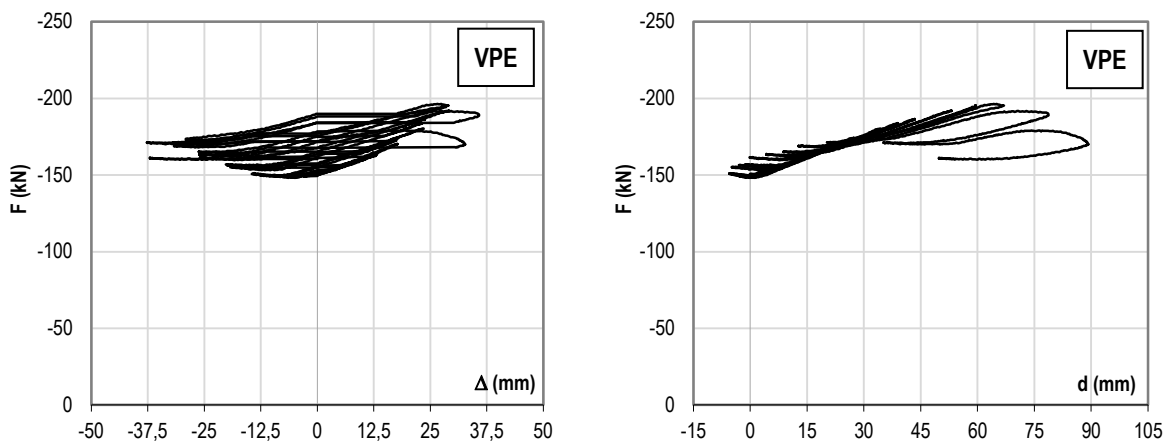


Figura 5.22 Evolução da força de pré-esforço, num cordão, em função do deslocamento imposto (a partir do efeito da carga gravítica) e do deslocamento total (Modelo VPE)

A resposta histerética do modelo experimental VPE é apresentada na Figura 5.23. Sendo de referir que a ligação apresentou uma resistência superior e deformações residuais inferiores ao modelo de referência.

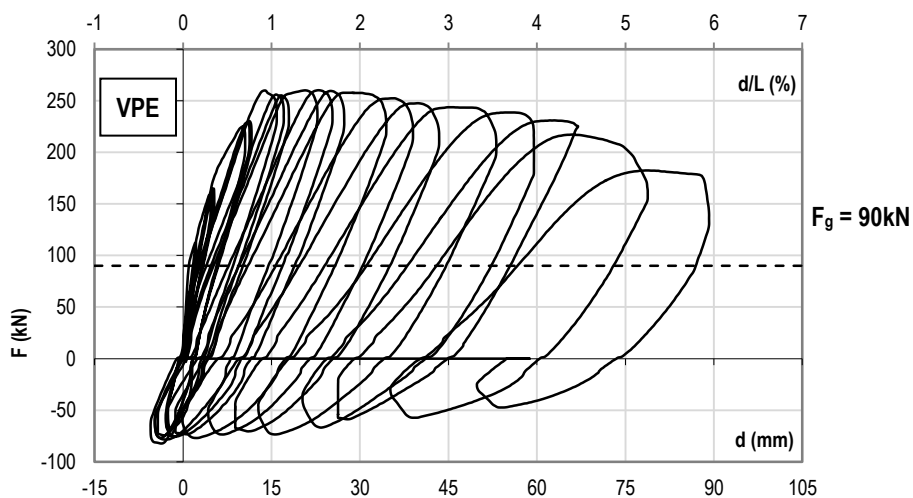


Figura 5.23 Diagrama força - deslocamento do ensaio do Modelo VPE

No ensaio do modelo VPE, a força máxima observada foi de 260.1 kN para um “drift” de 1.5% (correspondente a um deslocamento de 22.8 mm). Na direcção “fraca”, a força mínima observada foi de 82.2 kN associada à imposição de um deslocamento negativo de 3.62 mm (correspondente a um “drift” de 0.2%).

Durante o ensaio, observou-se a degradação progressiva da zona comprimida com delaminação do recobrimento e encurvadura dos varões das armaduras longitudinais inferiores. Esta degradação acentuada da zona comprimida conduziu a perdas da força de pré-esforço e de capacidade resistente

do modelo nos ciclos que antecederam a rotura. O modelo apresentou danos pós-rotura significativos - ver Figura 5.24 -, tendo-se observado uma distribuição dos danos ao longo do modelo.

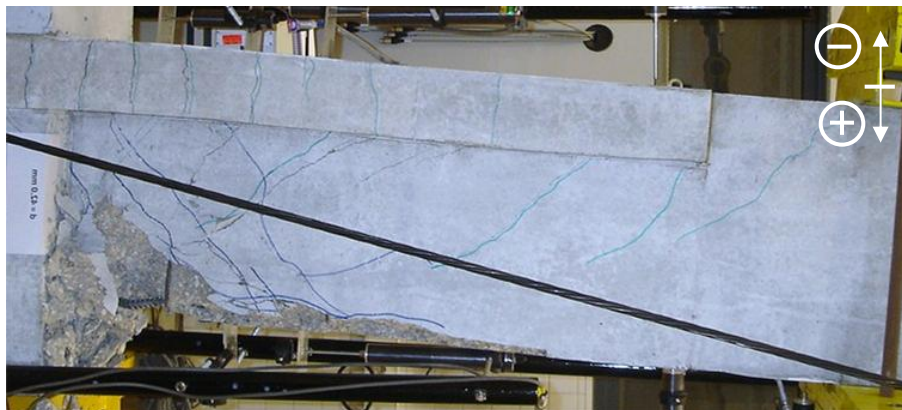


Figura 5.24 Modo de rotura do Modelo VPE - Alçado lateral



Figura 5.25 Modo de rotura do Modelo VPE - Alçado frontal na zona crítica

A análise mais detalhada dos resultados experimentais e a comparação do desempenho entre as diferentes soluções de reforço da ligação viga-pilar são apresentadas no capítulo 7.

CAPÍTULO 6 – COMPORTAMENTO DA SOLUÇÃO DE REFORÇO COM PRÉ-ESFORÇO E ENCAMISAMENTO COM CALDA REFORÇADA COM FIBRAS UNIDIRECCIONAIS

6.1. INTRODUÇÃO

Neste capítulo apresenta-se a solução de reforço desenvolvida com o intuito de melhorar o comportamento da ligação em estudo.

Perante os danos observados na zona comprimida, pretendeu-se desenvolver uma solução de reforço que permitisse minimizar os danos associados ao esmagamento do betão e à encurvadura das armaduras na zona comprimida. Neste sentido desenvolveu-se uma solução de reforço da zona comprimida por encamisamento de pequena espessura, que permitisse um aumento da resistência à compressão por confinamento da zona comprimida, protelando o esmagamento do betão e retardando a encurvadura dos varões comprimidos. As características exigidas ao material confinante são resistência à compressão e à tracção elevadas.

No decorrer do trabalho de investigação, a utilização de fibras unidireccionais e contínuas de aço, dispostas sob a forma de manta não-tecida, revelou-se interessante. Para este efeito, desenvolveu-se um compósito cimentício reforçado com fibras contínuas de aço para aplicação no encamisamento da zona comprimida da ligação.

Numa primeira fase desenvolveu-se uma calda reforçada com fibras unidireccionais (CRFU) com características de resistências à compressão e à tracção elevadas. O desenvolvimento da CRFU compreendeu a realização das seguintes campanhas experimentais:

- Ensaio preliminares à flexão e compressão em provetes de 40x40x160 mm, variando a percentagem de fibra, a matriz e a configuração da fibra; ensaios à compressão de cubos reforçados de 150x150x150 mm e ensaios de flexão de 4 pontos em vigas reforçadas com 150x150x550 mm e ensaios de determinação do módulo de elasticidade, perfazendo 186 ensaios.
- Ensaio de desenvolvimento e estudo reológico da calda cimentícia, compreendendo ensaios de fluidez, exsudação e determinação da massa volúmica variando o tipo e percentagem de superplastificante, percentagem de sílica de fumo e adição de cinzas volantes; ensaios de injectabilidade no meio e ensaios de retracção, perfazendo 39 ensaios.
- Ensaio de caracterização mecânica, compreendendo a realização de ensaios à flexão e compressão de provetes de 40x40x160 mm e ensaios à compressão de cubos reforçados de 150x150x150 mm, perfazendo 267 ensaios.

- Ensaios de caracterização estrutural, compreendendo a realização de ensaios à flexão de 4 pontos de 4 vigas (com 2.0m de vão) reforçadas por substituição do recobrimento da zona comprimida com CRFU e por encamisamento da zona comprimida com CRFU.
- Ensaios de caracterização mecânica do material confinante, compreendendo a determinação do módulo de elasticidade através de ensaios de compressão em “coroas” cilíndricas de espessura igual ao encamisamento e a determinação da resistência à tracção com ensaios de compressão diametral em cubos.

Posteriormente à execução da solução de reforço da ligação com introdução de pré-esforço e encamisamento com material compósito com fibras, o modelo experimental foi submetido a um ensaio cíclico com carga gravítica.

Finalmente, apresentam-se os resultados obtidos experimentalmente no ensaio da solução de reforço.

Apesar de não constituir um dos objectivos principais do estudo, o desenvolvimento do material de reforço compreendeu uma campanha de ensaio experimental intensa. Por este motivo, julga-se importante a apresentação de uma breve revisão bibliográfica no âmbito dos betões de elevado desempenho, abordando os assuntos mais relevantes e os conceitos necessários para o desenvolvimento do material de reforço.

6.2. BREVE REVISÃO SOBRE BETÕES DE ELEVADO DESEMPENHO

A melhoria do desempenho do betão convencional tem promovido o seu aperfeiçoamento e desenvolvimento tecnológico.

Inicialmente, o aparecimento e a utilização de plastificantes permitiram a produção de betões mais compactos, com relações água/cimento mais optimizadas e tiveram como principal efeito o aumento da resistência à compressão do betão, denominando-se por *Betão de Elevada Resistência (BER)*. Este facto permitiu uma melhoria global na qualidade do betão, em termos de resistência, trabalhabilidade e durabilidade, passando a designar-se, de forma mais abrangente, *Betões de Elevado Desempenho (BED)* [Camões (2002)] ou *High Performance Concrete (HPC)*.

A concepção de misturas com uma escolha cuidada dos materiais de forma a obter uma matriz compacta e densa, utilizando inertes de granulometria fina, reduzindo a relação A/C a valores mínimos, com a incorporação de *fillers* para reduzir os espaços vazios e adição de superplastificantes, possibilitou a produção de betões mais compactos e com melhor desempenho podendo distinguir-se ainda uma subclasse de *Betões com Ultra Elevado Desempenho (BUER)* [Camões (2002)] ou *Ultra High Performance Concrete (UHPC)*.

No entanto, uma mistura compacta com uma resistência à compressão elevada, em geral, exibe um comportamento frágil. A incorporação das fibras pode evitar este fenómeno, surgindo assim os *Betões Reforçados com Fibras (BRF)* ou *Fiber Reinforced Cement Composite (FRC)*. Desta forma têm-se vindo a desenvolver soluções de reforço com adição de fibras metálicas, vidro, poliméricas, naturais, etc. Em geral, os BRF contêm fibras descontínuas, dispersas e aleatoriamente orientadas. O seu desempenho é condicionado pelas propriedades da matriz, das fibras e sua ligação [Barros (1996)]. As fibras podem assumir diferentes coeficientes de forma (l_f/d_f) e geometria (lisas, onduladas, com as extremidades dobradas ou alargadas).

As dificuldades da produção dos BRF residem, essencialmente, na garantia da homogeneidade (sem segregação de fibras), na trabalhabilidade do betão para elevadas percentagens de fibras incorporadas e na aderência das fibras ao betão. De uma forma genérica, o controlo destes fenómenos tem sido conseguido através da optimização da microestrutura da matriz cimentícia e na escolha das fibras a incorporar.

A resistência à compressão dos betões reforçados com fibras é fortemente condicionada pela resistência da matriz, as fibras condicionam essencialmente o comportamento à tracção.

O funcionamento dos betões com fibras é, fortemente, condicionado pelo comportamento de rotura das fibras. De facto, as fibras podem apresentar dois tipos de rotura: por cedência ou por deslizamento [Barros (1996)]. Para aumentar a resistência do compósito, a rotura deve ocorrer por cedência das fibras, devendo-se utilizar fibras de elevada resistência e com um coeficiente de forma elevado. A rotura por deslizamento, ou seja, por perda de aderência entre a fibra e a matriz, conduz a um aumento da capacidade de absorção de energia do compósito, podendo exibir um endurecimento pós-rotura face às características das fibras incorporadas.

É ainda de referir que a adição de dois ou mais tipos de fibras podem melhorar o comportamento do material, designando-se por *Betão Reforçado com Fibras Híbridas* ou *Hybrid Fibre Concrete (HFC)*. Marković (2006) apresenta uma solução híbrida com utilização de fibras de aço curtas e longas, verificando um aumento da resistência à tracção devido às fibras curtas que atravessam as microfissuras e, no comportamento pós-rotura, um aumento da ductilidade conferido pelas fibras longas que atravessam a fenda.

Naaman (2007) sugere uma classificação para os compósitos cimentícios reforçados com fibras baseada na resposta à tracção do compósito, podendo distinguir-se dois tipos de comportamento: o amolecimento (Figura 6.1 a)) ou o endurecimento após o aparecimento da primeira fenda (Figura 6.1 b)).

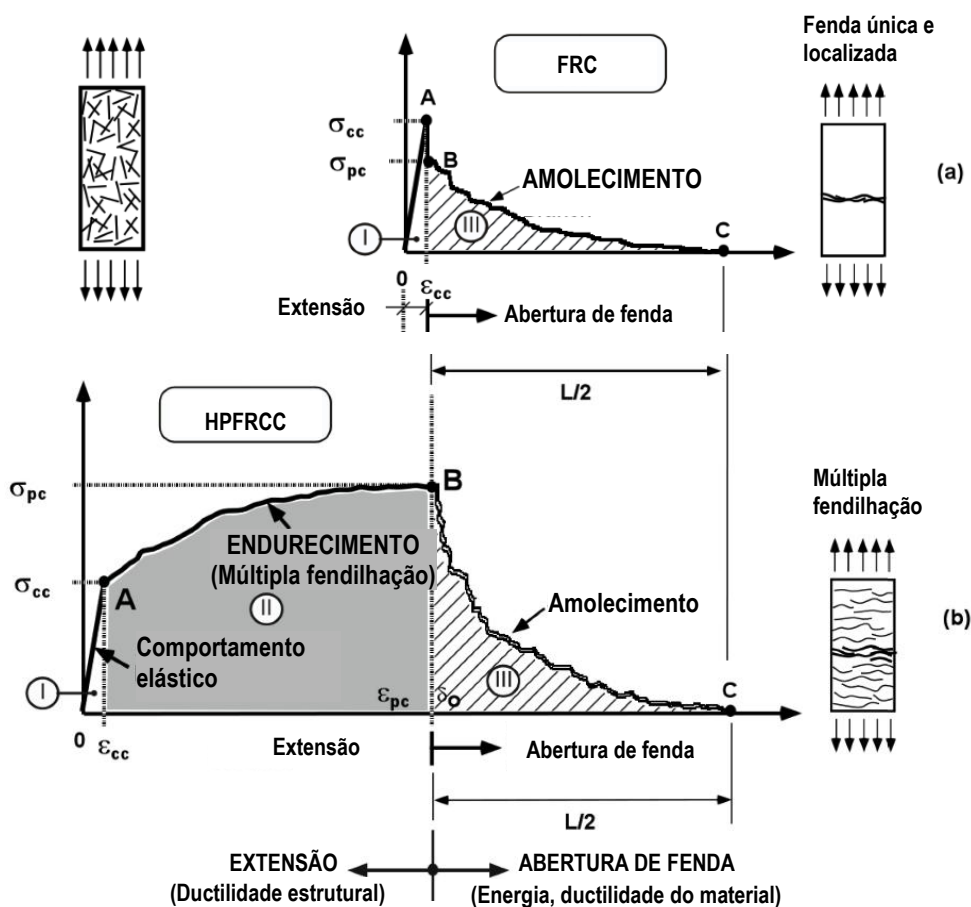


Figura 6.1 Tipos dos comportamentos de um betão reforçado com fibras [Naaman (2007)]

No primeiro caso, o pico de resistência antecede-se à formação de uma fenda localizada, após a qual se verifica aumento de deformação. No segundo caso, observa-se um aumento da resistência após a formação da primeira fenda, acompanhado de uma múltipla fendilhação até ao pico máximo de resistência, conferindo ductilidade, designados *High Performance Fiber Reinforced Cement Composite (HPFRCC)*. Após o pico de resistência ser atingido, observa-se a formação de uma fenda preponderante e, à semelhança do caso anterior, verifica-se perda de resistência com a deformação. Desta forma, os compósitos que exibem endurecimento mostram-se mais adequados para aplicações estruturais.

Os *HPFRCC* assumem diferentes propriedades, podendo apresentar uma elevada resistência à compressão e ductilidade, prevendo-se um acréscimo na resistência à flexão e ao corte, uma degradação menos acentuada da rigidez e uma maior capacidade de dissipação de energia.

De seguida, faz-se referência a alguns *HPFRCC* e suas propriedades mais relevantes, como exemplos, o **BSI/CERACEM** [Maeder et al. (2004)] desenvolvido pela Quillery e Eiffage e, posteriormente, com a colaboração da Sika. Trata-se de um betão com elevada resistência à compressão, auto-compactável, com incorporação de fibras de aço e sintéticas até 3.5 Vol.%, apresentando uma tensão de

compressão de cerca de 200MPa; o **DUCTAL** [Acker e Behloul (2004)] desenvolvido pela Lafarge, Bouygues e Rhodia, é um betão de pós-reativos (RCP - Reactive Power Concrete) com inserção de inertes de granulometria fina, concebido com base na teoria da compactação óptima originando uma microestrutura compacta, com incorporação de fibras de aço ou orgânicas. Este betão exibe uma elevada deformabilidade, podendo apresentar uma tensão de compressão de cerca de 210MPa e 45MPa em flexão; o **CEMTECmultiscale** [Rossi et al. (2005)] desenvolvido pelo Laboratoire Central des Ponts et Chaussées (LCPC) contém 11% de volume de fibras de aço, com 3 comprimentos diferentes, e apresenta uma tensão de compressão de 220MPa. O **CARDIFRC** [Benson e Karihaloo (2005)] desenvolvido na Universidade de Cardiff contém dois tipos de fibras de aço de 6 e 13mm de comprimento e apresenta tensão de compressão de cerca de 180-200MPa.

Pode-se ainda distinguir um subgrupo de betões reforçados com fibras desenvolvidos com o intuito de melhorar a capacidade de deformação em tracção e em flexão, em vez do aumento da tensão de compressão, sendo portanto materiais que apresentam um comportamento muito dúctil. O **ECC** (*Engineered Cementitious Composite*) [Li (1998)], conseguido a partir da optimização da microestrutura da matriz e das fibras utilizadas, exibe uma capacidade de deformação última de mais de 3% com uma incorporação de fibras de, apenas, 2-3%.

Na tentativa de aumentar significativamente as características mecânicas dos betões com fibras, devem ser referidos o **SIFCON** (*slurry infiltrated fiber concrete*) [Lankard (1984)] e o **SIMCON** (*slurry infiltrated mat concrete*) [Hackman (1992)]. Estes materiais pertencem a classe dos betões de elevado desempenho e distinguem-se pelo seu processo de produção que permite a incorporação de um volume de fibras superior. A produção do **SIFCON** consiste na incorporação de uma argamassa fluida num molde com fibras descontínuas pré-colocadas, permitindo a utilização de volumes superiores de fibras. Na produção do **SIMCON** a infiltração da argamassa fluida faz-se sobre uma manta de fibras pré-colocada no molde, permitindo controlar de forma eficaz a sua orientação e optimizar a percentagem de fibras utilizadas.

Desta forma, problemas associados à produção destes materiais, tais como a dificuldade na mistura, são evitados, permitindo um maior volume de fibras e, conseqüentemente, um aumento das características mecânicas.



Figura 6.2 Manta de fibras SIMCON [Purdue University - CEM]

6.3. TRABALHOS CIENTÍFICOS RELEVANTES

Vários são os estudos experimentais que demonstram a potencialidade da aplicação do HPFRCC como material estrutural, permitindo um desempenho melhorado. *Dogan e Krstulovic-Opara (2003)* apresentam as vantagens da aplicação de *SIMCON* no reforço, referindo a potencialidade deste material no desenvolvimento de soluções construtivas mais rápidas e económicas relativamente às tradicionais betonadas “*in situ*”. Apontam para a concepção de um sistema estrutural com a utilização de um pré-molde constituído por este material, desempenhando as funções de cofragem, permitiria otimizar o tempo de execução e, ao mesmo tempo, sendo incorporado no elemento estrutural final, conduziria a uma redução da própria dimensão dos elementos e da sua armadura interna.

Constatando que os HPFRCC apresentam resistência e capacidade de dissipação de energia elevadas, e face à facilidade de envolvimento das fibras sob a forma de manta a qualquer superfície, *Dogan e Krstulovic-Opara (2003)* propõem a utilização de *SIFCON* e *SIMCON* como solução de reforço sísmico. Apresentam um trabalho de investigação que compreende o desenvolvimento e avaliação da solução de reforço, nomeadamente, em zonas de ligação viga-pilar com pormenorização inadequadas, nomeadamente, insuficiente confinamento dos pilares, ausência de armadura transversal no nó e interrupção da armadura longitudinal inferior na viga.

Para simular a subestrutura viga-pilar foram executados 5 modelos experimentais (à escala 1:2) admitindo que o ponto de inflexão se localiza a meia altura do pilar e a meio-vão da viga.

O material de reforço utilizado no encamisamento - *SIMCON* - apresenta uma incorporação de volume de fibras, sob a forma de manta, de 5.25%, correspondendo a uma tensão de compressão aos 28 dias de 98 MPa. O comportamento à tracção exhibe endurecimento após fendilhação e a tensão de resistência à tracção de material foi de cerca de 17 MPa.

A Figura 6.3 mostra alguns aspectos construtivos do reforço realizado. Salienta-se que, dada a interrupção das armaduras longitudinais inferiores na viga, estas foram envolvidas com manta de aço para garantir a continuidade ao longo do nó. Na zona de ancoragem foram inseridas armaduras em U e o betão foi substituído por *SIFCON* (a). Para garantir um acréscimo de resistência foram acrescentadas camadas adicionais de manta de aço (*SIMCON*) nas zonas críticas junto do nó viga-pilar (b) e procedeu-se ao encamisamento do pilar com *SIMCON* (c).

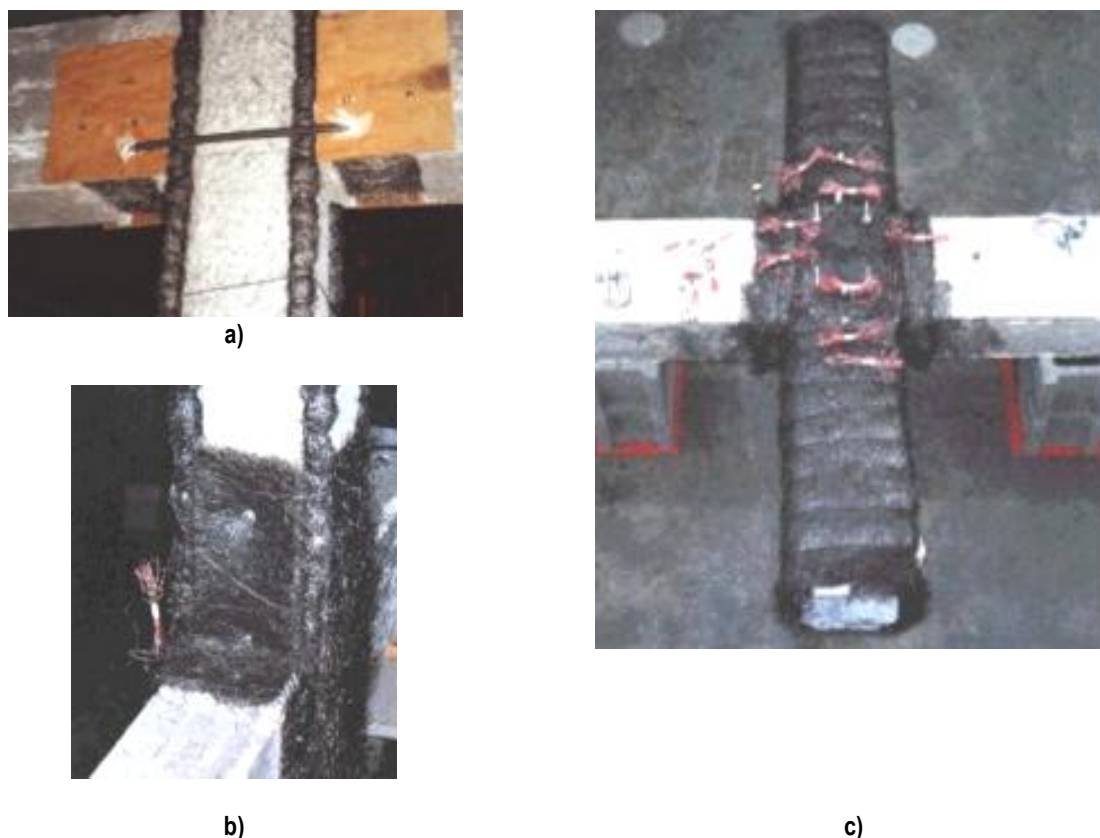


Figura 6.3 Fotografias ilustrativas das etapas de execução de reforço [Dogan e Krstulovic-Opara (2003)]

Os modelos foram submetidos a ensaios cíclicos alternados e reversíveis. A análise dos resultados experimentais permitiu constatar que a utilização do reforço nos pilares aumentou a capacidade resistente dos pilares, tendo-se observado a formação de rótulas plásticas nas vigas. Os autores observaram aumentos na resistência, rigidez, ductilidade e capacidade de dissipação de energia.

Shannag et al. (2005) apresenta o trabalho experimental realizado no âmbito do reforço sísmico com HPFRCC em zona de ligação viga-pilar dimensionadas apenas para as cargas gravíticas, apresentando falta de armadura transversal no nó, cintagem do pilar insuficiente e descontinuidade da armadura longitudinal inferior da viga.

O HPFRCC utilizado incorporou 2% e 4% de volume de fibras, tendo sido utilizados dois tipos de fibras de aço: fibras com as extremidades dobradas, em aço de resistência 1172 MPa, com 30mm de

comprimento e 0.5mm de diâmetro; fibras revestidas a bronze, de aço com tensão de cedência de 2950 MPa, apresentando 6mm de comprimento e 0.15mm de diâmetro. A matriz cimentícia apresentou uma resistência à compressão de 75 MPa e à tracção de 9 MPa.

Foram executados 10 modelos (à escala 1:3) de ligações viga-pilar, tendo sido reforçados 6 modelos por encamisamento com uma espessura de 25mm de HPFRCC na zona do nó e numa extensão da viga correspondente a altura da mesma (fez-se variar a percentagem de volume de fibras e tipo de fibras).

Os modelos foram submetidos a ensaios cíclicos, sendo que os resultados obtidos indicam que o reforço sísmico com HPFRCC melhora o comportamento sísmico da ligação. Os autores constataram um aumento resistência, maior dissipação de energia e uma degradação da rigidez menos acentuada. Salienta-se ainda que a utilização de HPFRCC de fibras de aço com extremidades dobradas conferiu maior ductilidade ao nó e foi mais eficiente no confinamento dos pilares.

Fischer e Li (2003) realizaram um trabalho de investigação com o intuito de estudar o mecanismo de resposta de uma estrutura porticada com capacidade de dissipação de energia e recentramento (“*self-centering*”).

Numa estrutura porticada sujeita a acções horizontais, o mecanismo desejado caracteriza-se pela formação de rótulas plásticas nas vigas e na base dos pilares, sendo estas inevitáveis para que haja deformação da viga e se formem as rótulas nas vigas. Desta forma, reconhecendo a capacidade de deformação do ECC, os autores propõem uma solução compósita para o pórtico, constituído por vigas em ECC reforçadas com varões de aço e pilares em ECC reforçados com varões de FRP (“*Fiber reinforced Polymers*”). Pretendendo que o pilar se deforme, apresentando um comportamento elástico, e que o comportamento não-linear ocorra nas vigas.

O ECC utilizado incorporava 1.5% de volume de fibras de polietileno. No ensaio à tracção uniaxial, o material apresentou uma tensão à tracção uniaxial de 4.5 MPa (correspondente a uma extensão de 0.01%) quando se verificou a formação da primeira fenda e uma tensão última de 6.5 MPa (para uma extensão de 3.8%). A tensão de compressão foi de 80 MPa para uma extensão de 0.5%.

Foi construído um pórtico à escala reduzida, o qual foi submetido a um ensaio cíclico, tendo-se observado a formação de rótulas plásticas nas vigas. Os autores constataram, a partir da análise da resposta global, uma redução da deformação residual e da energia dissipada.

Parra-Montesinos (2005) a) constata que a maior parte dos estudos experimentais de aplicação de betões com fibras em ligações viga-pilar abordam a utilização de materiais que exibem apenas

amolecimento após fendilhação (FRC). Desta forma, o autor apresenta um estudo experimental em ligações viga-pilar com um HPFRCC.

Para o efeito, foram executados dois modelos de ligação viga-pilar, admitindo que o ponto de inflexão se localiza a meia altura do pilar e a meio-vão da viga. No nó e nas zonas críticas da viga foi utilizado um HPFRCC contendo 1.5% de fibras discretas de polietileno polietileno (com 38mm de comprimento e 0.038mm de diâmetro).

O material utilizado nas fibras apresentava uma tensão e o módulo de elasticidade de 2570 MPa e 117GPa, respectivamente. Nos ensaios de provetes à tracção uniaxial, o material compósito exibiu endurecimento acompanhado de múltipla fendilhação, tendo apresentado uma tensão de tracção máxima de 2.5 MPa para uma extensão de 1.5%. Após a tensão de pico ser atingida, o autor observou um comportamento de amolecimento do material para grandes deformações (correspondendo à abertura de uma fenda localizada até ao destacamento das fibras).

Os modelos experimentais foram sujeitos a um procedimento de ensaio cíclico alternado e reversível, tendo concluído que a sua aplicação permite a eliminação da armadura transversal no nó e uma redução dos danos.

Parra-Montesinos (2005) a) conclui que a capacidade de deformação destes materiais evidencia a potencialidade da sua aplicação em zonas de rótulas plásticas, tolerando rotações superiores. Salienta a utilização destes materiais em elementos que apresentem um esforço transversal elevado, evitando o congestionamento de armaduras associado a uma taxa de armadura transversal elevada. Refere ainda que a utilização de HPFRCC na zona dos nós permitiu a redução dos comprimentos de ancoragem das armaduras longitudinais (devido a elevada tensão de aderência que se mobiliza).

De facto, perante a propriedade de endurecimento após fendilhação que característica a resposta dos HPFRCC, a sua aplicação em estruturas sismorresistentes demonstra-se bastante atractiva. Estes materiais mostram-se eficazes no aumento da resistência ao corte, capacidade de deformação e na tolerância ao dano em membros sujeitos a grandes deformações inelásticas. Salienta-se ainda que a capacidade de deformação em compressão e elevada resistência à tracção destes materiais torna a sua aplicação apelativa no confinamento de pilares [*Parra-Montesinos et al. (2005) b)*].

Parra-Montesinos et al. (2007) estudaram o comportamento em flexão de elementos em HPFRCC com o intuito de avaliar a capacidade de deformação e resistência ao esforço transversal, fazendo variar: o tipo de fibra (polietileno e aço com as extremidades dobradas); o volume de fibras (1-2%); a matriz cimentícia (argamassa e betão); o nível de esforço transversal resistente exigido; e a contribuição das armaduras transversais para a resistência ao esforço transversal.

Na produção do HPFRCC foram utilizadas fibras de polietileno com um diâmetro de 0.038mm e um comprimento de 13mm e 38mm, sendo que o material utilizado nas fibras apresentava um módulo de elasticidade de 117 GPa e uma resistência à tracção de 2580 MPa. Foram também utilizadas fibras “Dramix” com as extremidades dobradas (para melhorar a aderência à matriz), com um comprimento de 30mm e 0.55mm de diâmetro, de aço com resistências à tracção superiores a 1100 MPa.

O compósito no qual a argamassa foi utilizada como matriz cimentícia apresentou um módulo de elasticidade inferior. O autor associa esta diferença ao facto da argamassa não conter agregados.

O modelo experimental pretende reproduzir o comportamento observado num nó intermédio, pretendendo estudar as zonas críticas da viga. Foram então construídos 8 modelos de viga em consola, simulando o comportamento até meio-vão. Os modelos foram sujeitos a ensaios cíclicos apresentando capacidade de deformação até “drifts” de 4%. A utilização de HPFRCC permitiu protelar a encurvadura dos varões comprimidos, na zona da rótula plástica.

Kesner et al. (2003) realizaram uma campanha de ensaios experimentais para caracterização do comportamento cíclico de DFRCC (*Ductile fiber reinforced cement composite*).

O material compósito incorporou 2% de volume de fibras poliméricas (PE - polietileno ou PVA - fibras de polivinil álcool). O módulo de elasticidade do material usado nas fibras de PE é de 73 GPa e as fibras apresentavam um comprimento de 12.7mm e um diâmetro de 0.038mm. As fibras de PVA apresentavam um comprimento de 12.7mm e um diâmetro de 0.040mm, sendo o módulo de elasticidade do material usado nestas fibras de 43 GPa.

Constatando a falta de resultados experimentais que permitam caracterizar o comportamento cíclico alternado e reversível de DFRCC, os autores apresentam uma campanha de ensaios experimentais fazendo variar: a história de carregamentos imposta para analisar o efeito do carregamento cíclico na envolvente à curva tensão-extensão em compressão e em tracção; a geometria dos provetes.

Os DFRCC distinguem-se pelo facto de apresentarem endurecimento após-fendilhação e uma pseudo-ductilidade associada ao deslizamento das fibras relativamente à matriz.

Num ciclo genérico como o ilustrado na Figura 6.4, em tracção, no início, a descarga corresponde a recuperação da deformação elástica nas zonas não fendilhadas e pequenas deformações elásticas nas fibras.

No semi-ciclo de compressão, inicialmente, observa-se o refeito das fendas de tracção, verificando-se uma rigidez baixa correspondente à rigidez em compressão das fibras que intersectam as fendas (e que no semi-ciclo de tracção começaram a deslizar relativamente à matriz). A rigidez em compressão

começa a aumentar à medida que as fendas se fecham. A descarga em compressão é praticamente paralela ao ramo elástico.

No semi-ciclo correspondente à tracção, inicialmente verifica-se uma rigidez baixa que corresponde à reabertura das fendas e ao distender das fibras comprimidas. De facto, uma vez afectada a aderência entre as fibras e a matriz, estas não têm a capacidade de recuperar o deslocamento por deslizamento relativamente à matriz. Desta forma, a rigidez só começa a aumentar quando as fendas estão totalmente abertas e as fibras começam a ser novamente solicitadas. O aumento da deformação imposta resulta na abertura fendas existentes e de novas fendas (desde que não se verifique a abertura de uma fenda localizada).

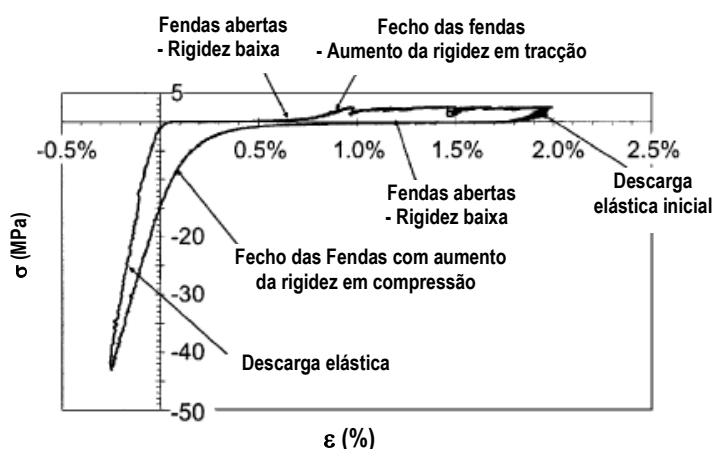


Figura 6.4 Diagrama tensão-extensão de um ciclo completo do ensaio do DFRCC [Kesner et al. (2003)]

Kesner et al. (2003) observaram que, ao longo da imposição do carregamento cíclico e reversível, se o pico de resistência à compressão do material for alcançado, a sua resposta à tracção era afectada - ver Figura 6.5. Ou seja, nos semi-ciclos de tracção do material, as fendas tendem a localizar-se nas zonas onde ocorreram fendas verticais devido à compressão no semi-ciclo anterior e a formar uma fenda horizontal única e localizada.

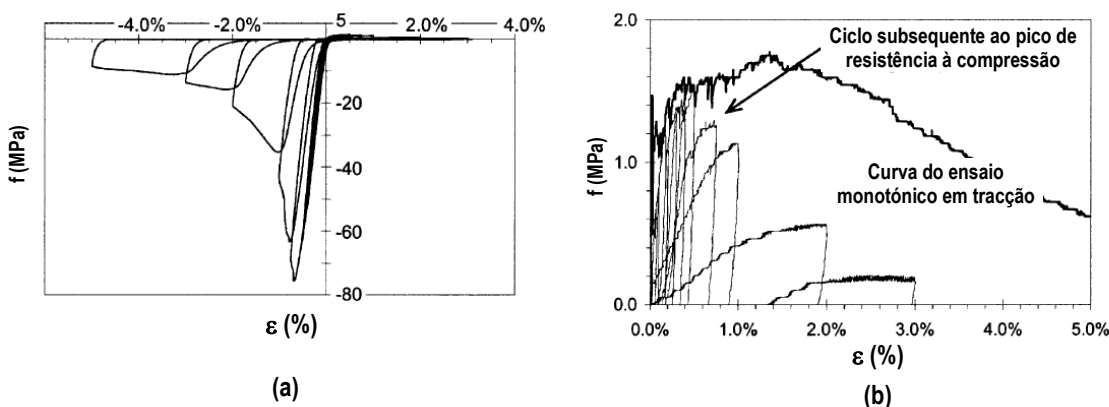


Figura 6.5 Diagrama tensão-extensão do ensaio cíclico em DFRCC: a) Resposta global b) Comparação entre a resposta do ensaio cíclico em tracção e a resposta do ensaio monotónico em tracção [Kesner et al. (2003)]

No presente trabalho argumenta-se que o aumento da capacidade de deformação conferida ao compósito, promovida pelo deslizamento da fibra relativamente à matriz, correspondendo a uma perda de aderência irreversível, conduz a uma pseudoductilidade e a deformações irreversíveis no compósito. De facto, julga-se importante considerar a irreversibilidade da perda de aderência das fibras quando se pretende desenvolver uma solução de reforço a acções cíclicas. Desta forma, no decorrer do trabalho de investigação, a utilização de fibras unidireccionais e contínuas de aço sob a forma de manta de aço revelou-se interessante, sendo expectável que a consistência conferida pela manta reduza a tendência para eventuais segregações, permitindo uma maior eficácia na orientação das fibras face à solicitação imposta. Por outro lado, dado que se trata de fibras contínuas se consiga tirar maior partido das fibras protelando a rotura por deslizamento relativamente à matriz envolvente. De facto, a solução de reforço sísmico em estudo pretende aumentar o confinamento da zona comprimida, não sendo requerida ductilidade ao material de confinamento mas sim resistência à tracção.

A diferença que distingue o material proposto de outros materiais, como o *SIMCON*, é o facto de no presente caso se utilizar fibras contínuas e unidireccionais.

Na bibliografia existente encontra-se referência a um material designado por *Argamaço (Morcier, Morcero, Mortiron)* desenvolvido no IPT (Instituto de Pesquisas Tecnológicas, Brasil, São Paulo) por *Tango (2000)*. Trata-se de um material compósito que pode incorporar palha-de-aço em fibras contínuas ou fibras discretas. O trabalho desenvolvido compreendeu uma campanha de ensaios experimentais de caracterização do material, variando: a relação A/C (entre 0.4 e 0.8), a presença de agregados finos (areia); a configuração das fibras (contínuas ou discretas) e a percentagem de incorporação de fibras (0 a 6%).

No caso das fibras contínuas, o processo de produção dos modelos experimentais passa pela aplicação prévia de uma camada de matriz cimentícia, seguida da colocação e impregnação das fibras contínuas e finalmente a aplicação de uma última camada de matriz (um processo semelhante ao utilizado nos materiais compósitos reforçados com fibras com matriz polimérica).

Tango (2000) aponta para a possibilidade de utilizar estes materiais na resistência à flexão e para resistir a acções dinâmicas. No entanto, tendo sido efectuados testes de durabilidade, o autor refere que a utilização destes materiais em ambientes agressivos deve ser limitada a níveis de tensão baixos (para evitar a fendilhação da matriz).

De facto, para obter relações A/C moderadas (sem a utilização de superplastificantes), o nível de trabalhabilidade da matriz deverá ser reduzido, justificando o processo de execução moroso descrito pelo autor [*Tango (2000)*].

Neste seguimento, e fazendo face aos problemas associados aos materiais compósitos de matriz polimérica (*Fiber Reinforced Polymer - FRP*), tais como, a vulnerabilidade da matriz polimérica à temperatura, as incompatibilidades entre a matriz e os materiais existentes no caso do reforço de estruturas, as dificuldades inerentes à aderência entre os materiais, etc, são ainda de referir os *Textile Reinforced Mortars (TRC)*. Estes materiais são constituídos por duas componentes: uma matriz de natureza cimentícia e o material de reforço constituído por uma malha ou tecido de fibras ou filamentos contínuos, orientados direccionalmente, em geral, dispostos em duas direcções [*Triantafillou et al. (2005)*].

6.4. DESENVOLVIMENTO E CARACTERIZAÇÃO DA CALDA REFORÇADA COM FIBRAS UNIDIRECCIONAIS

6.4.1. Introdução

Em seguida passa-se a descrever a campanha de ensaios experimentais realizada com o intuito de desenvolver a Calda Reforçada com Fibras Unidireccionais (CRFU).

Numa primeira fase pretendeu-se desenvolver uma calda cimentícia que constituirá a matriz da CRFU, o trabalho realizado compreendeu a aferição da composição do material com base na avaliação da trabalhabilidade e da sua caracterização mecânica.

Numa segunda fase procedeu-se à caracterização mecânica do material compósito e à avaliação da solução de reforço por encamisamento com CRFU.

6.4.2. Comportamento da calda reforçada com fibras unidireccionais

O comportamento de um compósito é influenciado pelas propriedades da matriz cimentícia e das fibras. Pretendeu-se que o material compósito desenvolvido apresentasse elevada resistência mecânica, pois a utilização de fibras contínuas sob a forma de manta permite uma optimização na orientação e no aproveitamento da resistência das fibras, atingindo-se resistências à tracção elevadas.

A rotura de um compósito pode estar associada à perda de aderência entre a fibra-matriz ou à rotura das fibras. Se a força de aderência que se desenvolve na interface fibra-matriz for inferior à força de rotura da fibra, observa-se um modo de rotura associado ao deslizamento das fibras relativamente à matriz. Por outro lado, se o comprimento de embebimento da fibra for suficiente para que a tensão de rotura da fibra seja atingida sem que seja comprometida a ligação fibra-matriz, a rotura do material está essencialmente relacionada com a rotura das fibras.

O comprimento crítico (l_c), a partir do qual se garante que se consegue mobilizar a tensão de rotura na fibra [Barros (1996)], é dado pela seguinte expressão:

$$l_c \geq 0.5 \cdot \frac{f_{fu}}{\tau_{fu}} \cdot d_f \quad (6.1)$$

em que l_f - comprimento da fibra

d_f - diâmetro da fibra

τ_{fu} - Tensão tangencial que se desenvolve na interface fibra-matriz

f_{fu} - Tensão de rotura da fibra

O raciocínio anterior é válido para uma fibra mas, em princípio, o efeito de grupo das fibras potencia a resistência ao deslizamento, já que uma fibra ao ser solicitada comprime a matriz que envolve as fibras mais próximas e vice-versa. No entanto, a quantidade excessiva de fibras pode ser prejudicial na medida em que a quantidade de matriz entre elas pode não ser a suficiente para garantir uma boa aderência.

No caso do material em estudo, tratando-se de fibras contínuas, o coeficiente de forma (l_f/d_f) é infinito logo a rotura do material está essencialmente associada à rotura das fibras. Desta forma, este material apresenta uma elevada resistência à tracção, podendo tornar-se mais eficaz no confinamento e mais adequado ao reforço sísmico já que apresenta deformações reversíveis.

É de referir que, no caso da utilização de fibras discretas, através de uma selecção criteriosa do coeficiente de forma, a rotura pode estar associada à perda de aderência das fibras relativamente à matriz, permitindo deformações elevadas - pseudoductilidade. A utilização de matrizes cimentíceas de elevado desempenho, com fibras de elevada resistência que apresentem mecanismos de ancoragem, tais como, as extremidades dobradas ou alargadas e a utilização de fibras com a superfície ondulada ou irregular, permitindo melhorar a aderência e tirar maior partido da resistência da fibra, possibilitam maiores resistências à tracção do compósito. O comportamento pós-fendilhação do compósito é condicionado pela dosagem de fibras, isto é, define-se um volume crítico de fibras a partir do qual a dosagem de fibras incorporada permite suportar a carga aplicada no compósito após a fendilhação da matriz, manifestando um comportamento pós-fendilhação caracterizado por uma múltipla fendilhação acompanhada por deformação.

6.4.3. Composição de betões de elevado desempenho

O estudo da composição de um betão de elevado desempenho é condicionado pelo desempenho requerido para o material no estado fresco e no estado endurecido, traduzindo-se em termos de

resistência, durabilidade e trabalhabilidade. No quadro seguinte apresenta-se, de uma forma sumária, os principais componentes que podem e/ou devem estar presentes na constituição de betão de elevado desempenho face ao comportamento pretendido.

Quadro 6.1 - Propriedades dos BED e seus componentes [Shah (2000) citado por Camões (2002)]

	Betão Convencional	Betão de elevado desempenho	Betão de ultra elevado desempenho
Resistência à compressão	<50	$\cong 100$	>200
A/L	>0.5	$\cong 0.3$	<0.2
Adjuvante	Não necessário	Necessário plastificante ou superplastificante	Essencial a adição de superplastificante
Adição mineral	Não necessário	Cinzas volantes ou sílica de fumo correntes	Essencial a inclusão de sílica de fumo
Fibras	Benéfico	Benéfico	Essencial
Agente introdutor de ar	Necessário	Necessário	Não necessário
Processamento	Convencional	Convencional	Tratamento térmico e pressão

Para uma melhor optimização do desempenho do BED torna-se necessário um entendimento das propriedades e funções de cada um dos seus componentes. De seguida passa-se à descrição sucinta destes materiais e das propriedades mais relevantes no desempenho final do BED.

a) *Cimento*

A produção do cimento passa por um processo de cozedura de uma mistura predefinida de calcário e argila - matérias-primas; decorrentes das reacções químicas inerentes a este processo, e com o arrefecimento, são formados pequenos aglomerados de novos componentes - clínquer. Os principais componentes dos clínquer são:

- Silicato tricálcico: $3 \text{ CaO} \cdot \text{SiO}_2 - \text{C}_3\text{S}$
- Silicato bicálcico: $2 \text{ CaO} \cdot \text{SiO}_2 - \text{C}_2\text{S}$
- Aluminato tricálcico: $3 \text{ CaO} \cdot \text{Al}_2\text{O}_3 - \text{C}_3\text{A}$
- Aluminoferrato tetracálcico: $4 \text{ CaO} \cdot \text{Al}_2\text{O}_3 \cdot \text{Fe}_2\text{O}_3 - \text{C}_4\text{AF}$

Posteriormente, o cimento é obtido após a moagem do clínquer com adição de gesso (para regular o tempo de presa) e eventuais aditivos (pozolanas, cinzas volantes, escórias de alto forno, etc.) para alterar as propriedades físicas e químicas.

A reacção de hidratação do cimento conduz à formação de compostos estáveis que cristalizam com forma fibrosa interligando-se, conferindo ao conjunto uma elevada resistência. As propriedades do

cimento, nomeadamente o seu comportamento mecânico, dependem da sua composição química e da finura obtida na moagem.

A especificação do LNEC E378-1993 quantifica as proporções médias dos principais componentes do clínquer portland e as principais características do seu comportamento durante e após a hidratação - ver Quadro 6.2.

Quadro 6.2 – Características dos componentes do clínquer portland (LNEC E378-1993)

Componentes do clínquer		C ₃ S	C ₂ S	C ₃ A	C ₄ AF
Proporções médias		60%	20%	8%	12%
Velocidade de hidratação		elevada	moderada	muito elevada	elevada
Calor de hidratação	Quantidade	elevada (120 cal/g)	pequena (60 cal /g)	muito elevada (200 cal/g)	Moderada (100 cal/g)
	Desenvolvimento	rápido	lento	rápido	lento
Desenvolvimento da resistência mecânica		rápido e prolongado	lento e muito prolongado	muito rápido e de curta duração	lento e pouco significativo
Resistência a ataque químico		pequena	moderada	muito pequena	grande

Os componentes com silicatos são os que mais contribuem para a resistência final. A rápida reacção do silicato tricálcico com a água justifica a sua maior contribuição para as resistências iniciais, enquanto a reacção com o silicato bicálcico sendo lenta, reflecte uma maior contribuição para as resistências a longo prazo.

Quanto maior for a superfície dos grãos de cimento livre para participar nas reacções de hidratação, maior será a quantidade de componentes hidratados e, portanto, maior será a resistência. Desta forma, quanto maior for a finura do cimento, medida pela superfície específica, maior será a sua resistência. Assim, os cimentos de uma classe de resistência superior apresentam maior finura do que os de uma classe de resistência inferior

Apesar de não ser consensual, vários autores defendem que o cimento a utilizar na produção de um BED não deve ser muito fino para ser compatível com o superplastificante.

No presente trabalho optou-se por um cimento de classe de resistência 42.5R e não composto, de forma a analisar devidamente introdução de cada componente.

b) Superplastificante

Os superplastificantes (SP) são adjuvantes para o betão que adicionados em pequenas quantidades, relativas à massa de ligante (inferiores a 5%), antes ou durante a amassadura, provocam as

modificações requeridas nas propriedades normais do betão fresco ou endurecido. Os superplastificantes são adjuvantes redutores de água de amassadura (na ordem dos 25-35%) que permitem reduzir a relação A/L sem prejudicar a trabalhabilidade ou aumentar a trabalhabilidade sem aumentar a relação A/L. Estes adjuvantes permitem promover a compacidade do betão, diminuindo a porosidade e permeabilidade do mesmo e, conseqüentemente, aumentar a tensão de rotura do betão. A adição de superplastificante reduz a exsudação e segregação, promovendo a homogeneidade do betão no estado fresco.

A adição do superplastificante tem como principal efeito a dispersão e a conseqüente desfloculação das partículas finas da mistura. Este é absorvido pela superfície das partículas, expulsando o ar entre estas (o qual conferia uma forte coesão capilar). As partículas ficam, assim, carregadas electricamente com o mesmo sinal, tornando-se repelentes entre si. Desta forma, o superplastificante tem um efeito lubrificante, facilitando a mobilidade das partículas, deixando de ser necessária a água livre entre as partículas, podendo-se reduzir a água em excesso.

No entanto, o superplastificante pode reagir quimicamente com outros componentes da mistura, nomeadamente com o C₃A, pelo que é necessário assegurar a compatibilidade entre o cimento e o superplastificante. Se a dissolução do gesso (sulfato de cálcio) não for rápida o suficiente, libertando iões sulfatos para reagir com o C₃A, o superplastificante pode ficar fixo ao C₃A. Esta é uma das razões pela qual o superplastificante não deve ser adicionado no início da amassadura.

A compatibilidade entre os superplastificantes e o cimento foi avaliada recorrendo ao ensaio de cone de *Marsh* [NP EN 445 (2008)] - Figura 6.6 - que consiste na determinação do tempo de fluidez fazendo variar a % (em massa) de superplastificante. O ensaio consiste em determinar o tempo necessário ao escoamento da massa de mistura através de um orifício do funil. O ensaio deve ser realizado até 120 min após o início da amassadura, de forma a caracterizar o desempenho da mistura ao longo do tempo. Com base neste ensaio é possível otimizar a percentagem de superplastificante, a partir da qual não se verifica um ganho na fluidez da mistura, designado por ponto de saturação.



Figura 6.6 Cone de *Marsh*

No presente trabalho utilizaram-se dois superplastificantes disponíveis no mercado com o intuito de avaliar a variabilidade do seu desempenho, passando-se a enumerar:

- Superplastificante de terceira geração Sika Viscocrete 3005 à base de carboxilatos modificados;
- Superplastificante de terceira geração BASF Glenium-77 SCC à base de carboxilatos modificados.

c) *Sílica de fumo*

A sílica de fumo pode ser classificada como um aditivo do tipo II pois apresenta propriedades pozolânicas, contendo sílica reactiva sob a forma vítrea (isto é, numa qualquer forma não cristalina e não organizada) que em presença da água, à temperatura normal, é capaz de reagir com o hidróxido de cálcio, formando silicatos de cálcio. Para além da aceleração das reacções pozolânicas, o facto de apresentar uma granulometria microscópica faz com que a sílica possa ter o efeito de um filler na pasta de cimento, reduzindo os espaços vazios. No betão fresco, pode diminuir a exsudação e a tendência para a segregação. A adição de sílica de fumo pode melhorar o comportamento reológico da mistura, nomeadamente a trabalhabilidade através da redução da viscosidade.

No betão endurecido, a adição de sílica de fumo traduz-se num aumento da resistência (dada a produção de silicatos de cálcio) e, possivelmente, da compacidade da microestrutura do betão e, conseqüentemente, da durabilidade.

Neste estudo utilizou-se sílica de fumo Mapeplast SF fornecida pela Mapei.

d) *Cinzas Volantes*

À semelhança da sílica de fumo, as cinzas volantes são também adições do tipo II. As cinzas volantes são subprodutos industriais proveniente das centrais termoeléctricas. Desta forma, a sua reutilização é importante, sendo o custo das cinzas volantes substancialmente inferior ao da sílica de fumo.

As cinzas volantes têm propriedades pozolânicas, traduzindo-se em aumento da compacidade e resistência da mistura. Dada a sua finura e forma esférica podem melhorar o comportamento reológico da mistura, reduzindo o atrito entre partículas e melhorando a trabalhabilidade.

e) *Água de amassadura*

A água de amassadura deve corresponder à quantidade de água necessária e suficiente para garantir uma trabalhabilidade adequada na fase fresca e para promover as reacções de hidratação do cimento na fase de endurecimento. A água em excesso poderá ter um efeito prejudicial na microestrutura do betão, pois ao evaporar cria uma rede de poros capilares que prejudicam a resistência, a compacidade e a durabilidade.

De acordo com o acima exposto, o aparecimento dos superplastificantes permitiu a produção de betões com relações A/L muito baixas, inferiores a 0.2, sem prejudicar a trabalhabilidade. No presente estudo, face ao desempenho pretendido, estipulou-se a utilização de $A/L = 0.30$.

f) Agregados

Apesar da conhecida importância dos agregados no desempenho de um betão em termos de resistência e durabilidade, no caso em estudo a sua utilização foi impossível. De facto, a produção do compósito passa pela infiltração da matriz na manta de aço pré-colocada. Ao tentar introduzir uma argamassa com agregados finos (diâmetro inferior a 2mm) constatou-se que a manta apresenta um efeito de “filtro” relativamente aos agregados que constituem a mistura.

g) Fibras

Como referido, neste trabalho pretendeu-se estudar a possibilidade de desenvolver um betão reforçado com fibras contínuas e unidireccionais sob a forma de manta. Desta forma pretendeu-se tirar partido da consistência da manta, reduzindo a tendência para eventuais segregações, permitindo uma maior eficácia na orientação das fibras face à solicitação imposta.

As mantas de aço a utilizar, fornecidas pela empresa Favir, são produzidas a partir de um fio de aço com um diâmetro de 3.1mm, apresentando tensões de tracção mínimas de 883 MPa. De seguida apresenta-se o diagrama tensão-deformação do ensaio à tracção dos provetes de fio de aço a partir do qual é produzida a manta de fibras - ver Figura 6.7 - e os resultados do ensaio de tracção do fio de aço - Tabela 6.1.

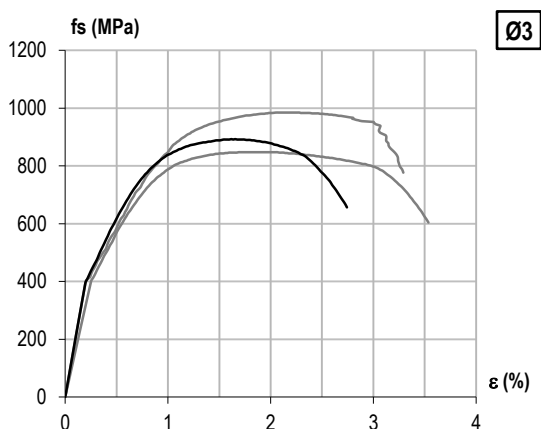


Figura 6.7 Diagrama tensão-deformação dos provetes de fio de aço

Tabela 6.1 – Principais características mecânicas do fio de aço utilizado na produção da manta de fibras

Ø (mm)	Provete	A (mm ²)	f _{su} (MPa)	f _{sum} (MPa)	ε _{su} (%)	ε _{sum} (%)	ε _{sr} (%)	ε _{srm} (%)
	1		892.68		1.6		2.7	
3.1	2	7.5	847.41	908.2	1.7	1.8	3.5	3.2
	3		984.64		2.0		3.3	

Em que f_{su} é o valor da tensão de rotura, f_{sum} é o valor médio da tensão de rotura, ε_{su} é o valor da extensão de rotura, ε_{sum} é o valor médio da extensão de rotura, ε_{sr} é o valor da extensão máxima e ε_{srm} é o valor médio da extensão máxima.

No processo de fabrico da manta, o fio de aço passa por um processo de laminação, originando uma manta formada por filamentos contínuos de aço. Na Figura 6.8 ilustra-se o processo de fabrico das mantas de fibras contínuas e unidireccionais de aço.



Figura 6.8 Produção das mantas de fibras contínuas e unidireccionais de aço

6.4.4. Campanha de ensaios preliminares

Numa primeira fase pretendeu-se efectuar uma campanha de ensaios preliminares para aferir a potencialidade do material em desenvolvimento. Passa-se em seguida a descrição da sequência do trabalho desenvolvido:

- a) Numa primeira fase, com a colaboração do laboratório de Materiais da SECIL Outão, pretendeu-se aferir o máximo volume de fibras a incorporar e a matriz adequada.

A concepção da calda, efectuada pela SECIL, apresentava uma relação água/cimento (A/C) de 0.28 com adição de 3% de superplastificantes com intuito de aumentar a trabalhabilidade da mistura, pretendendo-se testar a incorporação de volumes de fibras até 5%.

Foram executados provetes de 40x40x160 mm para ensaios de resistência à tracção em flexão e de resistência à compressão aos 1, 7 e 28 dias, para 0%, 1%, 2% e 3% de fibra, perfazendo 24 provetes. Os ensaios foram realizados por imposição de deslocamento com uma velocidade de 0.02mm/s, utilizando a prensa servocontrolada Seidner 3000D, com 3000kN de capacidade de carga ou imposição de deslocamentos até 50mm. Os ensaios à compressão foram instrumentados com quatro transdutores de deslocamento CDP100 da TML de 100mm, colocados verticalmente em torno do provete, para uma medição mais rigorosa do deslocamento. Os dados foram adquiridos através de um Datalogger Spider8 e do software associado Catman da HBM. Foram efectuados 24 ensaios de resistência à flexão e 48 à compressão aos 1, 7 e 28 dias.

Para um volume de fibras superiores a 4%, verificou-se uma impregnação deficiente da calda e irregularidades nos provetes - ver Figura 6.9.



Figura 6.9 Deficiências no provete de compósito cimentício, de $w/c = 0.28$, com 4% volume de fibras

Na fase seguinte utilizou-se uma calda com relação $A/C=0.40$ com adição de 3% de superplastificantes, tendo-se conseguido uma incorporação de volume de fibras máximo de 4%. Foram executados provetes de $40 \times 40 \times 160$ mm para ensaios de resistência aos 1, 7 e 28 dias, para 1%, 2%, 3% e 4% de fibra, perfazendo 24 provetes, tendo-se observado segregação da calda. Foram realizados 24 ensaios de resistência à flexão e 48 à compressão, aos 1, 7 e 28 dias.

Conclui-se que para esta relação A/C , a utilização de um volume de fibras superior a 4% conduz a deficiências nos provetes - ver Figura 6.10.



Figura 6.10 Deficiências no provete de compósito cimentício, de $w/c = 0.40$, com 5% volume de fibras

Seguidamente apresentam-se as tabelas de resultados dos ensaios de tracção em flexão e de compressão em provetes de $40 \times 40 \times 160$ mm de CRFU, para diferentes relações A/C e de volume de fibras.

Tabela 6.2 – Resultados do ensaio de tracção em flexão de provetes de 40x40x160 mm de CRFU

A/C	t (dias)	% Vol. de fibras	$f_{ct,fl}$ (MPa)
0.28	7	0	10.0
		1	12.6
		2	26.0
	28	3	41.6
		1	12.9
		2	30.2
0.40	7	2	26.4
		1	13.1
		2	26.5
		2	27.4
	28	3	34.6
		3	30.3
		4	43.6
		4	41.3
	28	1	17.8
		2	26.2
3		32.7	
3		43.4	
		3	37.1

Tabela 6.3 – Resultados do ensaio de compressão a partir de provetes de 40x40x160 mm de CRFU

A/C	% Vol. de fibras	f_c (MPa)
0.28	0	84.8
	1	87.7
	1	86.4
	2	76.3
	2	84.5
	3	86.8
	3	89.1
0.4	1	80.0
	1	79.4
	2	69.9
	2	69.8
	3	64.9
	3	69.0
	4	73.5
	4	64.9

Os valores apontam para aumento da resistência à tracção com o aumento do volume de fibras, observando-se uma proporcionalidade conforme ilustrado na Figura 6.11, excepto para percentagens muito baixas de volume de fibras, para as quais a resistência à tracção é condicionada pela resistência à tracção da matriz.

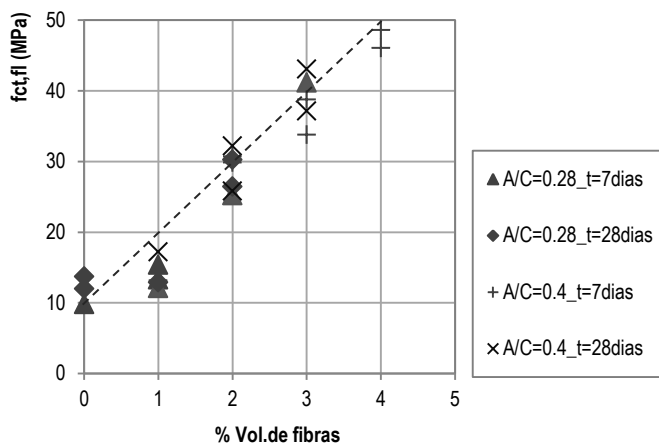


Figura 6.11 Diagrama de resistência à tracção em flexão do compósito versus % de volume de fibras, aos 7 e 28 dias

A resistência à compressão do compósito depende essencialmente da resistência à compressão da matriz cimentícia. De facto, o provete em compressão rompe pela matriz verificando-se delaminação do mesmo segundo planos paralelos à força de compressão e à direcção das fibras. Como se pode observar na Figura 6.12, a resistência à compressão do compósito tende a reduzir com o aumento da relação A/C e com o aumento de fibras. Este comportamento pode estar associado à redução da compacidade do compósito devido ao aumento da relação A/C e à presença de um volume de fibras superior, reflectindo-se numa redução da resistência.

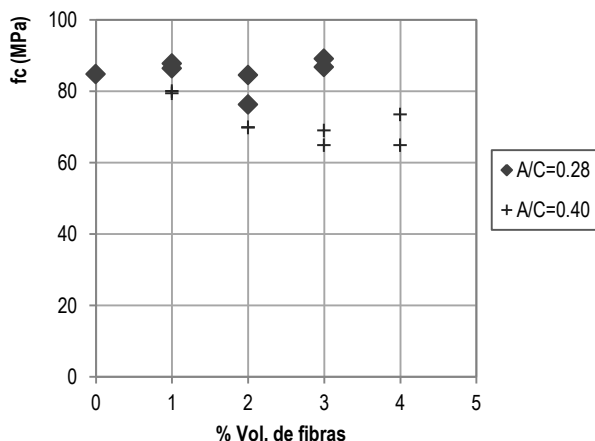


Figura 6.12 Diagrama de resistência à compressão do compósito versus % de volume de fibras, aos 28 dias

Dos resultados obtidos pode observar-se que o compósito apresenta elevada resistência à compressão e à flexão.

O material compósito desenvolvido apresenta uma resistência à compressão, em provetes de 4x4x16 mm, na ordem dos 90 - 100 MPa. A resistência à tracção em flexão, em provetes de 4x4x16 mm, demonstra-se proporcional à percentagem de incorporação de fibras. Sendo a resistência à tracção do compósito de, aproximadamente, 35 MPa, para uma incorporação de fibras de 3%.

Na Figura 6.13 apresentam-se os diagramas tensão-deslocamento dos ensaios de compressão realizados. Como se pode observar, de facto, o compósito apresenta um comportamento frágil. No entanto, observa-se um comportamento menos frágil com o aumento do volume de fibras.

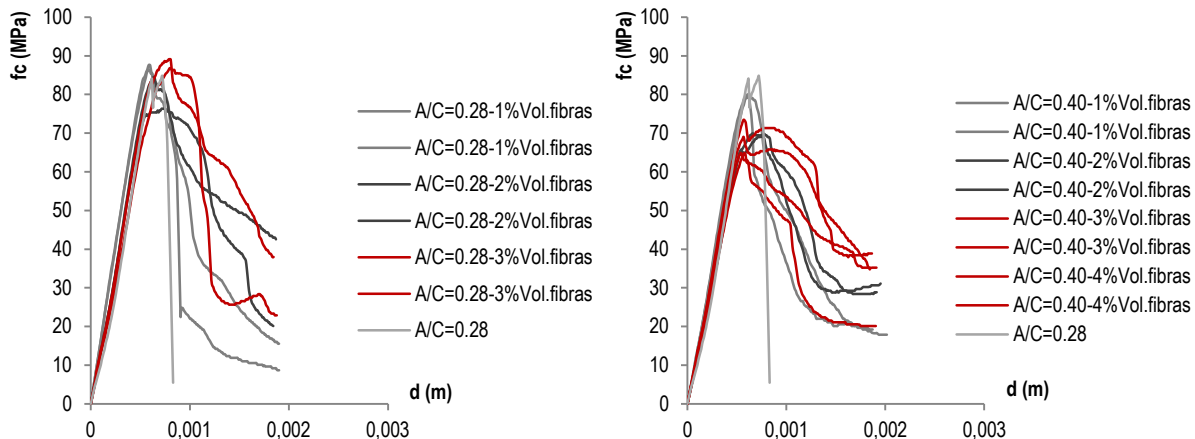


Figura 6.13 Diagramas tensão-deslocamento dos ensaios à compressão a partir de provetes de 40x40x160 mm de CRFU

b) Para observar o efeito do coeficiente de forma das fibras e da aderência, foram produzidos provetes de 40x40x160 mm de compósito com incorporação de um volume de fibras de 1%, utilizando uma calda cimentícia com uma relação $A/C=0.30$ e adição de 3% de superplastificante, nos quais se fez variar o coeficiente de forma da fibra - contínua e discreta ($l = 10\text{mm}$) - e condicionou-se a qualidade da aderência aplicando um material lubrificante. Os provetes foram submetidos ao ensaio para determinação de resistência à tracção por flexão.

O compósito reforçado com fibras discretas apresentou uma deformação última superior ao compósito reforçado com fibras contínuas, devido ao facto da sua rotura estar associada à perda de aderência entre as fibras e a matriz, tendo-se observado o deslizamento das fibras relativamente à matriz. Desta forma, não se verificou rotura das fibras e o compósito reforçado com fibras discretas apresentou resistência menor.

O compósito reforçado com fibras no qual se reduziu a aderência apresentou uma resistência semelhante ao compósito com fibras contínuas, mas apresenta uma maior deformação levando a crer que as fibras sofreram algum deslizamento.

c) Para observar o efeito da matriz no comportamento do compósito, foram produzidos provetes de 40x40x160 mm de compósito com matriz polimérica, fazendo variar a incorporação de volume de fibras de 1% e 3%. Os provetes foram submetidos ao ensaio para determinação de resistência à tracção por flexão.

O compósito reforçado com 1% de volume de fibras apresentou uma deformação última superior ao compósito com 3% de volume de fibras, o qual apresentou uma resistência superior. Apesar do

reduzido número de provetes, o comportamento do compósito parece ser condicionado pela percentagem de fibras de reforço. Aparentemente, para uma percentagem de fibras próxima da mínima, o comportamento é caracterizado por um aumento da capacidade de deformação última conferido pela deformabilidade da matriz e para uma percentagem superior é caracterizado por um aumento da resistência conferido pelas fibras.

- d) Na fase seguinte, de forma a testar o compósito como material de reforço, efectuou-se uma campanha de ensaios que compreendeu: ensaios à compressão de 6 cubos reforçados por encamisamento com 20mm de espessura de compósito com 0% e 1% de volume de fibras, perfazendo 150mm de aresta. A calda cimentícia utilizada apresentava uma relação A/C=0.30 e adição de 3% de superplastificante.

A execução dos modelos cúbicos compreendeu: a produção de provetes de betão em moldes normalizados, deixando um negativo para perfazer a zona a reforçar; a preparação da superfície de betão com jacto de areia; a colocação das fibras e, finalmente, a impregnação da calda cimentícia - ver Figura 6.14.



Figura 6.14 Execução do reforço por confinamento com CRFU dos provetes cúbicos de 150x150x150 mm

Foram realizados ensaios à compressão de 3 cubos confinados com compósito cimentício reforçado com 1% de volume de fibras e não reforçado, utilizando a prensa servocontrolada Seidner 3000D, por imposição de deslocamento com uma velocidade de 0.02mm/s. Os ensaios foram instrumentados com quatro transdutores de deslocamento *CDP100 da TML* de 100mm, colocados verticalmente em torno do provete, para uma medição mais rigorosa do deslocamento. Os dados foram adquiridos através de um *Datalogger Spider8* e do *software* associado *Catman da HBM*.

Na análise dos resultados obtidos verifica-se um acréscimo de 36% na resistência à compressão - ver Figura 6.15.

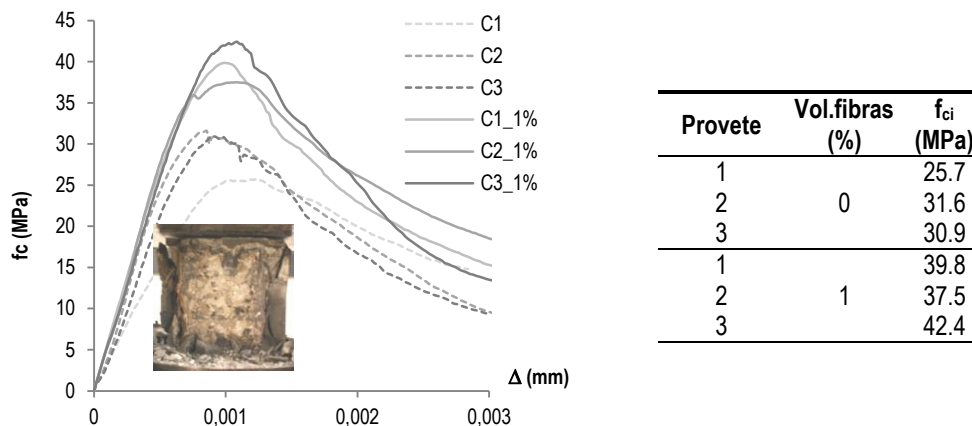


Figura 6.15 Ensaio à compressão de provetes cúbicos de 150x150x150 confinados com 20mm de espessura de CRFU com 0% e 1% de volume de fibras

Apesar do número reduzido de ensaios, o aumento da resistência à compressão nos provetes encamisados está relacionado com a maior resistência do material de reforço e com o eventual efeito de confinamento conferido pelo encamisamento.

- e) Para testar o compósito como material de reforço à tracção, foram produzidas 2 vigas de 150x150x550 mm de betão simples e 4 vigas reforçadas à tracção com 20mm de espessura de compósito com 1% e 3 % de volume de fibras, perfazendo 150x150x550 mm. A calda cimentícea utilizada apresentava uma relação A/C=0.30 e adição de 3% de superplastificante.

Procedeu-se ao ensaio à flexão de 4 pontos das vigas de betão simples e reforçadas com 20mm de espessura de compósito cimentícea com 1% e 3% de volume de fibras. A carga foi imposta através de um macaco hidráulico *Enerpac*, com capacidade de 100kN, controlado por um sistema de controlo manual de pressão hidráulica da *Enerpac GPEW 2020 WSN*. Para medição da carga imposta foi instalada uma célula de carga, com uma capacidade de 100kN. Para efectuar as leituras necessárias foram instalados dois transdutores de deslocamento *TML* do tipo *LVDT – Linear Voltage Displacement Transformer* -, com amplitude máxima de 100mm, a meio-vão. Para leitura e aquisição dos dados utilizou-se um *Datalogger* da *HBM – UPM100*.

Os resultados experimentais apresentam alguma variação, conforme se pode observar na Figura 6.16. Uma das vigas reforçadas com 1% de volume de fibras (V1_1% Vol. fibra) apresentou deficiências na qualidade da superfície de contacto entre o reforço e o substrato, tendo ocorrido uma rotura prematura por aderência associadas a cargas últimas inferiores.

Apesar de a rotura apresentar um comportamento frágil, é evidente o aumento de resistência à tracção conferido pelo reforço com incorporação de 3% de volume de fibras (V1 e V2_3%Vol. fibras)

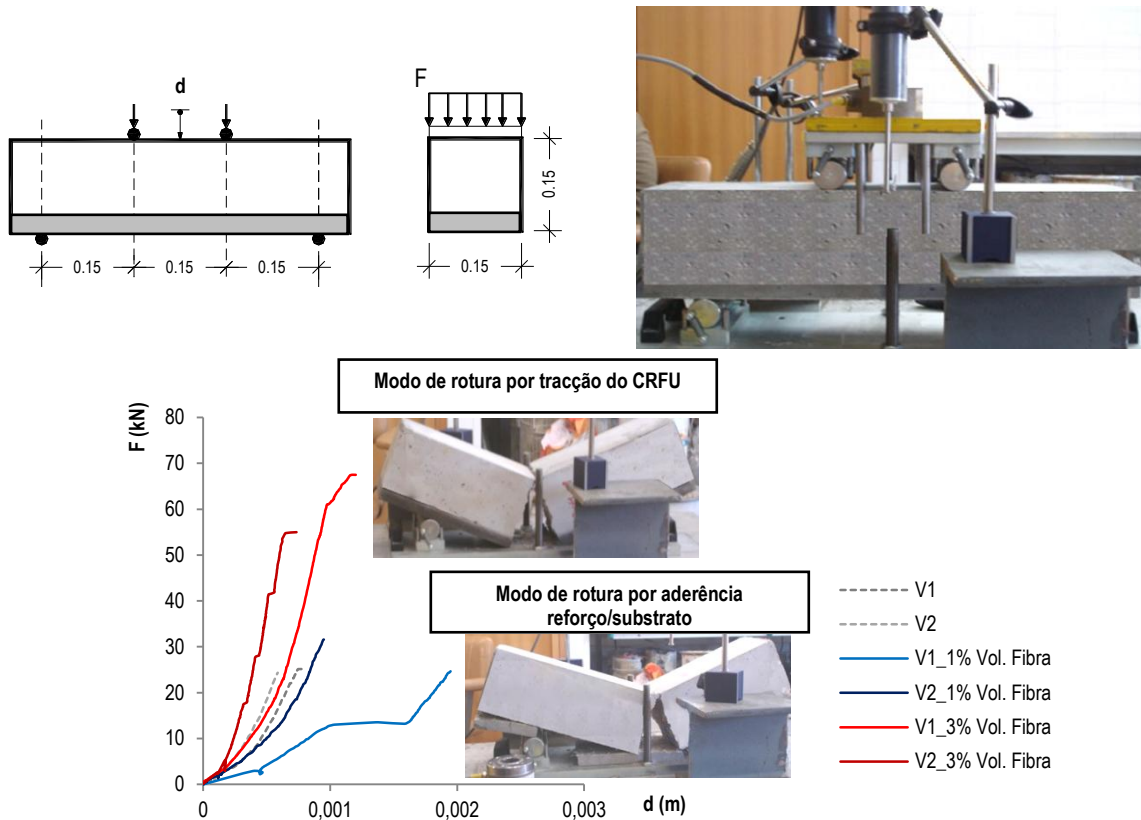


Figura 6.16 Ensaio à flexão das vigas com 150x150x150 mm reforçadas com 20mm de espessura de CRFU com 1% e 3% de volume de fibras

f) Para determinação do módulo de elasticidade do compósito utilizaram-se provetes cuja altura era duas vezes superior às dimensões em planta. Para tal procedeu-se à extracção de 3 provetes prismáticos com 7.5x7.5x15 mm de uma viga de 150x150x550 mm com incorporação de 1% de volume de fibras (dispostas paralelamente à direcção da carga imposta). Para a aquisição de dados, para além da instrumentação prévia do ensaio de compressão, adicionaram-se dois extensómetros TML PL-60-11 colados em duas faces opostas de cada provete.

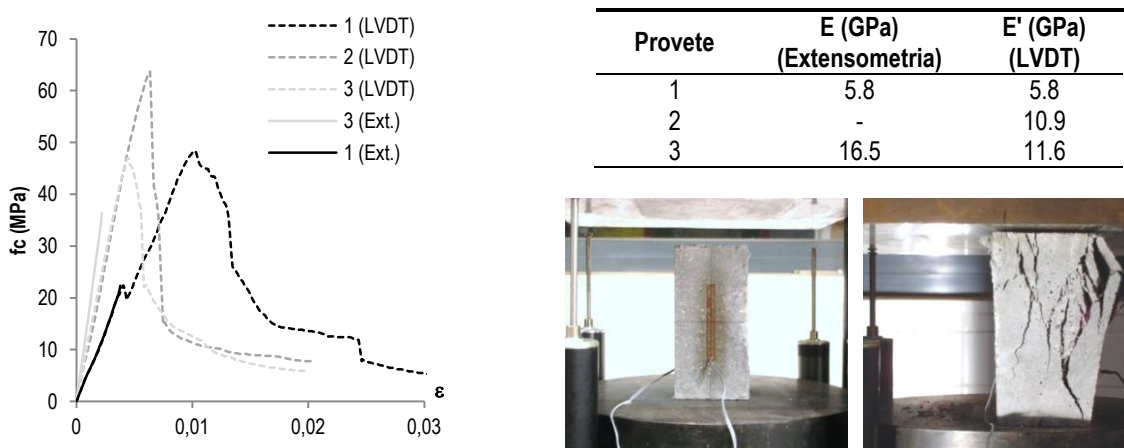


Figura 6.17 Ensaio à compressão de provetes de 7.5x7.5x15 mm de CRFU com 1% de volume de fibras para determinação do módulo de elasticidade

Observou-se que a utilização de extensômetros no ensaio de compressão apenas permite a aquisição de dados para um nível de deformações baixas, a partir do qual se verifica destacamento do extensômetro e encurvadura do mesmo. Os resultados são dispersos possivelmente relacionados com a qualidade dos provetes, sendo que o provete 1 apresentou um comportamento diferenciado dos restantes e no provete 2 verificou-se destacamento prematuro dos extensômetros. Apesar do reduzido número de provetes, os resultados obtidos apontam para módulos de elasticidade baixos.

- g) Na fase seguinte procedeu-se a uma campanha de ensaios que visava caracterizar mecanicamente a calda cimentícia a utilizar como matriz do compósito, tendo para o efeito a SECIL fornecido os provetes necessários.

Em termos mecânicos, a matriz confere resistência à compressão ao compósito, portanto, previu-se a realização de ensaios de compressão em cubos de 40x40x40 mm e determinação do módulo de elasticidade em provetes de 40x40x80 mm. Para cada uma das sete misturas fornecidas pela SECIL, e para cada tipo de ensaio, foram usados 3 provetes, aos 7 e 28 dias, perfazendo um total de 84 ensaios à compressão.

Na Tabela 6.4 apresentam-se os resultados da resistência à compressão.

Tabela 6.4 – Resultados dos ensaios à compressão das várias misturas fornecidas pela SECIL

Mistura	Provete	$f_{c,7max}$ (MPa)	$f_{c,28max}$ (MPa)
158	1	-	18.52
	2	-	24.34
	3	-	24.16
159	1	-	24.64
	2	-	26.34
	3	-	24.13
160	1	-	31.22
	2	-	30.78
	3	-	33.89
161	1	-	45.46
	2	-	45.43
	3	-	41.02
170	1	20.37	56.06
	2	22.92	60.50
	3	25.86	58.74
171	1	23.18	51.66
	2	23.83	47.64
	3	22.82	55.97
173	1	19.91	31.35
	2	19.63	31.73
	3	21.16	36.13

Os resultados do ensaio de compressão para determinação do módulo de elasticidade em provetes de 4x4x8 não foram conclusivos, eventualmente, devido às reduzidas dimensões dos provetes e à qualidade da rectificação dos mesmos, apontando para valores baixos do módulo de elasticidade. Os resultados dos ensaios à compressão apontam para valores de tensão de compressão inferiores à calda base – ver Tabelas 6.2 e 6.3.

De seguida apresentam-se os ensaios de caracterização da fluidez, retracção e resistência mecânica realizados na SECIL:

Tabela 6.5 – Resultados dos ensaios realizados na SECIL

Amassadura		AR 158/09	AR159/09	AR160/09	AR161/09	AR170/01	AR171/09	AR173/09	AR191/09
Viscosidade (seg/L)		7.65	8.3	8.19	9.29	6.55	11.01	6.45	6.01
A/L		0.49	0.49	0.49	0.52	0.49	0.52	0.49	0.33
Flexão (MPa)	2 Dias	6.4 (1)	2.1	2.4	1.4	6.9 (1)	1.8	1.3	7.6
Compr. (MPa)		25.3 (1)	7.5	9.1	6.1	26.5 (1)	7.1	4.7	38.6
Flexão (MPa)	7 Dias	8.1	3.3	3.1	3.7	12.0	5.5	4.3	6.9
Compr. (MPa)		36.3	16.2	18.2	19.9	43.1	27.8	20.6	57.7
		-	-	-	-	21.6	23.5	19.8	-
Flexão (MPa)	28 Dias	7.9	5.3	5.7 (2)	2.7 (2)	5.3	1.5	5.5	7.1
Compr. (MPa)		56.6	23.4	30.2 (2)	41.6 (2)	66.0	36.5	29.3	68.9
		21.4	25.5	31.0	45.4	58.3	49.6	31.5	-
Módulo Elasticidade	7 Dias	-	-	-	-	23.9	14.7	15.4	24.4
Dinâmico (GPa)	28 Dias	29.77	14.39	17.9 (2)	17.5 (2)	29.5	17.8	17.8	27.1
Massa volúmica	7 Dias	-	-	-	-	1850	1720	1800	1930
(Kg/m ³)	28 Dias	1921.62	1744.84	1780 (2)	1680 (2)	1970	1720	1710	1960
Retracção ao ar	7 Dias	-1.5		-0.98	-1.59	-0.33		-0.83	-0.10
(mm/m)	28 Dias	-2.6		-1.90	-2.86	-0.75		-1.61	-0.15
Varição mássica ao	7 Dias	-0.03		-0.05	-0.04	-0.04	-0.04	-0.05	-0.003
ar (%)	28 Dias	-0.05	Existência	-0.08	-0.05	-0.06	-0.07	-0.07	-0.003
Retracção em água	7 Dias	0.9	Fissuração	0.90	0.66	0.59	0.93	0.84	0.82
(mm/m)	28 Dias	1.56		1.56	1.19	0.98	1.44	1.27	1.32
Varição mássica	7 Dias	0.05		0.06	0.02	0.01	0.03	0.04	0.2
em água (%)	28 Dias	0.06		0.09	0.03	0.02	0.04	0.06	0.28
Fissuração		Não		Não	Não	Não	Não	Não	Não

(1) - Provede ensaiado ao 3º dia

(2) - Provede ensaiado ao 48º dia

■ - Resultados obtidos nos ensaios realizados no Laboratório FCT-Nova

6.4.5. Ensaio de caracterização reológica da calda

Após a campanha de ensaios preliminares, surgiu a oportunidade de desenvolver a calda cimentícia com as características necessárias para desempenhar a função de matriz do compósito em desenvolvimento. Este trabalho foi realizado com a colaboração da Doutora Ana Brás.

Inicialmente foram apontados os objectivos do trabalho a realizar e os requisitos exigidos a calda em desenvolvimento: a calda tinha que ser autocompactável, apresentar elevada resistência mecânica; exibir retracção controlada e, contendo fibras, teria que ser injectável nesse meio.

A campanha de ensaios realizada visou a optimização dos componentes constituintes da calda cimentícia face ao comportamento reológico e às funções requeridas para a matriz. Para tal foram realizados os seguintes ensaios de caracterização reológica da calda:

- Determinação do ponto de saturação através do ensaio do cone de *Marsh*
- Determinação da exsudação
- Medição da massa volúmica
- Ensaio de injectabilidade
- Controle da Retracção
- Ensaios mecânicos de resistência à flexão e compressão aos 7 e 28 dias



Figura 6.18 Amassadura da mistura da calda

Conforme acima justificado, foi estabelecido à partida que a relação A/L de 0.30 seria mantida constante, procedeu-se então à aferição experimental do procedimento correspondente à produção da calda: introdução de 90% da água da amassadura à qual é adicionado todo o ligante; mistura durante 3 minutos com auxílio de uma misturadora de eixo vertical; adição do superplastificante e dos restantes 10% da água e mistura durante mais 3 minutos.

a) Ensaio do cone de *Marsh*

Como já referido, o ensaio com o cone de *Marsh* possibilita a determinação do tempo de fluidez de uma mistura, permitindo avaliar a viscosidade da mistura e, portanto, a sua trabalhabilidade.

O procedimento de ensaio consiste na medição do tempo de escoamento de um volume conhecido através de um funil normalizado. O ensaio foi repetido após a produção da mistura, considerado o instante $t=0s$, e após 30 minutos em repouso, permitindo avaliar a evolução da trabalhabilidade da mistura ao longo do tempo. O ensaio permitiu também observar a tixotropia do material, i.e., a tendência do material perder fluidez em repouso e de a recuperar se lhe for aplicada energia.



Figura 6.19 Ensaio de Fluidez

Numa primeira fase, este ensaio permitiu aferir o superplastificante a utilizar e otimizar a dosagem de superplastificante. No presente estudo foram seleccionados dois superplastificantes de terceira geração: SikaViscocrete3005 à base de carboxilatos modificados e Glenium-77SCC (BASF) à base de carboxilatos modificados.

A relação A/L de 0.30 foi mantida constante (conforme acima justificado), tendo-se feito variar a percentagem em massa de ligante dos superplastificantes. Foram testadas 4 misturas diferentes correspondentes a adição de 0.2%, 0.4%, 0.5% e 0.7 % de superplastificante SikaViscocrete3005 e 4 misturas diferentes correspondentes a adição de 0.4%, 0.5%, 0.6% e 0.7 % de superplastificante Glenium-77SCC (BASF). Nos gráficos abaixo apresentam-se as curvas do tempo de fluidez para os superplastificante seleccionados, a $t=0s$ e $t=30s$.

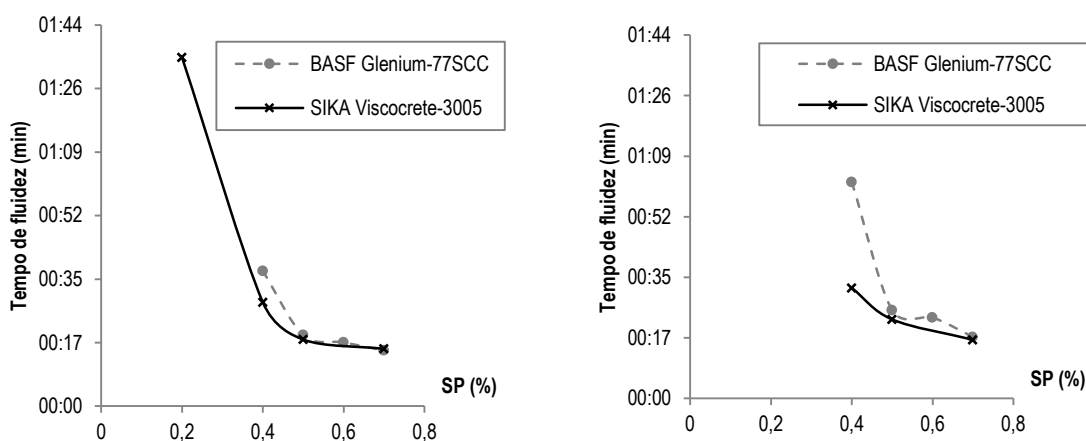


Figura 6.20 Gráficos % superplastificante x tempo de fluidez para instante $t=0s$ e $t=30s$

Como se pode observar, no gráfico a percentagem de superplastificante SikaViscocrete3005 a partir do qual não se verifica ganho na fluidez da mistura é de 0.5% - Ponto de saturação. Com base nos resultados, optou-se pela mistura correspondente à adição de 0.5% de superplastificante SikaViscocrete3005.

Na fase seguinte pretendeu-se avaliar o desempenho reológico da mistura face à adição de sílica de fumo e, posteriormente, de cinzas volantes. Procedeu-se então ao ensaio de fluidez de 3 misturas diferentes correspondentes à adição à mistura base ($A/L=0.30+SP=0.5\%$) de 0%, 2% e 4 % de sílica de fumo. Conforme se verifica no gráfico que traduz a evolução do desempenho da calda no instante $t=0s$, $t=15s$, $t=30s$ e $t=45s$, a mistura correspondente à adição de 2% de sílica de fumo apresenta uma maior estabilidade no comportamento reológico. Posteriormente, testou-se a adição de 20% de cinzas volantes na mistura base ($A/L=0.30+SP=0.5\%+SF=2\%$), que também apresentou bom comportamento. No entanto, a adição de cinzas volantes requer um estudo mais aprofundado.

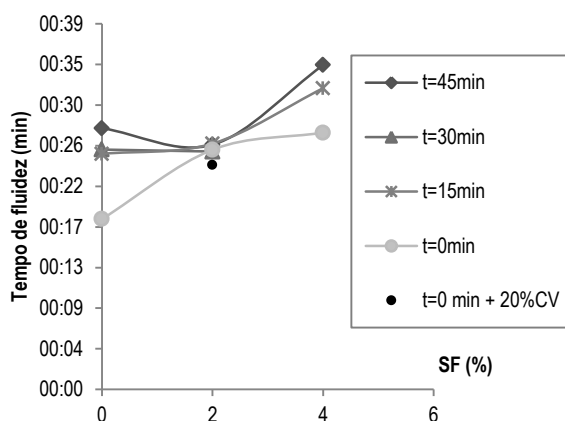


Figura 6.21 Gráficos % sílica fumo x tempo de fluidez

b) *Determinação da exsudação e medição da massa volúmica*

Este ensaio pretende avaliar a estabilidade da mistura, isto é, a capacidade de permanecer homogênea, com baixa exsudação (“bleeding”). O procedimento de ensaio consistiu em encher uma proveta até perfazer cerca de 100ml e efectuar a medição da altura de água à superfície da calda (em ml), ao longo de 3 horas, conforme consta na Tabela 6.6, para a mistura com adição de superplastificante SikaViscocrete3005 e superplastificante Glenium-77SCC (BASF).

Da análise dos resultados pode observar-se que as misturas com 0.4% e 0.5% de adição de superplastificante SikaViscocrete3005 apresentam menos exsudação, indiciando uma maior estabilidade destas misturas.

Tabela 6.6 – Medição da massa volúmica e exsudação para superplastificante SIKA Viscocrete-3005 e para o superplastificante BASF Glenium-77SCC

BASF Glenium-77SCC																								
0.2%				0.4%				0.5%				0.6%				0.7%								
t	V _{calda} (ml)	V _{água} (ml)	P (g)	V _{calda} (ml)	V _{água} (ml)	P (g)	ρ (Kg/m ³)	t	V _{calda} (ml)	V _{água} (ml)	P (g)	ρ (Kg/m ³)	t	V _{calda} (ml)	V _{água} (ml)	P (g)	ρ (Kg/m ³)	t	V _{calda} (ml)	V _{água} (ml)	P (g)	ρ (Kg/m ³)		
00:00	102	0	211.4	2073	00:00	104	2	216.5	2081	00:00	101	1	204.5	2025	00:00	103	2	207.8	2017	00:00	102	1	208.3	2042
00:25	100	2	211.4	2114	00:15	104	2	216.5	2081	00:30	101	1	204.5	2025	00:50	103	2	207.8	2017	00:45	102	1	208.3	2042
00:55	100	2	211.4	2114	01:25	104	2	216.5	2081	01:20	100	2	204.5	2045						02:20	100	3	208.3	2083
01:45	100	2	211.4	2114	02:25	104	2	216.5	2081															

SIKA Viscocrete-3005																								
0.2%				0.4%				0.5%				0.7%												
t	V _{calda} (ml)	V _{água} (ml)	P (g)	V _{calda} (ml)	V _{água} (ml)	P (g)	ρ (Kg/m ³)	t	V _{calda} (ml)	V _{água} (ml)	P (g)	ρ (Kg/m ³)	t	V _{calda} (ml)	V _{água} (ml)	P (g)	ρ (Kg/m ³)	t	V _{calda} (ml)	V _{água} (ml)	P (g)	ρ (Kg/m ³)		
00:00	112	2	241.3	2154	00:00	100	0	204.5	2045	00:00	100	0	202.7	2027	00:00	100	2	201.8	2018	00:00	100	2	201.8	2018
00:15	112	2	241.3	2154	02:00	100	0	204.5	2045	00:40	100	0	202.7	2027	00:15	100	2	201.8	2018	00:15	100	2	201.8	2018
01:00	111	3	241.3	2174						01:30	99	1	202.6	2047	01:35	98	4	201.8	2059	01:35	98	4	201.8	2059
02:40	110	4	241.3	2194						02:25	98	2	202.6	2068	02:30	98	4	201.8	2059	02:30	98	4	201.8	2059

c) *Ensaio de injectabilidade*

O compósito final irá conter fibras, pelo que um dos requisitos impostos à calda matriz foi o de ser facilmente penetrável nesse meio. Para avaliar esta propriedade desenvolveu-se um molde que reproduzisse as condições nas quais o compósito vai ser aplicado. Foi construído um molde em acrílico transparente com 0.30m de largura, 0.40m de altura e 0.02m de espessura. De forma a reproduzir o atrito conferido por uma superfície de betão, foi criada uma superfície rugosa. No interior do molde foi inserido um volume de 3% de fibras (correspondente à máxima % a utilizar).

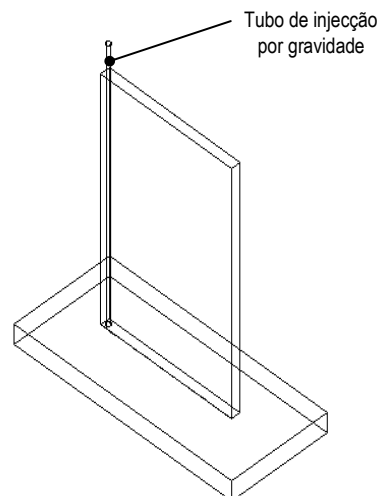


Figura 6.22 Esquema do molde de ensaio

O ensaio consistiu na medição do tempo de escoamento necessário para perfazer o volume conhecido. Posteriormente, este caudal (Q) foi adimensionalizado relativamente ao tempo de escoamento da água - Índice de Injectabilidade (I). O ensaio foi realizado para a mistura seleccionada anteriormente (A/L=0.30+SP=0.5%+SF=2%) com e sem adição de 20% de cinzas volantes. Na Figura 6.23 apresenta-se o tempo de escoamento das caldas seleccionadas e ilustra-se a evolução do escoamento no tempo.

	Água	0.5% SP	
		2% SF	
		0% CV	20% CV
t (s)	60	302	770
Vol. molde (L)	2.400	1.710	1.410
Vol. calda (L)	2.328	1.659	1.368
Q (L/s)	0.0388	0.0055	0.0018
I (%)	-	7.1	21.8

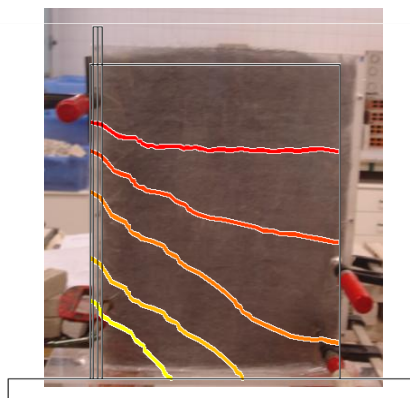


Figura 6.23 Tabela de resultados do ensaio de injectabilidade e esquema da evolução do escoamento

Apesar do reduzido número de ensaios, os resultados apontam para uma melhor injectabilidade da calda correspondente à mistura com uma relação A/L 0.30, 0.5% de superplastificante e 2% de sílica de fumo.

d) Controle da retracção

Para realização das medições da retracção foram produzidos 6 provetes de 40x40x160 mm correspondentes às caldas seleccionadas e colocadas duas pastilhas afastadas de 100mm em cada provete. A cura dos provetes foi em ambiente controlado, em que a humidade relativa do ar corresponde a 50-60% e a temperatura entre 20-25°C. A retracção medida compreende a retracção de secagem e a retracção autógena, sendo de referir que só foi possível iniciar as medições às 24 horas de cura. No gráfico seguinte constam os valores médios obtidos.

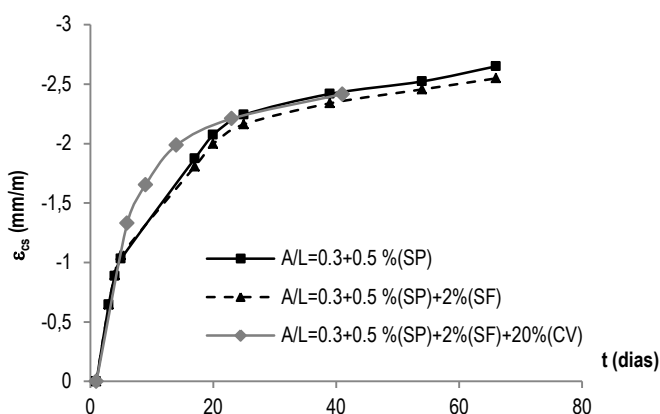


Figura 6.24 Evolução da retracção

6.4.6. Ensaios de caracterização mecânica da calda

Para avaliar a influência da adição de superplastificante, sílica de fumo e da cinza volante no comportamento mecânico da calda, foram realizados 86 ensaios de tracção por flexão e 172 ensaios de compressão em provetes de 40x40x160 mm. Observou-se uma grande dispersão nos resultados à flexão, pelo que se optou por não apresentar os resultados. Refere-se apenas que os resultados apontam para valores de resistência à tracção de cerca de 10% dos valores de resistência à compressão.

Para o presente estudo é importante caracterizar a resistência da calda à compressão, já que o comportamento à tracção será influenciado pela presença de fibras de aço. Nos gráficos seguintes é possível constatar que a mistura correspondente à adição de 0.5% de superplastificante apresenta valores de resistência à compressão superiores às restantes, validando a escolha da mistura feita com base no comportamento reológico. A mistura seleccionada apresenta o melhor comportamento reológico e resistente. De facto, da optimização da mistura e dos seus constituintes resulta numa melhoria da compacidade e da microestrutura da calda. Desta forma, no estudo efectuado para avaliar a influência da adição de sílica de fumo e da cinza volante admitiu-se uma mistura base com 0.5% de superplastificante.

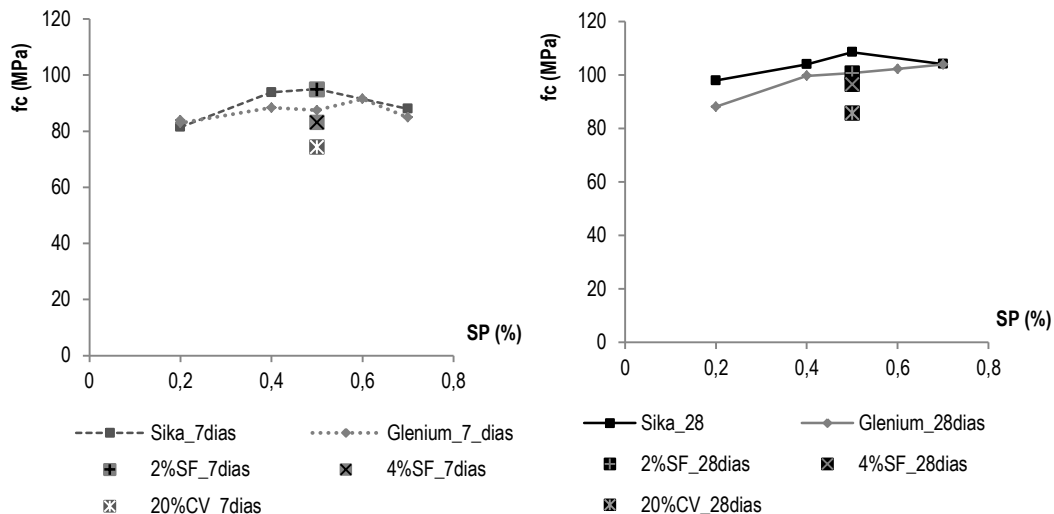


Figura 6.25 Gráficos dos ensaios de compressão em provetes de 40x40x160 mm em função da mistura, aos 7 e 28 dias

Tabela 6.7 – Resultados dos ensaios de compressão em provetes de 40x40x160 mm

Idade	Mistura	% SP	$f_{c,m}$ (MPa)
7	Sika0.2	0.2	81.5
7	Sika0.4	0.4	93.8
7	Sika0.5	0.5	95.0
7	Sika0.7	0.7	88.0
7	Glenium0.2	0.2	82.9
7	Glenium0.4	0.4	88.4
7	Glenium0.5	0.5	87.4
7	Glenium0.6	0.6	91.5
7	Glenium0.7	0.7	84.9
7	SF2	2	94.9
7	SF4	4	83.1
7	CV20	2	74.3
28	Sika0.2	0.2	98.0
28	Sika0.4	0.4	104.0
28	Sika0.5	0.5	108.6
28	Sika0.7	0.7	104.2
28	Glenium0.2	0.2	88.2
28	Glenium0.4	0.4	99.7
28	Glenium0.5	0.5	100.8
28	Glenium0.6	0.6	102.3
28	Glenium0.7	0.7	103.9
28	SF2	2	100.7
28	SF4	4	96.6
28	CV20	2	85.7

A mistura correspondente à adição de cinzas volantes apresentou resultados de resistência à compressão mais baixos. No entanto, a avaliação da adição de cinzas volantes exigiria um estudo mais aprofundado, sustentado com a realização de mais ensaios.

A composição da mistura para a calda a utilizar na produção do compósito é apresentada na tabela seguinte:

Quadro 6.3 – Composição do CRFU

Composição da calda adoptada		
Cimento SECIL Tipo I de classe de resistência 42.5R	-	1356 Kg/m ³
Sílica de fumo (%)	2%	31 Kg/m ³
Relação água-ligante	0.30	470 Kg/m ³
Superplastificante Sika Viscocrete 3005	0.5%	8 Kg/m ³
Vol.de fibras (%)		3%

6.4.7. Ensaio de compressão de cubos confinados com CRFU

Com o intuito de avaliar o acréscimo de resistência à compressão conferido por confinamento do reforço foi efectuada uma campanha de ensaios, à semelhança de 6.4.4. d), que compreendeu a execução de provetes cúbicos reforçados com compósito, com 20mm espessura, perfazendo 150x150x150 mm. Foram executados 3 provetes para cada % de volume de fibras: 0% (CC0), 1% (CC1) e 3% (CC3).

São apresentados também os resultados obtidos com os provetes executados na fase preliminar, que permitiram aferir o processo de execução mais eficiente. Passa-se então à descrição da execução dos provetes.

- Execução dos provetes de betão simples: procedeu-se à execução dos provetes de 110x110x150 mm, em moldes normalizados de 150x150x150 mm (deixando um negativo para perfazer a zona a reforçar).
- Preparação da superfície: é de salientar que a preparação da superfície dos provetes executados na fase antecedente foi realizada com jacto de areia. No entanto, dado o baixo rendimento deste sistema, optou-se por usar jacto de areia e água (Figura 6.26).



Figura 6.26 Preparação da superfície dos provetes de betão a confinar

A preparação do provete incluiu o arredondamento dos cantos (Figura 6.27), de forma a não provocar forças concentradas nas fibras.



Figura 6.27 Arredondamento dos cantos do provete a confinar

- Pré-colocação das fibras, com 1% e 3% de volume de fibras (Figura 6.28).



Figura 6.28 Colocação das fibras contínuas e unidireccionais

- Betonagem do reforço: de forma a aferir o procedimento mais adequado, foram testados dois sentidos de betonagem - paralelamente e perpendicularmente à direcção das fibras. Conclui-se que a betonagem paralelamente à direcção das fibras era mais eficiente, permitindo que as faces do cubo a ensaiar ficassem rectificadas (sem que para tal seja necessária a sua preparação posterior).

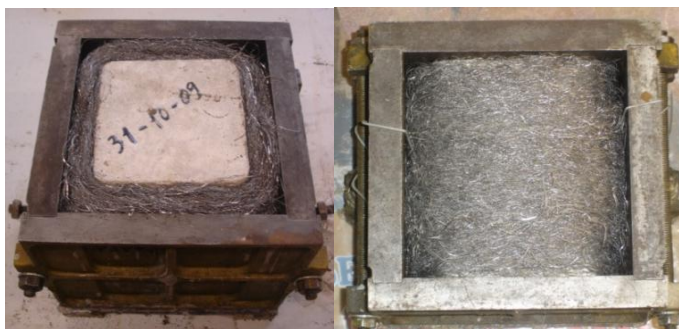


Figura 6.29 Colocação do provete no molde

Também numa fase preliminar foram igualmente testadas três formas para efectuar a betonagem – por infiltração por gravidade, por injeção sob pressão e com vibração. A betonagem por infiltração originou alguns problemas de impregnação da calda. Desta forma testou-se a possibilidade de efectuar a betonagem por injeção sob pressão, tendo-se verificado entupimento das manguerias. Este fenómeno

pode estar relacionado com a alteração da viscosidade da calda para velocidades de injeção diferentes. É ainda de salientar que a injeção deverá ser efectuada de baixo para cima, com a colocação de tubos de purga, para facilitar a saída do ar aprisionado (Figura 6.30). Optou-se assim pela betonagem com auxílio de vibração exterior.

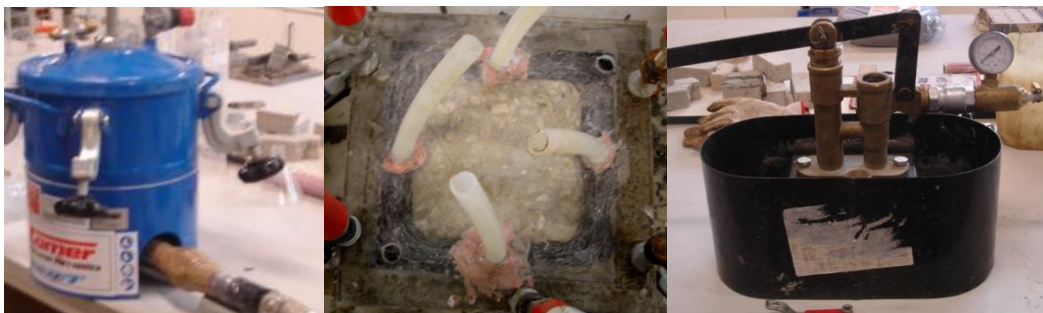


Figura 6.30 Betonagem por injeção

Consequentemente, os provetes foram betonados por impregnação da calda por gravidade, com auxílio de vibração exterior.

Seguidamente apresentam-se os resultados dos ensaios à compressão, aos 14 dias, dos provetes confinados com 0%, 1% e 3% de volume de fibras e dos respectivos provetes de betão (Tabela 6.8).



Figura 6.31 Rotura dos provetes confinados com CRFU

O modo de rotura sistematicamente observado foi por tracção do material de reforço numa faceta do cubo, verificando-se uma boa aderência entre compósito e o betão (Figura 6.31). É de salientar que não se verificou rotura nos cantos do cubo, ou seja, as forças de desvio que se concentram nestas zonas não precipitaram a rotura.

A integridade do cubo de betão confinado, após o ensaio, pode estar relacionada com as limitações do ensaio realizado e com a distribuição de tensões entre os dois materiais. De facto, o ensaio realizado provoca tensões de compressão nos dois materiais e não simula apenas uma situação de confinamento (em que o material confinante é solicitado lateralmente face às deformações verticais verificadas no material confinado).

Os resultados apresentados na Tabela 6.8 apontam para acréscimos de resistência à compressão dos provetes confinados com compósito com 3% de volume de fibras de, aproximadamente, 17% relativamente aos provetes com compósito com 0% de volume de fibras.

Tabela 6.8 – Resultados dos ensaios de compressão dos provetes confinados com CRFU

	Vol.fibras (%)	Direcção da betonagem face à direcção das fibras	Provete	f_{ci} (MPa)		
Iniciais	-	-	B1	35.35		
			B2	32.94		
			B3	32.78		
	3	⊥	C1	42.00		
			B1	29.37		
			B2	29.96		
	-	-	B3	30.84		
			3	⊥	C1	46.79
					C2	45.02
	C3	*				
	Definitivos	-	-	B1	30.22	
				B2	29.80	
B3				27.68		
0		-	C1	39.41		
			C2	41.26		
			C3	*		
1		//	C1	40.99		
			C2	*		
			C3	40.34		
3		//	C1	47.10		
			C2	*		
			C3	47.19		

B_i – Provete cubico i em betão, com dimensões de 150x150x150 mm

C_i – Provete cubico i em betão, com dimensões 110x110x150 mm, confinado com uma espessura de 20mm de compósito, perfazendo as dimensões normalizadas de 150x150x150 mm

* - valores desprezados face às variações apresentadas relativamente ao valor médio

No caso do reforço com compósito com 1% de volume de fibras, o aumento relativamente à calda não é significativo, possivelmente, porque a resistência à tracção da calda é semelhante à do compósito com incorporação de 1%. No entanto, com a adição de fibras observa-se um comportamento menos frágil - ver Figura 6.32.

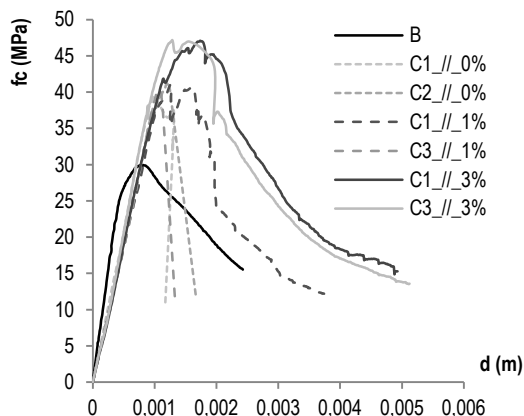


Figura 6.32 Gráficos tensão-deslocamento dos ensaios de compressão em provetes de betão confinados com CRFU

6.4.8. Ensaio de vigas reforçadas por encamisamento com CRFU

Pretendeu-se avaliar a eficiência do material desenvolvido na melhoria de comportamentos pouco dúcteis, que impliquem a rotura prematura por esmagamento do betão e encurvadura das armaduras longitudinais.

Neste sentido realizou-se uma campanha de ensaios à flexão de vigas de betão armado que apresentava cintagem insuficiente, pretendendo-se avaliar os ganhos resultantes da substituição do recobrimento e do encamisamento com calda reforçada com fibras unidireccionais.

Esta campanha de ensaios compreendeu: a definição do plano de ensaios, onde se estabeleceram os aspectos essenciais a estudar e os parâmetros a analisar que condicionaram a concepção dos modelos experimentais e a definição do sistema de ensaio; a construção e reforço dos modelos experimentais; e a realização dos ensaios e análise dos resultados experimentais.

a) Definição da campanha de ensaios experimentais

Pretende-se avaliar os ganhos de resistência e ductilidade resultantes da substituição do recobrimento e por encamisamento de zonas comprimidas com compósito reforçado com fibras. Desta forma realizou-se um ensaio monotónico de flexão em 4 pontos de uma viga de betão armado, com um vão de 2.0m, que apresentava cintagem insuficiente. O modelo de referência foi dimensionado admitindo rotura pelo betão para o início da cedência das armaduras traccionadas. A armadura interna manteve-se constante entre modelos. Na Figura 6.33 apresenta-se a pormenorização da armadura da viga de referência.

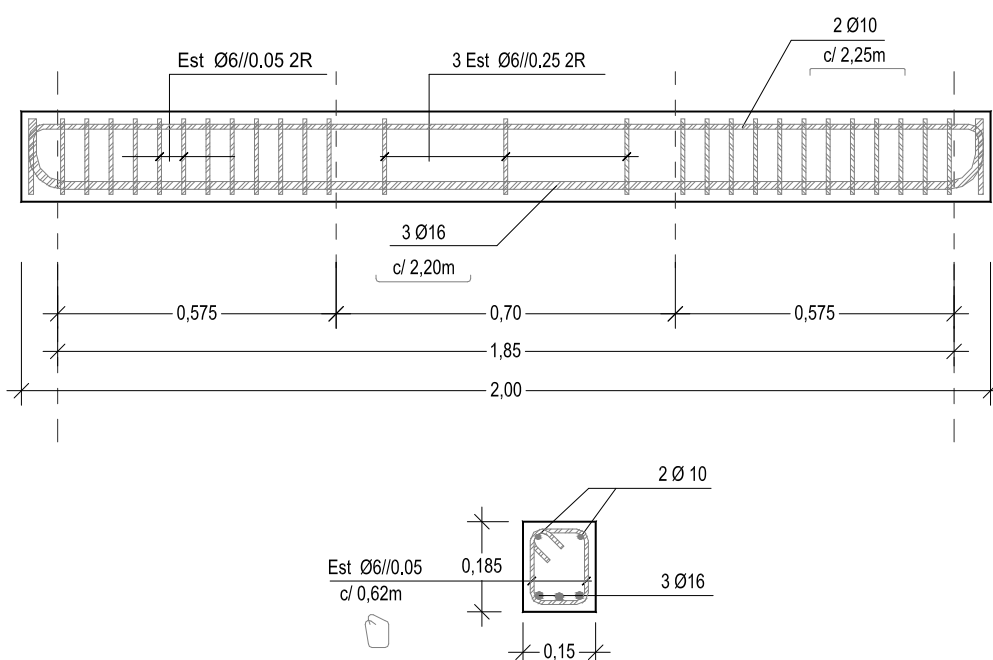


Figura 6.33 Pormenorização da viga de referência

O programa experimental compreendeu 4 modelos de vigas, que se descrevem de seguida:

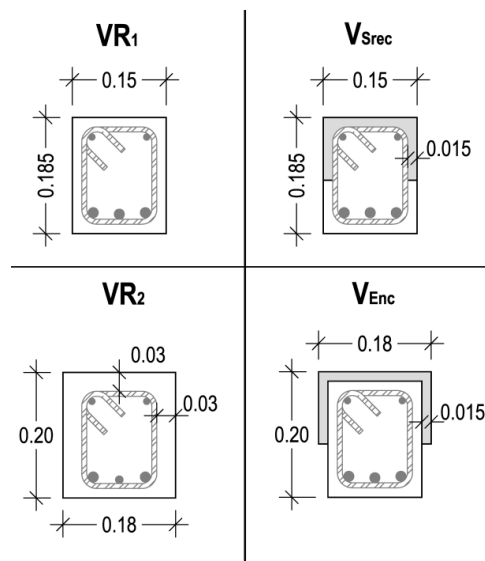


Figura 6.34 Modelos experimentais – Secções transversais

- **VR₁**: viga de referência com uma secção transversal de 0.15x0.185 m;
- **V_{Srec}**: modelo onde se substituiu o recobrimento do modelo VR₁, na zona comprimida do troço central, por CRFU com 3% de volume de fibras. As fibras foram dispostas paralelamente à secção transversal;
- **VR₂**: viga de referência com uma secção transversal de 0.18x0.20 m, pretendendo-se avaliar experimentalmente o comportamento de uma viga de betão armado equivalente à viga reforçada por encamisamento. Dado que os modelos apresentam a mesma armadura interna, este modelo apresenta um recobrimento superior e lateral de 0.03m (perfazendo a secção da viga encamisada);
- **V_{Enc}**: modelo onde se procedeu ao encamisamento da zona comprimida do troço central, com uma camada com 15mm de espessura de CRFU com 3% de volume de fibras (apresentando uma secção transversal com uma altura de 0.20m e uma largura da zona comprimida de 0.18m, semelhante ao modelo VR₂).

b) Caracterização dos materiais

Os modelos foram betonados individualmente, perfazendo quatro betonagens. Foram recolhidos três provetes cúbicos de 150x150x150 mm, para ensaiar no dia do ensaio.

Os ensaios dos cubos foram realizados de acordo com a especificação do LNEC E-226-1968, tendo-se procedido à realização do ensaio utilizando a prensa servocontrolada Seidner 3000D por imposição de deslocamento com uma velocidade de 0.02mm/s. Os ensaios foram instrumentados com quatro transdutores de deslocamento *CDP100 da TML* de 100mm, colocados verticalmente em torno do

provete, para uma medição mais rigorosa do deslocamento. Os dados foram adquiridos através de um *Datalogger Spider8* e do software associado *Catman da HBM*.

Na tabela seguinte apresentam-se os resultados da caracterização do betão, à data do ensaio, utilizado nos modelos experimentais.

Tabela 6.9 – Caracterização do betão, à data do ensaio, obtidos a partir do ensaio à compressão em cubos

Modelo	Provete cúbico	Data		Idade (dias)	A (cm ²)	Q (kN)	f _{ci,j} (MPa)	f _{cm,j} (MPa)
		fabrico	ensaio					
VR1	1	16-07-2009	06-10-2009	82	225	768.60	34.2	34.91
	2					803.88	35.7	
	3					784.20	34.9	
VR2	1	17-07-2009	15-10-2009	90	225	1067.55	47.4	46.88
	2					1048.34	46.6	
	3					1048.46	46.6	
VSec	1	16-07-2009	23-03-2010	250	225	877.92	39.0	38.85
	2					859.68	38.2	
	3					884.64	39.3	
VEnc	1	17-07-2009	01-04-2010	258	225	1028.41	45.7	46.12
	2					1039.64	46.2	
	3					1044.72	46.4	

Para caracterização dos varões de aço nervurado Ø10mm e Ø16mm, usados nos modelos de betão armado, foram realizados ensaios de tracção seguindo a Norma NP EN 10 002. Os ensaios foram realizados no LERM - Laboratório de Estruturas e Resistência de Materiais do DEC do IST, utilizando uma máquina de ensaios de tracção *INSTRON 1343*, com 250kN de capacidade de carga. Os dados foram adquiridos através de um *Datalogger Spider8* e do software associado *Catman* da HBM. Na Tabela 6.10 resumem-se as principais características mecânicas do aço das armaduras:

Tabela 6.10 – Principais características mecânicas do aço das armaduras internas

Ø (mm)	Aço	Provete	A (mm ²)	f _{sy} (MPa)	f _{sym} (MPa)	f _{su} (MPa)	f _{sum} (MPa)	k	ε _{sy} (%)	ε _{sym} (%)	ε _{su} (%)	ε _{sum} (%)	ε _{sr} (%)	ε _{sr} (%)
10	A500	1		473.14		578.56			0.229		6.9		9.9	
		2	78.5	495.42	478.3	596.00	582.0	1.2	0.248	0.23	8.7	7.9	12.7	11.4
		3		466.39		571.56			0.227		8.2		11.5	
16	A500	1		513.13		624.24			0.252		10.9		15.9	
		2	201.1	510.34	514.3	623.44	624.0	1.2	0.233	0.25	10.7	10.9	15.8	16.3
		3		515.46		623.79			0.256		11.0		16.8	

Em que Ø - diâmetro do varão

A - área nominal do varão

f_{sy} - valor da tensão de cedência

f_{sym} - valor médio da tensão de cedência

f_{su} - valor da tensão de rotura

f_{sum} - valor médio da tensão de rotura

k - relação entre os valores médios da tensão de cedência e de rotura

ε_{sy} - valor da extensão de cedência

ε_{sym} - valor médio da extensão de cedência

ε_{su} - valor da extensão de rotura

ε_{sum} - valor médio da extensão de rotura

Na Figura 6.35 apresentam-se os diagramas tensão-extensão dos provetes ensaiados à tracção.

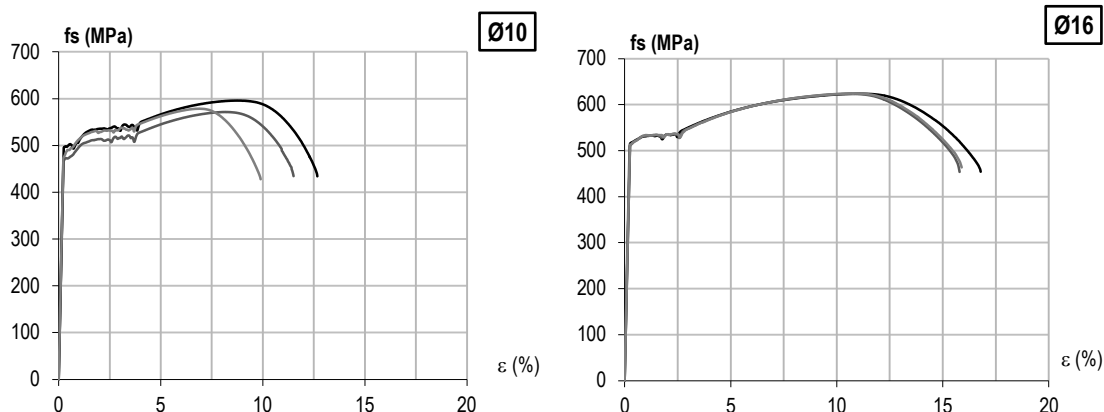


Figura 6.35 Diagrama tensão-deformação dos provetes de aço Ø10 e Ø16

c) *Construção dos modelos experimentais e execução do reforço*

A construção dos modelos experimentais em betão armado foi realizada na SECIL. Dada a capacidade da betoneira disponível, os modelos foram betonados individualmente.

A construção dos modelos foi iniciada pela montagem das armaduras, seguidamente foram executadas as cofragens de forma a garantir a estanquidade e indeformabilidade dos moldes aquando da betonagem. Procedeu-se então à colocação das armaduras internas dentro das cofragens e dos respectivos espaçadores. É de referir que, no caso do modelo de viga onde se substituiu o recobrimento por CRFU, foi colocado um negativo com 0.01m de espessura e 0.10m de altura reduzindo a zona a demolir e facilitando a posterior execução do reforço (Figura 6.36). Aquando da betonagem, o betão foi devidamente vibrado e compactado.

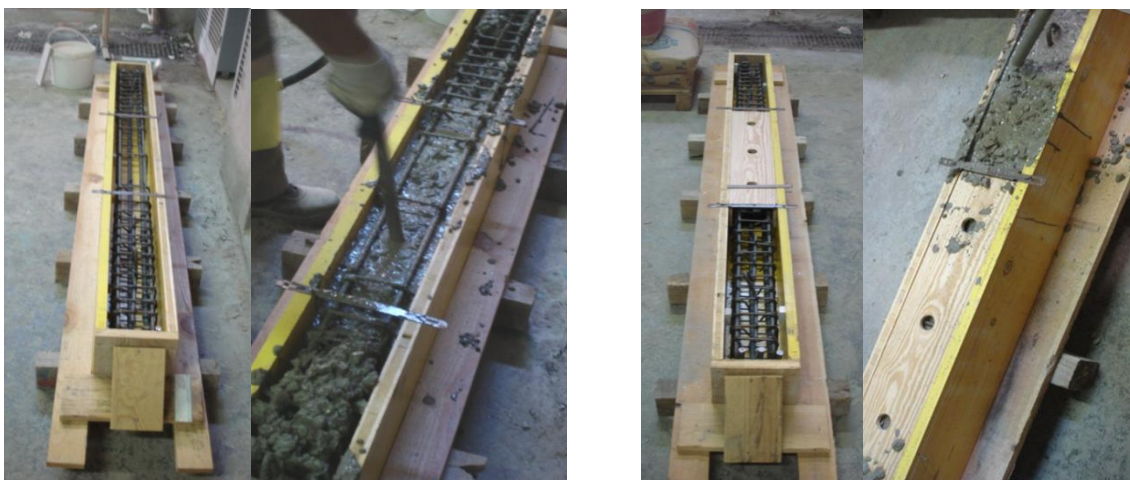


Figura 6.36 Construção dos modelos Experimentais – VR e VSrec

De forma a facilitar a colocação das fibras foi produzida uma manta de fibras continua (com a quantidade de fibras correspondente à uma incorporação de 3% de volume de fibras no compósito) - Figura 6.37.



Figura 6.37 Produção da manta de fibras continua

Previamente à execução do reforço foi necessário proceder à preparação da superfície, com jacto de areia e água. O objectivo da preparação da superfície é de criar uma rugosidade adequada e remover a camada superficial do betão deixando os inertes à vista.

Para a betonagem do reforço foi reutilizada a cofragem aplicada na betonagem dos modelos de referência. O modelo de betão armado foi colocado dentro do molde, assim como os negativos necessários para perfazer a secção da viga, garantindo a estanquidade da zona a betonar. O processo de betonagem foi por gravidade com auxílio de vibração exterior (aferido em 6.4.7.).

Na figura seguinte ilustram-se as diferentes tarefas necessárias à execução do reforço.



Preparação da superfície com jacto de areia e água



Colocação do provete na cofragem e respectivos negativos

Colocação da manta de fibras contínuas

Betonagem por gravidade com auxílio de vibração exterior

Figura 6.38 Execução do reforço das vigas

d) Definição do sistema de ensaio e instrumentação

O procedimento de ensaio consistiu em submeter o modelo a um carregamento monotónico constituído por duas forças aplicadas no vão, a 0.50m do apoio (aproximadamente a um quarto do vão) - Figura 6.39.

A carga foi imposta através de dois macacos hidráulicos *Enerpac*, com a capacidade de 500kN, controlados por um sistema de controlo manual de pressão hidráulica da *Enerpac GPEW 2020 WSN*. Para medição da carga foram instaladas duas células de carga, com uma capacidade de 300kN, ligadas à unidade de aquisição de dados.

O sistema de carga foi materializado com auxílio de uma subestrutura constituída por uma viga metálica, onde actuam os dois macacos hidráulicos, devidamente fixos ao “*strong floor*” através de varões *Dywidag*, fixa perpendicularmente a uma segunda viga metálica que distribuiu a carga pelos dois pontos de aplicação das forças, afastados de 0.80m (Figura 6.39). Sob os pontos de aplicação da carga foram colocadas rótulas cilíndricas, com o objectivo de anular eventuais esforços marginais devido a excentricidades. Os apoios foram materializados através de chapas metálicas e cilindros de aço.

Foram instalados três transdutores de deslocamento da *TML* com amplitude máxima de 100mm, a meio-vão e sob os pontos de aplicação da carga. Para leitura e aquisição dos dados utilizou-se um *Datalogger* da *HBM – UPM100*.

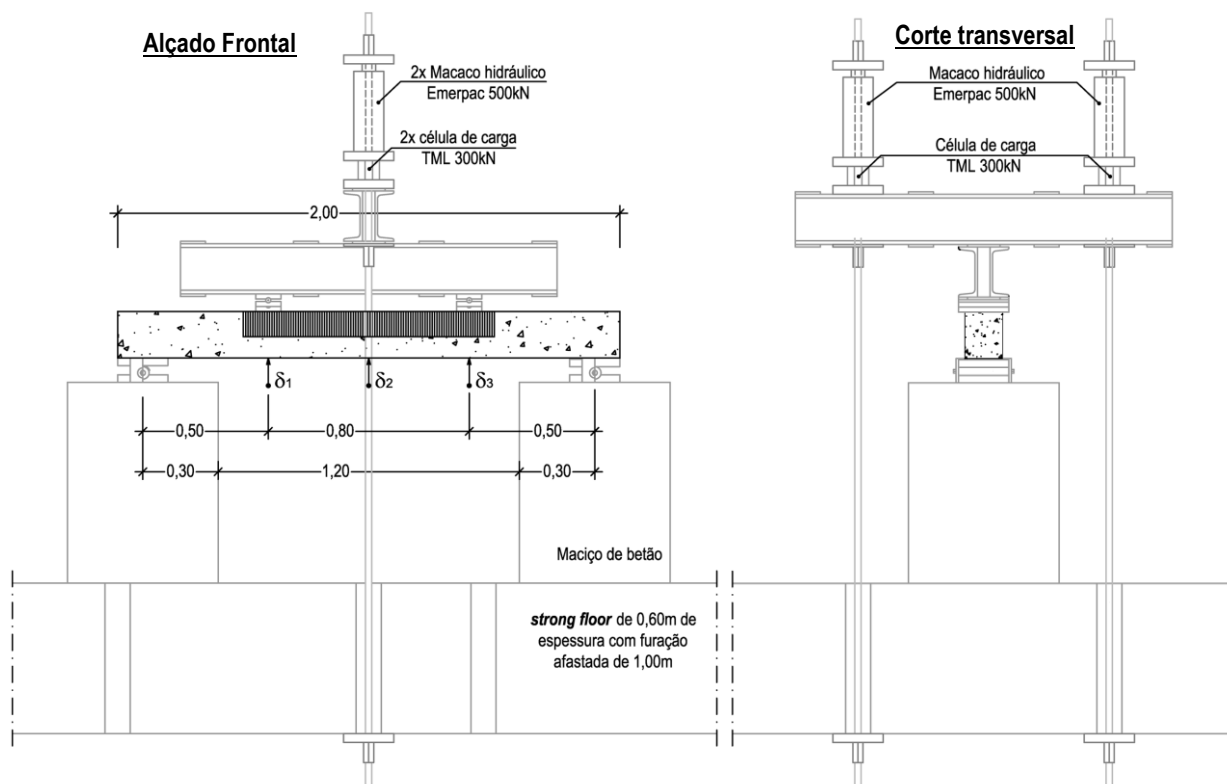


Figura 6.39 Esquema do sistema de ensaio monotónico de flexão sob 4 pontos de carga



Figura 6.40 Sistema de ensaio de flexão sob 4 pontos de carga

e) *Apresentação dos resultados experimentais*

A rotura dos modelos ocorreu por compressão do betão no tramo central da viga. Na fase inicial observou-se formação de fendas de flexão. Na face superior da zona central, verificou-se o destacamento progressivo do recobrimento, que se foi acentuando devido à encurvadura dos varões longitudinais da armadura superior. Os varões comprimidos encurvaram ao longo da sua extensão livre. Desta forma, observou-se uma rotura por compressão assimétrica, localizada entre cintas. Nas

figuras seguintes ilustra-se o modo de rotura observado nos modelos experimentais. É de notar que no caso das vigas reforçadas, a fim de observar com maior detalhe o modo de rotura e o nível de degradação no núcleo de betão, após se atingir a rotura foi necessário remover o reforço, pelo que, as fotografias apresentadas - Figura 6.42 e Figura 6.43 - podem não coincidir com o instante em que se verificou rotura do modelo.



a)

b)

Figura 6.41 Rotura dos modelos de referência VR1 (a) e VR2 (b)



Figura 6.42 Rotura do modelo reforçado por substituição do recobrimento com CRFU



Figura 6.43 Rotura do modelo reforçado por encamisamento com CRFU

No gráfico seguinte apresenta-se a curva força-deslocamento a meio-vão dos modelos ensaiados.

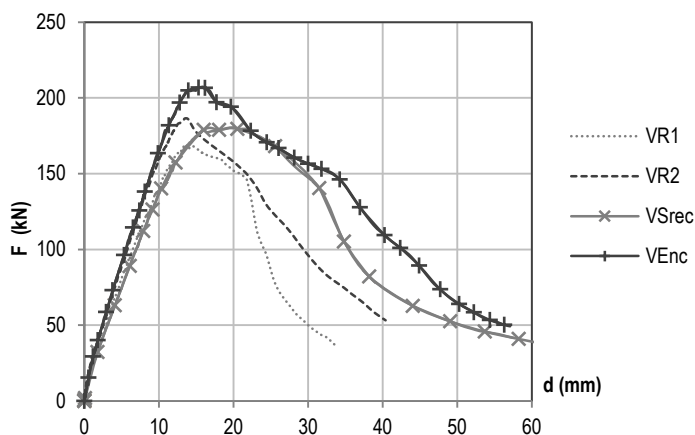


Figura 6.44 Gráfico força-deslocamento dos modelos experimentais

A análise do andamento dos gráficos força-deslocamento mostra o carácter frágil da rotura observada por esmagamento do betão na face comprimida da viga.

A fim de proceder a análise dos resultados experimentais, admitiu-se como critério de rotura o instante em que a força máxima atingiu 85% da força máxima. Na Figura 6.45 apresentam-se os diagramas força-deslocamento dos modelos testados até ao critério de rotura admitido.

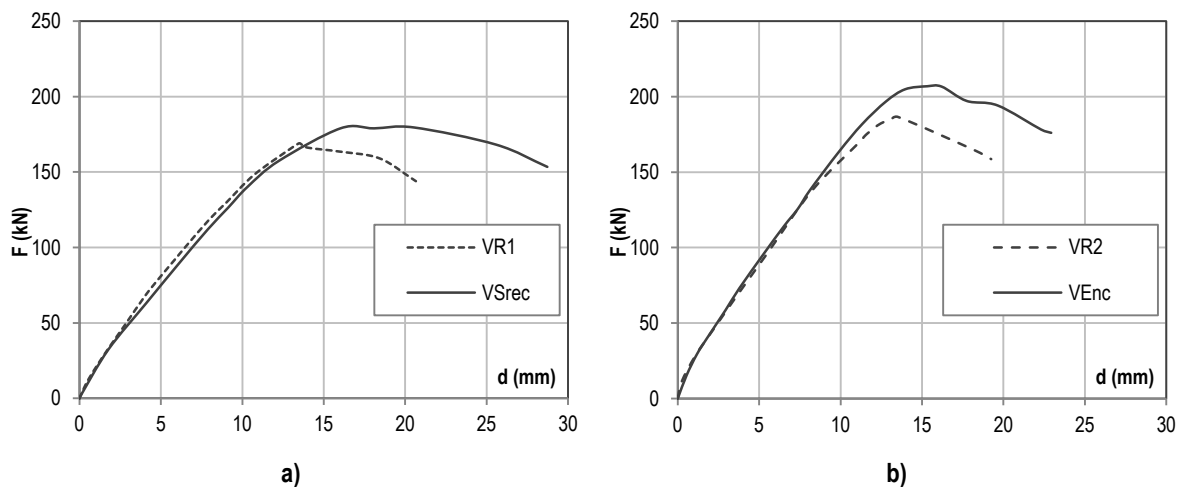


Figura 6.45 Gráfico força-deslocamento dos modelos experimentais VR₁ e VS_{rec} (a); modelos VR₂ e V_{Enc} (b)

Como seria de esperar, é possível de observar a semelhança do comportamento elástico entre os modelos VR₁ e VS_{rec} e os modelos VR₂ e V_{Enc}, sendo que os modelos reforçados apresentam uma resistência superior e um ligeiro aumento da ductilidade.

A eficiência da solução de reforço pode ser avaliada em termos de resistência, ductilidade e/ou dissipação de energia. Desta forma, na Tabela 6.11 são apresentados alguns parâmetros de análise entre modelos.

Tabela 6.11 – Parâmetros de análise entre os modelos

	F_u (kN)	$F_u/F_{u,VRi}$	W_{acum} (kNm)	$W_{acum}/W_{acum,VRi}$
VR ₁	169.3	-	2.5	-
V _{Srec}	180.5	1.07	3.9	1.56
VR ₂	186.6	-	2.5	-
V _{Enc}	207.1	1.11	3.4	1.36

Em que F_u - Carga experimental última

$F_{u,VRi}$ - Carga experimental última da viga de referência VR_i

W_{acum} - Energia dissipada acumulada durante o ensaio até ao instante em que a força máxima atingiu 85% da força máxima

O quociente $F_u/F_{u,VRi}$ traduz o acréscimo da capacidade resistente relativamente ao modelo de referência, através do qual se pode concluir que ao substituir o recobrimento da viga de referência VR₁ por CRFU se consegue um aumento da capacidade resistente de 7%.

A energia dissipada pelos modelos de referência é semelhante. Contudo, através da análise do parâmetro $W_{acum}/W_{acum,VRi}$, que representa o ganho de energia dissipada, verifica-se que com as soluções reforçadas se conseguem ganhos na capacidade de dissipação de energia. Sendo que a viga reforçada por substituição do recobrimento exhibe um acréscimo de 56% relativamente à viga de referência VR₁. Enquanto a viga reforçada por encamisamento obtém um ganho de 36% relativamente à viga de referência VR₂.

Pode-se concluir que o reforço permite o aumento da dissipação de energia, combinado com um acréscimo de resistência e ductilidade.

6.4.9. Ensaio de caracterização do material de reforço CRFU

A solução de reforço desenvolvida consiste num encamisamento de pequena espessura da zona comprimida da zona crítica da viga. Nesta fase pretende-se caracterizar mecanicamente o material de reforço.

Neste sentido realizaram-se ensaios de compressão com determinação do módulo de elasticidade em provetes de pequena espessura de CRFU. Por uma questão de facilidade de execução e realização do ensaio, optou-se pela execução de provetes tubulares de secção circular.

Para avaliar a resistência à tracção foram efectuados ensaios de compressão diametral em provetes cúbicos seguindo o procedimento de ensaio preconizado na norma DIN 1048-5 (1991).

6.4.9.1. Ensaios de compressão em provetes tubulares de secção circular de CRFU

Na campanha de ensaios preliminares, os ensaios de compressão para determinação do módulo de elasticidade foram inconclusivos. De facto, as deformações contabilizadas a partir da leitura do deslocamento do prato móvel, através do transdutor de deslocamento incorporado na prensa, incluem a deformação do próprio equipamento. Os deslocamentos medidos pelos transdutores de deslocamento colocados paralelamente ao provete incluem a deformação junto às extremidades do provete onde, devido ao atrito entre o prato da prensa e o próprio provete, não se verificam estados de tensão uniaxiais. De facto, a medição de deformações deve ser efectuada na zona central do provete onde se verifica um estado de tensão uniaxial, devendo o provete apresentar uma altura superior a duas vezes a maior dimensão da base. Na campanha de ensaios preliminares, também se efectuaram ensaios com o objectivo de determinação o módulo de elasticidade em provetes prismáticos com 75x75x150 mm, onde se colocaram extensómetros para medição das deformações, no entanto, verificou-se o destacamento prematuro dos extensómetros impossibilitando uma leitura correcta das deformações.

Nesta fase, pretendeu-se efectuar ensaios de compressão com determinação do módulo de elasticidade em provetes de pequena espessura de CRFU, tendo-se optado pela execução de provetes tubulares de secção circular.

Os ensaios foram realizados de acordo com a norma DIN 1048-5 (1991), com a leitura das deformações axiais da zona central do provete cilíndrico através de transdutores de deslocamento colocados simetricamente e fixos através de anéis metálicos - ver Figura 6.46.



Figura 6.46 Fotografia da instrumentação do provete para determinação do módulo de elasticidade

Para execução dos provetes tubulares de secção circular utilizou-se um molde metálico (utilizado na produção de provetes cilíndricos de $\varnothing 150\text{mm}$ por 300mm de altura). Para perfazer a espessura de

20 mm, foi devidamente posicionado e fixo um negativo constituído por um tubo de PVC de 110mm de diâmetro exterior. Posteriormente foram colocadas as fibras unidireccionais até perfazer uma percentagem de volume de fibras de 3%. Seguidamente foi realizada a betonagem com a calda cimentícea, com auxílio de vibração exterior até à impregnação total das fibras. Na Figura 6.47 ilustram-se algumas das tarefas da execução dos provetes.



Figura 6.47 Execução dos provetes tubulares de secção circular de CRFU

Foram executados 3 provetes para ensaiar aos 28 dias, com incorporação de 0% e 3% de volume de fibras, perfazendo 6 provetes no total.



Figura 6.48 Sistema de ensaio do provete para medição do módulo de elasticidade

Os ensaios de compressão foram realizados, utilizando a prensa servocontrolada Seidner 3000D, seguindo a norma DIN 1048-5 (1991). Esta norma preconiza um procedimento de ensaio em controlo de força, envolvendo a imposição de 2 ciclos de carga-descarga entre uma tensão inicial (0.5MPa a 1.0MPa) e 1/3 da tensão de rotura - ver Figura 6.49.

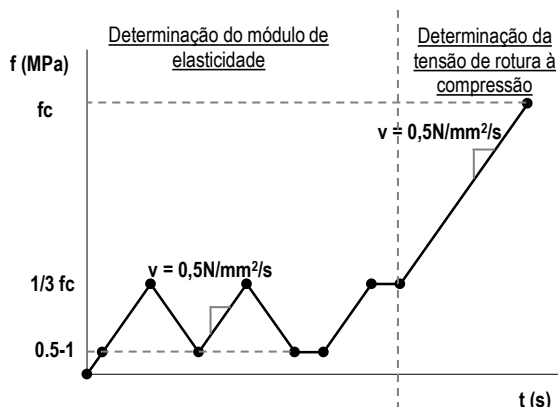


Figura 6.49 Procedimento de ensaio de compressão preconizado pela norma DIN 1048-5 (1991)

Na Tabela 6.12 são apresentados os valores dos módulos de elasticidade determinados com estes ensaios.

Tabela 6.12 – Valores dos módulos de elasticidade à compressão

%Vol.fibras	Provete	E_c (GPa)	E_{cm} (GPa)
0	1	25.03	25.06
	2	23.58	
	3	26.56	
3	1	22.65	23.13
	2	23.17	
	3	23.58	

Da análise dos resultados verifica-se que o módulo de elasticidade da calda é, aproximadamente, 25 GPa.

Seguidamente, os provetes foram levados à rotura por compressão por imposição de deslocamento com uma velocidade de 0.02mm/s. Na Tabela 6.13 apresentam-se os valores da tensão de rotura à compressão dos provetes e na Figura 6.50 apresentam-se as curvas tensão-deslocamento do ensaio de compressão dos provetes.

Tabela 6.13 – Valores da tensão de rotura à compressão

%Vol. fibras	Provete	f_c (MPa)	f_{cm} (MPa)
0	1	95.08	96.14
	2	*	
	3	97.20	
3	1	56.22	65.79
	2	68.49	
	3	72.64	

(*) No provete 2 constituído apenas por calda verificou-se rotura prematura durante o ensaio, eventualmente, devido a má rectificação do provete.

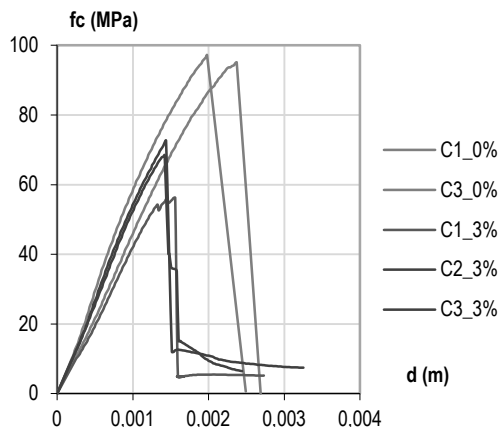


Figura 6.50 Diagrama tensão-deslocamento do ensaio de compressão dos provetes tubulares

Observou-se uma ruptura frágil da matriz, apresentando uma tensão de ruptura à compressão de, aproximadamente, 96 MPa. No caso dos provetes constituídos por compósito com fibras verifica-se uma ruptura prematura, localizada aproximadamente a um terço da altura – ver Figura 6.51. Este fenómeno pode dever-se à configuração do provete pois na extremidade não se verifica um estado de tensão uniaxial, observando-se uma delaminação provocada por um campo de tracções transversais à espessura. Verifica-se ainda alguma dispersão nos resultados talvez devido à qualidade da rectificação do provete ou à impregnação das fibras ter sido insuficiente.



Figura 6.51 Modo de Ruptura do ensaio de compressão dos provetes tubulares

Ao contrário do expectável, os valores observados para o módulo de elasticidade e para a resistência à compressão do compósito são inferiores aos da calda. Este facto pode dever-se à existência de ar aprisionado entre as fibras e que a calda não consegue expelir na totalidade, reduzindo a rigidez e a resistência à compressão do compósito em relação à matriz.

6.4.9.2. Ensaio de compressão diametral em provetes cúbicos de CRFU

Realizaram-se ensaios de compressão diametral para determinação da resistência à tracção do material. Segundo a norma DIN 1048-5 (1991), os provetes utilizados neste ensaio podem ser cilindros ou prismas. A escolha de um provete prismático torna-se mais adequada face à disposição unidireccional das fibras, facilitando a execução do provete. Os provetes prismáticos devem respeitar as seguintes relações geométricas: a relação entre o comprimento e a largura não deverá ser superior a 1.5 e a ponto de aplicação da carga deve estar a uma distância da extremidade do provete igual ou superior a metade da altura do provete. Neste caso, optou-se pela execução de provetes cúbicos pois cumprem as relações geométricas impostas pela norma.

A execução de provetes cúbicos compreendeu a colocação de fibras, dispostas unidireccionalmente até perfazer um volume de fibras de 3%, e a betonagem da calda com auxílio de vibração exterior - ver Figura 6.52.



Figura 6.52 Execução dos provetes cúbicos de CRFU

O ensaio de compressão diametral consiste na imposição de um carregamento linearmente distribuído ao longo da largura do cubo. O ensaio foi realizado na prensa (servocontrolada Seidner 3000D) por imposição de força com um acréscimo de carga constante de 1.75kN/s. O carregamento é aplicado através de tiras de madeira, com 10mm de largura, sobrepostas com uma chapa metálica com a mesma largura, colocadas em ambas as faces carregadas - ver Figura 6.53.

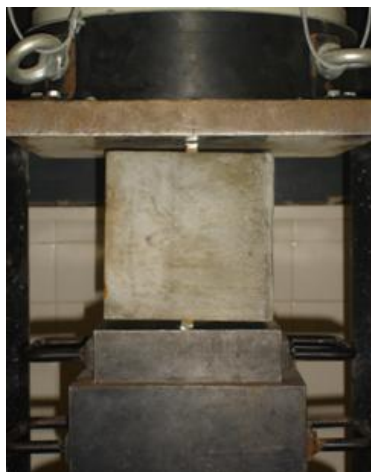


Figura 6.53 Ensaio de compressão diametral do provete cúbico

Os valores da tensão de rotura à tracção por compressão diametral, apresentados na Tabela 6.14, podem ser obtidos a partir da força última do ensaio através da seguinte expressão:

$$f_{ct,sp} = \frac{2 \cdot F}{\pi \cdot b \cdot h} \quad (6.2)$$

Em que $f_{ct,sp}$ - tensão de rotura à tracção por compressão diametral ou "splitting"

F - Força última do ensaio

b - largura do provete

h - altura do provete

De acordo com o Eurocódigo 2 [NP EN1992-1-1 (2008)], o valor aproximado da tensão de tracção simples do material (f_{ctm}) é igual a:

$$f_{ctm} = 0,9 \cdot f_{ct,sp} \quad (6.3)$$

Tabela 6.14 – Valores da tensão de rotura à tracção por compressão diametral

%Vol. fibras	Provete	Q (kN)	$f_{ct,sp}$ (MPa)	$f_{ctm,sp}$ (GPa)	f_{ctm} (MPa)
0	1	53	1.50	1.57	1.41
	2	61	1.73		
	3	52	1.47		
3	1	474	13.41	13.62	12.26
	2	489	13.84		
	3	(*)			

(*) Tratando-se de provete defeituoso, optou-se por desprezar este valor.

As figuras seguintes ilustram o modo de rotura dos provetes. É de salientar que no caso dos provetes de CRFU, apenas o provete 2 apresentou um modo de rotura previsto. O provete 1 apresentou uma superfície de rotura localizada no canto do provete. No caso do provete 3, após a descofragem dos

provetes verificou-se uma deficiência localizada na betonagem, tendo-se observado um modo de rotura não aceitável - ver Figura 6.54.



Figura 6.54 Modo de rotura dos provetes de calda sujeito ao ensaio de corte diametral



Figura 6.55 Modo de rotura dos provetes cúbicos de CRFU sujeitos ao ensaio de corte diametral

6.5. MODELO DE LIGAÇÃO VIGA-PILAR REFORÇADO COM PRÉ-ESFORÇO E ENCAMISAMENTO NA ZONA COMPRIMIDA COM CRFU

À semelhança da solução de reforço anterior (VPE), o modelo foi reforçado com dois cordões de pré-esforço exterior, de diâmetro nominal de 15.2 mm (0.6”), para conferir à ligação uma maior capacidade de dissipação de energia e aumento de resistência. Complementarmente, face aos danos observados na solução de reforço com pré-esforço exterior, o modelo de referência foi reforçado à compressão, na zona crítica da viga, por encamisamento parcial com calda reforçada com fibras unidireccionais (CRFU). O reforço com CRFU, com um volume de fibras de 3%, foi executado ao longo da alma da secção da viga, com 0.02m de espessura e uma extensão de 0.60m. Na Figura 6.56 ilustra-se o reforço executado para a viga de referência.

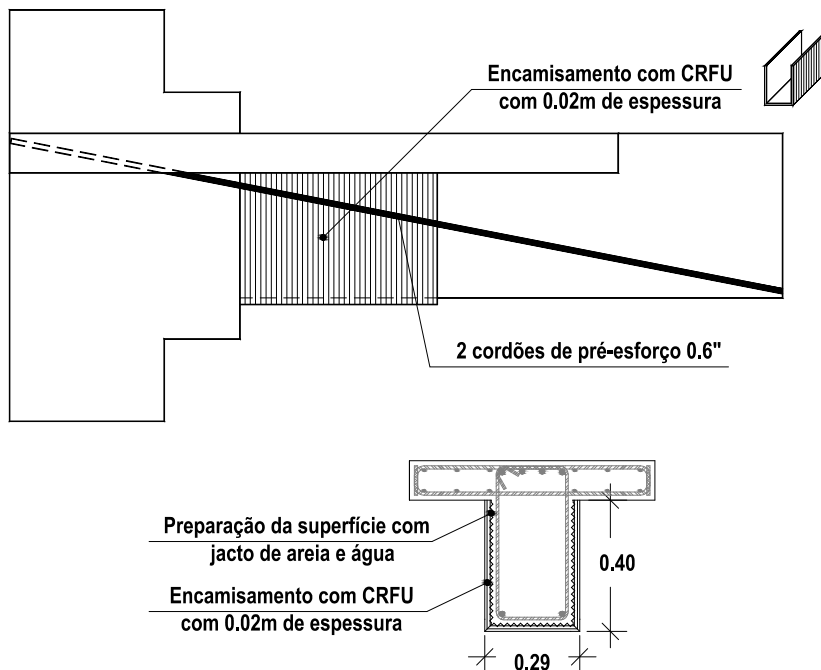


Figura 6.56 Geometria do reforço por encamisamento com CRFU e pré-esforço

6.5.1. Execução do reforço por encamisamento

A execução da solução de reforço por encamisamento com CRFU compreendeu: a preparação da superfície a encamisar com jacto de areia e água; a execução dos furos na laje que permitem a betonagem por gravidade; a produção da manta de fibras contínuas e unidireccionais com as dimensões pretendidas e com a quantidade de fibras correspondente a 3 % de volume de fibras no encamisamento; a colocação e fixação da mesma com auxílio de arame de aço, o qual passa pelos furos previamente abertos na laje; construção do molde em acrílico que garanta a estanquidade aquando da betonagem (neste caso optou-se pelo acrílico para controlar e garantir a qualidade da betonagem); e finalmente, a realização da betonagem por gravidade com auxílio de vibração exterior. Na Figura 6.57 ilustram-se as várias tarefas da execução do reforço.



Preparação da superfície com jacto de areia e água



Execução dos furos para realização da betonagem



Preparação das mantas e sua aplicação



Colocação da cofragem



Realização da betonagem por gravidade, com auxílio de vibração exterior



Figura 6.57 Fases de execução do reforço por encamisamento com CRFU

6.5.2. Apresentação dos resultados experimentais

O modelo experimental foi reforçado com dois cordões de pré-esforço de 0.6", tendo sido aplicado 150kN de pré-esforço em cada cordão. O pré-esforço foi aplicado ao modelo experimental através de um processo semelhante ao utilizado no modelo da viga reforçada apenas com pré-esforço (VPE). No entanto, para reduzir as assimetrias no valor do pré-esforço aplicado nos cordões ao longo do ensaio, a válvula de fecho que permite garantir a pressão nos macacos hidráulicos correspondente à aplicação do nível de pré-esforço inicial foi colocada de forma a igualar o nível de pré-esforço nos dois cordões.

O modelo VPEE foi ensaiado com o procedimento cíclico com cargas gravíticas (à semelhança do modelo VR2 e VPE), consistindo na aplicação de uma carga vertical pré-estabelecida, equivalente à força gravítica, de valor igual a 90kN. A partir da qual foi imposta uma história de deslocamentos alternados com amplitudes crescentes, com o valor de $\pm 1.0 d_0$, $\pm 2.0 d_0$, $\pm 3.0 d_0$, $\pm 4.0 d_0$, $\pm 5.0 d_0$, $\pm 6.0 d_0$, $\pm 7.0 d_0$ e $\pm 8.0 d_0$, com 3 repetições de ciclos com a mesma amplitude de deslocamento. Admitiu-se o deslocamento de referência (d_0) de 6.0mm (para facilitar a comparação com os resultados dos ensaios anteriores). Na Figura 6.58 apresenta-se o diagrama referente à história de deslocamentos imposta ao longo do ensaio, respectivamente.

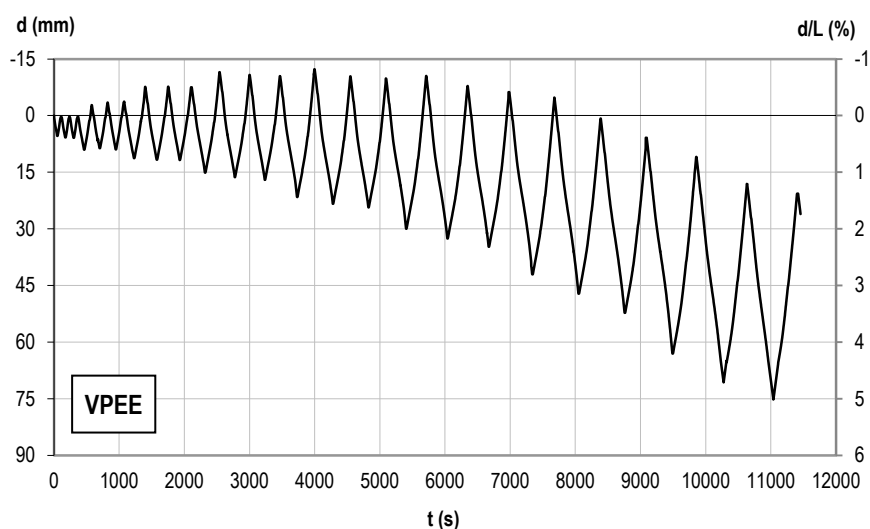


Figura 6.58 Diagrama do deslocamento imposto ao longo do ensaio cíclico com cargas gravíticas (Modelo VPEE)

À semelhança do modelo VPE, a utilização dos cordões de pré-esforço permitiu reduzir as deformações residuais introduzidas pela imposição de uma história de deslocamentos cíclicos alternados a partir do restabelecimento da carga gravítica (semelhante à imposta nos ensaios dos modelos anteriores). No caso do modelo VPEE, a introdução do encamisamento com CRFU permitiu protelar os danos na zona comprimida, conduzindo a um comportamento histerético mais centrado e associado a deformações inferiores às observadas no modelo VPE.

Na Figura 6.59 apresenta-se a evolução do deslocamento associado ao restabelecimento da carga gravítica pré-definida (d_g) e da história de deslocamentos cíclicos e alternados (Δ) impostos a partir do efeito da carga gravítica. Da análise dos diagramas observa-se que o deslocamento associado ao restabelecimento da carga gravítica apresentou valores inferiores aos observados nos modelos anteriores, conduzindo a deformações residuais inferiores aos modelos anteriores.

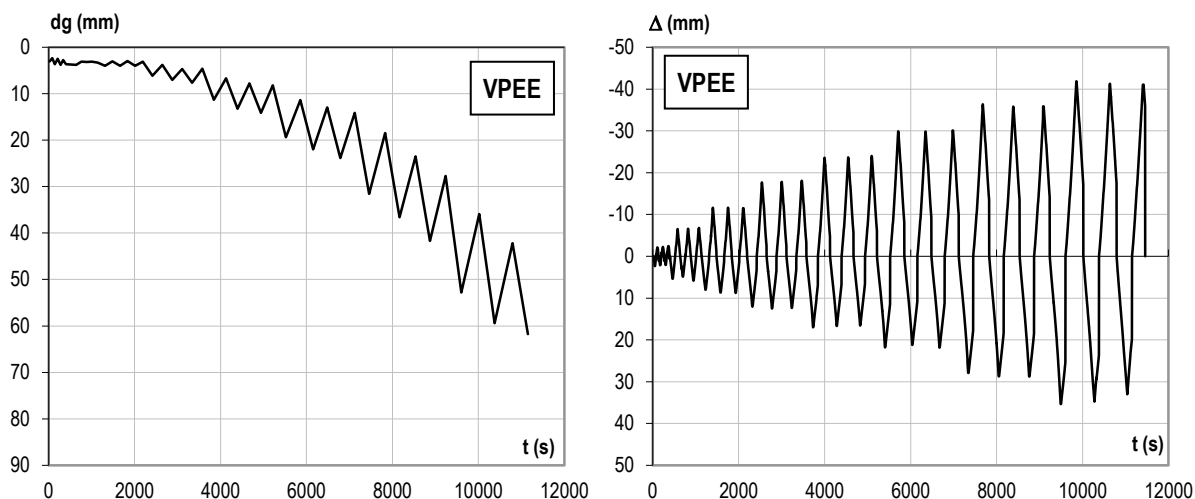


Figura 6.59 Diagrama do deslocamento associado à carga gravítica (d_g) e do deslocamento imposto a partir do restabelecimento da carga gravítica (Δ) ao longo do ensaio (Modelo VPEE)

A evolução do nível de pré-esforço ao longo do ensaio do modelo VPEE permite constatar que o nível de pré-esforço se manteve similar nos dois cordões e que não houve perdas de pré-esforço significativas próximo da rotura (ao contrário do ensaio do modelo VPE) - ver Figura 6.60.

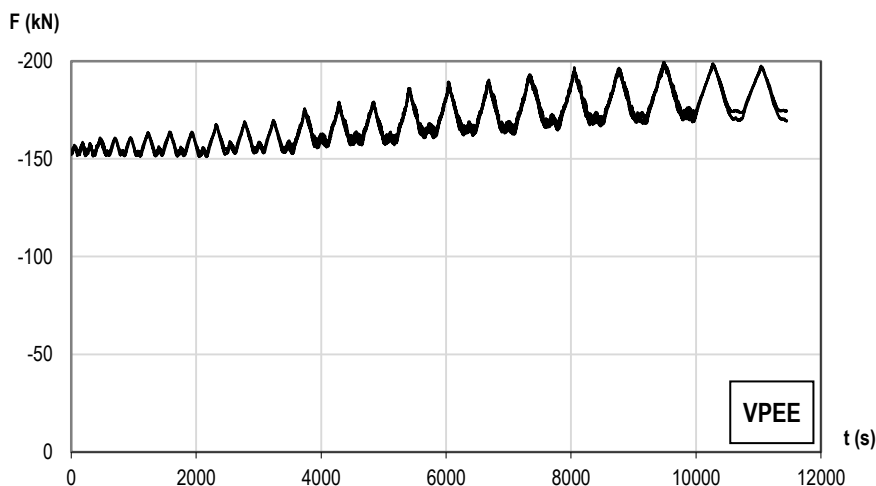


Figura 6.60 Diagrama força de pré-esforço por cordão ao longo do ensaio (Modelo VPEE)

Na Figura 6.61 apresenta-se a evolução do nível de pré-esforço num cordão, ao longo do ensaio, em função do deslocamento imposto a partir do efeito da carga gravítica e em função do deslocamento

total. O nível de pré-esforço varia com a amplitude do deslocamento cíclico imposto. Observa-se que o nível de pré-esforço correspondente ao restabelecimento da carga gravítica aumenta ao longo do ensaio, ou seja, o nível de pré-esforço inicial não é totalmente restabelecido. Este facto está associado a existência de deformações residuais.

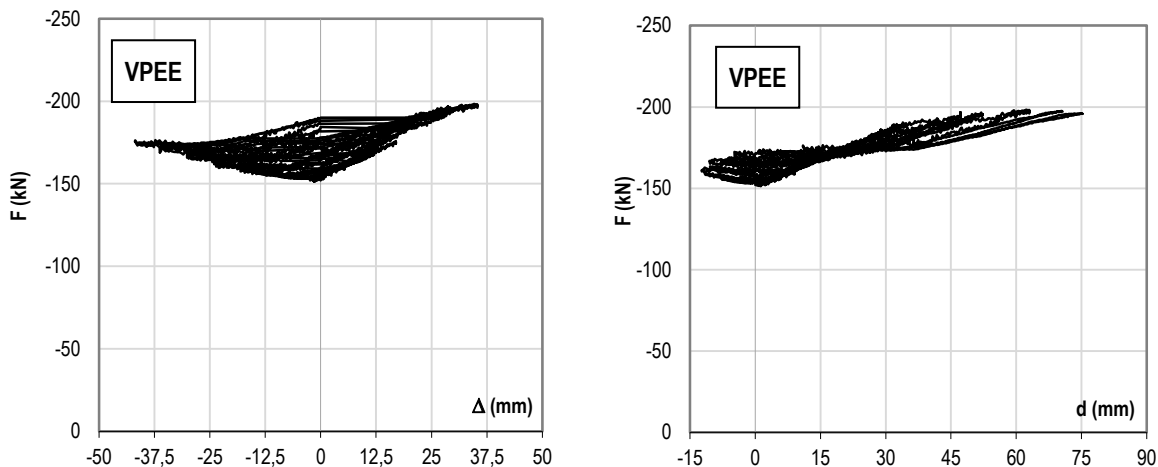


Figura 6.61 Evolução da força de pré-esforço, num cordão, em função do deslocamento imposto (a partir do efeito da carga gravítica) e do deslocamento total (Modelo VPEE)

Da análise do diagrama referente à história de força imposta ao longo do ensaio, constante na Figura 6.62, observa-se que o critério de rotura correspondente ao instante em que a força máxima é inferior à força gravítica não foi atingido, tendo-se verificado degradação da capacidade resistente próximo da rotura.

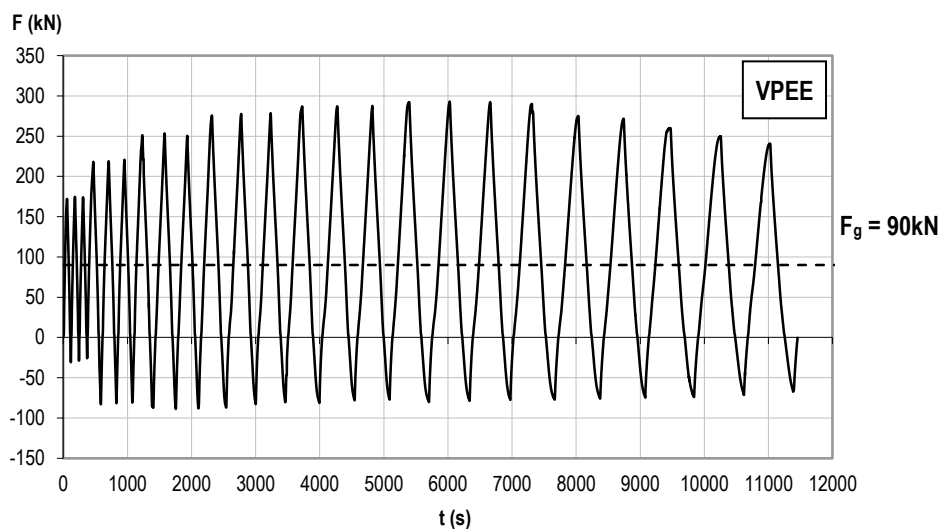


Figura 6.62 Diagrama da força imposta durante o ensaio cíclico com cargas gravíticas (Modelo VPEE)

A melhoria de comportamento do modelo VPEE, relativamente ao observado no ensaio do modelo VPE, deve-se à introdução do encamisamento com CRFU que permitiu uma redução do nível de danos na zona da rótula plástica.

Na Figura 6.63 apresenta-se a resposta histerética do modelo experimental VPEE.

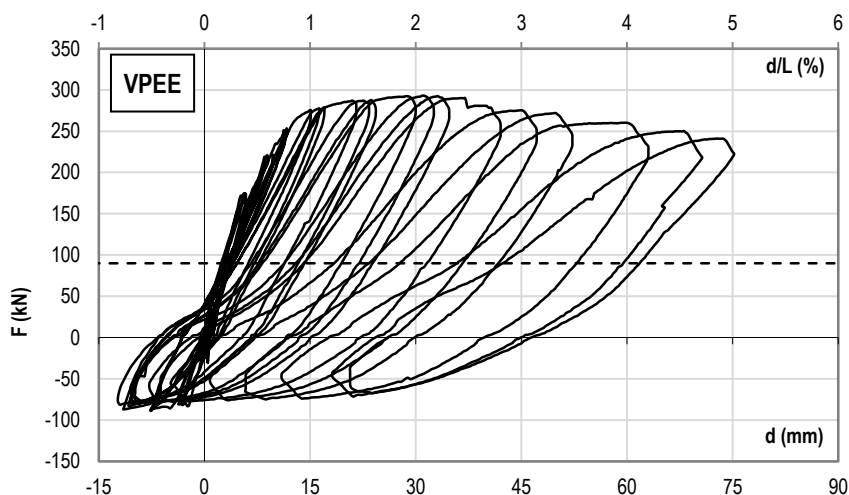


Figura 6.63 Diagrama força - deslocamento do ensaio do Modelo VPEE

No ensaio do modelo VPEE, a força máxima observada foi de 293 kN para um “drift” de 2.1% (correspondente a um deslocamento de 31.2 mm). Na direção “fraca”, a força máxima observada foi de 88.9 kN associada à imposição de um deslocamento negativo de 7.7 mm (correspondente a um “drift” de 0.5%).

A análise dos resultados indica que a ligação apresentou uma resistência ligeiramente superior em relação ao modelo reforçado apenas com pré-esforço e deformações residuais menores.

O reforço por encamisamento permitiu retardar o esmagamento do betão, garantindo níveis de deformação elevados associados a extensões significativas das armaduras, sem perda significativa de resistência para níveis de “drifts” elevados. De facto, observou-se uma redução de 85% da força máxima para um “drift” de 4.8%.

Os danos pós-rotura observados foram inferiores aos dos modelos anteriores, sem encurvadura dos varões da armadura inferior. De facto, até ao penúltimo ciclo de carga ($+2 \times 8d_0$), correspondente a um “drift” de 4.7%, a ligação não apresentava danos severos aparentes. Observou-se rotura por tracção lateral do material de confinamento na face inferior durante o semi-ciclo correspondente à flexão na direcção “forte” (que introduz compressão na face inferior da viga) - Figura 6.64.

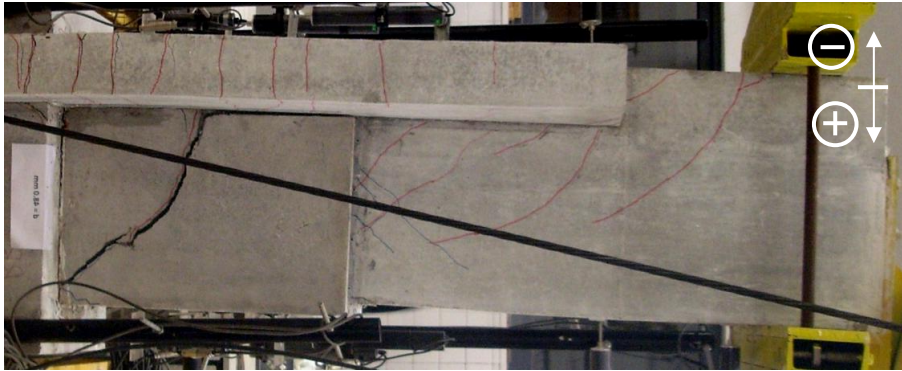


Figura 6.64 Modo de rotura do Modelo VPEE - Alçado lateral



Figura 6.65 Modo de rotura do Modelo VPEE - Alçado frontal na zona crítica

A análise mais detalhada dos resultados experimentais e a comparação do desempenho entre as diferentes soluções de reforço da ligação viga-pilar são apresentadas no capítulo 7.

CAPÍTULO 7 – ANÁLISE DOS RESULTADOS DOS MODELOS REFORÇADOS

No presente capítulo apresentam-se e analisam-se os resultados experimentais dos modelos viga-pilar reforçados, comparando-os entre si e com os do modelo de referência. A avaliação do desempenho e da eficácia das soluções de reforço desenvolvidas fundamentou-se nos parâmetros de comportamento apresentados no capítulo 3.

7.1. RESPOSTA GLOBAL DOS MODELOS REFORÇADOS

O comportamento do modelo de referência (VR2) apresentou uma acumulação de deformação na direcção correspondente à flexão do modelo na direcção “forte”, associada ao efeito da carga gravítica que provocou um aumento das assimetrias no comportamento histerético. O “drift” observado no final do ensaio foi de 10.9%, sendo que este valor está associado à acumulação de deformação residual ao longo do ensaio devido à presença da força gravítica. É de lembrar que, numericamente, se observou o mesmo comportamento numa ligação inserida numa estrutura de betão armado sujeita a um carregamento gravítico significativo e uma acção cíclica. Este comportamento está associado à formação de duas rótulas unidireccionais na viga - uma rótula junto da ligação viga-pilar e outra no vão. Desta forma, a deformação da rótula na ligação viga-pilar deixa de ser directamente relacionável com a deformação imposta no pilar e passa a depender da deformação plástica da rótula no vão. A rótula plástica no vão apresenta apenas deformações positivas, sendo que a deformação final na rótula de extremidade dependerá do somatório das deformações plásticas após cada ciclo de deslocamentos horizontais.

No modelo VR2 observou-se a formação de uma rótula unidireccional. Este modelo apresentou um modo de rotura associado à degradação gradual da zona comprimida, progressivo descasque da camada de recobrimento e encurvadura progressiva das armaduras inferiores por compressão. A degradação da rigidez e da resistência ao longo do ensaio foi pouco pronunciada, sendo mais relevante nos últimos ciclos carga-descarga (correspondentes a maiores amplitudes de deslocamentos).

O modelo experimental VPE (correspondente à introdução de pré-esforço exterior) apresentou uma resistência superior ao modelo de referência e deformações residuais inferiores. Este comportamento indica a potencialidade da utilização do pré-esforço com a finalidade de alcançar um comportamento mais centrado. De facto, o “drift” máximo observado foi de, aproximadamente, 6%. No entanto, durante o ensaio, observou-se a degradação progressiva da zona comprimida com delaminação do recobrimento e encurvadura dos varões das armaduras longitudinais inferiores. Consequentemente, o

modelo apresentou danos pós-rotura significativos, conduzindo a perdas da força de pré-esforço na proximidade da rotura.

A resposta histerética do modelo VPEE (correspondente à adição do encamisamento com CRFU na zona comprimida) indica que a ligação apresentou uma resistência ligeiramente superior em relação ao modelo reforçado apenas com pré-esforço e deformações residuais menores. O reforço por encamisamento permitiu retardar o esmagamento do betão, garantindo níveis de deformação elevados associados a extensões significativas das armaduras, até um “drift” de 5% sem perda significativa de resistência. Os danos pós-rotura observados foram inferiores aos dos modelos anteriores, sem encurvadura dos varões da armadura inferior. De facto, até ao “drift” de 4.7% a ligação não apresentava danos severos aparentes. A rotura ocorreu na direcção de flexão “forte”, tendo-se observado tracção lateral do material de confinamento na face inferior do modelo.

Na Figura 7.1 apresenta-se a resposta histerética dos modelos, sendo possível constatar as observações efectuadas anteriormente.

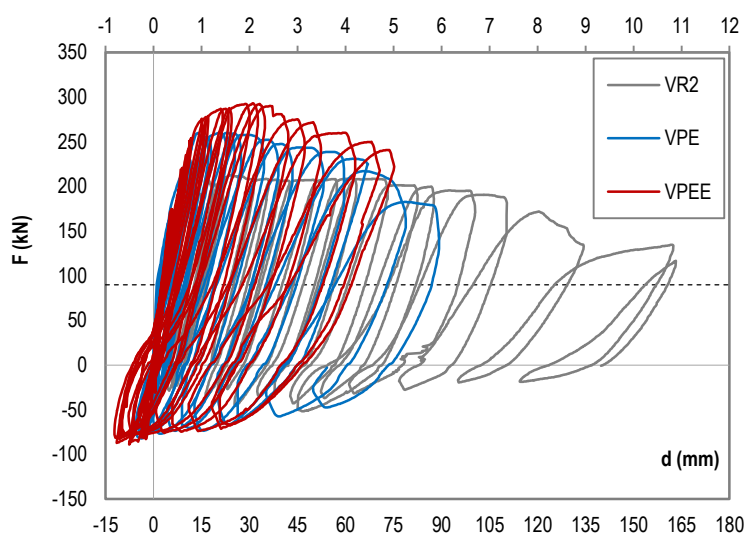


Figura 7.1 Diagrama força-deslocamento do ensaio dos modelos VR2, VPE e VPEE

De forma a mostrar a melhoria gradual do comportamento pós-rotura dos modelos reforçados, nas figuras seguintes apresentam-se as fotografias dos modelos após rotura. Pode-se verificar que houve uma redução progressiva da deformação residual, dos danos na zona comprimida e que, no modelo VPEE, conseguiu-se evitar a encurvadura dos varões das armaduras inferiores.

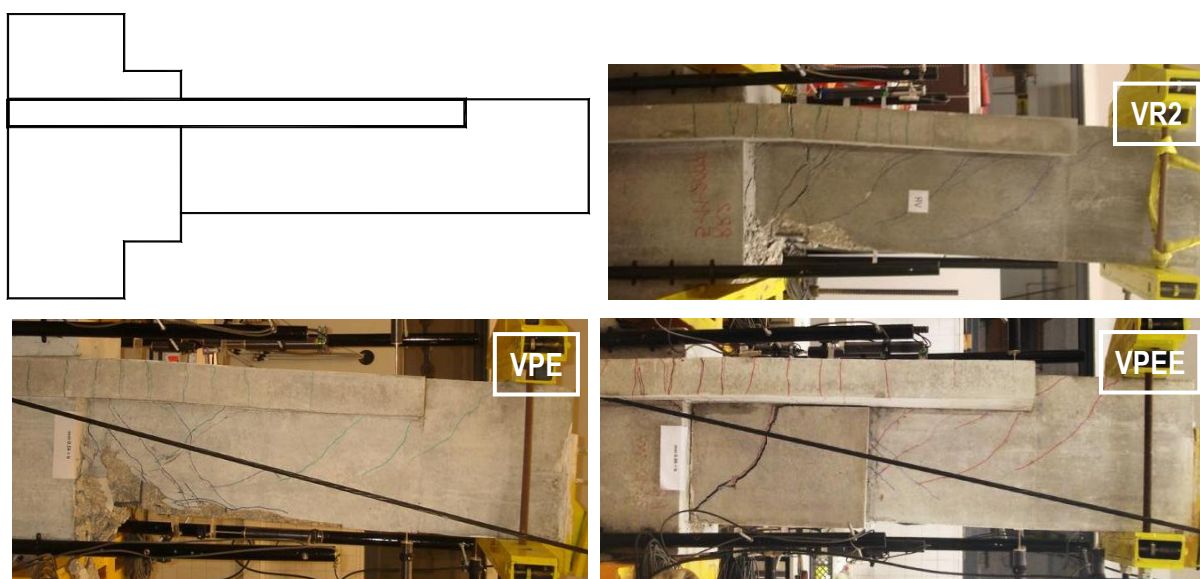


Figura 7.2 Modo de rotura dos modelos – Alçado Lateral



Figura 7.3 Modo de rotura dos modelos – Alçado Frontal na zona crítica

7.2. ANÁLISE DOS RESULTADOS EXPERIMENTAIS

Neste sub-capítulo pretende-se analisar e comparar a resposta das soluções de reforço. Desta forma, apresentam-se os resultados mais relevantes para a análise do comportamento dos modelos.

É de referir que se optou por não apresentar os resultados correspondentes à extensometria das armaduras internas. De facto, a leitura das extensões das armaduras internas foi utilizada no decorrer dos ensaios com o intuito de estabelecer o valor experimental do deslocamento de cedência (nomeadamente, no ensaio de referência) e para monitorização e controlo do ensaio. Verificou-se que para amplitudes de deslocamento moderadas a elevadas, os extensómetros deixavam de funcionar. Verificou-se ainda que a numeração colocada exteriormente nalguns extensómetros ficou rasurada devido à exposição do modelo às condições externas, impedindo a identificação dos mesmos, pelo que optou-se por não apresentar os estes resultados.

7.2.1. História de carregamentos imposta

Na Figura 7.4 apresenta-se a evolução do deslocamento ao longo do ensaio. A implementação do procedimento proposto consiste na aplicação de uma história de deslocamentos alternados e reversíveis, com amplitudes crescentes, a partir da carga gravítica.

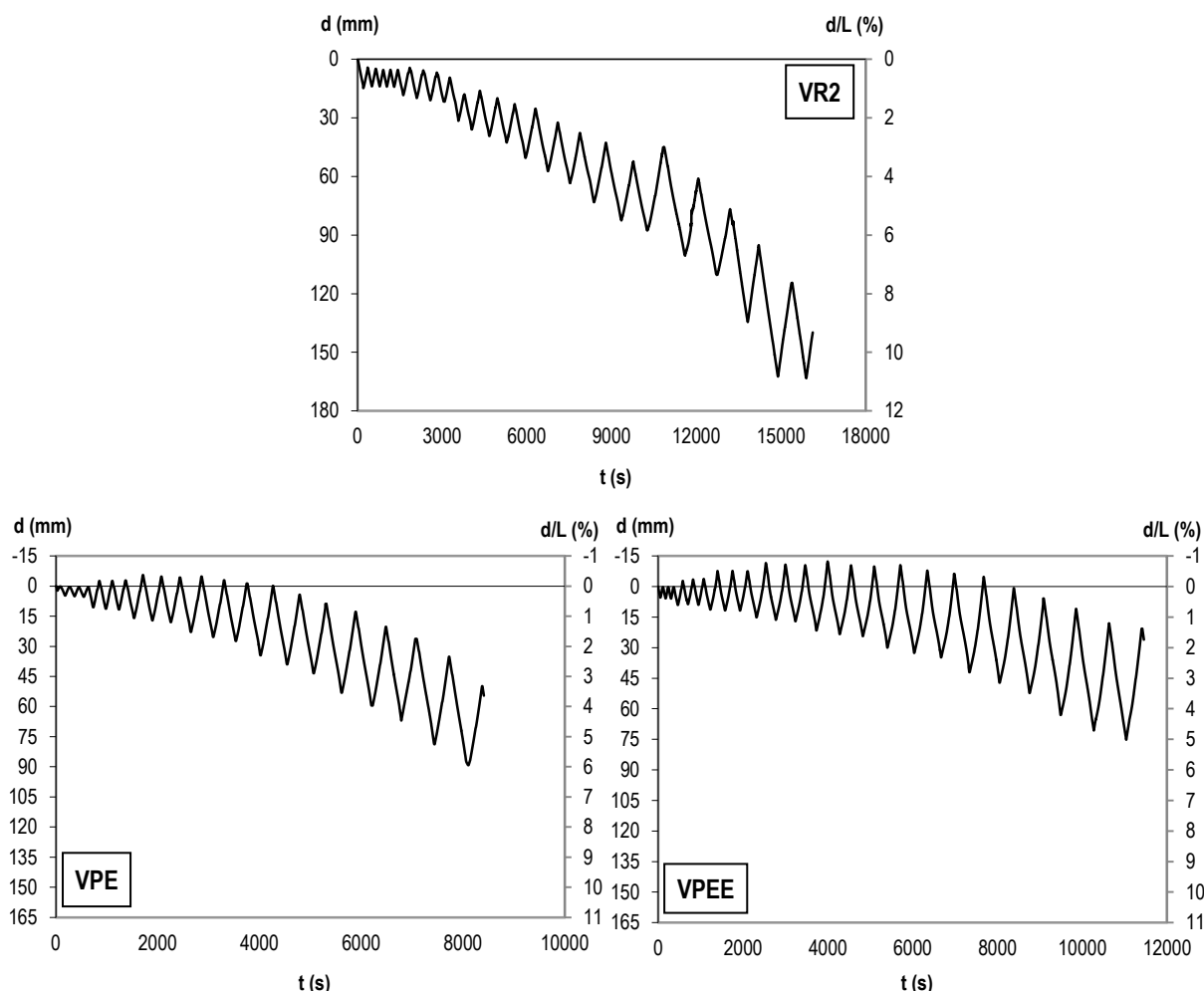


Figura 7.4 Diagrama do carregamento imposto ao longo do ensaio cíclico com carga gravítica dos modelos

Conforme se pode observar nos diagramas, a imposição de uma história de deslocamentos reversíveis, semelhante em todos modelos, conduziu à acumulação de deformação residual. No entanto, as soluções reforçadas apresentam uma deformação residual inferior e um comportamento mais centrado, demonstrando a eficácia da utilização do pré-esforço exterior como medida correctiva.

Na Figura 7.5 apresenta-se a evolução do deslocamento associado ao restabelecimento da carga gravítica pré-definida (d_g) ao longo do ensaio. Observa-se que o restabelecimento do valor da carga gravítica ocorre para deslocamentos sucessivamente maiores, logo, o início da imposição de deslocamento cíclico tem um ponto de partida diferente. Esta constatação justifica o facto da história de carregamento final não ser simétrica.

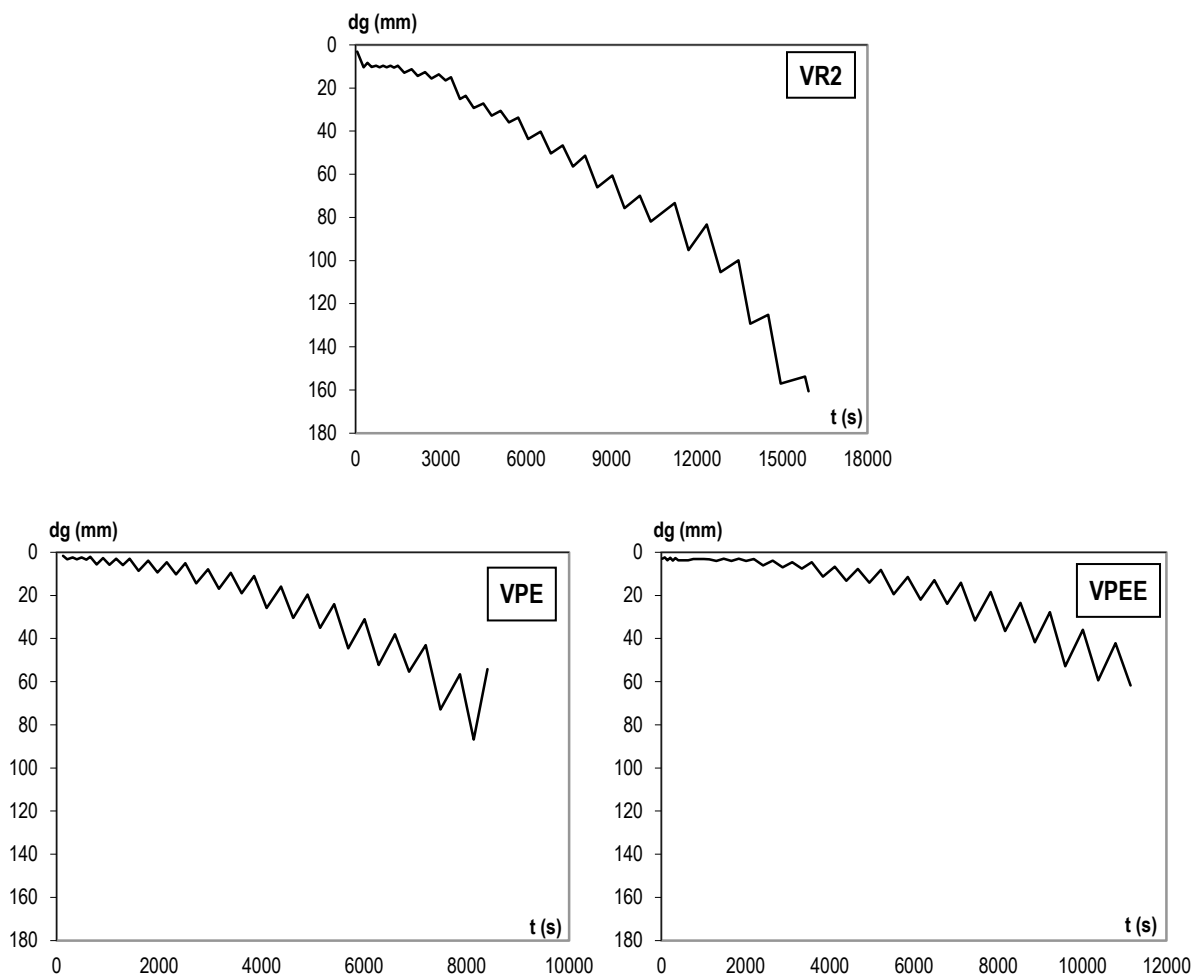


Figura 7.5 Diagrama do deslocamento associado à carga gravítica (d_g) ao longo do ensaio dos modelos

A comparação dos gráficos permite constatar que o restabelecimento da carga gravítica nos modelos reforçados corresponde a deslocamentos inferiores, ou seja, para a mesma amplitude de deslocamento imposto, observa-se uma menor exploração do comportamento plástico, logo, a deformação residual é inferior.

7.2.2. Relação força-deslocamento

A relação força-deslocamento permite avaliar o comportamento global dos modelos. Na Figura 7.6 apresentam-se os diagramas força-deslocamento correspondentes ao ensaio cíclico e alternado a partir do efeito da força gravítica $F_g=90$ kN (correspondente a 50% da força que provoca a cedência da viga de referência) do modelo de referência (VR2), do modelo reforçado apenas com pré-esforço (VPE) e do modelo reforçado com pré-esforço e encamisamento (VPPE). Para comparar a resposta dos modelos, para efeitos de tratamento de resultados, admitiu-se como critério de rotura o instante em que se atingiu 85% da força máxima.

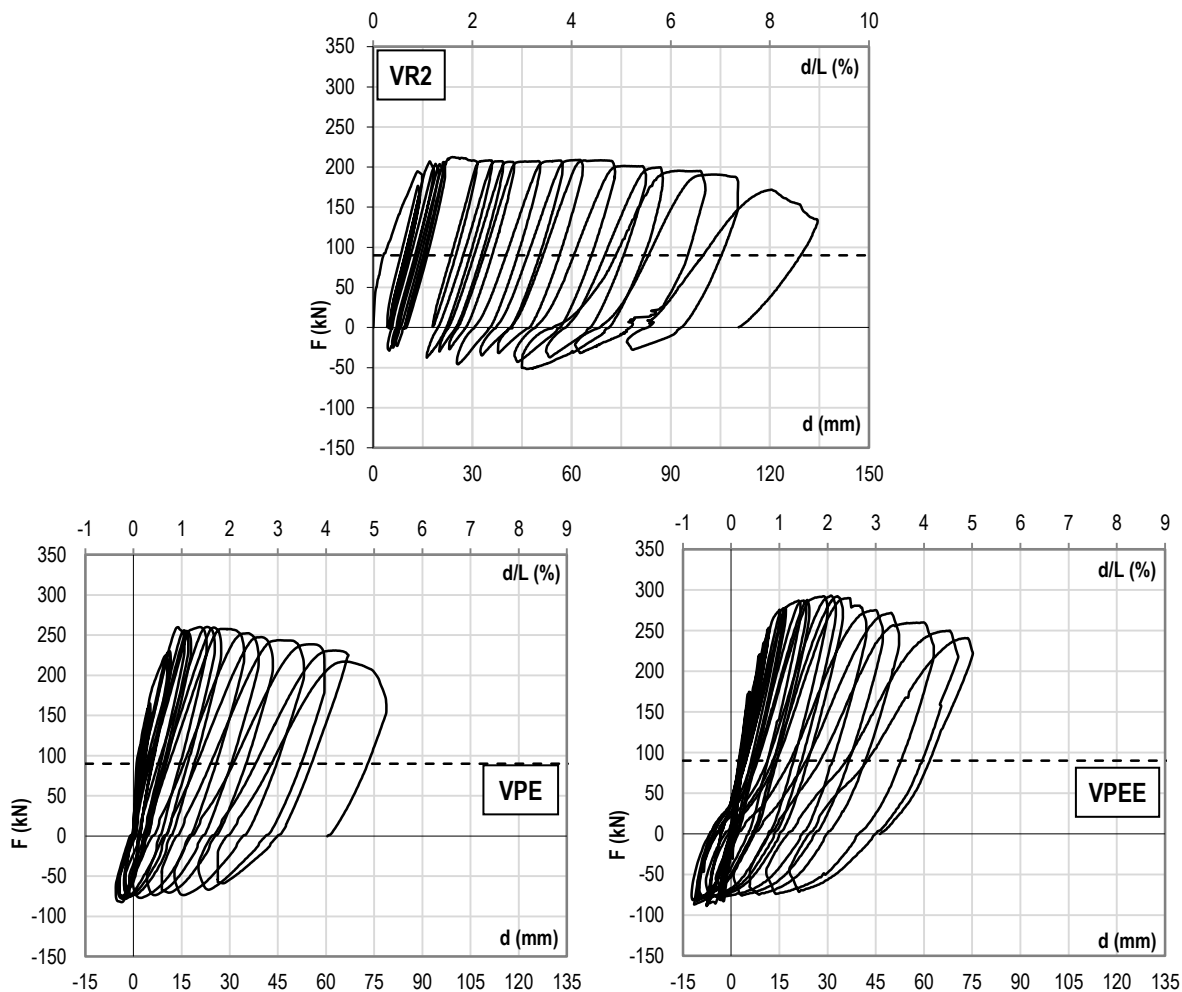


Figura 7.6 Diagramas força-deslocamento dos ensaios dos Modelos VR2, VPE e VPEE

A observação da resposta global dos modelos a partir dos gráficos força-deslocamento permite concluir que os modelos reforçados apresentam uma resistência superior e que a acumulação de deformação no sentido da carga gravítica é bastante inferior ao modelo não reforçado.

Para proceder a uma interpretação de resultados baseada numa análise sistemática e coerente, visando a comparação entre modelos, optou-se por determinar a deformação de cedência a partir do estabelecimento de um diagrama elastoplástico idealizado - ver 3.8.2 f). Desta forma, estando a cedência associada à inflexão no andamento da curva força-deslocamento, os valores referentes à cedência foram determinados tal que as áreas sob a curva envolvente ao diagrama força-deformação experimental e a curva idealizada sejam iguais, de acordo com a figura seguinte:

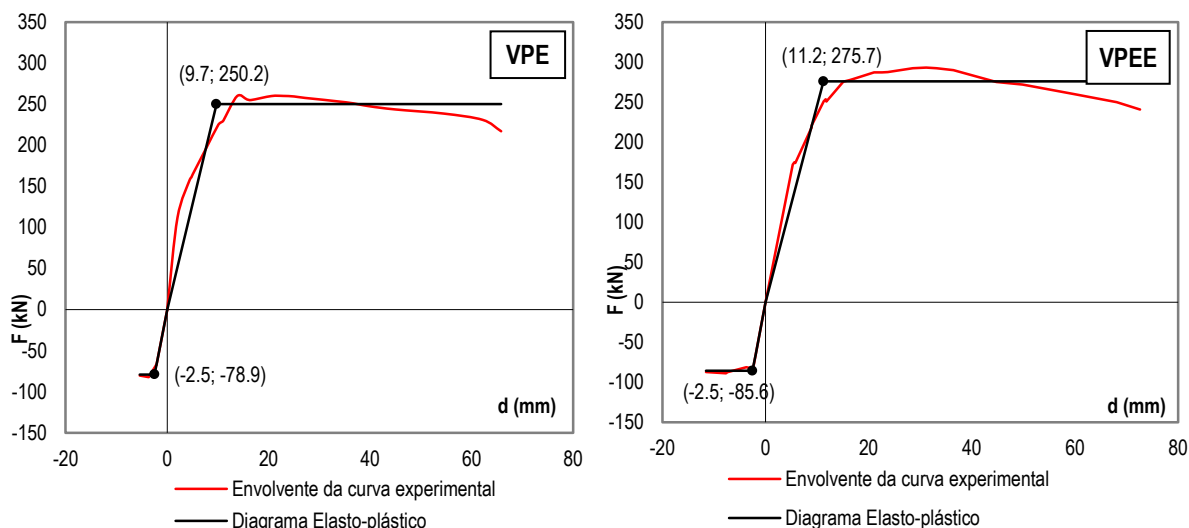


Figura 7.7 Determinação da deformação de cedência através do diagrama elastoplástico idealizado – Modelo VPE e VPEE

Na tabela seguinte apresentam-se alguns pontos notáveis do comportamento dos modelos:

Tabela 7.1 – Pontos notáveis na relação força-deslocamento dos modelos VR2, VPE e VPEE

		VR2	VPE	VPEE
Cedência (+) (*)	Força (kN)	202.2	250.2	275.7
	Deslocamento (mm)	12.6	9.7	11.2
Cedência (-) (*)	Força (kN)	-63.4 (**)	-78.9	-85.6
	Deslocamento (mm)	-4.5 (**)	-2.5	-2.5
Força máxima	Força (kN)	212.5	260.1	293.0
	Deslocamento (mm)	24.0 (+1x3d ₀)	22.8 (+2x4d ₀)	31.2 (+2x6d ₀)
	“Drift” (%)	1.6	1.5	2.1
	Nº. ciclo	9	10	16
Força mínima	Força (kN)	-51.7	-82.2	-88.9
	Deslocamento (mm)	46.5 (-3x5d ₀)	-3.62 (-1x3d ₀)	-7.7 (-2x3d ₀)
	“Drift” (%)	3.1	0.2	0.5
	Nº. ciclo	18	6	7
Rotura 85% Força máxima	Força (kN)	171.8	217.1	240.8
	Deslocamento (mm)	120.3 (+3x6d ₀)	65.8 (+1x7d ₀)	72.6 (+3x8d ₀)
	“Drift” (%)	8.0	4.4	4.8
	Nº. ciclo	21	18	23

(+) - corresponde à flexão do modelo na direcção “forte” (ou seja, para momentos negativos)

(-) - corresponde à flexão do modelo na direcção “fraca” (ou seja, para momentos positivos)

(±n x md₀) - corresponde à imposição do ciclo n (n=1,2,3), na direcção “forte” (+) ou “fraca” (-), de amplitude igual a m vezes o deslocamento de referência (d₀)

(*) - determinação da cedência a partir do diagrama elastoplástico idealizado

(**) - admitiu-se o ponto de cedência do ensaio VR1

A rotura do modelo de referência (VR2) esteve associada à degradação gradual da zona comprimida e progressivo descasque da camada de recobrimento. O modelo apresentou acumulação de deformação residual na direcção da carga gravítica. Apresentando uma força máxima na direcção “forte” de 212.5 kN associada a um deslocamento de 24 mm (correspondente à imposição do primeiro ciclo de amplitude $3x_{d0}$). A força mínima observada foi inferior à força de cedência (ou seja, a força que provoca a cedência das armaduras inferiores), pelo que o comportamento das armaduras inferiores permaneceu no regime elástico.

Na proximidade da rotura do modelo reforçado apenas com pré-esforço (VPE) foi observada uma redução da capacidade resistente relacionada com perdas de pré-esforço associadas aos danos na zona comprimida. No modelo VPE observou-se uma força máxima, na direcção “forte”, de 260.1 kN para um deslocamento de 22.8 mm (correspondente à imposição do segundo ciclo de amplitude $+4x_{d0}$). Na flexão na direcção “fraca”, a força foi de 82.2 kN para um deslocamento negativo de 3.62 mm (correspondente ao primeiro ciclo de amplitude $-3x_{d0}$).

No modelo reforçado com pré-esforço e encamisamento (VPEE), no ciclo de amplitude $8x_{d0}$, o modelo apresenta uma redução da capacidade resistente associada à rotura por tracção lateral do reforço. A força máxima observada foi de 293 kN para um deslocamento de 31.2 mm (correspondente à imposição do segundo ciclo de amplitude $+6x_{d0}$). Na direcção “fraca”, a força mínima observada foi de 88.9 kN associada à imposição do segundo ciclo de amplitude $-3x_{d0}$ correspondente a um deslocamento negativo de 7.7 mm.

7.2.3. Relação momento-curvatura

Nas figuras seguintes apresentam-se os diagramas momento-curvatura correspondentes aos valores médios do troço de viga do encastramento até à secção B - Figura 7.9 - e do troço de viga até à secção C - Figura 7.10. As secções de cálculo de curvaturas constam no esquema apresentado na Figura 7.8 referente à instrumentação dos modelos.

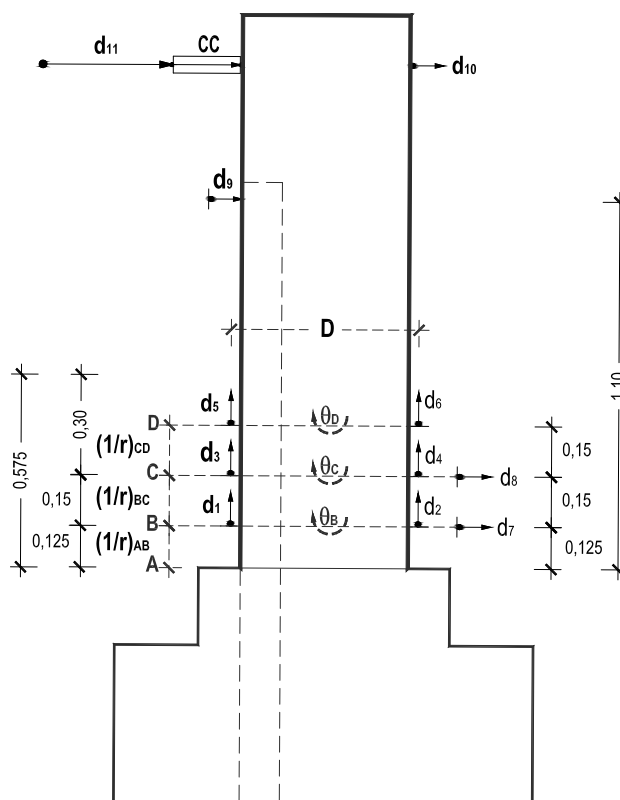


Figura 7.8 Instrumentação – Localização dos transdutores de deslocamento

Dada a localização dos transdutores de deslocamento que permitem a leitura das deformações necessárias para cálculo das curvaturas, após o destacamento do recobrimento não foi possível monitorizar estes resultados experimentais. Este facto torna-se mais gravoso na secção mais solicitada (secção B). Por esta razão, os respectivos diagramas não contemplam a evolução das curvaturas até ao final do ensaio. No modelo VPE apenas se conseguiu a leitura das deformações até ao terceiro semi-ciclo de amplitude $+5xd_0$, correspondente à flexão na direcção “forte”, o qual induziu compressão na face inferior da viga e conduziu ao destacamento do recobrimento.

Dada a presença do encamisamento no modelo VPEE, que apenas apresentou danos no penúltimo ciclo, foi possível efectuar a leitura dos resultados até próximo da rotura. Por esta razão, os diagramas momento-curvatura referentes ao modelo VPEE apresentam resultados até à rotura.

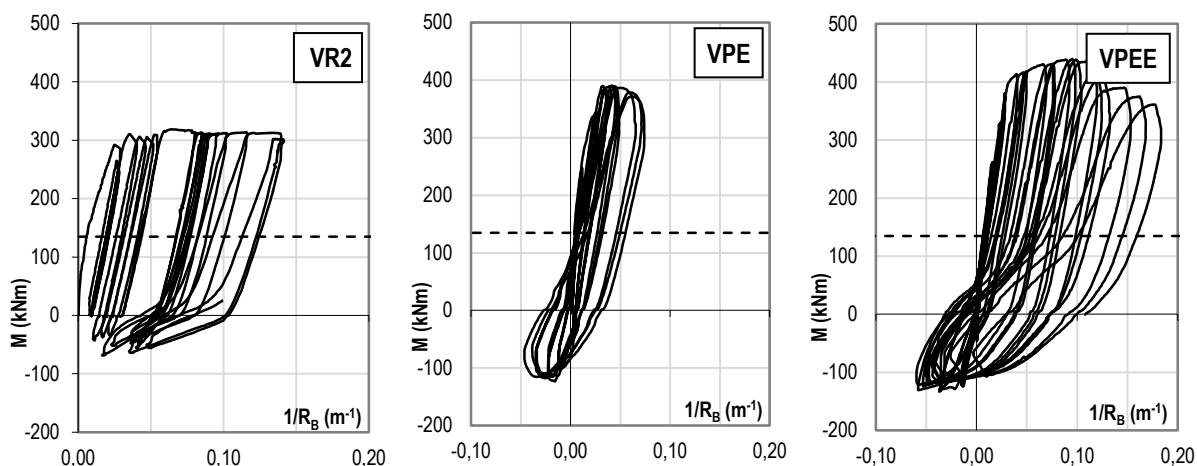


Figura 7.9 Diagrama momento-curvatura na secção B dos ensaios dos Modelos VR2, VPE e VPEE

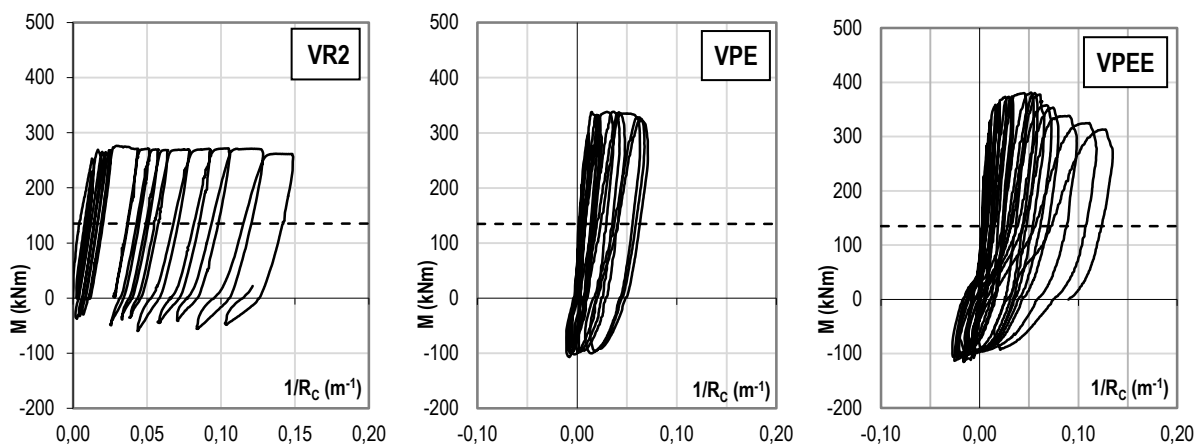


Figura 7.10 Diagrama momento-curvatura na secção C dos ensaios dos Modelos VR2, VPE e VPEE

Na tabela seguinte apresentam-se, para os pontos notáveis, os valores da curvatura dos ensaios dos modelos VR2, VPE e VPEE.

Tabela 7.2 – Curvaturas nos pontos notáveis dos modelos VR2, VPE e VPEE

	Curvatura (m ⁻¹)	VR2	VPE	VPEE
Cedência (+)	$(1/r)_B^{y+}$	0.022	0.024	0.029
	$(1/r)_C^{y+}$	0.012	0.011	0.012
Cedência (-)	$(1/r)_B^{y-}$	-	-0.011	-0.014
	$(1/r)_C^{y-}$	-	-0.004	-0.006
Força máxima	$(1/r)_B^{Fmáx}$	0.064	0.041	0.095
	$(1/r)_C^{Fmáx}$	0.030	0.028	0.052
Força mínima	$(1/r)_B^{Fmín}$	- *	-0.016	-0.037
	$(1/r)_C^{Fmín}$	0.091	-0.008	-0.016
Rotura	$(1/r)_B^{0.85 Fmáx}$	- *	-*	0.101
85% Força máxima	$(1/r)_C^{0.85 Fmáx}$	- *	-*	0.068

* - Na proximidade do destacamento do recobrimento, a instrumentação teve que ser retirada logo não foi possível efectuar as leituras nos pontos assinalados

Onde $(1/r)_i^{y+}$ - Curvatura média entre a secção de encastramento e a secção i, correspondente à cedência na direcção “forte”

$(1/r)_i^{y-}$ - Curvatura média entre a secção de encastramento e a secção i, correspondente à cedência na direcção “fraca”

$(1/r)_i^{Fmáx}$ - Curvatura média entre a secção de encastramento e a secção i, correspondente à força máxima

$(1/r)_i^{Fmín}$ - Curvatura média entre a secção de encastramento e a secção i, correspondente à força mínima

$(1/r)_i^{0.85Fmáx}$ - Curvatura média entre a secção de encastramento e a secção i, correspondente a 85% da força máxima

É de referir que os valores da curvatura média na cedência são obtidos a partir dos resultados experimentais que abrangem a degradação do betão nos ciclos anteriores ao ciclo que conduz à cedência, conduzindo a deformações acumuladas resultantes da fendilhação do betão.

Considerando o valor das curvaturas nos pontos notáveis (obtidos a partir dos resultados experimentais nas secções monitorizadas), admitindo que o comportamento não-linear se concentra na zona da rótula plástica e que a curvatura no topo do modelo é nula, pode traçar-se o andamento da curvatura ao longo do comprimento do modelo, representado na Figura 7.11. É de referir que não se apresentou o andamento da curvatura em altura correspondente a 85% da força máxima, pois, para este nível de força, observaram-se danos elevados nos modelos VR2 e VPE. Por esta razão não foi possível efectuar a leitura das deformações necessárias para cálculo das respectivas curvaturas.

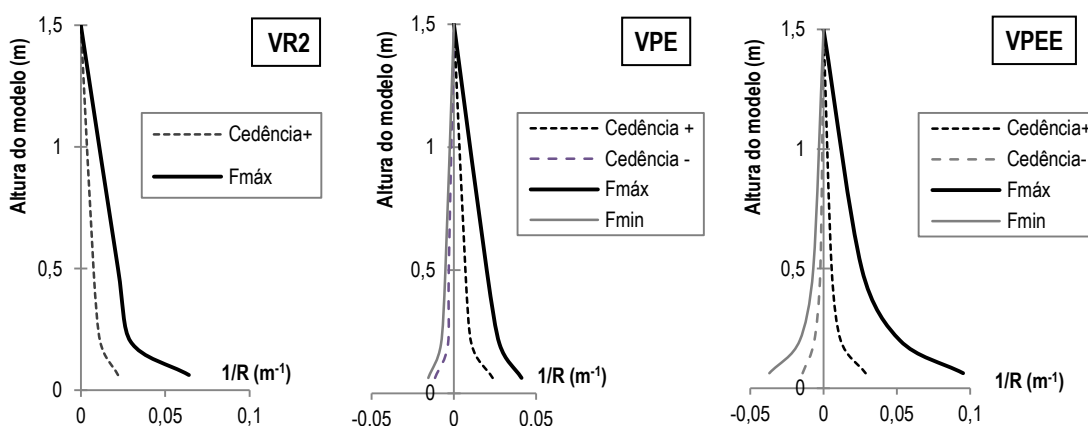


Figura 7.11 Andamento da curvatura ao longo do comprimento do modelo dos Modelos VR2, VPE e VPEE – Pontos notáveis

Da observação do andamento da curvatura ao longo do comprimento do modelos e dos resultados constantes na Tabela 7.2 pode-se verificar que o modelo de referência (VR2) apenas apresenta curvaturas para a flexão na direcção “forte”, associadas à acumulação de deformação nesta direcção, e bastante localizadas. O modelo VPE apresenta um comportamento mais centrado devido à introdução

do pré-esforço que se reflecte nas curvaturas observadas. O modelo VPEE apresenta níveis de curvaturas superiores.

7.2.4. “Drift” (d/h)

Os “drifts” máximos observados nos ensaios do modelo VPE e no modelo VPEE foram de 5.3% e 5%, respectivamente (Figura 7.12). Constata-se que o “drift” observado nas soluções reforçadas é bastante inferior ao medido no ensaio do modelo de referência (9%), mostrando que a introdução do pré-esforço conduziu a uma redução da deformação residual.

Verifica-se ainda que as soluções reforçadas permitem uma resposta centrada do modelo até um nível de “drift” aceitável (Figura 7.12). No caso do modelo reforçado apenas com pré-esforço (VPE) verifica-se uma acumulação de deformação a partir de um “drift” de 2.6%, correspondente à imposição do segundo ciclo de amplitude de deslocamento de $5x d_0$ (30mm). Enquanto, o modelo reforçado com pré-esforço e encamisamento (VPEE) apenas se verifica uma acumulação de deformação a partir de um “drift” de 3.2%, correspondente à imposição do segundo ciclo de amplitude de deslocamento de $7x d_0$ (42mm).

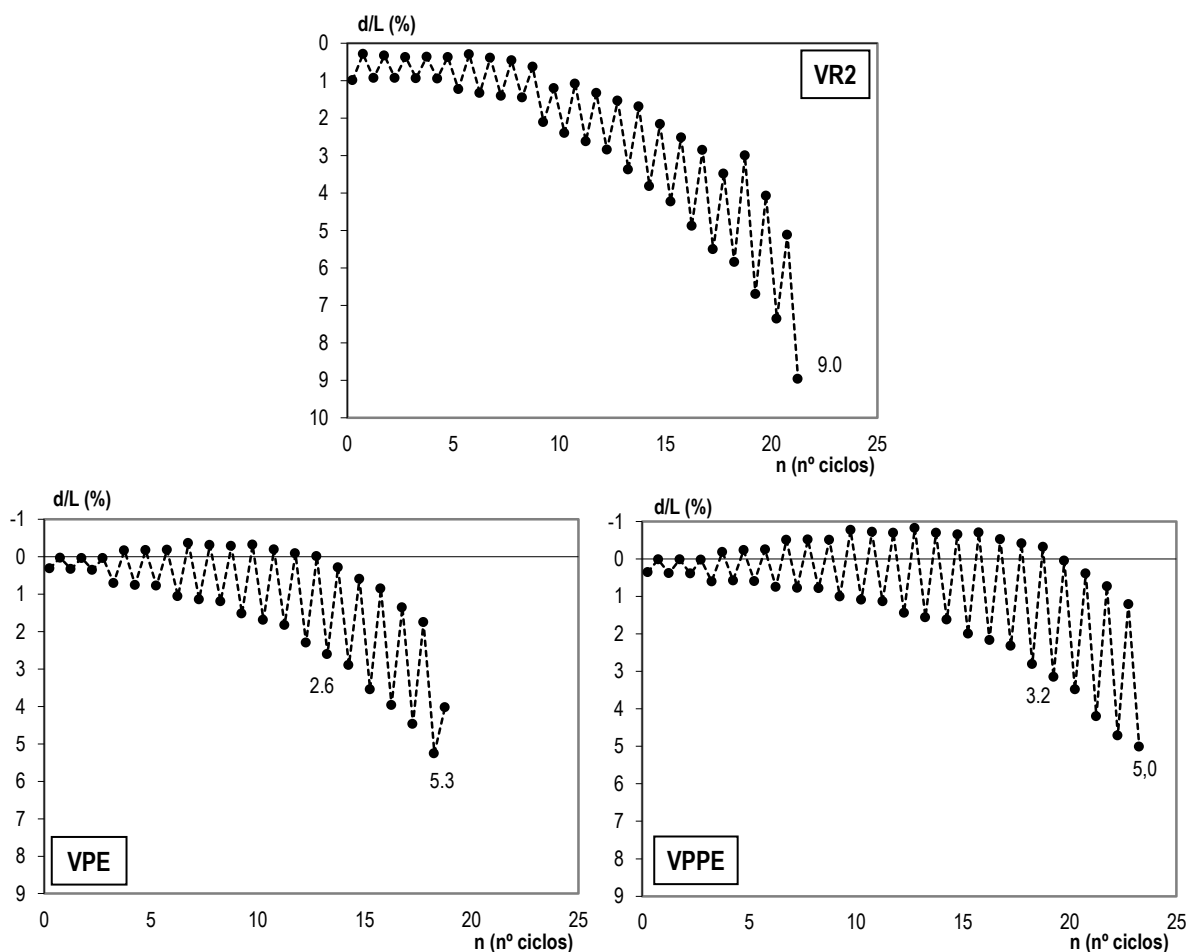


Figura 7.12 Relação d/L em cada semi-ciclo nos ensaios dos Modelos VR2, VPE e VPEE

7.2.5. Ductilidade em deslocamento

A capacidade de deformação inelástica para um determinado nível de resposta pode ser avaliada através da ductilidade em deslocamento total, relativa (medida a partir do instante em que a força gravítica está instalada) e por ciclo (relativa à deformação correspondente ao semi-ciclo estabelecido em termos de força) - ver definição no esquema apresentado na Figura 3.66.

A ductilidade por ciclo não reflecte a acumulação de deformação associada à presença da carga gravítica. Desta forma, para efeitos de análise de resultados optou-se por apresentar a ductilidade relativa. Não se apresenta a ductilidade total pois é muito próxima da ductilidade relativa.

A ductilidade relativa correspondente à relação entre o deslocamento relativo medido a partir do momento em que a força gravítica está instalada ($d - d_{g0}$) e o deslocamento de cedência (d_y), obtida através da expressão seguinte:

$$\mu_{d_{relativa}} = \frac{d_i^{+/-} - d_{g0}}{d_y^{+/-}} \tag{7.1}$$

A evolução da resposta em termos de ductilidade relativa é apresentada na Figura 7.13.

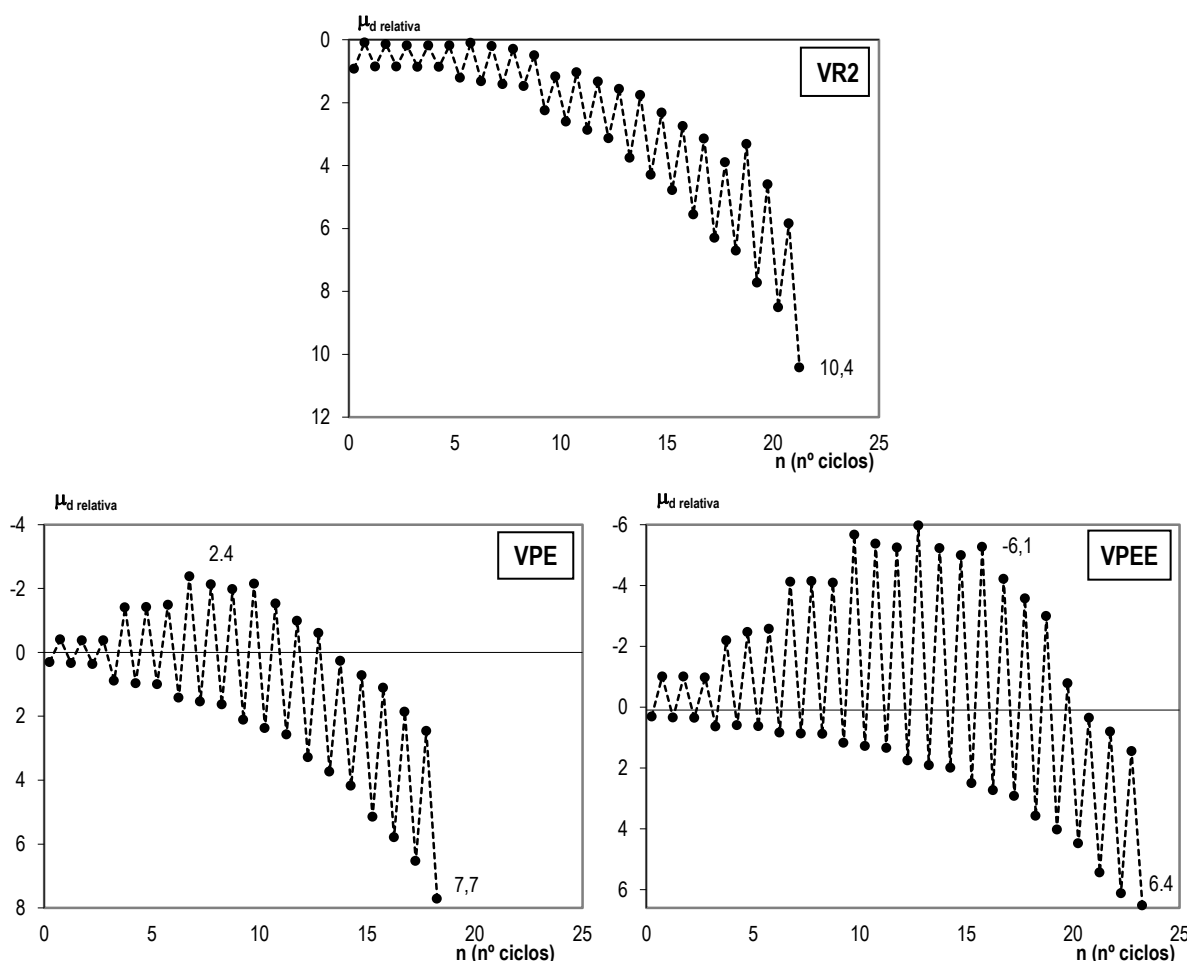


Figura 7.13 Ductilidade relativa em cada semi-ciclo nos ensaios dos Modelos VR2, VPE e VPEE

Tal como pretendido, verifica-se que a deformação das soluções reforçadas na direcção “forte” é inferior à do modelo de referência. O comportamento das soluções reforçadas mostra-se mais centrado e equilibrado que o do modelo não reforçado, apresentando uma exploração do comportamento não-linear nas duas direcções, ao contrário do modelo de referência, no qual as armaduras inferiores na direcção “fraca” exibem um comportamento elástico.

Os gráficos apresentados na Figura 7.14 referem-se à evolução da ductilidade por ciclo ao longo do ensaio dos modelos experimentais. A ordem de grandeza dos valores da ductilidade por ciclo na direcção “forte” dos modelos é mais próxima. Em termos de ductilidade por ciclo na direcção “fraca”, os modelos reforçados apresenta níveis de ductilidade superiores, indicando uma maior exploração da excursão plástica.

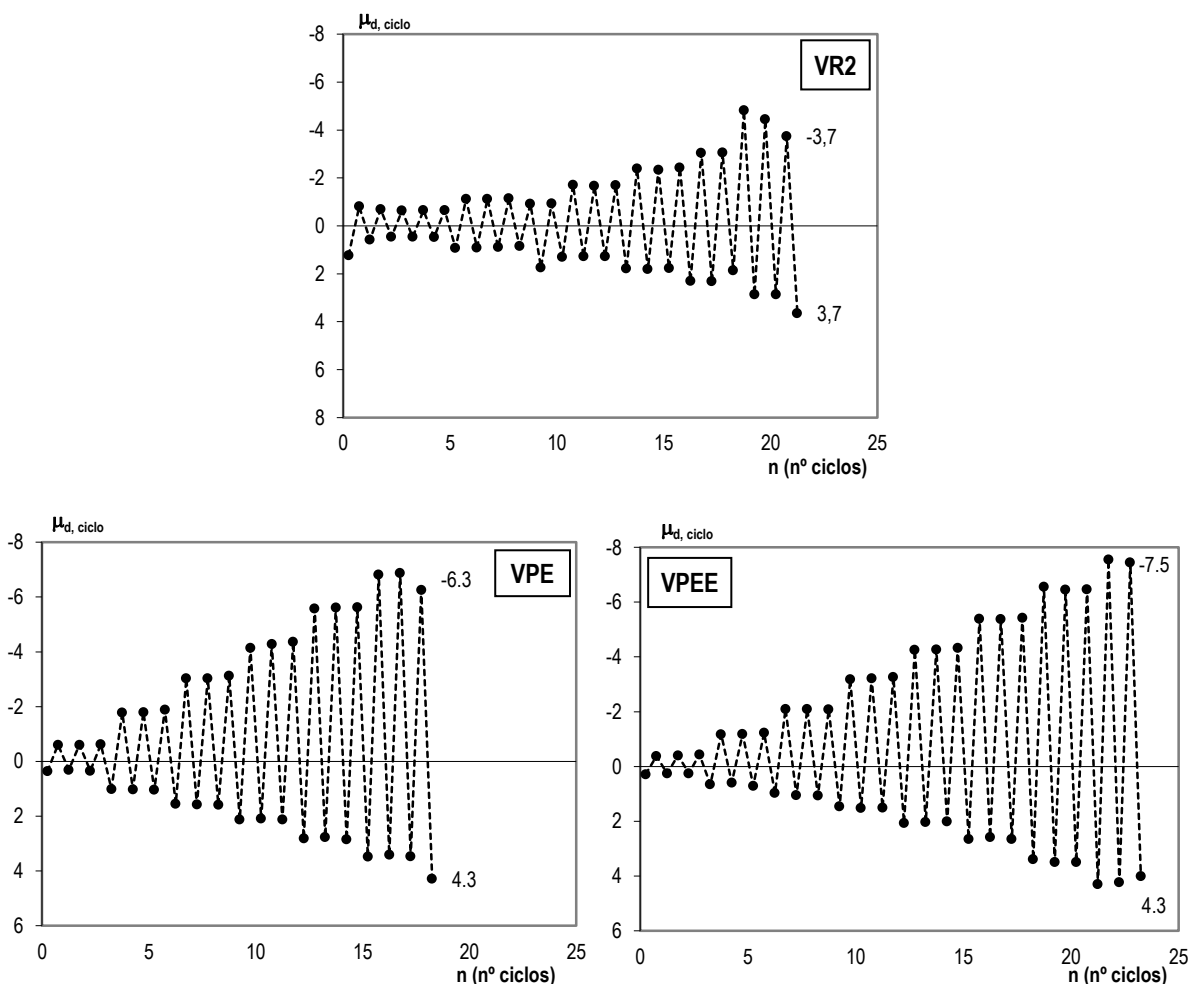


Figura 7.14 Ductilidade por ciclo nos ensaios nos Modelos VR2, VPE e VPEE, em cada semi-ciclo

7.2.6. Rotação plástica

Nos gráficos seguintes apresenta-se a evolução da rotação plástica (calculada a partir da expressão 3.25) ao longo do ensaio dos modelos experimentais. A análise da evolução da rotação plástica permite constatar, novamente, que as soluções reforçadas apresentam um nível de deformação inferior na direcção “forte” e uma exploração do comportamento não-linear na direcção “fraca”, ao contrário do modelo de referência (onde não se verificou plastificação das armaduras na direcção “fraca”, conduzindo a uma acumulação de deformação da direcção “forte”).

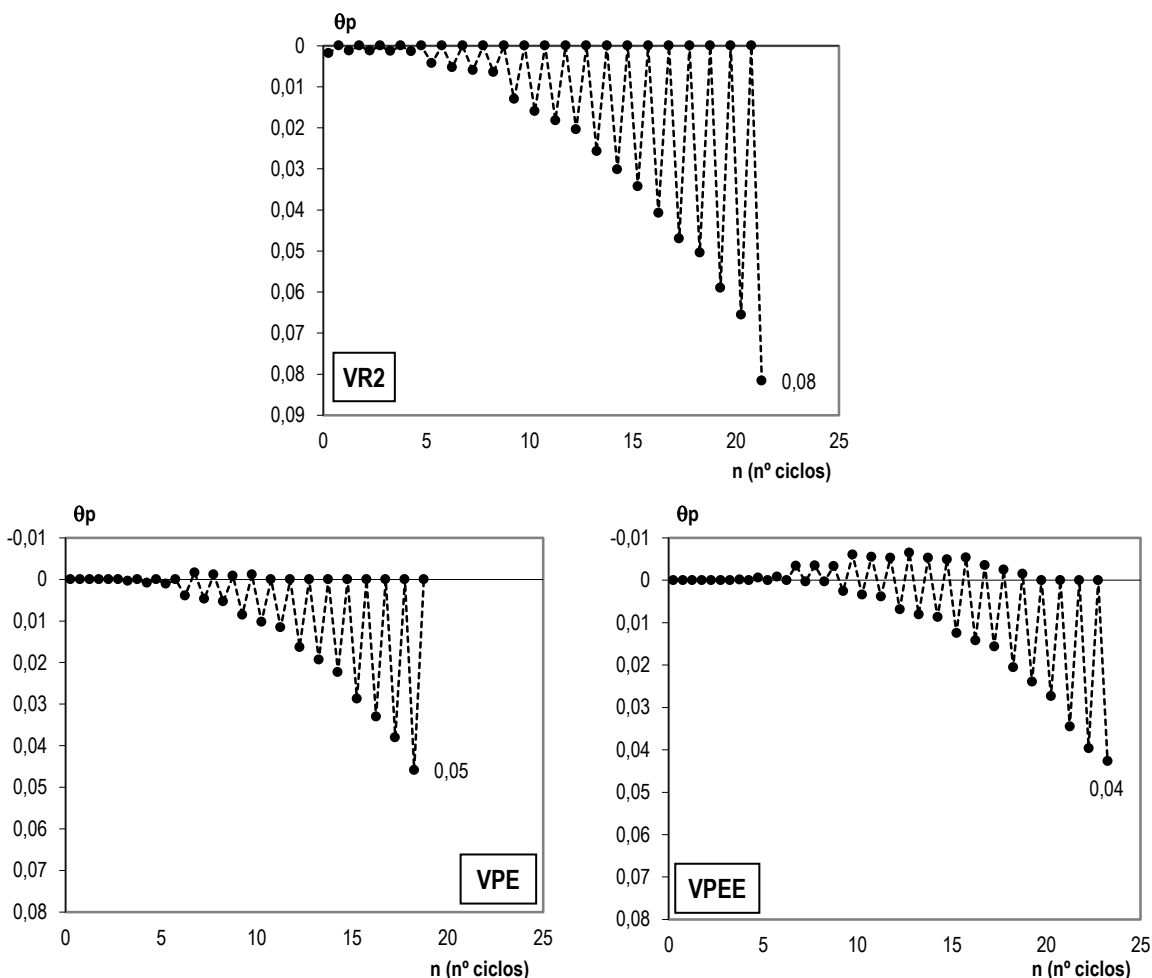


Figura 7.15 Rotação plástica em cada semi-ciclo nos ensaios dos Modelos VR2, VPE e VPEE

7.2.7. Energia dissipada

A energia dissipada é determinada a partir das áreas delimitadas no diagrama força-deslocamento (de acordo com o esquema apresentado na figura seguinte).

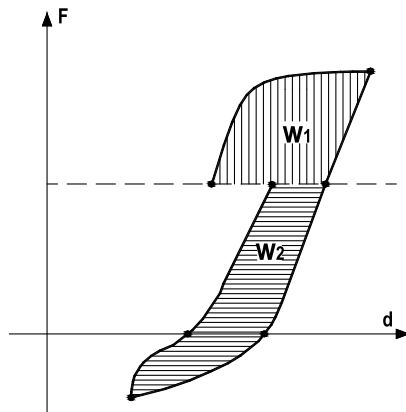


Figura 7.16 Energia dissipada – Ensaio cíclico com carga gravítica

Na Figura 7.17 apresenta-se os diagramas correspondentes à evolução da energia dissipada total ao longo do ensaio. Pode constatar-se que a energia dissipada pelas soluções reforçadas é francamente superior à do modelo de referência, dado que as soluções reforçada apresentam uma resistência superior e uma maior exploração da deformação plástica na direcção “fraca”.

O modelo VPE apresenta uma energia dissipada total de 43.8 kNm e o modelo VPEE apresenta uma energia dissipada total ligeiramente superior de 57.2 kNm. Esta diferença está associada à maior capacidade resistente do modelo VPEE.

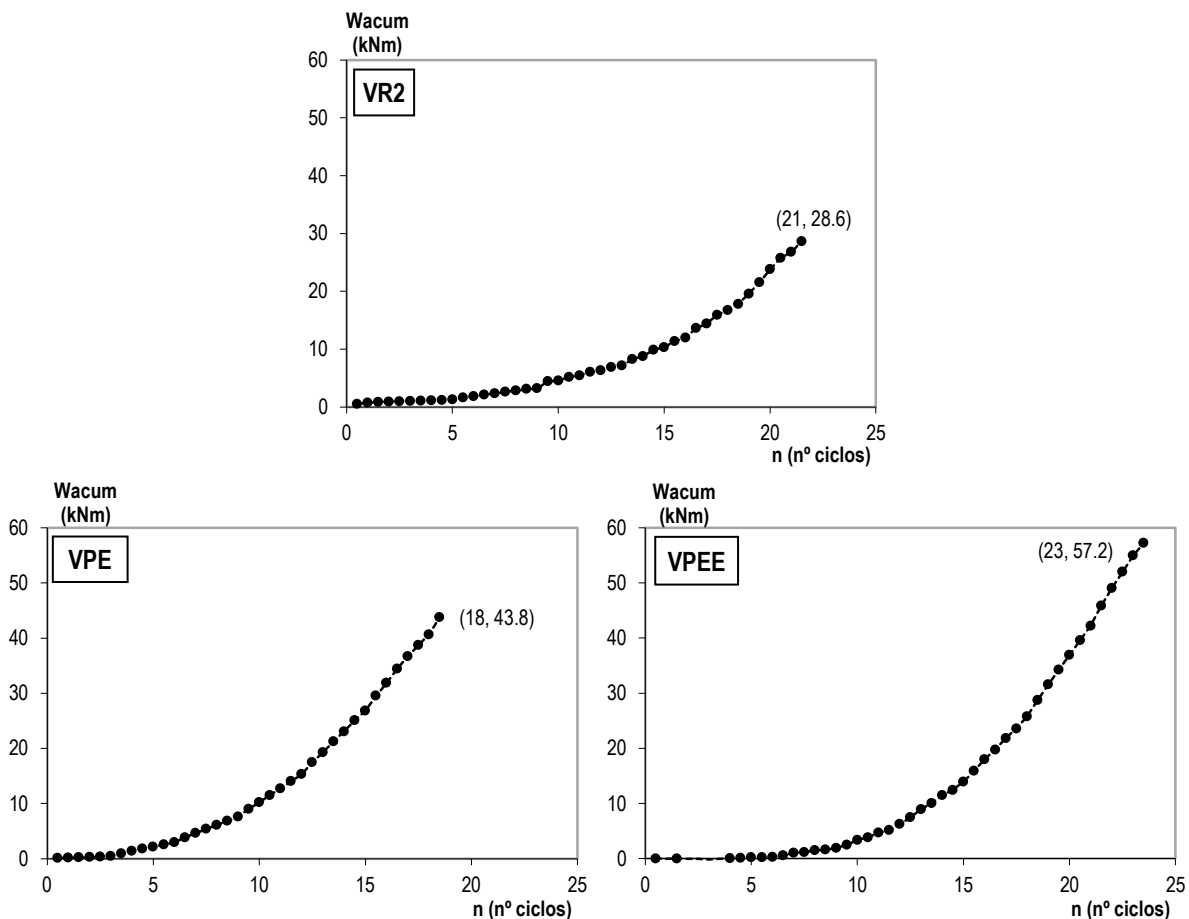


Figura 7.17 Energia acumulada total em cada semi-ciclo nos ensaios dos Modelos VR2, VPE e VPEE

Na figura seguinte apresenta-se a evolução ao longo do ensaio da energia dissipada em cada uma das direcções, contabilizada a partir do instante em que a força gravítica está instalada. Onde W_1 corresponde à energia dissipada na excursão plástica na direcção “forte” e W_2 à energia dissipada na flexão na direcção “fraca”.

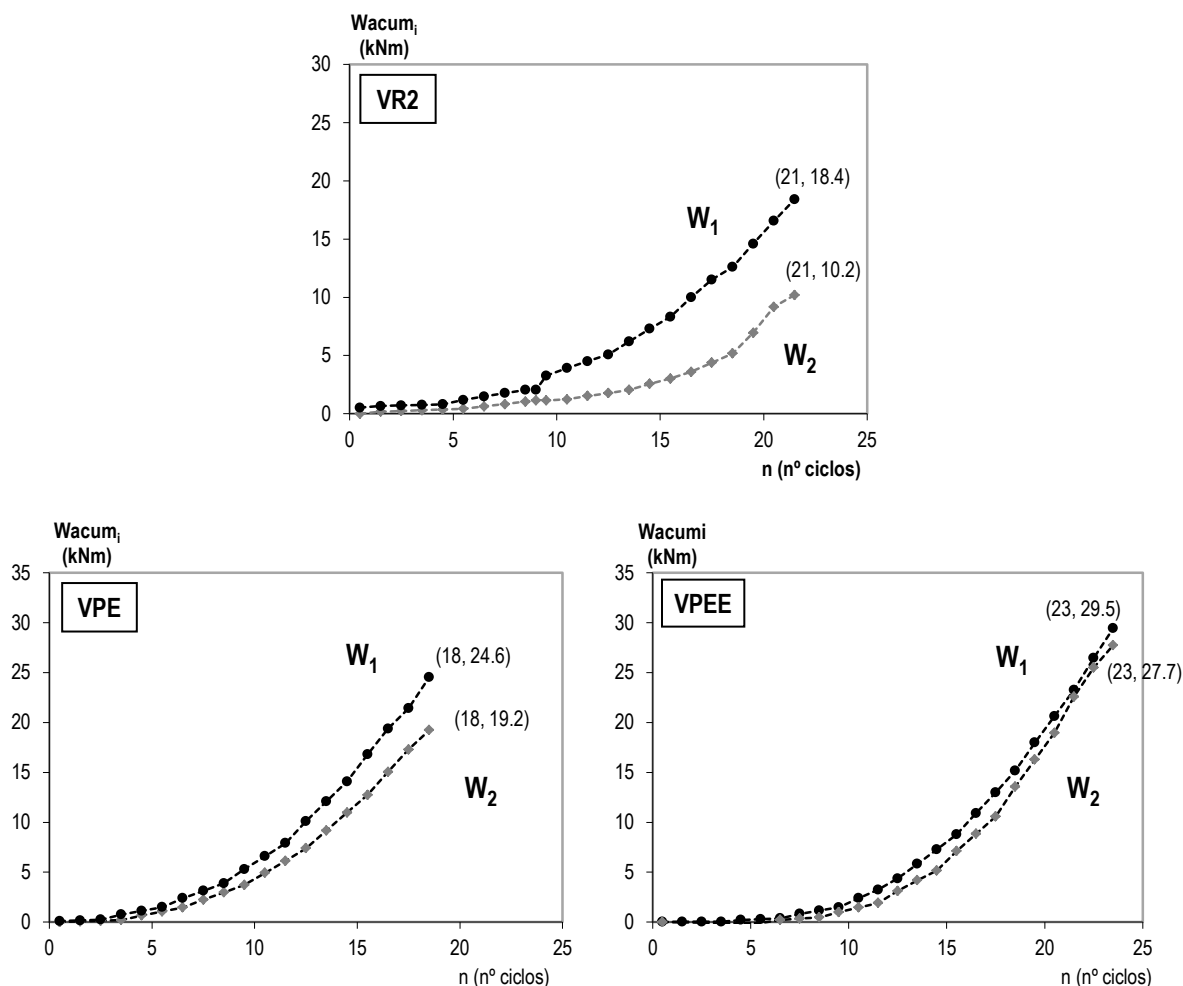


Figura 7.18 Energia acumulada nas duas direcções em cada ciclo nos ensaios dos Modelos VR2, VPE e VPEE

Pode-se constatar nos diagramas anteriores que a energia dissipada em cada direcção é superior no caso das soluções reforçadas, este facto está associado à maior capacidade resistente dos modelos reforçados e a uma maior deformação plástica na direcção “fraca”. É ainda de referir que no modelo VPEE, a energia dissipada nas duas direcções é muito semelhante, indiciando uma exploração mais equilibrada da capacidade de dissipação de energia da ligação.

Este incremento de energia dissipada das soluções reforçadas é independente do número de ciclos imposto, como se pode constatar na tabela seguinte, na qual se avalia a energia dissipada pelos modelos para o mesmo número de ciclos, os quais conduziram à rotura dos modelos.

Tabela 7.3 – Energia dissipada total nos modelos VR2, VPE e VPEE

Nº ciclos	W_{acum} (kNm)					
	VR2		VPE		VPEE	
18	12.6 (+)	17.8	24.6 (+)	43.8	15.2 (+)	28.8
	5.2 (-)		19.2 (-)		13.6 (-)	
21	18.4 (+)	28.6	-	-	23.3 (+)	45.9
	10.2 (-)		-		22.6 (-)	
23	-	-	-	-	29.5 (+)	57.2
	-		-		27.7 (-)	

(+) corresponde à flexão do modelo na direcção “forte” e (-) corresponde à flexão do modelo na direcção “fraca”

Para analisar a evolução da dissipação de energia em função do nível de desempenho, na Figura 7.19 apresenta-se a evolução da energia dissipada versus ductilidade total. Da observação dos gráficos pode constatar-se que, para o mesmo nível de ductilidade total, os modelos reforçados apresentam maior dissipação de energia acumulada do que o modelo de referência. Para o mesmo nível de ductilidade total, o modelo reforçado VPEE apresenta uma maior dissipação de energia do que os restantes modelos.

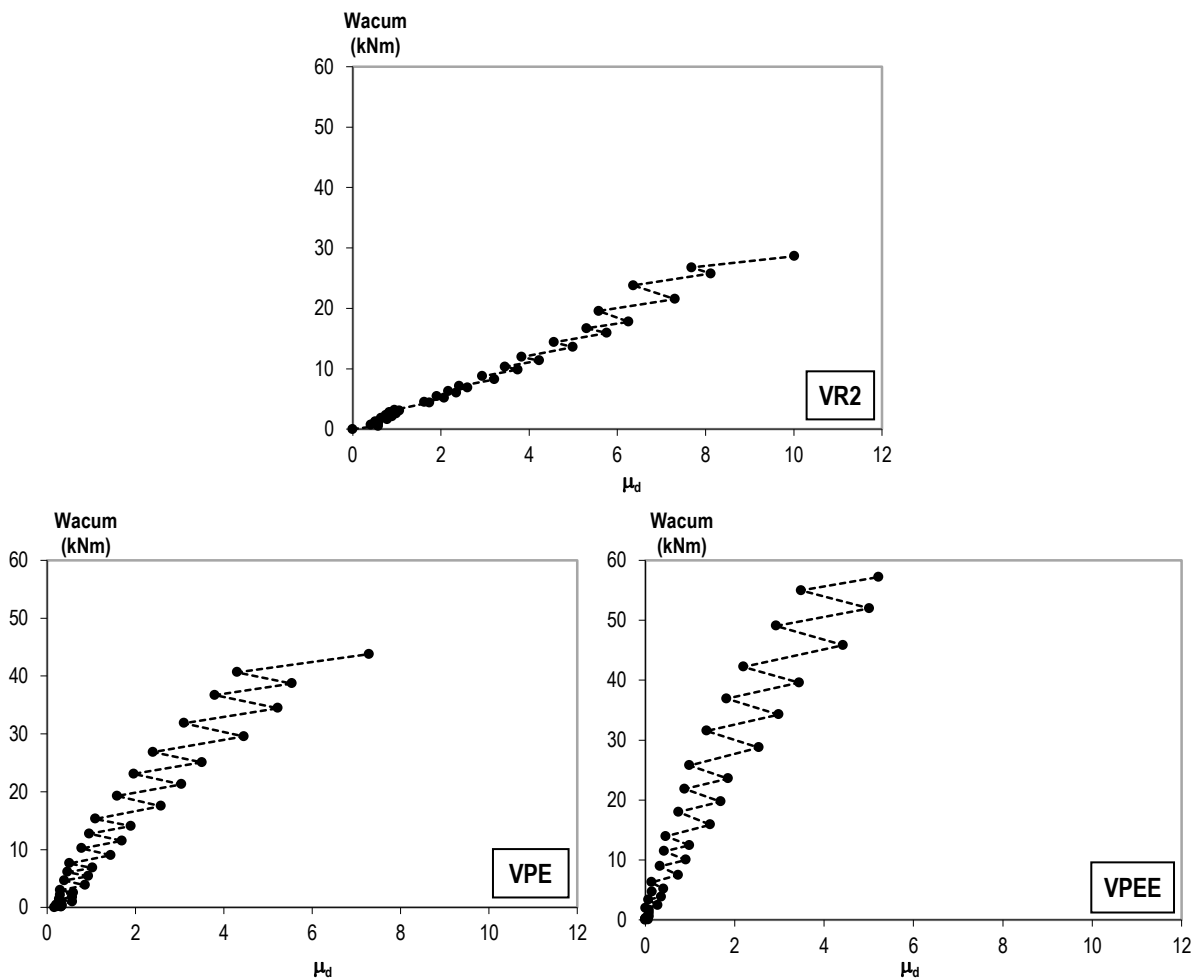


Figura 7.19 Energia acumulada total em cada semi-ciclo nos ensaios dos Modelos VR2, VPE e VPEE

7.2.8. Taxa de energia absorvida

A taxa de energia absorvida ($\eta_i^{+/-}$) traduz a relação entre a energia dissipada no semi-ciclo em força positiva ou negativa +/- (definidos a partir do momento em que a força gravítica está instalada) e a energia armazenada num sistema elastoplástico (de acordo com o esquema da figura seguinte).

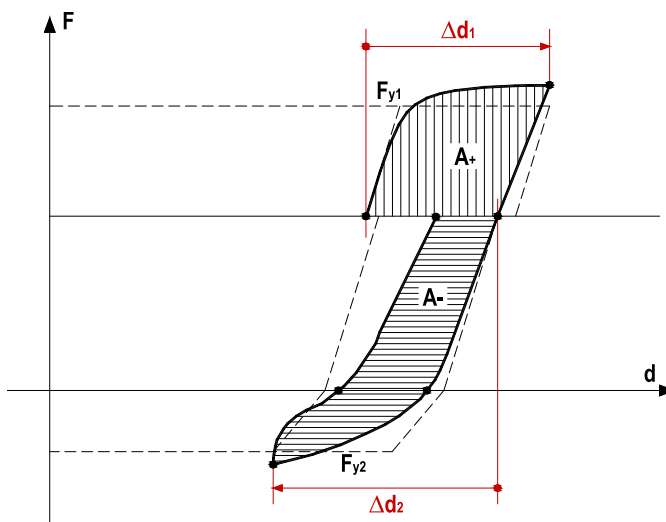


Figura 7.20 Taxa de energia absorvida – Ensaio cíclico com carga gravítica

Este índice traduz a capacidade de simular a resposta histerética observada através de um modelo elastoplástico.

Na Figura 7.21 apresenta-se a evolução da taxa de energia absorvida em função da ductilidade total nas duas direcções para os modelos experimentais em análise.

A evolução da taxa de energia absorvida em função da ductilidade total traduz a relação entre a energia dissipada pelos modelos reforçados e a energia armazenada num sistema elastoplástico para um determinado nível de desempenho. Considerando, por exemplo, uma ductilidade total igual a 4 na direcção “forte”, comparativamente à energia dissipada por um sistema elastoplástico equivalente, o modelo VR2 dissipada um nível de energia semelhante ao sistema elastoplástico, enquanto os modelos VPE e VPEE dissipam aproximadamente 70% da energia de um sistema elastoplástico. Este índice é um indicador da forma do diagrama histerético.

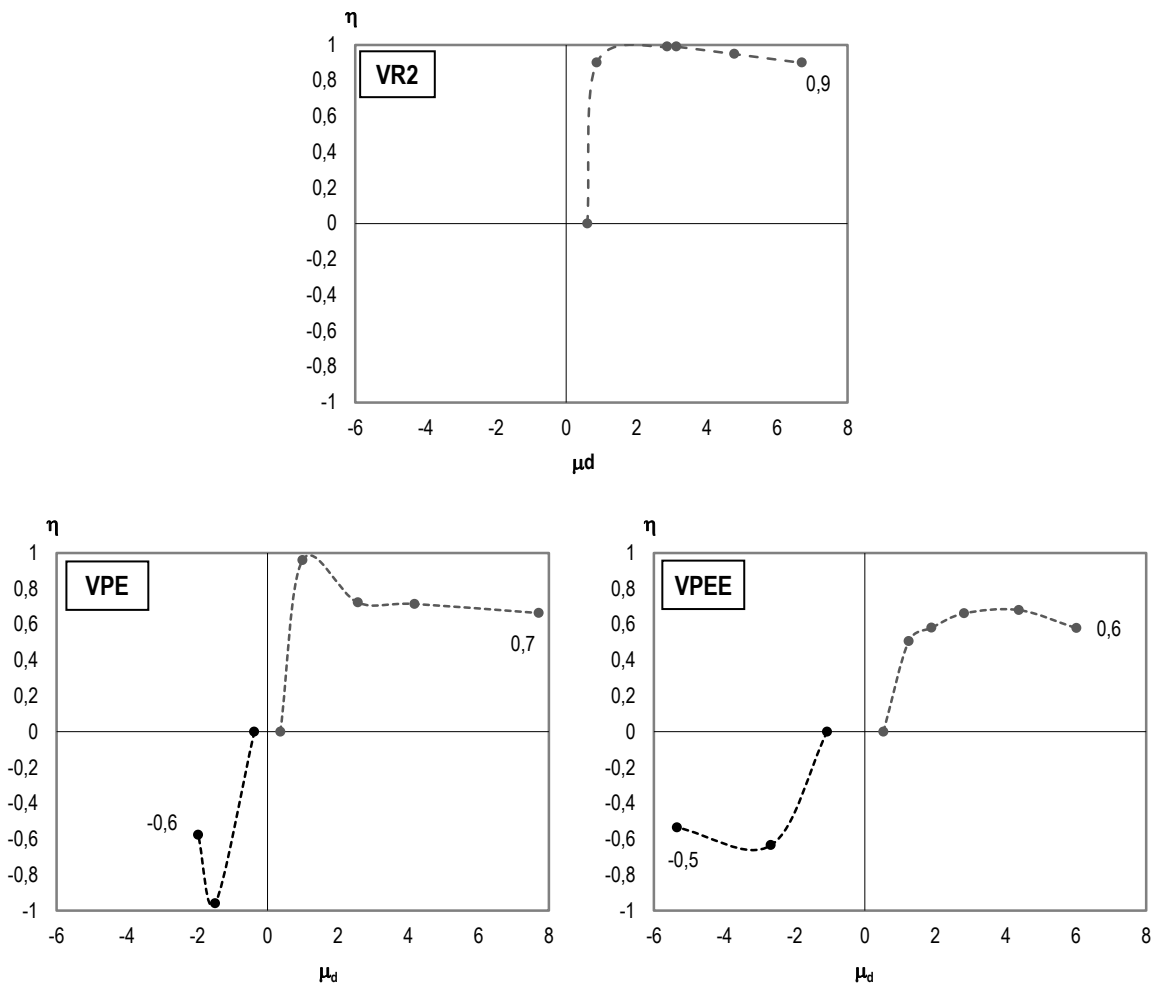


Figura 7.21 Taxa de energia absorvida em função da ductilidade total nos ensaios dos Modelos VR2, VPE e VPEE

A ductilidade por ciclo traduz a ductilidade em deslocamento correspondente ao semi-ciclo estabelecido em termos de força. Pode-se também apresentar a evolução da taxa de energia absorvida em função da ductilidade por ciclo, nas duas direcções, para os modelos experimentais (Figura 7.22). Neste caso, já se pode observar a evolução da taxa de energia absorvida na “direcção” fraca do modelo de referência. A evolução da taxa de energia absorvida traduz uma maior divergência no comportamento dos modelos na direcção “fraca relativamente ao modelo elastoplástico equivalente.

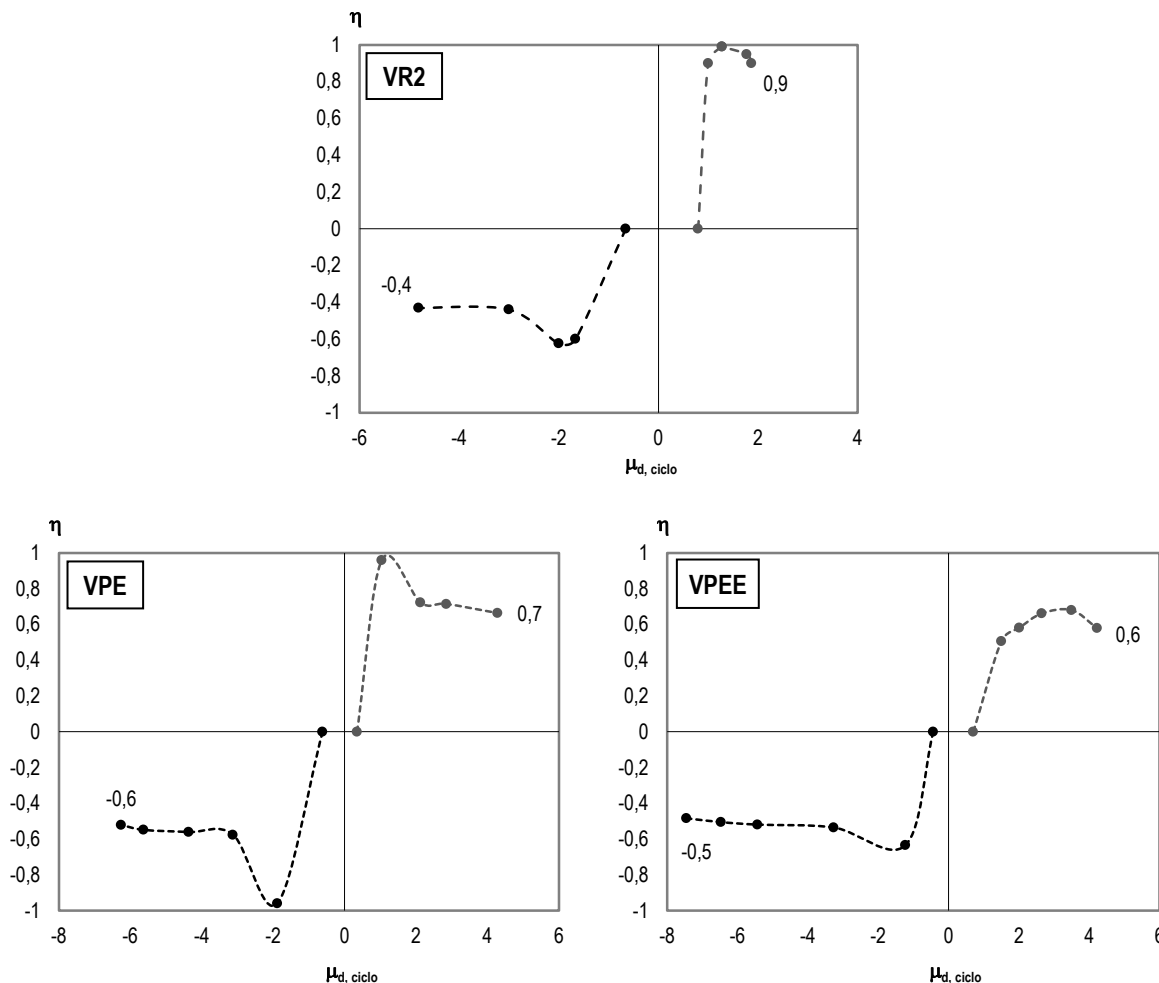


Figura 7.22 Taxa de energia absorvida em função da ductilidade por ciclo nos ensaios dos Modelos VR2, VPE e VPEE

7.2.9. Deformação residual

De seguida apresenta-se a evolução, ao longo do ensaio, da deformação residual. O modelo de referência VR2 apresenta uma acumulação de deformação na direcção das cargas gravíticas, perceptível nos primeiros ciclos impostos na sequência da imposição da carga gravítica. Os modelos reforçados apresentam uma maior rigidez logo esta deformação inicial é menos perceptível.

A observação dos gráficos (Figura 7.23) permite concluir que houve uma redução significativa da deformação residual com as soluções reforçadas. O modelo VR2 apresenta uma deformação residual final de 126.2mm, enquanto os modelos reforçados, VPE e VPEE, exibem uma deformação residual de 71.2mm e 58.7mm, respectivamente, Estes valores traduzem uma redução da deformação residual de 44% com a introdução do pré-esforço e 53% com a adição do encamisamento.

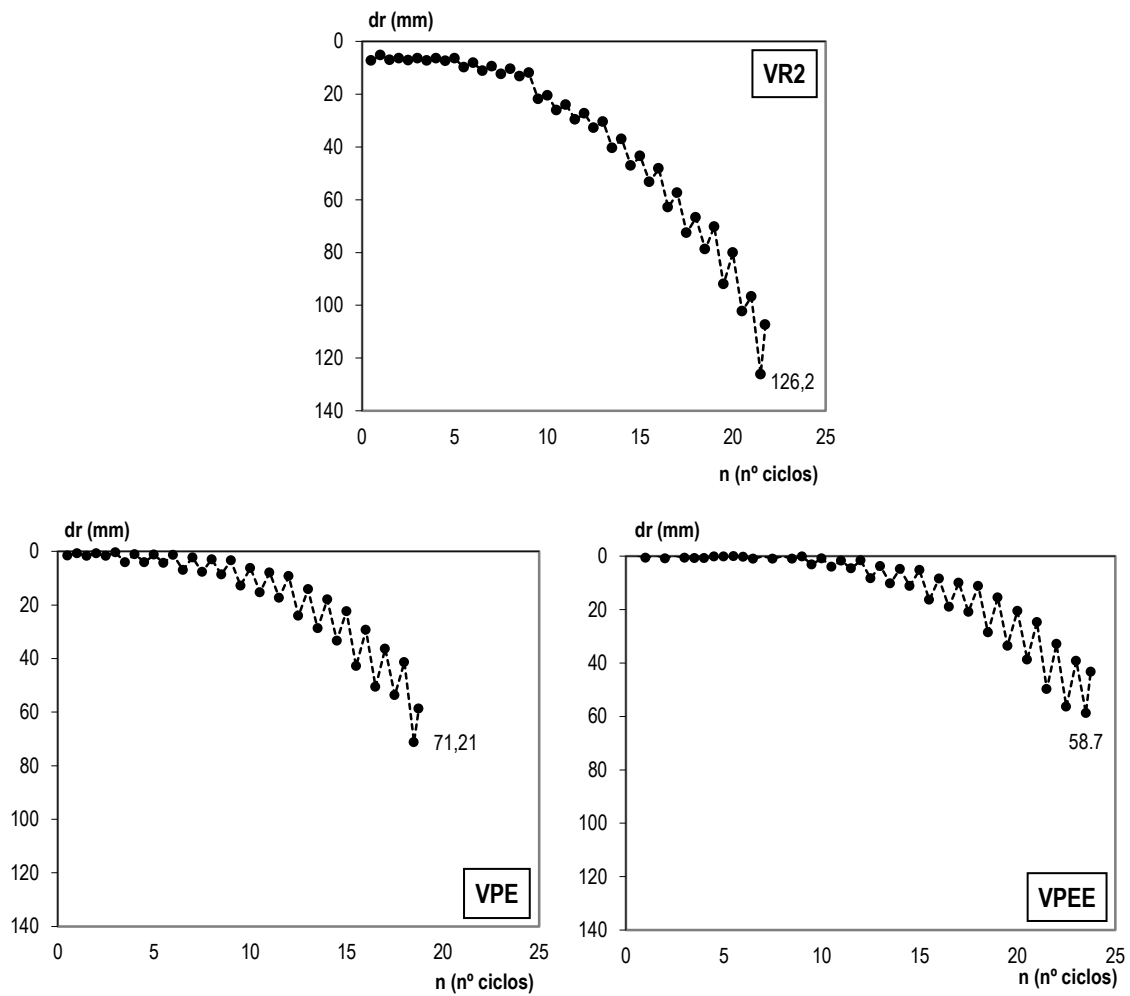


Figura 7.23 Deformação residual total em cada semi-ciclo nos ensaios dos Modelos VR2, VPE e VPEE

É de evidenciar que a deformação residual está associada aos efeitos da carga gravítica, ou seja, com a acumulação de deformações plásticas após cada ciclo de deslocamento.

7.2.10. Deformação residual normalizada

Este índice traduz a relação entre a deformação residual e o deslocamento de cedência e reflecte o nível de deformação residual em cada ciclo. As figuras seguintes ilustram a evolução deste parâmetro ao longo do ensaio e em função do número de ciclos.

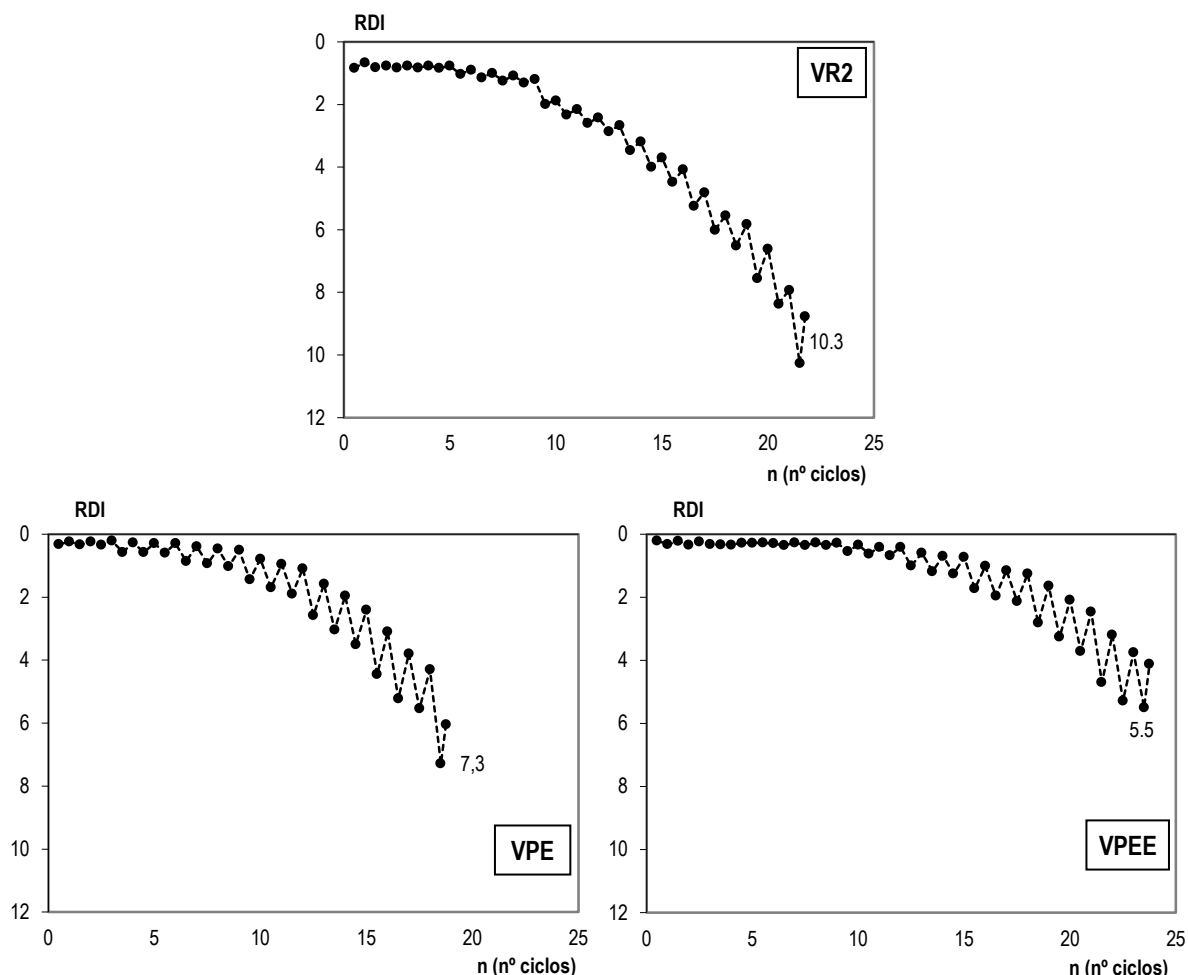


Figura 7.24 Deformação residual normalizada, em cada semi-ciclo, nos ensaios dos Modelos VR2, VPE e VPEE

Apesar de se verificar uma acumulação de deformação, este parâmetro reflecte que as soluções reforçadas permitem uma redução da deformação residual final.

As figuras seguintes ilustram a evolução da deformação residual normalizada em função da ductilidade

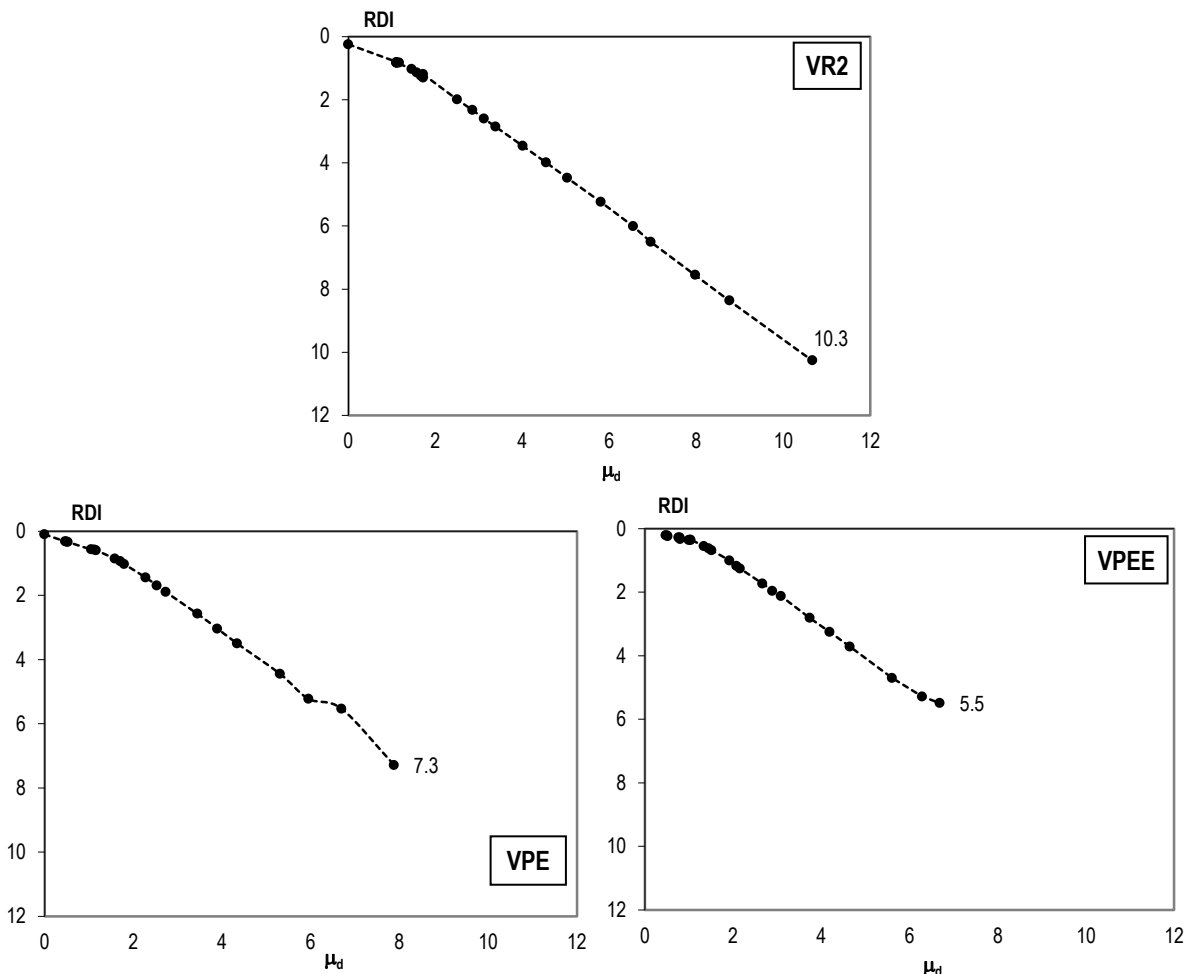


Figura 7.25 Índice de deformação residual em função da ductilidade, em cada semi-ciclo, nos ensaios dos Modelos VR2, VPE e VPEE

Apesar de se verificar uma acumulação de deformação, este parâmetro reflecte que as soluções reforçadas permitem uma redução da deformação residual final.

7.2.11. Rigidez inicial normalizada

Na figura seguinte apresenta-se a evolução da rigidez inicial normalizada nos semi-ciclos de carga em função da ductilidade. Da análise do gráfico pode-se concluir que a repetição de ciclos conduz a uma degradação da rigidez, sendo mais acentuada nos modelos reforçados, conduzindo a uma rigidez residual no modelo reforçado apenas com pré-esforço de cerca de 30% da rigidez inicial e de 25% no modelo reforçado com pré-esforço e encamisamento.

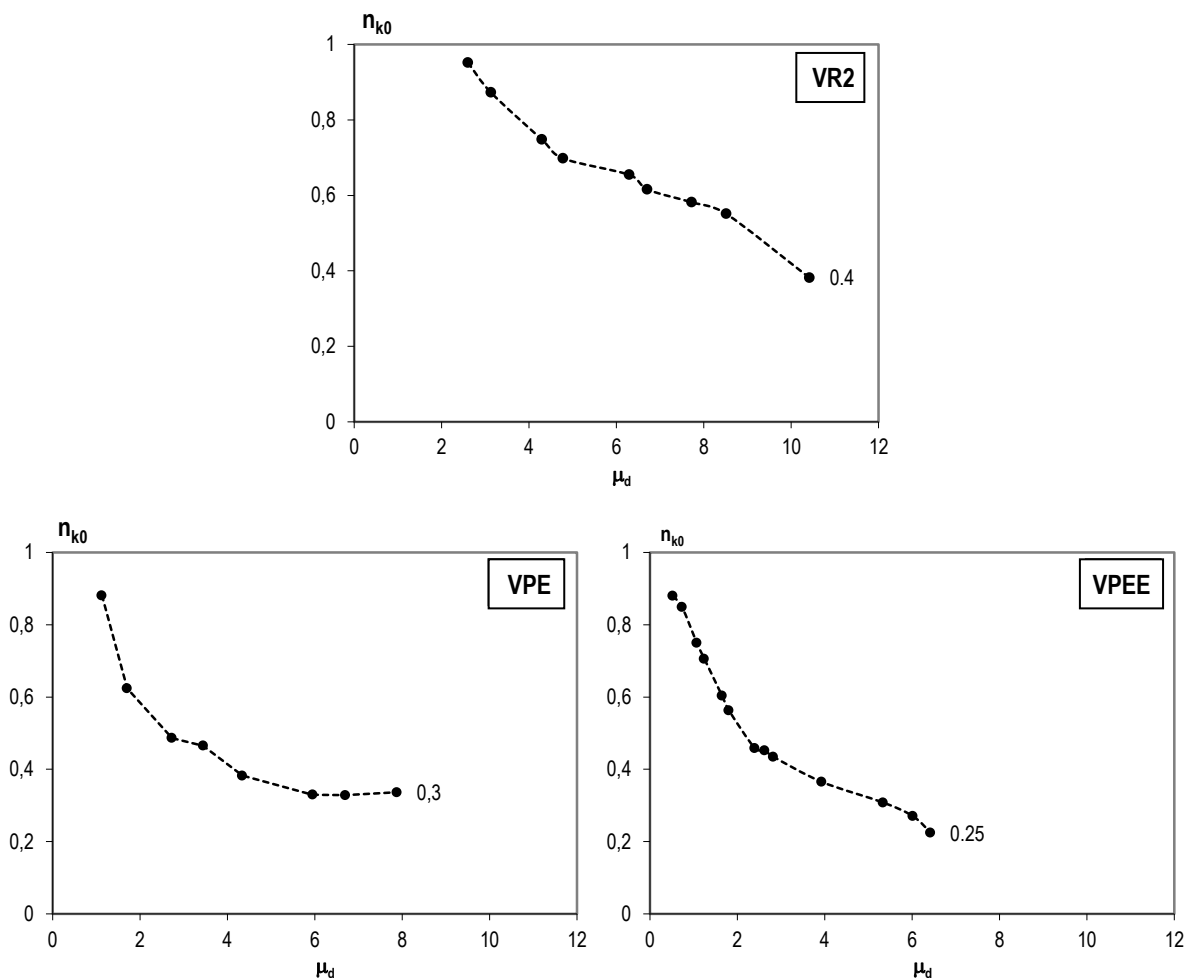


Figura 7.26 Rigidez inicial normalizada em função da ductilidade nos ensaios dos Modelos VR2, VPE e VPEE

7.3. ANÁLISE DOS RESULTADOS EM FUNÇÃO DO “DRIFT”

O “drift” caracteriza o desvio em termos de deslocamento, neste caso, da viga. Os resultados obtidos no capítulo 3 apontam para a imposição de critérios de rotura baseados na limitação do “drift”, que podem ser fundamentados em níveis de desempenho adequados ou requeridos para a estrutura em que a ligação se insere, e/ou sustentados em regulamentações ou normas.

Desta forma, optou-se por efectuar a análise de alguns resultados em função do “drift”.

7.3.1. Ductilidade em deslocamento

A ductilidade em deslocamento corresponde a um parâmetro que caracteriza a deformação inelástica para um determinado nível de resposta. A ductilidade relativa correspondente à relação entre o deslocamento relativo medido a partir do momento em que a força gravítica está instalada e o deslocamento de cedência. A ductilidade relativa é igual à total, a menos do valor do deslocamento gravítico inicial. Na Figura 7.27 apresenta-se a evolução deste parâmetro em função do “drift”.

No gráfico pode-se observar que no modelo VR2 não se mobilizou deformação plástica na direcção “fraca” (correspondente à flexão para momentos positivos). O modelo VR2 apresentou uma maior exploração da ductilidade na direcção “forte” (correspondente à flexão no sentido da carga gravítica) associada à acumulação de deformação neste sentido.

Para um determinado nível desempenho ou de “drift”, os modelos reforçados apresentam uma ductilidade relativa ligeiramente superior que o modelo de referência, associada à plastificação das armaduras para níveis de “drift” mais baixos. Os níveis de ductilidade na direcção “fraca” apresentados pelos modelos reforçados, particularmente no caso do modelo VPEE, apontam para um comportamento mais equilibrado destes modelos relativamente ao modelo de referência.

No mesmo modelo, para um determinado nível de “drift”, a ductilidade explorada na direcção “fraca” é superior à observada na direcção “forte”. A viga apresenta uma maior capacidade resistente na direcção “forte”, logo, para uma determinada amplitude de deslocamento imposto, verifica-se um comportamento plástico mais acentuado na direcção “fraca”.

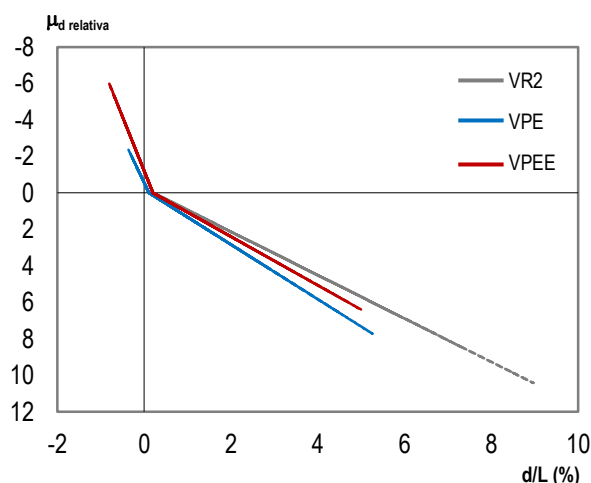


Figura 7.27 Ductilidade relativa em função do “drift” nos ensaios dos Modelos VR2, VPE e VPEE

7.3.2. Energia dissipada

A energia dissipada acumulada torna-se um parâmetro interessante de analisar em função do “drift”. Como se pode observar na Figura 7.28, para o mesmo nível de “drift”, as soluções reforçadas, especialmente o modelo VPEE, apresentam uma capacidade de dissipação de energia superior ao modelo de referência.

Desta forma, este parâmetro permite comprovar a eficácia das soluções de reforço com o intuito de aumentar a capacidade de dissipação de energia.

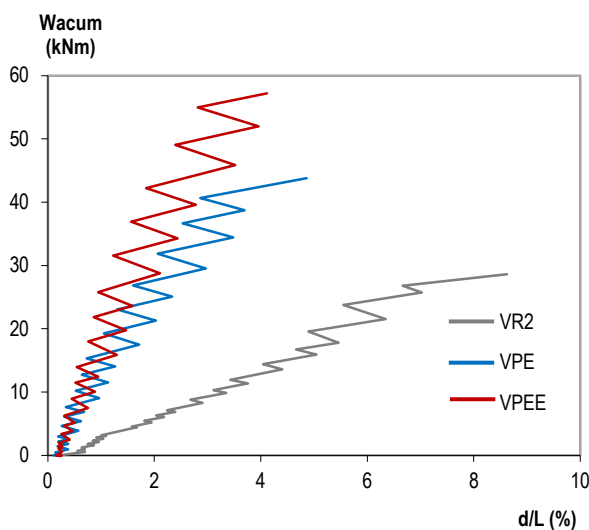


Figura 7.28 Energia acumulada em função do “drift” nos ensaios dos Modelos VR2, VPE e VPEE

7.3.3. Taxa de energia absorvida

A taxa de energia absorvida traduz a relação entre a energia dissipada no semi-ciclo em força e a energia armazenada num sistema elastoplástico. Este índice caracteriza a forma do diagrama histerético.

Na Figura 7.29 apresenta-se a evolução da taxa de energia absorvida na direcção “forte” em função do “drift” correspondente ao ensaio dos modelos. Optou-se por apresentar apenas a taxa de energia absorvida na direcção “forte” pois no modelo de referência não se observou exploração do comportamento plástico na direcção “fraca”.

Como se pode observar, na direcção “forte”, o modelo que apresenta o comportamento mais próximo do elastoplástico é o modelo VR2. De facto, este modelo apresenta uma degradação da capacidade resistente pouco acentuada para níveis de deformação elevados, ausência de comportamento plástico na direcção “fraca”, conduzindo a um diagrama histerético sem o efeito de estreitamento do diagrama, correspondente ao aumento da rigidez conferido pelo fecho das fendas - “*Pinching*”. Este comportamento justifica o facto dos valores da taxa de energia absorvida na direcção “forte” do modelo VR2 seja próximo da unidade.

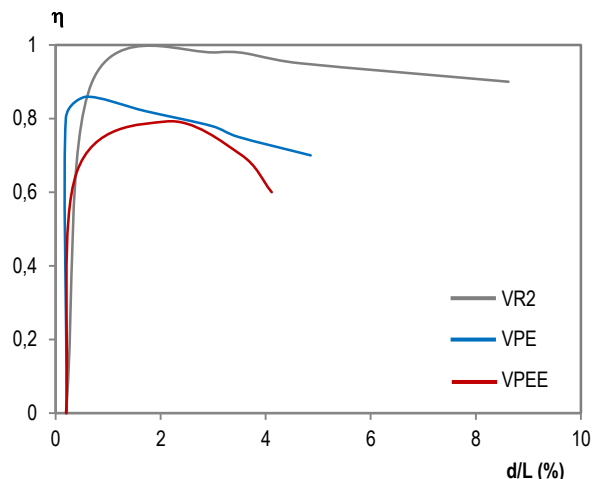


Figura 7.29 Taxa de energia absorvida na direcção “forte” em função do “drift”, nos ensaios dos Modelos VR2, VPE e VPEE

7.3.4. Rigidez inicial normalizada

Da análise dos gráficos referentes à evolução da rigidez inicial normalizada em função do “drift”, observa-se uma redução de rigidez de 50% para um “drift” de 2.0% nas soluções reforçadas (Figura 7.30). Nas normas, nomeadamente no Eurocódigo 8 [NP EN1998-1 (2009)], este nível de redução de rigidez é frequentemente apontado para efeitos de consideração simplificada das propriedades dos elementos fendilhados na análise estrutural. Sendo que, o “drift” de 2% corresponde ao valor recomendado pela para efeitos de limitação de “drift” de estruturas de edifícios correntes.

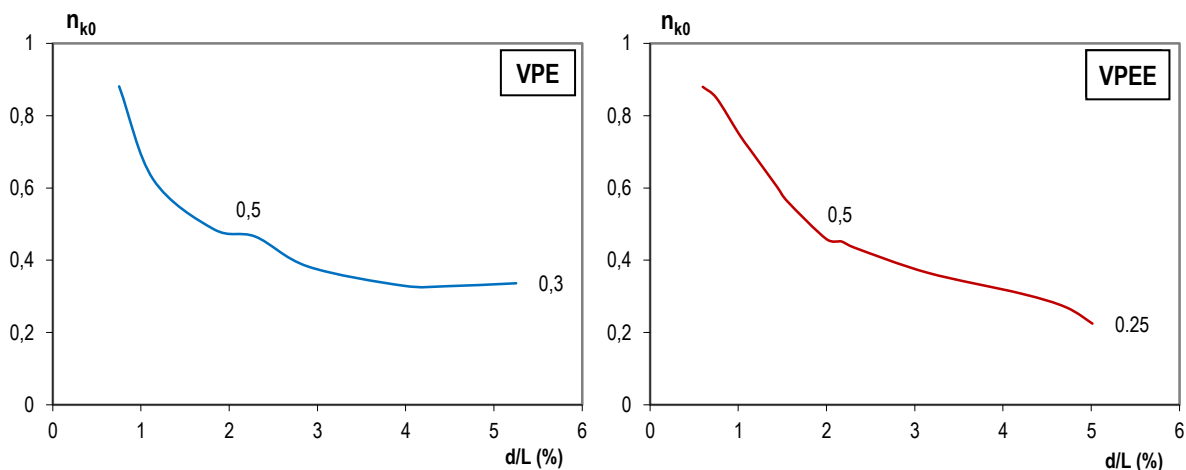


Figura 7.30 Rigidez inicial normalizada em função do “drift”, em cada semi-ciclo, nos ensaios dos Modelos VPE e VPEE

7.4. COMPARAÇÃO DOS RESULTADOS GLOBAIS

Nas tabelas seguintes apresentam-se os resultados experimentais mais significativos, correspondentes aos valores últimos, do ensaio do modelo de ligação viga-pilar de referência (VR2), do modelo reforçado com pré-esforço (VPE) e do modelo reforçado com pré-esforço e encamisamento (VPEE).

Tabela 7.4 – Resultados globais

Modelo	Início da fendilhação	Destacamento do recobrimento	Paragem do ensaio		Critério de rotura (*)	F _{máx} (kN)	F _{min} (kN)
VR2	1º. ciclo de amplitude +1.0d ₀	2º. ciclo de amplitude +5.0d ₀	2º. ciclo de amplitude +7.0d ₀	Fim do curso do actuador	F _{pico} < 0.85 F _{máx}	212.5	51.7
VPE	1º. ciclo de amplitude +1.0d ₀	3º. ciclo de amplitude +5.0d ₀	1º. ciclo de amplitude +7.0d ₀	Rotura associada a danos excessivos por compressão na zona inferior da viga e perdas da força de pré-esforço	F _{pico} < 0.85 F _{máx}	260.1	82.2
VPEE	1º. ciclo de amplitude +1.0d ₀	3º. ciclo de amplitude +8.0d ₀	3º. ciclo de amplitude +8.0d ₀	Rotura por tracção lateral do encamisamento	F _{pico} < 0.85 F _{máx}	293.0	88.9

(*) - para efeito de tratamento e comparação de resultados admitiu-se um critério de rotura correspondente ao instante em que se atingiu uma força inferior a 85% da força máxima.

Tabela 7.5 – Parâmetros de comportamento - Resultados globais

Modelo	Flexão na direcção	d ^{+/-} (mm)	Δd ^{+/-} (mm)	d/L ^{+/-} (%)	θ _p ^{+/-} (%)	μ _d relativa ^{+/-}	μ _{d, ciclo} ^{+/-}	d _{r, total} ^{+/-} (mm)	RDI ^{+/-}	n _{k0} ^{+/-}	W _{acum total} (kNm)	W _{acum, i} ^{+/-} (kNm)	η ^{+/-}
VR2	“forte (+)”	134.5	34.5	9.0	0.08	10.4	3.7	126.2	10.3	0.4	28.6	18.4	0.9
	“fraca (-)”	-	37.0	-	-	-	3.7	-	-	1.0	-	10.2	0.4
VPE	“forte (+)”	89.2	35.8	5.3	0.05	7.7	4.3	71.2	7.3	0.3	43.8	24.6	0.7
	“fraca (-)”	5.5	32.0	0.4	-	2.4	6.3	-	-	1.0	-	19.2	0.6
VPEE	“forte (+)”	75.2	35.3	5.0	0.04	6.4	4.3	58.7	5.5	0.25	57.2	29.5	0.6
	“fraca (-)”	12.3	41.8	0.8	0.01	6.1	7.5	-	-	1.0	-	27.7	0.5

- em que d^{+/-} deslocamento máximo absoluto na direcção “forte” (+) e “fraca” (-)
- Δd^{+/-} deslocamento máximo atingido no semi-ciclo em força positiva (correspondente à flexão na direcção “forte”) e negativa (correspondente à flexão na direcção “fraca”)
- d/L^{+/-} “drift” máximo na direcção “forte” (+) e “fraca” (-)
- θ_p^{+/-} rotação plástica máxima na direcção “forte” (+) e “fraca” (-)
- μ_d relativa^{+/-} ductilidade relativa máxima na direcção “forte” (+) e “fraca” (-), traduzindo a relação entre o deslocamento máximo (medido a partir do instante inicial em que a carga gravítica está instalada) e o deslocamento de cedência
- μ_{d, ciclo}^{+/-} ductilidade máxima por ciclo, que traduz a relação entre o deslocamento máximo aplicado no semi-ciclo em força positiva ou negativa e o deslocamento de cedência

$d_{r, total}^{+/-}$	deslocamento residual máximo
RDI $^{+/-}$	índice de deformação residual final na direcção “forte” (+) e “fraca” (-)
$n_{k0}^{+/-}$	rigidez normalizada final, traduzindo a relação entre a rigidez secante à curva (para um acréscimo de força relativo à força gravítica de 20%) e a rigidez inicial
$W_{acum total}$	energia total dissipada
$W_{acum i}^{+/-}$	energia dissipada na direcção “forte” e “fraca”
$\eta^{+/-}$	taxa de energia final na direcção “forte” (+) e “fraca” (-), traduzindo a relação entre a energia dissipada e armazenada num sistema elastoplástico em cada direcção

O modelo reforçado com pré-esforço (VPE) apresentou um aumento de 22% de resistência à flexão na direcção “forte” e de 30% na direcção “fraca” relativamente ao modelo de referência (VR2). Observou-se o início da fendilhação no primeiro ciclo de deslocamento imposto (correspondente a um amplitude dentro dos limites do comportamento linear). O modelo reforçado com pré-esforço e encamisamento (VPEE) apresenta um aumento de resistência à flexão na direcção “forte” de 38% relativamente ao modelo VR2 e de 13% relativamente ao modelo VPE. Na direcção “fraca”, a adição do encamisamento conduziu a um incremento da resistência à flexão de 40% relativamente ao modelo VR2 e de 8% em relação ao modelo VPE. Podendo-se constatar que o maior incremento resulta da introdução do pré-esforço na ligação.

No modelo VR2 verificou-se destacamento do recobrimento na zona inferior da viga após a imposição de 17 ciclos (correspondente à descarga no semi-ciclo da direcção “forte” de amplitude de $5.0 \times d_0$), correspondendo a um nível de ductilidade de 6.5. No modelo VPE verificou-se destacamento do recobrimento após a imposição de 14 ciclos (correspondendo à descarga no semi-ciclo da direcção “forte” de amplitude de $5.0 \times d_0$) para um nível de ductilidade de 4.3. É de referir que, para a mesma amplitude de deslocamento imposto, o facto do número de ciclos no ensaio do modelo de referência ser superior ao ensaio do modelo reforçado está associado a algumas rectificações efectuadas durante o primeiro ensaio que implicaram a repetição de alguns ciclos iguais.

O destacamento antecipado do recobrimento na solução com pré-esforço pode estar associado à influência do efeito do pré-esforço na acumulação de danos. De facto, o pré-esforço introduz compressão na viga, aumentando as compressões na zona inferior da viga reforçada relativamente à do modelo de referência. Em ambos os modelos, VR2 e VPE, a encurvadura dos varões da armadura longitudinal inferior apenas foi detectável após o destacamento do recobrimento, não se tendo observado rotura dos varões.

No modelo VPEE apenas se verificou destacamento do recobrimento, e do reforço, próximo da rotura. Após a realização do ensaio, o reforço foi retirado, tendo-se verificado um baixo nível de deformação

lateral dos varões da armadura longitudinal inferior. Este comportamento indicia uma boa eficiência do encamisamento.

A análise dos diversos parâmetros de comportamento mostra deformações nas soluções reforçadas, VPE e VPEE, inferiores na direcção “forte” e superiores na direcção “fraca” quando comparadas às do modelo de referência, indicando um comportamento mais equilibrado dos modelos reforçados.

A deformação residual adimensionalizada relativamente ao deslocamento de cedência, RDI, traduz uma redução da acumulação de deformação residual nos modelos reforçados, evidenciando um comportamento mais centrado deste modelo.

As soluções reforçadas apresentam uma dissipação de energia total, e em ambas as direcções, superior à do modelo de referência. Este facto está relacionado com o aumento da resistência devido ao reforço. É de salientar ainda o equilíbrio alcançado, em termos de dissipação de energia, nas duas direcções do comportamento da viga reforçada com pré-esforço e encamisamento.

Relativamente à taxa de energia absorvida, observa-se uma maior divergência no comportamento à flexão na direcção “fraca” dos modelos relativamente ao sistema elastoplástico.

A análise do parâmetro que reflecte a evolução da rigidez inicial, n_{k0} , permite concluir que, após a imposição da história de carregamentos, a rigidez residual do modelo de referência corresponde a 40% da rigidez inicial, enquanto no modelo VPE é de 30% e no modelo VPEE é de 25% da rigidez inicial. O facto de se verificar uma degradação ligeiramente superior da rigidez no caso dos modelos reforçados pode estar associado à influência do efeito do pré-esforço na acumulação de danos.

Em termos globais consta-se que a introdução do pré-esforço (modelo VPE) permitiu reduzir a deformação residual e recentrar a resposta histerética da ligação viga-pilar, assim como, aumentar a capacidade resistente e de dissipação de energia da ligação.

No entanto, a introdução do pré-esforço conduziu a um agravamento dos danos na zona comprimida da viga. Este comportamento foi corrigido através da adição do encamisamento com CRFU, verificando-se uma redução do fenómeno de encurvadura das armaduras longitudinais inferiores.

7.5. ANÁLISE DA EFICIÊNCIA DAS SOLUÇÕES DE REFORÇO

Neste ponto pretende-se avaliar a eficiência das soluções de reforço. Para tal procedeu-se à comparação do comportamento dos modelos em termos de resistência, ductilidade e dissipação de energia, tendo por base alguns parâmetros de comportamento determinados anteriormente.

Na tabela seguinte apresenta-se a comparação entre os modelos em termos de força máxima (F_{\max}) e mínima (F_{\min}) normalizada relativamente ao modelo de referência (VR2) e à solução de reforço apenas com pré-esforço (VPE).

Tabela 7.6 – Comparação entre a força máxima e mínima dos modelos ensaiados

Modelo	F_{\max} (kN)	F_{\min} (kN)	$F_{\max}/F_{\max, VR2}$	$F_{\min}/F_{\min, VR2}$	$F_{\max}/F_{\max, VPE}$	$F_{\min}/F_{\min, VPE}$
VR2	212.5	63.4	-	-	-	-
VPE	260.1	82.2	1.22	1.30	-	-
VPEE	293.0	88.9	1.38	1.40	1.13	1.08

A análise da Tabela 7.6 permite avaliar os acréscimos de resistência conferidos pelas soluções reforçadas relativamente ao modelo de referência. Observa-se um aumento de resistência na ligação reforçada com pré-esforço (VPE) de 30% para a flexão na direcção “fraca” e de 22% na flexão na direcção “forte”. A solução reforçada com pré-esforço e encamisamento (VPEE) apresentou um acréscimo de resistência de 40% para a flexão na direcção “fraca” e de 38% na flexão na direcção “forte”. Verifica-se que relativamente à solução apenas com pré-esforço, a adição do confinamento por encamisamento confere um acréscimo de resistência de 13% na direcção “forte” e de 8% na direcção “fraca”.

Na tabela seguinte apresenta-se a avaliação da deformação residual observada segundo a flexão na direcção “forte” dos modelos ensaiados. Os parâmetros que permitem esta análise são a deformação residual (d_r) e a deformação residual adimensionalizada relativamente ao deslocamento de cedência (RDI).

Tabela 7.7 – Comparação entre parâmetros de comportamento relativos à deformação residual dos modelos ensaiados

Modelo	d_r (mm)	$d_r/d_r, VR2$	$d_r/d_r, VPE$	RDI	$RDI/RDI, VR2$	$RDI/RDI, VPE$
VR2	126.2	-	-	10.3	-	-
VPE	71.2	0.56	-	7.3	0.71	-
VPEE	58.7	0.47	0.82	5.5	0.53	0.75

Ambos os parâmetros mostram a mesma tendência, i.e., uma redução da deformação residual. No caso da solução reforçada com pré-esforço (VPE), a redução da deformação residual foi de, cerca de,

44% relativamente ao modelo de referência. No caso da ligação reforçada com pré-esforço e encamisamento (VPEE) observa-se uma redução de 53% da deformação residual apresentada pelo modelo de referência. A introdução do encamisamento na solução de reforço com pré-esforço conduziu a uma redução de 18% da deformação residual. Estes resultados apontam para a eficiência das soluções de reforço na diminuição da deformação residual.

Na Figura 7.31 apresentam-se as envolventes dos modelos onde se podem visualizar os valores anteriormente analisados.

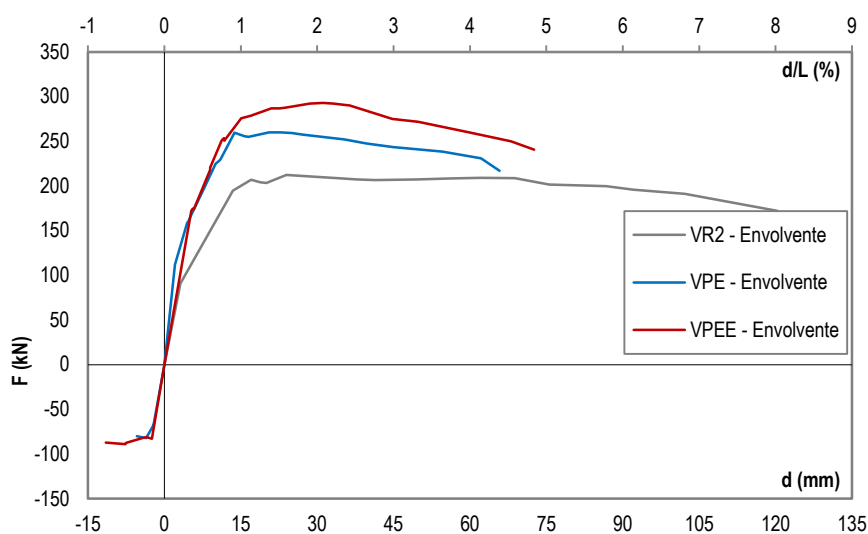


Figura 7.31 Envolvente experimental dos modelos VR2, VPE e VPEE

O “drift”, o deslocamento absoluto (d) e a ductilidade (μ) são parâmetros de comportamento relacionados com o deslocamento máximo. Na Tabela 7.8 são estabelecidas as relações entre estes parâmetros para os modelos ensaiados. É de referir que o modelo de referência não apresentou deformação plástica durante a solitação na direcção “fraca da viga, pelo que não se apresenta a relação dos parâmetros relativamente ao modelo de referência na direcção “fraca” (-).

Tabela 7.8 – Comparação entre parâmetros de comportamento relativos ao deslocamento dos modelos ensaiados

Modelo	$d_{m\acute{a}x}$ (mm)	$d_{m\acute{i}n}$ (mm)	$d_{m\acute{a}x}/d_{m\acute{a}x, VR2}$	$d_{m\acute{a}x}/d_{m\acute{a}x, VPE}$	$d_{m\acute{i}n}/d_{m\acute{i}n, VPE}$	d/L^+ (mm)	d/L^- (mm)	$drift^+ / drift^+, VR2$	$drift^+ / drift^+, VPE$	$drift^- / drift^-, VPE$	$\mu^+,_{rel}$ (mm)	$\mu^-,_{rel}$ (mm)	$\mu^+,_{rel} / \mu^+,_{rel, VR2}$	$\mu^+,_{rel} / \mu^+,_{rel, VPE}$	$\mu^-,_{rel} / \mu^-,_{rel, VPE}$
VR2	134.5	-	-	-	-	9.0	-	-	-	-	10.4	-	-	-	-
VPE	89.2	5.5	0.66	-	-	5.3	0.4	0.59	-	-	7.7	2.4	0.74	-	-
VPEE	75.2	12.3	0.56	0.84	2.24	5.0	0.8	0.56	0.94	2.00	6.4	6.1	0.62	0.83	2.54

Da análise dos resultados constantes na tabela, observa-se que há uma crescente exploração da deformação no comportamento na direcção “fraca” com as soluções reforçadas. No que se refere ao

comportamento do modelo na direcção “forte”, verifica-se uma redução da deformação acentuada na solução de reforço com pré-esforço. Estas observações apontam para um recentramento do comportamento do modelo com as soluções reforçadas e demonstram a eficiência da utilização do pré-esforço como solução de reforço com vista a reduzir as deformações residuais.

Outro parâmetro que permite avaliar a eficiência das soluções reforçadas é a dissipação de energia (W). Na tabela seguinte compara-se a energia acumulada ao longo do ensaio, na direcção “forte” e na direcção “fraca” nos modelos ensaiados.

Tabela 7.9 – Comparação entre a energia dissipada, nas duas direcções e total, pelos modelos ensaiados

Modelo	W_{acum} (kNm)	$\frac{W_{acum}}{W_{acum,VR2}}$	$\frac{W_{acum}}{W_{acum,VPE}}$	W_{acum}^+ (kNm)	W_{acum}^- (kNm)	$\frac{W_{acum}^+}{W_{acum,VR2}^+}$	$\frac{W_{acum}^-}{W_{acum,VR2}^-}$	$\frac{W_{acum}^+}{W_{acum,VPE}^+}$	$\frac{W_{acum}^-}{W_{acum,VPE}^-}$
VR2	28.6	-	-	18.4	10.2	-	-	-	-
VPE	43.8	1.53	-	24.6	19.2	1.34	1.88	-	-
VPEE	57.2	2.00	1.31	29.5	27.7	1.60	2.72	1.44	1.20

Verifica-se igualmente um aumento da dissipação da energia total e nas duas direcções com as soluções reforçadas. São de salientar os ganhos observados no comportamento na direcção “fraca” associados a uma maior deformação plástica e a um comportamento mais centrado.

7.6. PROPOSTA DE DIMENSIONAMENTO

Nesta secção apresenta-se um método de cálculo para estimar a capacidade resistente e de deformação da ligação reforçada. Para tal foi necessário estabelecer algumas hipóteses simplificativas que se passam a enumerar:

- Admitiu-se que a deformação máxima do betão é de 3.5‰;
- Desprezou-se a resistência à tracção do betão;
- No equilíbrio da secção considerou-se o pré-esforço do lado da acção;
- Considerou-se o valor de pré-esforço útil igual à força de pré-esforço inicial ($P_u = 150$ kN/cordão);
- Não se tirou partido do eventual confinamento do betão conferido pelo encamisamento;
- Admitiu-se que as secções se mantêm planas após deformação (Hipótese de Bernoulli);
- Na determinação do momento resistente considerou-se o método do diagrama rectangular para efeitos do cálculo da resultante das tensões de compressão e da sua posição;
- Para estimar a curvatura última admitiu-se que a deformação máxima das armaduras é de 6% (valor proposto no Eurocódigo 8 – parte 3 [EN 1998-3 (2005)] para a extensão máxima admissível no aço).

7.6.1. Propriedades mecânicas dos materiais

Na tabela seguinte apresentam-se as propriedades do betão utilizadas no dimensionamento, sendo que a resistência média à compressão no betão foi estabelecida a partir dos resultados obtidos nos ensaios de caracterização do betão.

Tabela 7.10 – Propriedades mecânicas do betão

f_{cm} (MPa)	E_{cm} (GPa)	ε_{co} (‰)	ε_{cu} (‰)
41.7	33.8	2.0	3.5

em que f_{cm} - valor médio da tensão de compressão do betão

ε_{co} - extensão do betão à compressão correspondente à tensão máxima f_{cm}

ε_{cu} - extensão última do betão à compressão

E_{cm} - módulo de elasticidade secante do betão

Na tabela seguinte apresentam-se as propriedades mecânicas mais relevantes do aço dos varões de $\varnothing 8$ e $\varnothing 16$, obtidas a partir dos resultados dos ensaios à tracção dos varões (ver 3.5.4).

Tabela 7.11 – Propriedades mecânicas do betão

\varnothing	f_y (MPa)	ε_y (%)	f_t (MPa)
8	475	0.238	622
16	473	0.236	601

em que \varnothing - diâmetro do varão

f_y - valor da tensão de cedência do aço

f_t - valor da tensão de rotura do aço

A partir resultados experimentais estabeleceram-se as relações constitutivas do aço usadas para efeitos de cálculo e apresentadas na Figura 7.32.

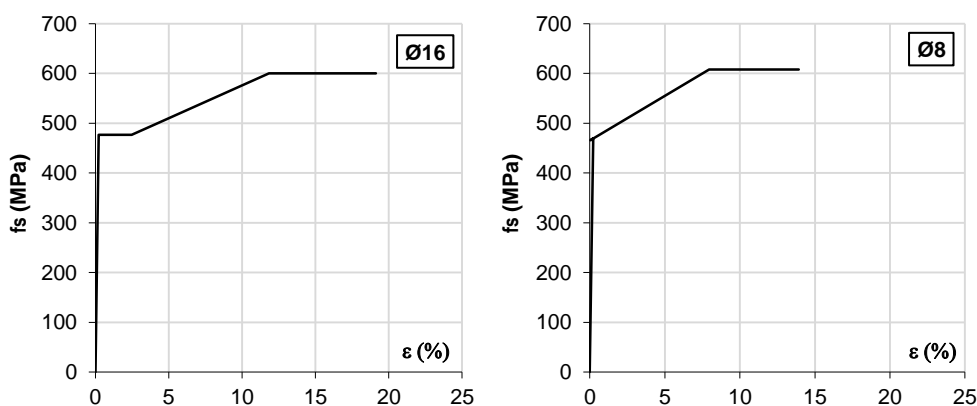


Figura 7.32 Relação constitutiva dos varões de aço $\varnothing 8$ e $\varnothing 16$ para efeitos de cálculo

O traçado dos cordões de pré-esforço foi otimizado de forma a que o comportamento do aço de pré-esforço se mantenha elástico. Os cordões de pré-esforço utilizados no reforço da ligação apresentam um diâmetro nominal de 15.2 mm (0.6"), correspondente a uma área nominal da secção transversal de 139 mm². O aço de pré-esforço usado para o reforço foi o Y1860S7, que apresenta uma tensão limite convencional de proporcionalidade a 0.1% ($f_{p0,1k}$) de 1600 MPa e um módulo de elasticidade (E_p) de 195 GPa.

Os ensaios de caracterização mecânica da calda reforçada com fibras unidireccionais (CFRU), utilizada no encamisamento, são apresentados no capítulo 5. Conforme já referido, para efeito de dimensionamento não se tirou partido do eventual confinamento do betão conferido pelo encamisamento. Desta forma, a propriedade que importa ter presente é a resistência à compressão que, de acordo com os resultados experimentais, se considerou igual a 66.0 MPa.

7.6.2. Determinação do momento de cedência

O momento de cedência é definido como o que corresponde ao início da cedência nas armaduras traccionadas ($\epsilon_s = \epsilon_y$). Para estabelecer o equilíbrio da secção considerou-se o pré-esforço como acção – ver Figura 7.33.

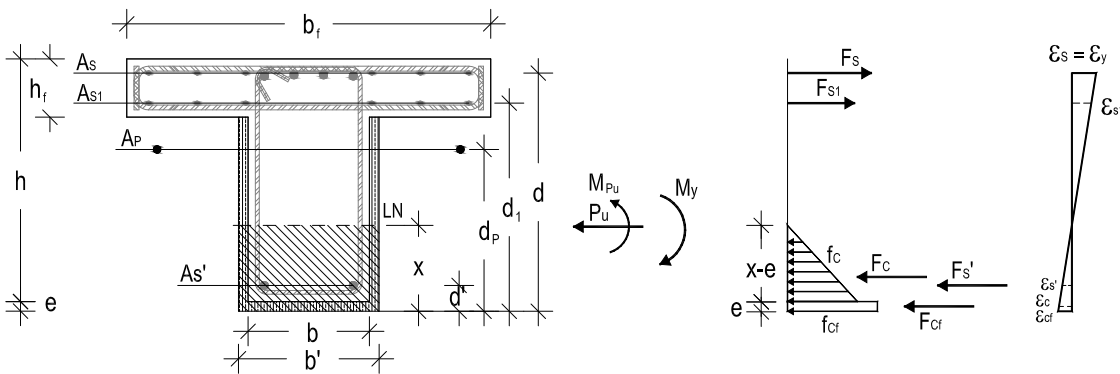


Figura 7.33 Momento de cedência - Equilíbrio da secção

De seguida, tendo por base as relações constitutivas dos materiais e as hipóteses referidas, foi determinada a posição da linha neutra a partir do equilíbrio de forças na secção e das equações de compatibilidade entre as deformações dos diferentes materiais, como representado nas expressões seguintes:

$$\sum F = -P_u \Leftrightarrow F_s + F_{s1} - F_c - F_{s'} - F_{cf} = -P_u \Rightarrow x \quad (7.2)$$

$$\frac{\epsilon_y}{d-x} = \frac{\epsilon_{s1}}{d_1-x}; \quad \frac{\epsilon_y}{d-x} = \frac{\epsilon_{s'}}{d'-x}; \quad \frac{\epsilon_y}{d-x} = \frac{\epsilon_c}{x-e}; \quad \frac{\epsilon_y}{d-x} = \frac{\epsilon_{cf}}{x} \quad (7.3)$$

Em que P_u - força de pré-esforço útil

F_s - força resultante devido às armaduras superiores traccionadas

F_{s1} - força resultante devido à segunda camada de armaduras traccionadas

F_s - força resultante devido às armaduras comprimidas

F_c - força resultante referente às tensões de compressão do betão

F_{cf} - força resultante referente às tensões de compressão no encamisamento de CRFU

O momento de cedência é determinado a partir do equilíbrio da secção, de acordo com a seguinte equação:

$$M_y = F_s \cdot \left[d - e - \left(\frac{x - e}{3} \right) \right] + F_{s1} \cdot \left[d_1 - e - \left(\frac{x - e}{3} \right) \right] + F_{s'} \cdot \left[\left(\frac{x - e}{3} \right) + e - d' \right] + F_{cf} \cdot \left[\left(\frac{x - e}{3} \right) + e/2 \right] + P_u \cdot \left[d_p - e - \left(\frac{x - e}{3} \right) \right] \quad (7.4)$$

Na tabela seguinte apresenta-se a posição da linha neutra e a extensão da fibra de betão mais comprimida, o valor estimado para o momento de cedência e o respectivo valor obtido experimentalmente nos modelos reforçados.

Tabela 7.12 – Comparação entre o momento de cedência estimado e o experimental

	x (m)	ϵ_c (‰)	M_y (kNm)	$M_{y,exp}$ (kNm)	Erro (%)
VR2	0.15	1.1	277.8	303.3	8%
VPE	0.18	1.5	353.7	375.3	6%
VPEE	0.17	1.1	384.6	413.6	7%

É de referir que a diferença observada está relacionada com o facto do momento de cedência experimental (definido em 3.8.2 f) não corresponder ao momento associado ao início da cedência nas armaduras mais traccionadas.

7.6.3. Determinação do momento resistente

Na determinação do momento resistente considerou-se o método do diagrama rectangular de tensões para cálculo da resultante das tensões de compressão no betão e da sua posição.

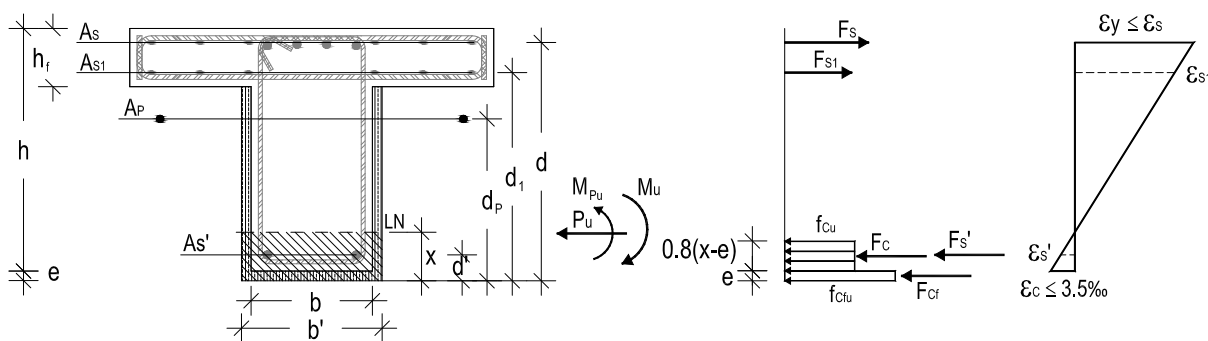


Figura 7.34 Momento resistente - Equilíbrio da secção

Tendo por base as relações constitutivas dos materiais, as hipóteses já referidas e admitindo como hipótese de dimensionamento a rotura convencional no betão, a posição da linha neutra foi determinada através das expressões (7.2) e (7.3) que estabelecem o equilíbrio de forças na secção e a compatibilidade entre as deformações dos diferentes materiais.

À semelhança do cálculo do momento de cedência, conhecida a posição da linha neutra, determina-se o momento resistente através do equilíbrio de momentos expresso na equação seguinte:

$$M_u = F_s \cdot [d - e - 0.4 \cdot (x - e)] + F_{s1} \cdot [d_1 - e - 0.4 \cdot (x - e)] + F_{s'} \cdot [0.4 \cdot (x - e) + e - d'] + F_{c_f} \cdot [0.4 \cdot (x - e) + e/2] + P_u \times [d_p - e - 0.4 \cdot (x - e)] \quad (7.5)$$

Na tabela seguinte apresenta-se a comparação entre o momento máximo obtido no ensaio das soluções reforçadas e o respectivo valor estimado para o momento resistente, constatando-se que o erro apresentado é aceitável. Apresenta-se ainda a respectiva posição da linha neutra e a extensão na armadura traccionada.

Tabela 7.13 – Comparação entre o momento resistente estimado e o experimental

	x (m)	ϵ_s (%)	M_u (kNm)	$M_{u,exp}$ (kNm)	Erro (%)
VR2	0.07	1.9	311.7	318.8	2%
VPE	0.10	1.2	392.3	390.2	-1%
VPEE	0.08	2.4	425.0	439.5	3%

7.6.4. Estimativa da capacidade de deformação

Para estimar a capacidade de deformação admitiu-se que, após a cedência, o modelo exhibe aproximadamente um movimento de corpo rígido em torno do centro da rótula plástica (Figura 7.35). É neste modelo de comportamento que se baseia a determinação da capacidade de deformação de um elemento de acordo com o Eurocódigo 8 – parte 3 [EN 1998-3 (2005)].

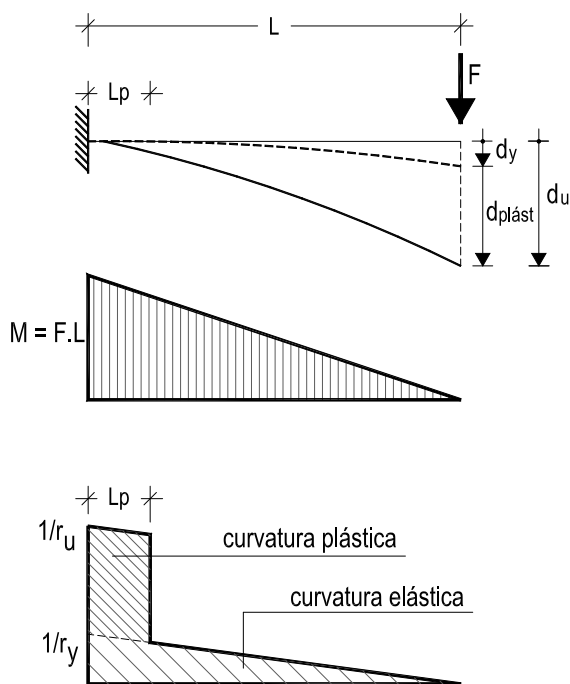


Figura 7.35 Deformação do modelo

Admitindo uma distribuição da relação momento-curvatura bilinear e um comprimento da rótula plástica, onde se concentra a deformação plástica, com curvatura constante, o deslocamento pode ser obtido através da expressão seguinte [Park e Paulay (1975)]:

$$d_u = d_y + d_{plást} \tag{7.6}$$

$$d_y = \frac{1}{3} \cdot \frac{1}{r_y} \cdot L^2 \tag{7.7}$$

$$d_{plást} = \left(\frac{1}{r_u} - \frac{1}{r_y} \right) \cdot L_p \cdot (L - 0.5 \cdot L_p) \tag{7.8}$$

Em que d_u – deslocamento último

L_p – comprimento da rótula plástica que, para efeitos de dimensionamento, foi considerado igual a $0.5h$

h – altura de secção

$1/r_u$ – curvatura última

$1/r_y$ – curvatura de cedência

Este procedimento é também analisado no trabalho apresentado por Pipa (1992). O autor refere que a determinação dos deslocamentos a partir da integração das curvaturas das secções é a mais correcta. A partir da análise dos resultados obtidos experimentalmente, o autor constata que os valores obtidos pela expressão subavaliam a capacidade de deformação das vigas ensaiadas monotonicamente e

ciclicamente. Refere-se ainda a possibilidade de adopção de um coeficiente semi-empírico para corrigir o deslocamento de cedência e a calibração do comprimento da rótula plástica tendo por base os fenómenos físicos que contribuem para a deformação final para além da deformação por flexão, nomeadamente, a deformação por corte e a deformação das armaduras para lá da secção do encastramento.

Para efeitos de dimensionamento adoptou-se a expressão (7.6) para estimar a capacidade de deformação da ligação. A curvatura de cedência, correspondente ao início da cedência das armaduras, pode ser obtida através da seguinte expressão:

$$\frac{1}{r_y} = \frac{\varepsilon_y}{d - x} \quad (7.9)$$

Por sua vez, a curvatura de última está associada a grandes deformações e danos no betão. De facto, durante o ensaio dos modelos observaram-se modos de rotura associados à degradação progressiva da zona comprimida, verificando-se destacamento do recobrimento e encurvadura das armaduras.

Considerando, por simplificação e para efeitos de cálculo, que a posição da linha neutra na rotura não se altera significativamente, admitiu-se que uma deformação máxima admissível nas armaduras (ε_{su}) é de 6% [EN 1998-3 (2005)]. Desta forma é possível estimar a curvatura última através da seguinte expressão:

$$\frac{1}{r_u} = \frac{\varepsilon_{su}}{d - x} \quad (7.10)$$

Na tabela seguinte apresentam-se os valores estimados para a capacidade de deformação das ligações reforçadas.

Tabela 7.14 – Estimativa da capacidade de deformação

	$1/r_y$ (m ⁻¹)	$1/r_u$ (m ⁻¹)	d_y (m)	$d_{plást}$ (m)	d_u (m)	Drift (%)	Drift, exp (%)
VR2	0.0075	0.1552	0.0056	0.0598	0.065	4.4	9.0
VPE	0.0084	0.1708	0.0063	0.0658	0.072	4.8	5.3
VPEE	0.0076	0.1479	0.0057	0.0568	0.063	4.2	5.0

Constata-se que, no caso dos modelos reforçados, as diferenças em relação aos valores experimentais são aceitáveis tendo em consideração as simplificações efectuadas. A adopção de um critério de dimensionamento que limita a deformação no aço a 6% demonstra-se adequada. É de salientar a redução de deformação plástica no modelo VPEE relativamente ao modelo VPE.

O comportamento do modelo de referência (VR2), sujeito a uma história de deslocamentos impostos a partir do efeito da carga gravítica (ver 3.9.2), apresentou deformações superiores ao valor estimado.

Eventualmente, a resposta experimental do modelo esteve associada a deformações no aço superiores a 6%. Consta-se que o reforço da ligação permitiu a imposição da história de deslocamentos prevista ao modelo, para níveis de deformação do aço admissíveis.

7.6.5. Estimativa da capacidade de dissipação de energia

Na Figura 7.36 ilustra-se a energia dissipada pela ligação na direcção “forte” admitindo um comportamento elastoplástico perfeito (E_{mon}), ou seja, associada um deslocamento máximo provocado por um aumento monotónico de deformação lateral semelhante ao valor do deslocamento estimado (d_u).

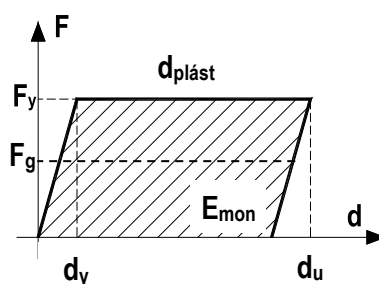


Figura 7.36 Energia dissipada pela ligação, na flexão segundo a direcção “forte”, admitindo um comportamento elastoplástico perfeito

Na Tabela 7.15 apresenta-se a capacidade de dissipação de energia dos modelos na direcção “forte” (E_{mon}). Admitindo a presença da carga gravítica ($F_g = 90$ kN), apresenta-se a capacidade de dissipação de energia dos modelos a partir dos efeitos da carga gravítica ($E_{mon,Fg}$).

Tabela 7.15 – Estimativa da capacidade de dissipação de energia

	F_y (kN)	$d_{plást}$ (m)	E_{mon} (kNm)	$\frac{E_{mon}}{E_{mon,VR2}}$	$E_{acum, Fg}$ (kNm)	$\frac{E_{mon, Fg}}{E_{mon, Fg VR2}}$
VR2	185.23	0.0598	11.1	-	5.7	-
VPE	235.80	0.0658	15.5	1.4	9.6	1.7
VPEE	256.41	0.0568	15.7	1.4	10.6	1.9

Como se pode observar, as ligações reforçadas apresentam uma capacidade de dissipação de energia cerca de 40% superior à do modelo de referência. Sendo que o modelo VPEE apresenta uma capacidade de dissipação de energia ligeiramente superior ao modelo VPE. Se se analisar a capacidade de dissipação de energia a partir dos efeitos da carga gravítica, os acréscimos com as soluções de reforço são maiores.

CAPÍTULO 8 – CONCLUSÕES E DESENVOLVIMENTOS FUTUROS

8.1. CONCLUSÕES

O trabalho de investigação realizado incidiu no estudo do comportamento sísmico da ligação viga-pilar e no desenvolvimento de soluções de reforço com o objectivo de melhorar o seu desempenho sísmico. Partindo do pressuposto que em pórticos com bom comportamento sísmico as rótulas plásticas devem-se formar nas vigas, o estudo experimental compreendeu a análise do comportamento histerético da zona crítica da viga.

Numa estrutura de betão armado sujeita a uma acção cíclica, se o carregamento gravítico for significativo, o mecanismo de rotura pode estar associado à formação de duas rótulas unidireccionais na viga - uma rótula junto da ligação viga-pilar e outra no vão. A deformação da rótula na ligação viga-pilar deixa de ser directamente relacionável com a deformação imposta no pilar e passa também a depender da deformação plástica da rótula no vão. Desta forma, no presente estudo implementou-se um procedimento de ensaio cíclico que melhor simule as acções a que uma viga está sujeita, ou seja, incluir os efeitos das acções horizontais que actuam em simultâneo com as cargas verticais. O procedimento proposto consiste na aplicação de uma história de deslocamentos alternados com amplitudes crescentes (com repetição de três ciclos com a mesma amplitude de deslocamento), a partir dos efeitos da carga gravítica.

Perante o comportamento observado foram desenvolvidas duas soluções de reforço para incrementar o desempenho sísmico da ligação viga-pilar. Face ao comportamento cíclico da viga de referência, caracterizado por uma acumulação excessiva de deformação, desenvolveu-se uma solução de reforço com pré-esforço exterior que permitiu reduzir a deformação residual observada no modelo de referência, aumentar resistência e a capacidade de dissipação de energia relativamente ao modelo de referência. No entanto, esta solução apresentou danos significativos, exibindo esmagamento do betão e encurvadura das armaduras longitudinais comprimidas.

Seguidamente, desenvolveu-se uma solução de reforço da ligação com pré-esforço exterior e encamisamento da zona comprimida da ligação com calda reforçada com fibras unidireccionais e contínuas de aço (CRFU). Este material foi desenvolvido no âmbito deste trabalho, sendo de referir que permite a execução de um encamisamento de espessuras reduzidas (inferiores ao encamisamento em betão armado), é facilmente aplicável a elementos com cantos, ao contrário do reforço com fibras de carbono, e exhibe uma superfície final de elevada qualidade. Esta solução de reforço apresentou uma maior capacidade resistente e uma deformação residual inferior à dos modelos anteriores, e exibiu

menos danos, permitindo uma clara evolução para um comportamento histerético mais estável e centrado.

De seguida passa-se a descrição mais detalhada do trabalho desenvolvido:

▪ **Análise Experimental do Comportamento de Ligações Viga-Pilar**

Numa primeira fase foi realizado um ensaio experimental do modelo de referência seguindo um procedimento cíclico alternado (VR1), tendo-se observado degradação da zona comprimida, encurvadura progressiva das armaduras inferiores por compressão e a consequente rotura de um varão da armadura longitudinal inferior por efeito de ciclos sucessivos tracção-compressão. Este tipo de ensaio conduziu a uma rotura para momentos positivos com acumulação de deformação na direcção “fraca”. Esta acumulação de deformação na direcção “fraca” é claramente discutível tratando-se de uma viga sujeita a cargas verticais.

Em seguida, implementou-se um procedimento de ensaio cíclico com imposição de carga gravítica que permite uma simulação mais realista das acções a que uma viga está sujeita, ou seja, as acções horizontais actuam em simultâneo com as forças verticais. Este procedimento de ensaio consiste na aplicação de uma história de deslocamentos alternados com amplitudes crescentes, a partir dos efeitos da carga gravítica. O critério de rotura proposto corresponde ao momento em que a ligação não tem capacidade para resistir às cargas verticais.

No caso do ensaio com cargas gravíticas (VR2), observou-se degradação da zona comprimida e encurvadura dos varões da armadura inferior, no entanto, não se verificou rotura dos mesmos. A imposição da carga gravítica provoca um nível de compressão inicial nas armaduras inferiores, que não chega a ser anulada nos ciclos correspondentes à inversão de carga, não se verificando uma evidente plastificação das armaduras inferiores. Este tipo de ensaio conduz à acumulação de deformação na direcção das cargas verticais no modelo e a deformações residuais excessivas.

Da análise dos resultados obtidos, constata-se ser necessário impor critérios de rotura baseados não só na resistência residual da ligação mas também na limitação do “*drift*”. Estes critérios de rotura devem basear-se em níveis de desempenho adequados ou requeridos para o caso em estudo, podendo ser sustentados em regulamentações ou normas.

Caso os critérios de rotura propostos anteriormente não fossem atingidos, estabeleceu-se como critério de paragem do ensaio o instante em que, após perda de resistência, se atingiu 85% da força máxima.

De uma forma genérica, em termos de energia dissipada total, os dois procedimentos de ensaio conduzem a valores da mesma ordem de grandeza. No entanto, pode observar-se que em termos de

ductilidade e deformação residual, o ensaio cíclico alternado e reversível conduz a resultados pouco realistas quando a presença de cargas gravíticas é significativa. Da observação da resposta histerética do modelo experimental segundo o ensaio cíclico alternado para determinado nível de deformação da viga, por exemplo, correspondente a um drift de 3.5%, concluir-se-ia que a ligação não teria ductilidade suficiente e teria que ser reforçada. Face à resposta histerética obtida segundo o ensaio cíclico com cargas gravíticas, a ligação teria ductilidade suficiente mas esta não seria totalmente explorada. Concluindo-se que se fosse necessário um aumento do nível de dissipação de energia, seria necessário aumentar a resistência e não a ductilidade.

A análise dos resultados permitiu concluir que para o estudo da resposta histerética de vigas com um nível de cargas gravíticas significativo, o procedimento de ensaio cíclico alternado com cargas gravíticas mostra-se mais realista.

▪ **Análise Numérica do Comportamento de Ligações Viga-Pilar**

A análise numérica teve como propósito a avaliação da resposta histerética da ligação viga-pilar inserida numa estrutura e o efeito das forças gravíticas no seu comportamento. Pretendeu-se igualmente validar o procedimento de ensaio proposto como representativo do comportamento da viga quando integrada num pórtico.

Para este efeito recorreu-se a um programa de análise não-linear de código aberto desenvolvido na Universidade da Califórnia, em *Berkeley*, *OpenSees - Open System for Earthquake Engineering Simulation*. Este programa possibilita a modelação numérica através de elementos de barra discretos com plasticidade distribuída, atribuindo a não-linearidade aos materiais. A utilização destes elementos permitiu não condicionar previamente a localização das rótulas plásticas. Procedeu-se então à análise da influência da carga gravítica no comportamento não-linear de um pórtico sujeito a cargas cíclicas.

Da análise numérica do pórtico face às acções cíclicas, para um nível de carregamento baixo, pode observar-se uma resposta do pórtico reversível, associada à formação de rótulas nas extremidades da viga que assumem um comportamento reversível - rótulas reversíveis.

No entanto, para um nível de carregamento significativo, observa-se a formação de uma rótula no vão da viga para momentos positivos, conduzindo à acumulação de deformação no sentido das forças gravíticas na rótula que se forma junto ao pilar oposto. Estas rótulas caracterizam-se por exibirem um comportamento unidireccional - rótulas unidireccionais.

Este comportamento só ocorre para um nível de carregamento gravítico significativo ou se o vão for relativamente grande. A posição da rótula plástica no vão dependerá da pormenorização das armaduras ao longo do elemento (capacidade resistente das secções e dispensa das armaduras), do

vão da viga e do nível de cargas verticais instalado. De acordo com o exposto na secção 4.3, para cargas gravíticas uniformemente distribuídas (g) superiores ao valor dado pela expressão (8.1) existem rótulas unidireccionais.

$$g > \frac{2 \cdot (M_y^- + M_y^+)}{l^2} \quad (8.1)$$

Nesta expressão M_y^- e M_y^+ correspondem ao momento resistente negativo e positivo nos apoios, respectivamente, e l é o vão da viga.

A resposta hysterética da rótula plástica que se forma na ligação viga-pilar obtida a partir da análise numérica foi comparada com os resultados experimentais do ensaio cíclico com carga gravítica, tendo-se concluído que o procedimento de ensaio proposto induz uma resposta inelástica semelhante à real.

▪ **Reforço da Ligação Viga-Pilar com Pré-Esforço**

Posteriormente foram desenvolvidas e testadas soluções de reforço de forma a corrigir ou melhorar o comportamento hysterético da ligação.

Anteriormente conclui-se que o efeito da carga gravítica induz a formação de uma rótula plástica unidireccional na viga, exibindo deformações e danos excessivos. Com o objectivo de melhorar o comportamento cíclico da ligação, pretendeu-se desenvolver uma solução de reforço que permitisse minimizar as deformações observadas sem redução, ou até com incremento, da energia dissipada pela ligação viga-pilar. Neste sentido, a utilização da técnica de reforço com pré-esforço exterior mostrou-se atractiva.

O modelo experimental reforçado com cordões de pré-esforço, VPE, foi submetido a um ensaio cíclico com carga gravítica. Na Figura 8.1 apresenta-se o diagrama força-deslocamento correspondente ao ensaio do modelo de referência (VR2) e do modelo reforçado com cordões de pré-esforço (VPE). Observa-se um aumento da resistência para a flexão na direcção das cargas gravíticas de 22%, uma redução da deformação residual de 44% e um acréscimo da energia acumulada de 53% relativamente ao modelo de referência. Conclui-se que, para além da redução da deformação residual devido à compressão introduzida pelo pré-esforço no elemento, a solução reforçada apresentou uma melhoria do comportamento hysterético da ligação através do acréscimo da capacidade de dissipação de energia devido ao aumento da resistência (e não da ductilidade).

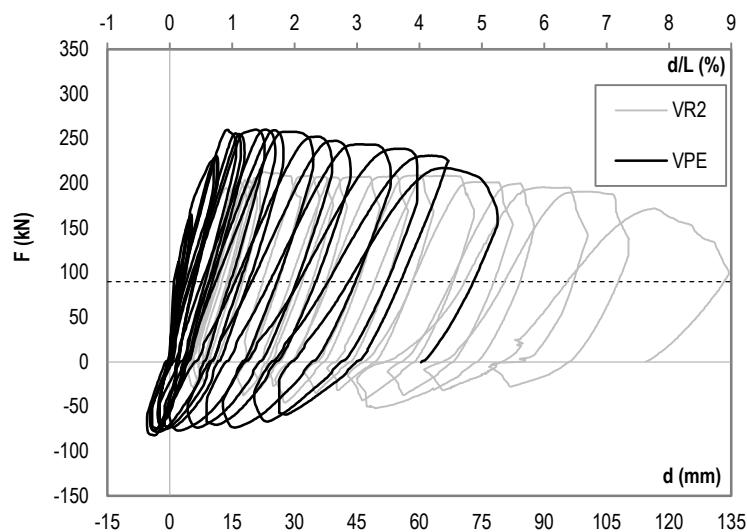


Figura 8.1 Diagrama força-deslocamento do ensaio dos modelos VR2 e VPE

A solução de reforço da ligação com cordões de pré-esforço exterior permitiu melhorar o comportamento sísmico da ligação. No entanto, apresentou danos na zona comprimida significativos, associados ao esmagamento do betão na face inferior da secção e à encurvadura das armaduras inferiores na zona crítica da viga.

▪ **Reforço da Ligação Viga-Pilar com Pré-Esforço e encamisamento com CRFU**

De seguida, face ao comportamento observado, desenvolveu-se uma solução de reforço com o objectivo de melhorar o comportamento cíclico da ligação reduzindo os danos na face inferior da secção, na zona crítica da viga.

Para este efeito, desenvolveu-se uma calda reforçada com fibras unidireccionais e contínuas de aço (CRFU) para aplicação no encamisamento da zona comprimida da ligação.

A utilização de fibras unidireccionais e contínuas de aço, dispostas sob a forma de manta não-tecida, revelou-se interessante. A consistência conferida pela manta reduz a tendência para eventuais segregações das fibras e permite uma maior eficácia na orientação das fibras face à resistência e rigidez necessárias para o confinamento do betão comprimido e das armaduras.

. O desenvolvimento da CRFU compreendeu a realização das seguintes campanhas experimentais:

- Ensaio preliminares à flexão e compressão em provetes de 40x40x160 mm, variando a percentagem de fibra, a matriz e a configuração da fibra; ensaios à compressão de cubos reforçados de 150x150x150 mm e ensaios de flexão de 4 pontos em vigas reforçadas com 150x150x550 mm e ensaios de determinação do módulo de elasticidade, perfazendo 186 ensaios.

- Ensaios de desenvolvimento e estudo reológico da calda cimentícia, compreendendo ensaios de fluidez, exsudação e determinação da massa volúmica variando o tipo e percentagem de superplastificante, percentagem de sílica de fumo e adição de cinzas volantes; ensaios de injectabilidade no meio e ensaios de retracção, perfazendo 39 ensaios.
- Ensaios de caracterização mecânica, compreendendo a realização de ensaios à flexão e compressão de provetes de 40x40x160 mm e ensaios à compressão de cubos reforçados de 150x150x150 mm, perfazendo 267 ensaios.
- Ensaios de caracterização estrutural, compreendendo a realização de ensaios à flexão de 4 pontos de 4 vigas (com 2.0m de vão) reforçadas por substituição do recobrimento da zona comprimida com CRFU e por encamisamento da zona comprimida com CRFU.
- Ensaios de caracterização mecânica do material confinante, compreendendo a determinação do módulo de elasticidade através de ensaios de compressão em “coroas” cilíndricas de espessura igual ao encamisamento e a determinação da resistência à tracção com ensaios de compressão diametral em cubos.

O material compósito desenvolvido apresentou uma resistência à compressão na ordem dos 66 MPa e um módulo de elasticidade de 23 GPa. A resistência à tracção mostrou ser proporcional à percentagem de fibras incorporadas. O valor da resistência à tracção do compósito adoptado para a solução de reforço, que apresenta uma incorporação de 3% de fibras, foi de 12.3 MPa (cerca de 9 vezes a resistência a tracção da matriz cimentícia).

A solução reforçada com pré-esforço e encamisamento da zona comprimida, VPÉE, foi submetida a um ensaio cíclico com carga gravítica. Na Figura 8.2 apresenta-se o diagrama força-deslocamento correspondente ao ensaio do modelo de referência (VR2), do modelo reforçado com cordões de pré-esforço (VPE) e do modelo reforçado com cordões de pré-esforço e encamisamento da zona comprimida (VPÉE). Observou-se um aumento da resistência para a flexão na direcção das cargas gravíticas de 38%, uma redução da deformação residual de 53% e um acréscimo da energia dissipada de 100% relativamente ao modelo de referência. Relativamente ao modelo reforçado apenas com pré-esforço observou-se um aumento de resistência à flexão de 13%, uma redução da deformação residual de 18% e um incremento de energia dissipada de 31%.

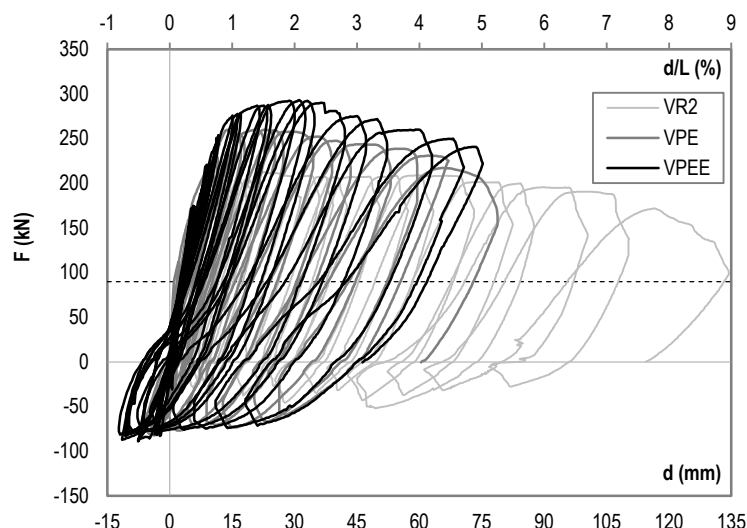


Figura 8.2 Diagrama força-deslocamento do ensaio dos modelos VR2, VPE e VPEE

Nesta solução de reforço apenas se verificou destacamento do recobrimento, e do reforço, próximo da rotura. Após a realização do ensaio, o reforço foi retirado, tendo-se verificado um baixo nível de deformação lateral dos varões da armadura longitudinal inferior. Este comportamento indicia uma boa eficiência do encamisamento com CFRU. O encamisamento do betão comprimido permitiu protelar a ocorrência da encurvadura das armaduras e os danos apenas foram observados próximos da rotura.

Conclui-se que o reforço dos elementos com o intuito de melhorar o seu desempenho sísmico pode ser conseguido através de modificações da rigidez, resistência e ductilidade. A melhor estratégia deve ser avaliada caso a caso, tendo em vista os objectivos a atingir, tornando a intervenção mais eficaz. Estas soluções e conceitos poderão ser aplicados não só no reforço de estruturas existentes mas também na construção de novas estruturas, betonadas em obra ou em betão pré-fabricado.

É de referir que é proposto um método de dimensionamento para determinação da capacidade resistente das soluções reforçadas (baseado no equilíbrio da secção) e para estimar a capacidade de deformação das soluções reforçadas (admitindo que o comportamento não-linear se concentra na rótula plástica). Este procedimento de cálculo conduz a valores aceitáveis face aos obtidos experimentalmente.

8.2. DESENVOLVIMENTOS FUTUROS

Dada a transversalidade do âmbito do presente trabalho, demonstrou-se necessária a abordagem de diferentes áreas do conhecimento científico. No que se refere ao comportamento cíclico da ligação viga-pilar, podem-se referir como possíveis desenvolvimentos futuros:

- Dar continuidade ao estudo efectuado de forma a obter um número mais significativo de resultados e efectuar uma análise experimental sobre a influência da carga gravítica no comportamento cíclico da ligação;
- Avaliação experimental do alongamento da viga devido às deformações plásticas não-reversíveis que se verificam nas rótulas plásticas e dos efeitos adicionais provocados nos pilares;
- Análise numérica paramétrica do pórtico face aos factores que influenciam a posição da rótula plástica no vão, nomeadamente, pormenorização das armaduras ao longo do elemento (capacidade resistente das secções e dispensa das armaduras), o vão da viga e do nível de cargas verticais instalado;
- Realização de análise não-linear dinâmica do pórtico para um determinado sinal sísmico, fazendo variar a carga gravítica;
- Estabelecer critérios de dimensionamento, nomeadamente, nas exigências de deformação face à presença de forças gravíticas significativas.

Poder-se-ia ainda aprofundar o estudo do comportamento do material de reforço desenvolvido, calda reforçada com fibras unidireccionais (CRFU), no que se refere aos seguintes aspectos:

- Estudo do comportamento a longo prazo e da durabilidade do CRFU;
- Campanha de ensaios experimentais de caracterização mecânica da calda reforçada com fibras fazendo variar a % de volume de fibra e o tipo de ensaio;
- Campanha de ensaios experimentais para avaliação do nível de confinamento conferido pelo encamisamento com CRFU, para diferentes % de volume de fibra;
- Estudar a importância da aderência do material, nomeadamente, a dependência da preparação e qualidade da superfície e resistência do betão.

Relativamente às soluções de reforço, podem-se referir como possíveis desenvolvimentos futuros:

- Análise numérica da resposta à acção sísmica do pórtico com as ligações reforçadas;
- Dar continuidade à análise experimental do comportamento cíclico da ligação da solução reforçada, fazendo variar o nível de pré-esforço aplicado e/ou a espessura de encamisamento;

- Desenvolvimento de modelos analíticos para verificação da segurança e recomendações para dimensionamento e pormenorização.

Finalmente, refere-se a possibilidade estudar a aplicação destas soluções e conceitos não só no reforço de estruturas existentes mas também na construção de novas estruturas, betonadas em obra ou em betão pré-fabricado.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- ACI Committee 318 (2008): Building Code Requirements for Reinforced Concrete and Commentary (ACI 318-08/ACI 318R-08). American Concrete Institute. Detroit, 2008.
- ACI T1.1-01 (2001) and Commentary (ACI T1.1R-01): Acceptance Criteria for Moment Frames Based on Structural Testing. American Concrete Institute, 2001.
- Acker, P.; Behloul, M. (2004): DUCTAL. Technology: a large spectrum of properties, a wide range of applications. Proceedings of the International Symposium on Ultra High Performance Concrete. Nº. 3, Kassel University, Germany, 2004.
- AIR Worldwide (AIR) Publications. *Izmit-Düzce Ten Years Later: Is Istanbul at Greater Risk Today?*, 2009. Disponível em <http://www.air-worldwide.com>. [Acedido a 20 de Dezembro de 2011].
- Altoontash, A. (2004): Simulation and Damage Models for Performance Assessment OF Reinforced Concrete Beam-Column Joints. PhD Thesis. Stanford University, 2004.
- ASCE/SEI 7-05 (2005): Minimum Design Loads for Buildings and Other Structures. American Society of Civil Engineers, 2005.
- ATC Report Nº 24 (1992): Guidelines for Seismic Testing of Components of Steel Structures. Applied Technology Council, 1992.
- Banon, H.; Veneziano, D. (1982): Seismic safety of reinforced concrete members and structures. *Earthquake Engineering Structural Dynamics*, Vol. 10, pp 179-193, 1982.
- Barros, J.A.O. (1996): Estado-de-Arte dos Betões Reforçados com Fibras. *Revista de Engenharia Civil*. Universidade do Minho, Nº. 3, 1996.
- Behavior and Design of Cast-in-Place Anchors under Simulated Seismic Loading (NEES-Anchor). Disponível em http://nees-anchor.ceas.uwm.edu/Wenchuan_earthquake/EERI_LFE_Wenchuan/. [Acedido a 20 de Dezembro de 2011]
- Belleri, A. (2009): Displacement Based Design for Precast Concrete Structures. PhD Thesis, University of Trento, 2009.

- Benson, S.D.P.; Karihaloo, B.L. (2005): CARDIFRC - Development and mechanical properties. Part 1: development and workability, Magazine Concrete Research, Vol. 57, Nº. 6, pp 347-352, 2005.
- Billington, S.L.; Yoon, J.K. (2004): Cyclic Response of Precast Bridge Columns with Ductile Fiber-reinforced Concrete, ASCE Journal of Bridge Engineering Vol.9, Nº. 4, pp 353-363, 2004.
- Bogazici University. Kandilli Observatory and Earthquake Research Institute. Disponível em <http://www.koeri.boun.edu.tr/depremmuh/eski/eqspecials/bingol>. [Acedido a 20 de Dezembro de 2011]
- Booth, E. (1994): Concrete structures in earthquake regions: design and analysis. Edited by Edmund Booth. Harlow, Essex, UK, Longman Scientific & Technical, 1994.
- Bozorgnia, Y.; Bertero, V. (2001): Improved Shaking and Damage Parameters for Post-Earthquake Applications. Proceedings of SMIP01: Seminar on Utilization of Strong-Motion Data, Los Angeles, California, 2001.
- Bracci, J.M.; Reinhorn, A.M.; Mander, J.B. (1995): Seismic Resistance of Reinforced Concrete Frame Structures Designed for Gravity Loads: Performance of Structural System, ACI Structural Journal, Vol. 92, Nº. 5, 1995.
- Brown, R.H.; Jirsa, J.O. (1971): Reinforced Concrete Beams under Reversed Loading, ACI JOURNAL, Proceedings Vol. 68, Nº. 5, pp. 380-390, 1971.
- Calvi, G.M.; Magenes, G.; Pampanin, S. (2002): Experimental test on a three storey RC frame designed for gravity only. 12th European Conference of Earthquake Engineering, London, 2002.
- Camões, A. (2002): Betões de Elevado Desempenho com Incorporação de Cinzas Volantes. Tese para obtenção do grau de Doutor em Eng. Civil. Universidade do Minho, 2002.
- CEB Bulletin D'Information Nº. 161 (1983): Response of R.C. critical regions under large amplitude reversed actions. Agosto, 1983.

- CEB Bulletin D'Information N°. 220 (1994): Behaviour and Analysis of Reinforced Concrete Structures under Alternate Actions inducing Inelastic Response. Vol. 2: Frame Members. CEB, Maio, 1994.
- CEB-fip: Model Code 1990. Thomas Telford, 1991.
- Cervenka, V.; Cervenka, J. (2009): ATENA - Program Documentation. Part 2-2: User's Manual for ATENA 3D. Cervenka Consulting, Praga, 2009.
- Cervenka, V.; Jendele, L.; Cervenka, J. (2009): ATENA - ATENA Program Documentation. Part: Theory. Cervenka Consulting, Praga, 2009.
- Chang, G.A. (1993): Seismic energy based fatigue damage analysis of bridge columns. Dissertation submitted in partial fulfilment of the requirements of the degree of Doctor of Philosophy. Faculty of the Graduate School of the State University of New York, 1993.
- Chastre, R.C. (2004): Comportamento às acções cíclicas de pilares de betão armado reforçados com materiais compósitos. Tese para obtenção do grau de Doutor em Eng. Civil, Universidade Nova de Lisboa, Faculdade de Ciências e Tecnologia, 2004.
- Cheok, G.S.; Stone, W.C. (1994): Performance of 1/3-Scale Model Precast Concrete Beam-Column Connections Subjected to Cyclic Inelastic Loads. Report No. 4 - NISTIR 5436. National Institute of Standards and Technology. pp 65, 1994.
- Cheok, G.S.; Stone, W.C.; Nakaki, S.D. (1996): Simplified Design Procedure for Hybrid Precast Concrete Connections - NISTIR 5765. National Institute of Standards and Technology. pp 92, 1996.
- Chopra, A.K. (1995): Dynamics of Structures. Theory and applications to earthquake engineering. Prentice Hall, Inc., University of California, 1995.
- Coelho, E. (1992): Comportamento sísmico de estruturas em pórtico de betão armado. Avaliação da reposta não-linear histerética. Tese para obtenção do grau de Doutor em Eng. Civil. Universidade Técnica, Instituto Superior Técnico, Lisboa, 1992.
- Coleman, J.; Spacone, E. (2001): Localization issues in force-based frame elements. Journal of Structural Engineering, Vol. 127, N°. 11, pp 1257-1265, 2001.

- Cosenza, E., Manfredi, G.; Ramasco, R. (1993): The Use of Damage Functionals in Earthquake-Resistant Design: a Comparison Among Different Procedures. *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, Vol. 22, Nº. 10, 1993.
- Costa, G. (2004): *Automatização do Controlo de um Actuador Mecânico & Aquisição de Dados através do LabVIEW. Relatório do Projecto de Final de Curso em Engenharia Electrotécnica. Universidade Nova de Lisboa, Faculdade de Ciências e Tecnologia, 2004.*
- Darwin, D.; Nmai, C.K. (1986): Energy dissipation in RC beams under cyclic load. *Journal of Structural Engineering ASCE*, Vol. 112, Nº.8, pp 1829-1846, 1986.
- Dhakal, R.P.; Fenwick, R.C. (2008): Detailing of Plastic Hinges in Seismic Design of Concrete structures. *ACI Structural Journal*, Vol. 105, Nº.6, pp740-749, 2008.
- DIN 1048-5 (1991): *Testing concrete; testing of hardened concrete (specimens prepared in mould), 1991.*
- Dogan, E.; Krstulovic-Opara, N. (2003): Seismic retrofit with continuous slurry-infiltrated mat concrete jackets. *ACI Structural Journal*, Vol. 100, Nº.6, pp 713-722, 2003.
- Dowell, R.K.; Seible, F.; Wilson E.L. (1998): Pivot Hysteresis Model for Reinforced Concrete Members. *ACI Structural Journal*, Vol. 95, Nº5, pp 607-617, 1998.
- ECCS (1985): *Recommended Testing Procedure for Assessing the Behaviour of Structural Steel Elements under Cyclic Loads. European Convention for Constructional Steelwork, 1985.*
- El-Attar, A.G.; White, R.N.; Gergely, P. (1997): Behavior of Gravity Load Designed Reinforced Concrete Buildings Subjected to Earthquakes, *ACI Structural Journal*, Vol. 94, Nº. 2, 1997.
- EN 1998-3 (2005): *Eurocode 8: Design of structures for earthquake resistance – Part 3: Assessment and retrofitting of buildings, CEN, 2005.*
- Fajfar, P. (1992): Equivalent ductility factors, taking into account low-cycle fatigue. *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, Vol. 21, pp 837-848, 1992.

- Fajfar, P. (2011): Eurocode 8: Background and applications. Seismic Design of Buildings. Workshop with worked examples, Lisboa, 2011.
- Fardis, M.N. (2008): Earthquake-Resistant Design of Concrete Buildings According to EN1998-1: Eurocode 8 – Dissemination of information workshop Brussels, 2008.
- FEMA-356 (2000): Pre-standard and commentary for the seismic rehabilitation of buildings. Federal Emergency Management Agency, Washington, D.C., 2000.
- fib Bulletin N°. 24 (2003): Seismic assessment and retrofit of reinforced concrete buildings (State-of-art report prepared by former TG7.1), 2003.
- fib Bulletin N°. 25 (2003): Displacement-based seismic design of reinforced concrete buildings. State of the art Report, 2003.
- Filipou, F. (1988): Nonlinear analysis of reinforced Concrete frames under cyclic load reversals. Report N°. UCB/EERC 88/12. Earthquake Engineering Research Center, University of California, Berkeley, 1988.
- Fischer, G.; Li, V.C. (2003): Intrinsic Response Control of Moment-Resisting Frames Utilizing Advanced Composite Materials and Structural Elements. ACI Structural Journal, Vol. 100, N°.2, pp 166-176, 2003.
- Fly Ash Bricks Information. Disponível em <http://flyashbricksinfo.com/construction/the-roles-of-masonry-infill-walls-in-an-earthquake.html>. [Acedido a 20 de Dezembro de 2011].
- Foundation, Concrete and Earthquake Engineering. Disponível em <http://civil-enggworld.blogspot.com>. [Acedido a 20 de Dezembro de 2011]
- GeoHazard Images and Movies. Disponível em <http://www.smate.wvu.edu/teched/geology/eq-columns.html>. [Acedido a 20 d/e Dezembro de 2011]
- Gião, R.; Lúcio, V.; Chastre, C.; Proença, J. (2009): New Methodology for Reinforced Concrete Beam-Column Cyclic Test. International fib Symposium 2009: Concrete - 21st Century Superhero, Londres, 2009.

- Goel, R.K. (1997): Seismic Response of Asymmetric Systems: Energy-Based Approach. *Journal of Structural Engineering* Vol. 123 N°.11, pp1444-1453, 1997.
- Gomes, A. (1992): Comportamento e reforço de elementos de betão armado sujeitos a acções cíclicas. Tese para obtenção do grau de Doutor em Eng. Civil, Universidade Técnica, Instituto Superior Técnico, 1992.
- Gomes, A.; Appleton, J. (1997): Nonlinear Cyclic Stress-Strain Relationship of Reinforcing Bars Including Buckling. *Engineering Structures*, Vol. 19, N°.10, 822–826, 1997.
- Hackman, L.E.; Farrell, M.B.; Dunham, O.O. (1992): Slurry Infiltrated Mat Concrete (SIMCON), *Concrete International*, Vol.14, N°. 12, pp. 53-56, 1992.
- Hose, Y. D.; Seible, F. (1999): Performance evaluation database for concrete bridge components and systems under simulated seismic loads. Pacific Earthquake Engineering Research Center, Report PEER 1999/11, Novembro 1999.
- Hwang, T.H.; Scribner, C.F. (1984): RC Member cyclic response during various loading. *Journal of the Structural Division*, ASCE, Vol.110, N°.3, pp 477-487, 1984.
- International Institute of Seismology and Earthquake Engineering (IISEE). Building Research Institute (BRI). Reports of Recent Earthquakes: 1999 Kocaeli (Izmit) Earthquake, Turkey. Disponível em <http://iisee.kenken.go.jp/quakes/kocaeli/index.htm>. [Acedido a 20 de Dezembro de 2011]
- Ireland, M.G.; Pampanin, S.; Bull, D.K. (2006): Concept and Implementation of a Selective Weakening Approach for the Seismic Retrofit of R.C. Buildings, New Zealand Society of Earthquake Engineering Conference, 2006.
- Jiuru, T.; Chaobin, H.; Kaijian, Y.; Yongcheng, Y. (1992): Seismic Behaviour and Shear Strength of Framed Joint Using Steel-Fiber Reinforced Concrete. *Journal of Structural Engineering*, ASCE, Vol. 118, N°. 2, pp. 341–358, 1992.
- Kam, W.Y.; Pampanin, S.; Bull, D. (2010): Selective Weakening and Post-tensioning for Retrofit of Non-Ductile R.C. Exterior Beam-Column Joints, 14th European Conference of Earthquake Engineering, Ohrid, Republic of Mazedonia, 2010.

- Kam, W.Y.; Pampanin, S.; Bull, D. (2010): Selective weakening retrofit for existing R.C. structures - concept, validation and design example. 9th US National and 10th Canadian Conference on Earthquake Engineering: Reaching Beyond Borders, 25-29, Toronto, Canada, 2010.
- Kam, W.Y.; Pampanin, S.; Bull, D.K. (2010): A Summary of Test Results for Selective Weakening and Post-tensioning for Retrofit of Non-Ductile R.C. Exterior Beam-Column Joints, NZSEE Conference, 2010.
- Karsan, I. D.; Jirsa, J.O. (1969): Behaviour of concrete under compressive loading. Journal of Structural Division ASCE. 95, pp 2543-2563, 1969.
- Kent, D.C.; Park, R. (1971): Flexural Members with Confined Concrete. Journal of Structural Division ASCE, Vol. 97, N°. 7, pp. 1969-1990, 1971.
- Kesner, K.E.; Billington, S.L.; Douglas K.S. (2003): Cyclic response of Highly Ductile Cement-based Composites. ACI Materials Journal, Vol. 100, N°.5, pp 381-390, 2003.
- Kratzig, W.B.; Meyer, I.F.; Meskouris, K. (1989): Damage evolution in reinforced concrete members under cyclic loading. Proceedings of the 5th International Conference on Structural Safety and Reliability, San Francisco, ASCE, Vol. II, pp. 795-802, 1989.
- Krawinkler, H. (2009): Loading Histories for Cyclic Tests in Support of Performance Assessment of Structural Components. 3rd International Conference on Advances in Experimental Structural Engineering (3AESE), San Francisco, California, USA, 2009.
- Krawinkler, H.; Zohrei, M. (1983): Cumulative damage in steel structure subjected to earthquake ground motions. Computer and Structures, Vol. 16, N°.1-4, pp 531-541, 1983.
- Lankard, D. R. (1984): Slurry Infiltrated Fiber Concrete (SIFCON), Concrete International, Vol. 6, N°. 12, pp. 44-47, 1984.
- Li, V.C. (1998): Engineered cementitious composites - Tailored composites through micromechanical modeling. Fiber Reinforced Concrete: Present and the Future, Eds: Banthia, N., Bentur, A., and Mufti, A., Canadian Society of Civil Engineers, 1998.

- LNEC - Núcleo de Engenharia Sísmica e Dinâmica de Estruturas (LNEC-NESDE). Disponível em http://www-ext.lnec.pt/LNEC/DE/NESDE/e_welcome.html. [Acedido a 20 de Dezembro de 2011]
- LNEC E-226 (1968): Betão - Ensaio de Compressão. Especificação LNEC, 1968.
- Lúcio, V. (2007): Apresentações das aulas teóricas da disciplina de Betão Armado I, FCT-UNL, 2007.
- Ma S-Y.M., Bertero, V.V.; Popov, E.P. (1976): Experimental and Analytical Studies of the Hysteretic Behavior of Reinforced Concrete Rectangular and T-Beams. Earthquake Engineering Research Center, Report No. EERC-76-2, University of California, Berkeley, 1976.
- Ma, H.; Li, Z.; Dong, T.; Zhou, X. (2006): Experimental study on earthquake-proof performance of precast-prestressed beam-to-column concrete connections. CEB-fib Proceedings of the 2nd International Congress, Italy, 2006.
- Maeder, U.; Lallemand-Gamboa, I.; Chaignon, J.; Lombard, J. P. (2004): CERACEM, a new high performance concrete: characterisations and applications. International Symposium on Ultra High Performance Concrete. No. 3, Kassel University, Germany, 2004.
- Mahin, S.A.; Bertero V.V. (1981): An evaluation of inelastic seismic design spectra. ASCE, Journal of Structural Division, Vol. 107, No. ST9, pp. 1777- 1795, 1981.
- Mander, J.B., Priestley, M.J.N.; Park, R. (1988): Theoretical Stress-Strain Model for Confined Concrete. Journal of Structural Engineering, Vol. 114, No. 8, pp. 1804-1826, 1988.
- Mander, J.B.; Priestley, M.J.N.; Park, R. (1988): Observed Stress-Strain Model for Confined Concrete. Journal of Structural Engineering, Vol. 114, No. 8, pp. 1827-1849, 1988.
- Manfredi, G. (2001): Evaluation of seismic energy demand. Earthquake Engineering and Structural Dynamics, Vol. 30, pp 485–499, 2001.
- Marković, I. (2006): High Performance Hybre Fibre Concrete. Development and Utilization. PhD. Thesis, Delft University, 2006.

- Matsumoto, T.; Hirozo, M. (2003): DFRCC Terminology and Application Concepts. JCI-DFRCC Committee. Journal of Advanced Concrete Technology. Vol. 1, Nº. 3, pp.335-340, 2003.
- Mazzoni, S.; McKenna, F.; Scott, M.H.; Fenves, G.L. (2006): Opensees: Open System for Earthquake Engineering Simulation. OpenSees Command Language Manual, 2006. Disponível em <http://opensees.berkeley.edu>. [Acedido a 5 de Setembro de 2011].
- Mehanny, S.S.; Deierlein, G.G. (2001): Seismic damage and collapse assessment of composite moment frames. ASCE, Journal of Structural Engineering, Vol. 127, Nº. 9, pp 1045-1053, 2001.
- Menegotto, M.; Pinto, P.E. (1973): Method of analysis for cyclically loaded RC plane frames including changes in geometry and non-elastic behavior of elements under combined normal force and bending. Symp. Resistance and ultimate deformability of structures acted on by well defined repeated loads (4th ed.). IABSE Reports, Vol. 13, Lisboa, 1973.
- Meyer, I.F.; Kratzig, W.B.; Stangenberg, F.; Maeskouris, K. (1988). Damage prediction in reinforced concrete frames under seismic actions. European Earthquake Engineering, Vol.3, pp 9-15, 1988.
- Moehle, J. P. (2000): State of research on seismic retrofit of concrete building structures in the US, Proceedings of the US-Japan Symposium and Workshop on Seismic Structures, Japan Concrete Institute, Tokyo, June 6 and 7, 2000.
- Moehle, J.P.; Hooper, J.D.; Lubke, C.D. (2008): Seismic Design of Reinforced Concrete Special Moment Frames: A Guide for Practicing Engineers, NEHRP Seismic Design Technical Brief Nº. 1, NIST GCR 8-917-1, 2008.
- Mpampatsikos V. (2008): A critical review of the R.C. frame existing building assessment procedure according to Eurocode 8 and Italian Seismic Code. Master Dissertation. Rose school, 2008.
- Naaman, Antoine E. (2007): High Performance Fiber Reinforced Cement Composites: Classification and Applications. CBM-CI International Workshop, Karachi, Pakistan, 2007.
- NEHRP (2009): Recommended Provisions for Seismic Regulations for New Buildings and Other Structures (FEMA P-750). Washington, DC. Building Seismic Safety Council, 2009.

- Nmai, C. K.; Darwin, D. (1986): Lightly Reinforced R/C Beams under Cyclic Load. *Journal of the American Concrete Institute*, Vol. 83, No. 5, pp. 777-783, 1986.
- NP EN 1992-1-1 (2008): Eurocódigo 2: Projecto de estruturas de betão. Parte 1-1: Regras gerais e regras para edifícios. CEN, 2008.
- NP EN 445 (2008): Caldas de injeção para armaduras de pré-esforço. Métodos de ensaio. IPQ, 2008.
- NP EN1998-1 (2009): Eurocódigo 8 - Projecto de estruturas para resistência aos sismos. Parte1: Regras gerais, acções sísmicas e regras para edifícios. CEN, 2009.
- NP ENV206-1 (2007): Betão Comportamento, produção, colocação e critérios de conformidade. IPQ, 2007.
- NZS 1170.5 (2004): New Zealand Standard: Structural design actions. Part 5: Earthquake actions, New Zealand, 2004.
- NZS3101 (2006): New Zealand Standard: Concrete Structures Standard. Part 1: The design of concrete structures, New Zealand, 2006.
- NZSEE (2006): Assessment and improvement of the structural performance of buildings in earthquakes. New Zealand Society for Earthquake Engineering (NZSEE), Wellington, New Zealand, 2006.
- Pampanin, S. (2005): Emerging Solutions for High Seismic Performance of PrecastPrestressed Concrete Buidings. *Journal of Advanced Concrete*, Vol.3, Nº.2, 2005.
- Pampanin, S. (2005): Vulnerability assessment and retrofit strategies for existing under-designed R.C. frame buildings. *Proc. of NZSEE 2005 Conference*; 2005; Wairakei, New Zealand, 2005.
- Pampanin, S.; Amaris, A.; Akguzel, U.; Palermo, A. (2006): Experimental investigations on high-performance jointed ductile connections for precast frames. 1st. ECEES, Geneva, 2006.
- Panagiotakos T. B. e Fardis M. N. (2001): Deformations of Reinforced Concrete Members at Yielding and Ultimate. *ACI Structural Journal*, Vol. 98, Nº. 2, pp 135-144, 2001.

- Park, R.; Paulay, T. (1975): Reinforced Concrete Structures, John Wiley & Sons, Department of Civil Engineering, University of Canterbury, Christchurch, New Zealand, 1975.
- Park, Y.J.; Ang, A.H. (1985): Mechanistic seismic damage model for reinforced concrete. *Journal of Structural Engineering*, ASCE, Vol. 111, N°4, pp 722-739, 1985.
- Park, Y.J.; Ang, A.H.; Wen, Y.K. (1985): Seismic damage reinforced concrete buildings. *Journal of Structural Engineering*, ASCE, Vol. 111, N°4, pp 740-757, 1985.
- Parra-Montesinos, G. (2005): High Performance Fiber Reinforced Cement Composites: an Alternative for Seismic Design of Structures. *ACI Structural Journal*, Vol. 102, No. 5, pp. 668-675, 2005.
- Parra-Montesinos, G. J.; Peterfreund, S.; Chao, S.-H. (2005): Highly Damage Tolerant Beam-Column Joints Through the Use of Strain-Hardening Fiber Reinforced Cement Composites, *ACI Structural Journal*, Vol. 102, N° 3, pp.487-495, 2005.
- Parra-Montesinos, G.J.; Chompreda, P. (2007): Deformation Capacity and Shear Strength of Fiber Reinforced Cement Composite Flexural Members Subjected to Displacement Reversals. *Journal of Structural Engineering*, ASCE, Vol. 133, N° 3, pp. 421-431, 2007.
- Paulay, T.; Priestley, M.J.N. (1992): *Seismic Design of Reinforced and Masonry Buildings*, John Wiley & Sons, 1992.
- Pincheira, J.; Jirsa, J. (1992): Seismic strengthening of RC frames using post-tensioned bracing systems, PMFSEL Report N° 92-3, 1992.
- Pinho, R.; Elnashai, A.S. (1998): Repair and retrofitting of RC walls using selective techniques. *Journal of Earthquake Engineering*, 2(4), pp525–568, 1998.
- Pipa, M.. (1992): Ductilidade em elementos de betão armado sujeitos a acções cíclicas – Influência das características mecânicas das armaduras. Tese elaborada no Laboratório de Engenharia Civil para obtenção do grau de Doutor em Eng. Civil, Universidade Técnica, Instituto Superior Técnico, 1993.

- Poljanšek, K.; Peruš, I.; Fajfar, P. (2009): Hysteretic energy dissipation capacity and the cyclic to monotonic drift ratio for rectangular RC columns in flexure. *Earthquake Engineering & Structural Dynamics*, Vol. 38, pp 907–928, 2009.
- Popovics, S. (1973): A numerical approach to the complete stress strain curve for concrete. *Cement and concrete research*, Vol. 3, No. 5, pp 583-599, 1973.
- Priestley, M.J.N.; Calvi, G.M.; Kowalsky, M.J. (2007): *Displacement Based Seismic Design of Structures*, IUSS Press, 2007.
- Priestley, M.J.N.; Seible, F.; Calvi, G.M. (1996): *Seismic Design and Retrofit of Bridges*. John Wiley & Sons Inc., USA, 1996.
- Priestley, M.J.N.; Sritharan, S.; Conely, J.R.; Pampanin, S. (1999): Preliminary Results and Conclusions from the PRESSS five-story Precast Concrete Test-building. *PCI Journal*, Vol. 44, Nº. 6, pp. 42-67, 1999.
- Proença, J. (1996): Comportamento sísmico de estruturas pré-fabricadas. Desenvolvimento de um sistema reticulado contínuo. Tese para obtenção do grau de Doutor em Eng. Civil, Universidade Técnica, Instituto Superior Técnico, 1996.
- Proença, J.: Identificação dinâmica de sistemas estruturais. Texto didáctico de apoio à disciplina Dinâmica de Estruturas – IST, 1999.
- Proença, J.; Calado, L.; Castiglioni, C.; Tristão, G. (2006): Cyclic Testing of Steel Storage Racks. Beam-To-Upright Subassemblages. An Innovative Cyclic Testing Procedure. First European Conference on Earthquake Engineering and Seismology, pp 1152, Geneva, 2006.
- Purdue University. Construction Engineering and Management. Emerging Construction Technologies: SIMCON: Slurry Infiltrated Mat Concrete. Disponível em <http://rebar.ecn.purdue.edu/ect/links/technologies/civil/simcon.aspx>. [Acedido a 10 de Novembro de 2011]
- Rossi, P.; Arca, A.; Parant, E.; Fakhri, P. (2005): Bending and compressive behaviours of a new cement composite. *Cement and Concrete Research*, Vol. 35, Nº.1, pp. 27-33, 2005.

- SAC Joint Venture (1997): Protocol for Fabrication, Inspection, Testing and Documentation of Beam-Column Connection Test and Other Experimental Specimens. SAC Report SAC/BD-97/02, SAC Joint Venture, Sacramento, 1997.
- Sakata, H.; Wada, A.; Nakano, K.; Matsuzaki, Y.; Tanabe, K. (2006): Study on Damage Controlled Precast-prestressed Concrete Study on Damage Controlled Precast-prestressed Concrete Structure with P/C MILD-PRESS-JOINT Part2: Experimental Study on Mechanical Behavior of Frame with P/C. CEB-fib Proceedings of the 2nd International Congress, Italy, 2006.
- SAP2000 Advanced11.07: Static and Dynamic Finite Element Analysis of Structures. Analysis Reference Manual. CSI Computers and Structures Inc., 2007.
- Saraiva, J.; Appleton, J. (2006): Avaliação da capacidade sísmica de edifícios de betão armado de acordo com o Eurocódigo 8 - parte 3, 4^{as} Jornadas Portuguesas de Engenharia de Estruturas, 2006.
- Scott, M.H.; Fenves, G.L. (2006): Plastic Hinge Integration Methods for Force-Based Beam-Column Elements. Journal of Structural Engineering, ASCE, Vol 132, Nº. 2, pp. 244-252, 2006.
- Scribner, C.F; Wight, J.K. (1978): Delaying shear strength decay in reinforced concrete flexural members under large load reversals. Report No. UMEE 78R2, University of Michigan, 1978.
- Shannag, M.J; Alhassan, M.A. (2005): Seismic Upgrade of Interior Beam-Column Subassemblages with High-Performance Fiber-Reinforced Concrete Jackets. ACI Structural Journal, Vol. 102, Nº. 1, pp 130-138, 2005.
- Spacone E., Filippou F.C.; Taucer F.F. (1996): Fibre beam-column model for non-linear analysis of R/C frames: Part I. Formulation. Earthquake Engineering and Structural Dynamics, Vol. 25, pp. 711-725, 1996.
- Sucuoğlu, H.; Erberik, A. (2004): Seismic energy dissipation in deteriorating systems through low-cycle fatigue. Earthquake Engineering & Structural Dynamics, Vol. 33, pp 49-67, 2004.

- Sugata, M.; Nakatsuka, T. (2006): Flag-shaped hysteresis under cyclic load for precast prestressed beams with unbonded tendon and mild steel. CEB-fib Proceedings of the 2nd International Congress, Italy, 2006.
- Tango, C.E.S. (2000): Tests on composite material reinforced by steel wool or steel straw fibres. Fifth RILEM symposium on fibre-reinforced concretes, Lyon, França, 2000.
- Taucer, F.F.; Spacone, E.; Filippou, F.C. (1991): Report UCB/EERC-91/17. A Fiber Beam-Column Element for Seismic Response Analysis of Reinforced Concrete Structures. Earthquake Engineering Research Center, University of California, Berkeley, 1991.
- Tena-Colunga, A. (1996): Some retrofit options for the seismic rehabilitation of infilled non-ductile frame buildings using post-tensioned steel braces, *Earthquake Spectra*, Vol. 12, Nº. 4, 1996.
- Thermou, G.E.; Elnashai, A.S. (2006): Seismic retrofit schemes for RC structures and local–global consequences, *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, Vol. 8, pp 1-15, 2006.
- Triantafillou, T.C., Papanicolaou, C.G. (2005): “Textile Reinforced Mortars (TRM) versus Fiber Reinforced Polymers (FRP) as Strengthening Materials of Concrete Structures”, SP230-6, FRPRCS-7: Seventh International Symposium on FRP Reinforcement for Concrete Structures, ACI SP-230, Kansas City, USA, pp. 99-118, 2005.
- Tuleasca, L.; Cuciureanu, A. (2006): Precast Beams and Column Connected with Cast-in-Place Steel Fibre Concrete - CEB-fib Proceedings of the 2nd International Congress, Italy, 2006.
- University of Michigan. Advanced civil Engineering – Materials Research Lab (ACE-MRL). Research in material solutions to problems in earthquake hazard mitigation. Disponível em <http://ace-mrl.engin.umich.edu>. [Acedido a 20 de Dezembro de 2011]
- University of Notre Dame. Concrete Structures Laboratory (UND- CSL). Disponível em http://www.nd.edu/~concrete/1999_duzce_earthquake_reconnaissance/reinforced.html. [Acedido a 20 de Dezembro de 2011]
- Varum H. (2003): Avaliação, reparação e reforço sísmico de edifícios existentes. Tese de Doutoramento. Universidade de Aveiro, 2003.

- Wada, A.; Sakata, H.; Nakano, K.; Matsuzaki, Y.; Tanabe, K.; Machida, S. (2006): Study on Damage Controlled Precast-prestressed Concrete Structure with P/C MILD-PRESS-JOINT Part1 : Overview of P/C Mild-Press-Joint Building Construction and its Practical. CEB-fib Proceedings of the 2nd International Congress, Italy, 2006.
- Walker, A.F.; Dhakal, R.P. (2008): Assessment of material strain limits for defining plastic regions in concrete structures. Conference NZSEE, Abril 2008.