



Gustavo André Sá Moreira

Licenciado em Ciências de Engenharia Civil

Avaliação da Rigidez de Flexão de Ligações de Betão Armado Pré-Fabricado

Dissertação para Obtenção do Grau de Mestre em
Engenharia Civil – Ramo de Construção

Orientador: Rui Pedro César Marreiros
Professor Auxiliar, FCT/UNL

Co-Orientador: Eng^o Romeu Reguengo
Concremat S.A.

Júri

Presidente: Filipe P. A. Santos, Professor Auxiliar, FCT/UNL

Arguentes: Válter J. G. Lúcio, Professor Associado, FCT/UNL

Vogais: Rui P. C. Marreiros, Professor Auxiliar, FCT/UNL

Dezembro de 2016



FACULDADE DE
CIÊNCIAS E TECNOLOGIA
UNIVERSIDADE NOVA DE LISBOA

Avaliação da Rigidez de Flexão de Ligações de Betão Armado Pré-Fabricado

Copyright © Gustavo André de Sá Moreira, Faculdade de Ciências e Tecnologia, Universidade Nova de Lisboa.

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

Agradecimentos

Em primeiro lugar agradeço ao meu orientador Professor Doutor Rui Marreiros, pela transmissão de conhecimentos, ajuda e acompanhamento durante a tese, e acima de tudo pela confiança e respeito que teve por mim.

Ao Eng. Bernardo Soares Coelho, da empresa onde trabalho – Building Management – pelo respeito que teve pelo meu trabalho, disponibilizando sempre recursos e meios para eu desempenhar um bom trabalho na tese.

À empresa Concremat S.A., em especial ao Eng. Romeu Reguengo, por todos os materiais e equipamentos disponibilizados para a realização desta tese. Agradeço também a maneira como sempre fui recebido na fábrica; sempre se ofereceram para ajudar e tirar dúvidas da melhor forma possível.

Agradeço também à Professora Doutora Carla Marchão e ao Professor Doutor Válder Lúcio pela disponibilidade em discutir questões levantadas e pelo interesse que tiveram pelo meu trabalho.

Um agradecimento ao Laboratório Nacional de Engenharia Civil, pela contribuição na realização de ensaios.

Aos funcionários do departamento Jorge Silvério, José Gaspar e Maria da Luz pelo auxílio prestado.

Resumo

O presente trabalho tem como objectivo o estudo e optimização de ligações correntemente utilizadas em pré-fabricação. As ligações estudadas são usualmente consideradas como rotuladas, desprezando-se qualquer contribuição das mesmas em termos de rigidez e resistência. Com este trabalho pretende-se dar uma contribuição no sentido de avaliar estes parâmetros, optimizando o dimensionamento e execução destas ligações.

O trabalho de investigação realizado incidiu no estudo do comportamento de três tipos de ligação viga-pilar de elementos pré-fabricados, utilizando ferrolhos betonados com o pilar e ligados à viga com auxílio de uma bainha com 7 cm de diâmetro, preenchida com grout durante a montagem. Parte dos modelos foram sujeitos a uma ação monotónica e outra parte a uma ação cíclica, sempre com controlo de deslocamentos. Através da obtenção de leituras de deslocamentos e forças aplicadas, e da visualização da fendilhação estudou-se o seu comportamento e calcularam-se parâmetros com vista à caracterização da ligação.

Os resultados permitem estudar a rigidez e a resistência dos modelos. Através dos ensaios cíclicos calcularam-se alguns parâmetros como a deformação residual normalizada e o coeficiente de amortecimento viscoso equivalente com vista à avaliação do dano, usando uma classificação elaborada por Hose (1999).

Palavras-chave: Estruturas Pré-fabricadas, Ligação Viga-Pilar, Comportamento Sísmico.

Abstract

The present work aims at developing a type of beam-column connection in precast concrete structures that allows a moment resisting frame and a successful application in earthquake resisting structures. The motivation of this study is due to the need of improving the behavior of this type of connections and increase the reliability of this kind of structures to seismic action.

The research work carried out focus on the study of the behavior of three types of precast concrete beam-column connection using dowels concreted with the column and connected to the beam with the aid of sleeves of $\text{Ø}7$ cm, filled with mortar in assemblage. The specimens were tested with monotonic displacements and cyclic displacements. Through the collection of displacements and forces data and the visualization of cracks we studied the behavior of the specimens and calculated parameters characterizing the connection.

The results provide the means to study the stiffness and resistance of the specimens, the behavior of the dowels during the tests. Through the cyclic displacement tests we calculated some parameters such as residual deformation index and equivalent viscous damping ratio in order to assessment the damage degree using a classification by Hose (1999).

Keywords: Precast Concrete Structures; Beam-Column Connection; Seismic Behavior.

Índice Geral

Agradecimentos	v
Resumo	vii
Abstract	ix
Índice Geral.....	xi
Índice de Tabelas	xiii
Índice de Figuras	xv
1 Introdução	1
1.1 Enquadramento.....	1
1.2 Objetivos	2
1.3 Organização.....	3
2 Estado da Arte.....	5
2.1 Enquadramento Histórico	5
2.2 Características	8
2.3 Ligações de Elementos Pré-Fabricados.....	12
2.4 Conceção Sísmica.....	21
3 Campanha Experimental	25
3.1 Introdução.....	25
3.2 Métodos de Ensaios Experimentais.....	27
3.3 Descrição dos Modelos Experimentais.....	28
3.4 Sistema de Ensaio.....	42
4 Comportamento das Ligações Viga-Pilar.....	49
4.1 Introdução.....	49
4.2 Ensaios Monotónicos	50
4.3 Ensaios Cíclicos	62
5 Análise dos Resultados	85
5.1 Introdução.....	85

5.2	Relação Força-Deslocamento	90
5.3	Relação Momento-Rotação	95
5.4	Comportamento dos Varões	100
5.5	Coefficiente de Amortecimento Viscoso Equivalente	108
5.6	Deformação Residual Normalizada.....	113
5.7	Avaliação do Dano	115
6	Conclusões	123
6.1	Desenvolvimentos Futuros	125
	Referências	127
	Anexos.....	131
	Anexo A.....	133
	Anexo B.....	141
	Anexo C.....	149
	Anexo D.....	151
	Anexo E.....	153
	Anexo F	155

Índice de Tabelas

Tabela 3.1 - Tabela resumo da caracterização do betão obtido a partir dos ensaios à compressão em cubos	40
Tabela 3.2 - Tabela resumo da caracterização do betão obtido a partir dos ensaios à compressão em cilindros	41
Tabela 3.3 - Tabela Resumo dos Ensaios aos Provetes de Grout.....	42
Tabela 5.1 – Pontos Notáveis dos Ensaios Monotónicos	92
Tabela 5.2 - Pontos Notáveis dos Ensaios Cíclicos.....	94

Índice de Figuras

Figura 2.1 - Estrutura Pré-fabricada em 1900 (Bachmann, 2011).....	5
Figura 2.2 - Edifícios Pré-fabricados (Englekirk, 2003)	6
Figura 2.3 - Faseamento de uma Estrutura Pré-fabricada (adaptado de Bachmann, 2011)	8
Figura 2.4 - Betonagem de uma Laje	9
Figura 2.5 - Colocação de Armaduras	9
Figura 2.6 - Painéis Pré-fabricados (Bennett, 2005)	10
Figura 2.7 – Estaleiro (Tsoukantas, 2009).....	10
Figura 2.8 - Transporte e Colocação de Viga Pré-fabricada (FIB – Task Group 6.4, 2004).....	12
Figura 2.9 - Ligações de Estruturas Pré-Fabricadas (Yuksel, 2012).....	13
Figura 2.10 - Colapso Progressivo de uma Estrutura (Englekirk, 2003).....	14
Figura 2.11 - Ligação por Atrito (Elliott, 2002).....	15
Figura 2.12 - Ligação com Preenchimento da Junta (Pompeu dos Santos, 1984)	18
Figura 2.13 - Ligação com Pré-esforço (Englekirk, 2003).....	18
Figura 2.14 - Ligação por Soldadura (Fernández-Ordóñez, 2015).....	19
Figura 2.15 - Ligação por Aparafusamento (Englekirk, 2003)	19
Figura 2.16 - Ligação com Ferrolho e Posterior Preenchimento da Junta (Fernández- Ordóñez, 2015)	20
Figura 2.17 - Rotura por Corte (Psycharis, 2012)	20
Figura 2.18 - Descasque da Extremidade do Pilar (FIB – Task Group 7.3, 2003).....	20
Figura 3.1 - Solução 1 [unidades em metros].....	26
Figura 3.2 - Solução 2 [unidades em metros].....	26
Figura 3.3 - Solução 3 [unidades em metros].....	26
Figura 3.4 - Pilar da Solução 1 [unidades em metros].....	29
Figura 3.5 - Viga da Solução 1 [unidades em metros]	29
Figura 3.6 - Pilar da Solução 2 [unidades em metros].....	30

Figura 3.7 - Viga da Solução 2 [unidades em metros]	30
Figura 3.8 - Pilar da Solução 3 [unidades em metros].....	31
Figura 3.9 - Viga da Solução 3 [unidades em metros]	31
Figura 3.10 – Esquema da Chapa Metálica [m]	32
Figura 3.11 - Chapa metálica da Viga - Solução 1	32
Figura 3.12 – Representação do Ferrolho [m]	33
Figura 3.13 - Modelo de Ensaio [m]	33
Figura 3.14 - Pormenorização da Viga - Solução 1.....	34
Figura 3.15 - Pormenorização do Pilar - Solução 1.....	35
Figura 3.16 – Colagem do Extensómetro	36
Figura 3.17 - Proteção de Extensómetro com Silicone	36
Figura 3.18 - Posicionamento dos Varões na Cofragem	37
Figura 3.19 – Ensaio do Varão à Tração	38
Figura 3.20 - Gráfico Tensão-Deformação do Ensaio à Tração do Varão Ø25	38
Figura 3.21 - Prensa Onde se Realizaram os Ensaios.....	39
Figura 3.22 - Ensaio à Compressão de um Provete Cúbico	39
Figura 3.23 - Resultado Após Rotura	39
Figura 3.24 - Ensaio à Compressão de um Provete Cilíndrico.....	40
Figura 3.25 - Resultado Após Rotura	40
Figura 3.26 - Ensaio à Flexão dos Provetes de Grout	41
Figura 3.27 - Pormenor Ensaio <i>ZWICK</i>	42
Figura 3.28 - Pormenor Ensaio Compressão	42
Figura 3.29 - Sistema de Ensaio	43
Figura 3.30 – Atuador.....	43
Figura 3.31 - Preparação para Camada de Gesso	44
Figura 3.32 - Varões Após Limpeza.....	44
Figura 3.33 - Bicos-de-pato	45
Figura 3.34 - Fio de Silicone	45
Figura 3.35 - Fixação da Viga	45
Figura 3.36 - Aplicação do Pré-esforço.....	46
Figura 3.37 - Ligação Atuador-Cabeçote	46
Figura 3.38 - Defletómetro Eléctrico CDP-100	47
Figura 3.39 - Defletómetro de Fio	47
Figura 3.40 - Instrumentação.....	47
Figura 3.41 - Esquema do Sistema de Ensaio [m].....	48
Figura 4.1 . Equipamento de Laboratório – (1) Datalogger; (2) Fonte de Alimentação; (3) Consola de Comando	50

Figura 4.2 - Localização dos Instrumentos de Medição - Ensaio 1.....	51
Figura 4.3 - Pormenor Zona de Ligação-Ensaio 1.....	52
Figura 4.4 - Inclinação da Viga-Ensaio 1	52
Figura 4.5 - Afastamento da Viga em Relação ao Pilar Após Ensaio - Ensaio 1.....	53
Figura 4.6 - Vestígios de Grout - Ensaio 1	53
Figura 4.7 - Varão no Final do Ensaio - Ensaio 1	53
Figura 4.8 - Localização dos Instrumentos de Medição - Ensaio 2.....	54
Figura 4.9 - Sistema de Posicionamento da Viga – Ensaio 2.....	55
Figura 4.10 - Ligação Viga-Pilar – Estado Inicial - Ensaio 2.....	55
Figura 4.11 - Baínhas da Viga - Ensaio 2.....	55
Figura 4.12 - Pormenor Baínha Superior - Ensaio 2	55
Figura 4.13 - Esmagamento do Betão - Ensaio 2	56
Figura 4.14 - Esmagamento do Betão - Lado Oposto - Ensaio 2	56
Figura 4.15 - Estado Final do Varão Inferior - Ensaio 2.....	56
Figura 4.16 - Inclinação Final da Viga - Ensaio 2.....	56
Figura 4.17 - Localização dos Instrumentos de Medição - Ensaio 3.....	57
Figura 4.18 - Ligação Viga-Pilar - Ensaio 3.....	58
Figura 4.19 - Fedilhação na Consola da Consola Curta – Ensaio 3	58
Figura 4.20 - Deformação na Chapa da Consola Curta – Ensaio 3	59
Figura 4.21 - Fendilhação na Viga – Ensaio 3	59
Figura 4.22 - Fendilhação na Face Inferior da Viga.....	60
Figura 4.23 - Estado Final do Varão Inferior	60
Figura 4.24 - Viga Inclinada Após Ensaio	61
Figura 4.25 - Afastamento Entre Chapas Após Ensaio - Ensaio 3.....	61
Figura 4.26 - Lado Oposto da Fig. 4.25 - Ensaio 3	61
Figura 4.27 - Baínha Inferior Após Ensaio	62
Figura 4.28 - Força-Deslocamento - Ensaio 1	63
Figura 4.29 - Força-Deslocamento - Ensaio 2.....	63
Figura 4.30 - Força-Deslocamento - Ensaio 3.....	64
Figura 4.31 - Localização dos Instrumentos de Medição - Ensaio 4.....	65
Figura 4.32 - Ciclos Realizados no 4º Ensaio	66
Figura 4.33 . Vazio Entre Chapa e Betão	67
Figura 4.34 - Estado Inicial	67
Figura 4.35 - Principio do 3º Ciclo.....	67
Figura 4.36 - Aspeto do Modelo no Final do Ensaio	68
Figura 4.37 - Leituras Defletómetro d1 – Ensaio 4	68
Figura 4.38 - Último Ciclo Realizado - Ensaio 4	69

Figura 4.39 - Aspeto Final do Varão - Ensaio 4.....	69
Figura 4.40 - Localização dos Instrumentos de Medição - Ensaio 5.....	70
Figura 4.41 - Ciclos Realizados no 5º Ensaio	71
Figura 4.42 - Estado Inicial da Ligação.....	71
Figura 4.43 - Ligação no Final do 3º Ciclo - Ensaio 5	72
Figura 4.44 - Estado Final da Ligação - Ensaio 5	72
Figura 4.45 - Estado Inicial da Junta – Ensaio 5	73
Figura 4.46 - Estado Final da Junta – Ensaio 5	73
Figura 4.47 - Leituras Defletómetro 1 – Ensaio 5	73
Figura 4.48 - Rotação da Viga - Ensaio 5.....	74
Figura 4.49 - Espaçamento na Zona Inferior da Chapa - Ensaio 5.....	74
Figura 4.50 - Rotação no Sentido Oposto - Ensaio 5	74
Figura 4.51 - Estado Final do Varão Superior – Ensaio 5.....	74
Figura 4.52 - Localização dos Instrumentos de Medição - Ensaio 6.....	75
Figura 4.53 - Ciclos Realizados no 6º Ensaio	76
Figura 4.54 - Estado Inicial da Ligação – Ensaio 6.....	76
Figura 4.55 - Fendilhação em Sentido Negativo	77
Figura 4.56 - Mesma Zona em Sentido Positivo	77
Figura 4.57 - Fendilhação no Sentido Positivo – Ensaio 6.....	77
Figura 4.58 - Ligação - Final série 3 – Ensaio 6.....	78
Figura 4.59 - Fendilhação no Cachorro – Ensaio 6	78
Figura 4.60 - Abertura de Fenda na Zona Superior do Defletómetro 3 – Ensaio 6.....	79
Figura 4.61 - Fendilhação no cachorro – Ensaio 6	79
Figura 4.62 - Fendilhação na Viga – Ensaio 6	79
Figura 4.63 - Fendilhação na Extremidade da Viga – Ensaio 6	80
Figura 4.64 - Destacamento do Betão – Ensaio 6.....	80
Figura 4.65 - Esmagamento do Betão – Ensaio 6.....	81
Figura 4.66 - Rotura do Betão – Ensaio 6	81
Figura 4.67 - Afastamento Entre Chapas – Ensaio 6.....	81
Figura 4.68 - Leituras Defletómetro 1 – Ensaio 6	82
Figura 4.69 - Rotura da Baínha – Ensaio 6.....	82
Figura 4.70 - Inclinação Máxima Negativa - Ensaio 6.....	83
Figura 4.71 - Inclinação Máxima Positiva – Ensaio 6.....	83
Figura 4.72 - Estado Final Viga – Ensaio 6.....	83
Figura 4.73 - Estado Final Varão – Ensaio 6.....	83
Figura 5.1 - Rotação no Atuador	87
Figura 5.2 - Diagrama Rotação-Tempo - Ensaio 1	87

Figura 5.3 - Diagrama Rotação-Tempo - Ensaio 2.....	88
Figura 5.4 - Diagrama Rotação-Tempo - Ensaio 3.....	88
Figura 5.5 - Diagrama Rotação-Tempo - Ensaio 4.....	89
Figura 5.6 - Diagrama Rotação-Tempo - Ensaio 5.....	89
Figura 5.7 - Diagrama Rotação-Tempo - Ensaio 6.....	89
Figura 5.8 - Diagrama Força-Deslocamento - Ensaio 1	90
Figura 5.9 - Diagrama Força-Deslocamento - Ensaio 2	91
Figura 5.10 -Diagrama Força-Deslocamento - Ensaio 3	91
Figura 5.11 - Diagrama Força-Deslocamento - Ensaio 4	93
Figura 5.12 - Diagrama Força-Deslocamento - Ensaio 5	93
Figura 5.13 - Diagrama Força-Deslocamento - Ensaio 6	93
Figura 5.14 - Ponto de Calculo do Momento Fletor.....	95
Figura 5.15 Defletómetros Verticais - Ensaio 4	96
Figura 5.16 - Defletómetros Verticais - Ensaio 5.....	96
Figura 5.17 - Defletómetros Verticais - Ensaio 6.....	97
Figura 5.18 - Diagrama Momento-Rotação - Ensaio 1	98
Figura 5.19 - Diagrama Momento-Rotação - Ensaio 2	98
Figura 5.20 - Diagrama Momento-Rotação - Ensaio 3	98
Figura 5.21 - Diagrama Momento-Rotação - Ensaio 4	99
Figura 5.22 - Diagrama Momento-Rotação - Ensaio 5	99
Figura 5.23 - Diagrama Momento-Rotação - Ensaio 6	100
Figura 5.24- Extensões no Varão - Ensaio 1	101
Figura 5.25 - Extensões no Varão Inferior - Ensaio 2.....	102
Figura 5.26 - Extensões no Varão Superior - Ensaio 2	102
Figura 5.27 - Extensões no Varão Inferior Esquerdo- Ensaio 3.....	103
Figura 5.28 - Extensões no Varão Superior Esquerdo - Ensaio 3	103
Figura 5.29 – Extensão Média do Varão - Ensaio 4.....	104
Figura 5.30 - Extensão Superior e Inferior – 5ª série de deslocamentos - Ensaio 4.....	105
Figura 5.31 – Extensões no Varão Inferior – 1ª série de deslocamentos - Ensaio 5	106
Figura 5.32 - Extensão Superior e Inferior – varão superior esquerdo - 1ª série de deslocamentos - Ensaio 6	107
Figura 5.33 - Extensão Superior e Inferior – varão inferior direito - 1ª série de deslocamentos -Ensaio 6	107
Figura 5.34 - Energia de Deformação Elástica (Adaptado - Marreiros, 2014)	108
Figura 5.35 - Amortecimento Viscoso Equivalente - Ensaio 4	109
Figura 5.36 - Amortecimento Viscoso Equivalente - Ensaio 5	109
Figura 5.37 - Amortecimento Viscoso Equivalente - Ensaio 6.....	110

Figura 5.38 - Energia Dissipada (Adaptado - Marreiros, 2014).....	111
Figura 5.39 - Energia Dissipada - Ensaio 4.....	111
Figura 5.40 - Energia Dissipada - Ensaio 5.....	112
Figura 5.41 - Energia Dissipada - Ensaio 6.....	112
Figura 5.42 - Deformação Residual Normalizada – Ensaio 4.....	113
Figura 5.43 - Deformação Residual Normalizada – Ensaio 5.....	114
Figura 5.44 - Deformação Residual Normalizada - Ensaio 6.....	114
Figura 5.45 - Classificação do Nível de Dano - RDI - Ensaio 4.....	117
Figura 5.46 - Classificação do Nível de Dano - RDI - Ensaio 5.....	117
Figura 5.47 - Classificação do Nível de Dano - RDI - Ensaio 6.....	118
Figura 5.48 - Classificação do Nível de Dano - ξ_{eq} - Ensaio 4.....	119
Figura 5.49 - Classificação do Nível de Dano - ξ_{eq} - Ensaio 5.....	119
Figura 5.50 - Classificação do Nível de Dano - ξ_{eq} - Ensaio 6.....	120

1 Introdução

1.1 Enquadramento

A pré-fabricação de estruturas de betão armado tem um vasto campo de aplicação na área da construção. Pompeu dos Santos (1984) refere que na pré-fabricação a construção é concebida como um produto formado por componentes ligados em obra, garantindo a funcionalidade e os objetivos para que foram concebidos. O ACI Committee 318 (1995) define a pré-fabricação como sendo a produção de elementos estruturais num local fora de obra. Elliott (2002) acrescenta que aquilo que também distingue a pré-fabricação da construção *in situ* são as tensões e deformações provocadas por carregamentos ou ações exteriores e por ações internas, como a retração ou dilatação térmica.

As vantagens de recorrer à pré-fabricação relativamente à construção *in situ* são muitas. Segundo Bachmann (2011) as principais diferenças são a qualidade do produto final, a redução de custos e a velocidade de construção.

O transporte dos elementos e o seu manuseamento podem apresentar alguns entraves durante a fase de execução, exigindo, um bom planeamento (FIB – Task Group 7.3, 2003).

Atualmente, existe ainda a necessidade de aperfeiçoar as técnicas de ligação entre elementos pré-fabricados de forma a obter estruturas resistentes a ações sísmicas e com um bom comportamento global. As ligações devem ser bem projetadas porque as tolerâncias são reduzidas na fase de montagem, devido à descontinuidade dos elementos. Exige também um maior planeamento devido à necessidade de transporte, pois os locais de fabricação e aplicação são, em geral, diferentes. Como tal deve ser dimensionado e planeado o manuseamento e transporte dos elementos pré-fabricados.

Em Portugal existe alguma desconfiança relativamente à pré-fabricação, uma vez que esta levanta algumas questões em zonas com elevada atividade sísmica. Isto deve-se à falta de regulamentação e informação, consequência da cultura construtiva e do mercado. Contudo a pré-fabricação tem provas dadas em zonas com elevada atividade sísmica como a Nova Zelândia ou os EUA. O fator chave que distingue estes dois casos é a qualidade no dimensionamento e a execução das ligações em obra. Englekirk (2003) explica que o ceticismo existente nas regiões com atividade sísmica deve-se à falta de compreensão da natureza da ação sísmica e do desempenho das estruturas pré-fabricadas. Um projetista com conhecimentos apropriados pode criar estruturas que não só resistem à ação sísmica, como o consegue adquirindo pouco dano. Para tal se concretizar tem de existir um profundo conhecimento no dimensionamento das estruturas pré-fabricadas, principalmente na execução das ligações entre elementos.

O propósito das ligações é transmitir as forças entre os elementos estruturais e promover a estrutura de estabilidade, robustez e ductilidade (Elliott, 2002).

É neste contexto que o presente trabalho se insere, tentando contribuir para a melhoria do desempenho deste tipo de estruturas, através de um aperfeiçoamento de um tipo de ligação.

Com a colaboração da Concremat S.A., elaborou-se um conjunto de ensaios de forma a analisar o comportamento de uma ligação viga-pilar tentando torná-la mais eficiente.

1.2 Objetivos

Pretende-se com este trabalho estudar o comportamento de um tipo de ligação viga-pilar pré-fabricada, e através de algumas alterações na sua conceção melhorar o seu comportamento. Para tal realizou-se uma campanha de 3 ensaios monotónicos e 3 ensaios cíclicos, de forma a poder caracterizar o comportamento de três tipos de ligações. A realização de dois tipos de ensaios (monotónico e cíclico) prende-se com o facto de se pretender avaliar diversos parâmetros, de forma a conhecer a resposta das ligações para o estado limite último.

1.3 Organização

A presente dissertação divide-se em seis capítulos, tendo como objetivo dar a conhecer de uma forma generalizada o conceito de pré-fabricação e a importância das ligações para este tipo de construção, focando-se depois na caracterização da ligação estudada, apresentando todo o trabalho realizado desde a fase de construção dos modelos até à análise de dados.

Após esta breve introdução, o segundo capítulo analisa o conceito da pré-fabricação desde a sua origem até aos dias de hoje, analisando as suas mais-valias e as suas desvantagens. Depois apresentam-se os tipos de ligação existentes em estruturas pré-fabricadas, salientando a importância da ligação viga-pilar e as suas características. Por fim referem-se as normas existentes, destacando as normas sísmicas.

No terceiro capítulo aborda-se toda a conceção dos ensaios, desde a fase de projeto, onde se demonstra a pormenorização das armaduras, a construção dos modelos em fábrica, os tipos de materiais usados com a respetiva caracterização e por fim o sistema de ensaio, localizado no laboratório de estruturas pesadas da Faculdade de Ciências e Tecnologia da Universidade Nova de Lisboa.

No quarto capítulo apresenta-se o procedimento de cada ensaio, com a respetiva instrumentação e todas as ocorrências, relatando assim todos os danos que os modelos sofreram durante os ensaios.

No quinto capítulo apresenta-se a análise dos resultados obtidos nos ensaios, calculando-se os parâmetros que permitam caracterizar as soluções e comparar os seus desempenhos.

O sexto capítulo destina-se à apresentação de conclusões retiradas dos ensaios realizados e alguns aspetos que poderão vir a ser objeto de estudo, calculando-se parâmetros que permitam caracterizar as soluções e comparar os seus desempenhos.

2 Estado da Arte

2.1 Enquadramento Histórico

A pré-fabricação é uma consequência da industrialização no sector da construção. Graças à inovação tecnológica, ao desenvolvimento económico e a uma mudança social, que ocorreu no princípio do séc. XIX, com a revolução industrial, todos os sectores económicos sofreram um processo de racionalização de forma a melhorar a produtividade e a geração de riqueza. O sector da construção também sofreu essa mudança, ainda que sem grande impacto no séc. XIX (Fernández-Ordóñez, 2015).



Figura 2.1 - Estrutura Pré-fabricada em 1900 (Bachmann, 2011)

Só mesmo durante a 1ª Guerra Mundial é que a pré-fabricação teve alguma expressão ao nível de construção militar (Figura 2.1). Mas foi após a 2ª Guerra Mundial que a pré-fabricação teve o seu apogeu. Devido à destruição dada pela guerra, houve uma necessidade em reconstruir as cidades num curto espaço de tempo. Daí surgiu uma

necessidade no sector da construção de produzir em massa, com elementos muito repetitivos (Figura 2.2). Com o passar dos anos a sociedade ficou saturada deste conceito de repetição e a construção teve de se adaptar a essa mudança. Ainda assim a pré-fabricação continuou, e continua a ser associada à produção em massa. Este paradigma não está correto, apesar de ter sofrido uma transição lenta a pré-fabricação tornou-se flexível podendo dar resposta, actualmente, às necessidades arquitetónicas (Fernández-Ordóñez, 2015).

No entanto a construção através de elementos pré-fabricados teve um declínio, na década de 80, principalmente nas zonas com actividade sísmica, porque foram observados desempenhos fracos por parte deste tipo de estruturas, como por exemplo, roturas frágeis na estrutura, a incapacidade de redistribuição de forças por serem estruturas menos redundantes, ligações entre elementos pré-fabricados com fracos desempenhos e projetos mal dimensionados. Não obstante, atualmente a pré-fabricação tem grande procura na construção de pontes, estádios desportivos, edifícios comerciais e industriais (Park, 2002).



Figura 2.2 - Edifícios Pré-fabricados (Englekirk, 2003)

Em Portugal devido à crise económica que abalou os mercados no principio da actual década, principalmente a atividade da construção, levou à falência diversas empresas de pré-fabricação. No entanto, atualmente tende a haver uma maior procura, com a construção industrial a ser a sua maior atividade (Carvalho Costa, 2015).

Contudo a procura da pré-fabricação em relação à construção *in situ* é muito reduzida. Isto deve-se à falta de informação e normas, a ausência de divulgação dos produtos das empresas pré-fabricadas, a mão-de-obra barata que favorece a construção *in situ*, e a densidade de área construída que continua a ser pequena permitindo a montagem de estaleiro *in situ*. A somar a estes factores, este tipo de estruturas são menos redundantes, onde existem ligações sem continuidade de momento fletor, podendo levar a desempenhos duvidosos para zonas onde a atividade sísmica é elevada, como é o caso de Portugal. Tudo isto levanta dúvidas no dimensionamento e execução estrutural com elementos pré-fabricados (Carvalho Costa, 2015).

Esta situação não é universal. A pré-fabricação tem exemplos de sucesso em muitos países com atividade sísmica elevada, como a Nova Zelândia ou os EUA. Esta diferença deve-se à elevada experiência com sismos, juntamente com uma forte investigação laboratorial que leva a ter um melhor conhecimento tanto no projeto dos elementos pré-fabricados, como na execução em obra das ligações desses elementos (FIB, 2003).

Generalizando, a pré-fabricação é a produção de elementos em fabrica que uma vez ligados em obra garantem a funcionalidade e os objetivos para que foram concebidos (Figura 2.3) (Pompeu dos Santos, 1984).





Figura 2.3 - Faseamento de uma Estrutura Pré-fabricada (adaptado de Bachmann, 2011)

2.2 Características

Como foi referido anteriormente, na pré-fabricação os elementos são produzidos em fábrica. Sendo as condições em fábrica melhores do que em obra, com superior controlo de qualidade, os produtos pré-fabricados tendem a ter melhor qualidade do que os que são produzidos *in situ*. Além da qualidade, a pré-fabricação permite maximizar as necessidades com o mínimo de recursos necessários, e permite que a indústria da construção caminhe para um rumo mais sustentável. Devido ao maior controlo na fabricação, a produção permite poupar material e energia durante a construção, reduzindo também o ruído e o pó, diminuindo assim o impacto ambiental (Oliveira, 2012).

As principais vantagens da pré-fabricação são:

Qualidade - devido às condições garantidas pelo ambiente em fábrica (Figura 2.4, 2.5) e um controlo mais apertado, conseguem-se obter elementos com melhores desempenhos e acabamentos. É também mais fácil garantir o bom posicionamento das armaduras e uma boa betonagem, garantido assim bons recobrimentos e uma maior durabilidade dos elementos (PCI, 1999).



Figura 2.4 - Betonagem de uma Laje



Figura 2.5 - Colocação de Armaduras

Economia – é neste aspeto que a pré-fabricação se destaca e muitas vezes passa despercebido. Apesar do preço por m^3 ser superior à fabricação in situ, a pré-fabricação pode trazer um retorno financeiro superior, graças à sua rapidez. Esta rapidez faz com que se diminuam custos indiretos da obra, como os de estaleiro e mão de obra. Do ponto de vista do investidor, maior rapidez de execução proporciona um retorno financeiro mais rápido. Se uma obra demorar 8 meses em vez de 12 meses, são 4 meses em que recebe rendas (caso de edifícios comerciais e habitacionais) ou venda de produtos (caso industrial). Aliado a este fator temos também um decréscimo dos encargos financeiros (PCI, 1999).

Menos imprevistos - ao retirar de obra algumas operações, pode controlar-se melhor as operações tanto em obra como em fábrica. Na fase de “toscos”, a execução de toda a estrutura pertence ao caminho crítico, logo é desejável que ocorra sem imprevistos. A pré-fabricação proporciona assim melhores condições para cumprimento de prazos, pois acidentes ou condições meteorológicas adversas não põem em causa o desenrolar da obra (Fernández-Ordóñez, 2015).

Resistência ao fogo - como o controlo em fábrica proporciona melhores condições para a colocação da armadura e a respetiva betonagem, consegue-se garantir os recobrimentos projetados, levando assim a uma melhor proteção da armadura (PCI, 1999).

Acabamento – é cada vez mais recorrente suprimir-se revestimentos em superfícies estruturais porque já se consegue garantir um bom acabamento das mesmas. É possível obter-se várias formas arquitetónicas com custos mais controlados, muito graças aos desenvolvimentos de desempenho dos betões, como exemplo temos o betão auto-compactável, o betão leve, CRC (Compact Reinforced Composite) ou o Ductal®. Através deles conseguem produzir-se peças com diversos formatos, elementos de grandes

dimensões ou elementos de alto desempenho com o betão a ter capacidade de suportar tensões na ordem dos 200-300 MPa. Garante-se assim uma vasta gama de elementos com acabamentos de qualidade e variedade, mesmo em termos de texturas e cores (Figura 2.6). Atualmente é também possível integrar outros materiais nos elementos pré-fabricados, como por exemplo, a cortiça, levando a diferentes tipos de acabamentos, e melhores desempenhos ao nível da acústica, térmica, entre outros (Bennett, 2005).



Figura 2.6 - Painéis Pré-fabricados (Bennett, 2005)

Organização de estaleiro – Com a diminuição de operações e de mão de obra é possível ter o estaleiro mais desocupado, com menos atividades a decorrer em simultâneo e mais limpo, melhorando assim as condições de trabalho para as restantes operações a decorrer *in situ* (Figura 2.7) (Oliveira, 2012).



Figura 2.7 – Estaleiro (Tsoukantas, 2009)

Durabilidade – Durante a década de 80 foi reconhecida a importância da durabilidade nas estruturas de betão armado, atributo que a pré-fabricação garante melhor que

as betonagens *in situ*. Os elementos pré-fabricados possuem uma melhor durabilidade porque têm melhores recobrimentos, a mistura e vibração são executadas de melhor forma elevando a qualidade do betão e o rácio água/cimento é menor, proporcionando um betão menos poroso. Tudo isto se deve ao controlo mais apertado e melhores condições de betonagem, que a fábrica consegue disponibilizar (FIB – Task Group 7.3, 2003).

As principais desvantagens da pré-fabricação são:

Menor informação/normas - O dimensionamento e execução de estruturas pré-fabricadas são diferentes da construção *in situ*. Como a construção é feita maioritariamente *in situ*, nunca houve necessidade e interesse em estudar melhor e regulamentar a pré-fabricação, visto que o retorno, a visibilidade e o reconhecimento seriam sempre menores. Como tal existe algum desconhecimento no dimensionamento e comportamento global das estruturas pré-fabricadas. Acabam por ser caracterizadas por possuir uma maior fragilidade e baixa hiperestaticidade, e conseqüentemente menor capacidade de redistribuição de esforços (Oliveira, 2012).

Mão-de-obra qualificada - Como a pré-fabricação está em segundo plano, existe alguma carência de pessoal especializado. Os trabalhos de ligação entre elementos pré-fabricados devem ser acompanhados por pessoal com experiência. Esta falta de oferta provoca também um custo adicional (FIB 27,2003). Existem casos em Portugal de má ligação entre elementos estruturais pré-fabricados, por negligência da mão de obra, que provocaram acidentes em obra.

Transporte e manuseamento – o transporte exige planeamento, e acaba sempre por ser uma condicionante no uso da pré-fabricação. O manuseamento dos elementos também tem de ser considerado, pois existe o risco de se danificarem. Este fator pode ter grande peso no custo final, portanto devem-se considerar várias hipóteses, tanto de transporte como no dimensionamento dos elementos. Na Figura 2.8 pode observar-se um exemplo de um manuseamento de um elemento de grandes dimensões (PCI, 1999).



Figura 2.8 - Transporte e Colocação de Viga Pré-fabricada (FIB – Task Group 6.4, 2004)

Equipamento – Apesar de existirem pórticos e guas em fábrica, que garantem o transporte dos elementos, em obra também é necessário ter equipamento que assegure o seu manobramento, pois estes elementos tendem a ser de grandes dimensões e de peso elevado (PCI, 1999).

Tolerância – Como a responsabilidade da construção não pertence unicamente à mesma entidade, o fabricante e o empreiteiro devem estar em consonância de forma a evitar erros ou desvios durante a fase construção, pois poderá levar a prejuízos e atrasos em obra. A realização de ligações em obra leva a uma maior exigência ao nível da precisão durante o fabrico. Estes desvios não são só de natureza humana, as peças podem sofrer alterações de volume por retração, ou deformações. Cabe ao projetista ter em consideração todos os aspetos de forma às peças não estarem sujeitas a esforços não projectados e à viabilidade da montagem (Bachmann, 2011).

O sucesso de uma estrutura pré-fabricada depende da compreensão da necessidade de tolerâncias e as implicações das variações de dimensão dos elementos. (Park, 2002).

2.3 Ligações de Elementos Pré-Fabricados

As estruturas pré-fabricadas têm melhor qualidade, pois são produzidas num ambiente mais favorável, podendo contribuir para o seu melhor desempenho. Este facto pode-se não concretizar, pois as ligações dos elementos pré-fabricados podem ser executadas através de técnicas que não atingem o mesmo nível de desempenho do ponto de vista comportamental, levando a que o comportamento global da estrutura não atinga o mesmo grau de desempenho de uma estrutura betonada *in situ*, principalmente no que respeita à resposta à ação sísmica (Figura 2.9).



Figura 2.9 - Ligações de Estruturas Pré-Fabricadas (Yuksel, 2012)

Ao realizarem-se ligações rígidas, a estrutura fica mais redundante, com maior capacidade de redistribuição de esforços. As ligações dúcteis permitem um bom comportamento em fase plástica, pois permitem a dissipação de energia, importante para uma boa resposta às ações sísmicas.

O propósito de uma ligação não se prende unicamente com a transferência de forças entre dois ou mais elementos, ela tem também uma grande influência no comportamento global da estrutura quando esta fica sujeita a carregamentos, ou outro tipo de ações. A ligação tem de ter a capacidade de transferir forças, salvaguardando a resposta da superestrutura e dos elementos que fazem parte integrante dessa ligação. Esta capacidade tem de ser concretizada não apenas para o comportamento em Estado Limite Último, mas também para o comportamento em serviço, assegurando um nível de fendilhagem aceitável, limitando a deformação a valores funcionalmente aceitáveis e tornando a eventual sensibilidade das estruturas à vibração, limitada a valores que não gerem desconforto (Appleton, 2013). A estabilidade da estrutura deve ser igualmente assegurada durante a fase de montagem, porque o grau de hiperstaticidade dos elementos pré-fabricados tende a ser menor. (FIB – Task Group 6.4, 2004)

Outro aspeto a ter em conta é o facto de estas estruturas terem, usualmente, um grau de hiperstaticidade inferior às construídas in situ. Isto poderá levantar problemas quando a estrutura é submetida a ações acidentais. A supressão de apoios poderá levar a estrutura ao colapso progressivo se esta não tiver a capacidade de redistribuir forças e de ter um comportamento dúctil para evitar roturas frágeis (Figura 2.10) (FIB – Task Group 6.2, 2008).



Figura 2.10 - Colapso Progressivo de uma Estrutura (Englekirk, 2003)

A subdivisão da estrutura em elementos pré-fabricados depende de diversos fatores como a geometria da estrutura, as características do terreno, os processos de fabrico, o transporte e montagem em obra, e do tipo de ligações a realizar. Cada caso é um caso e todos estes fatores têm de ser tidos em conta.

A divisão da estrutura está intrinsecamente ligada ao número de ligações a realizar. Portanto quanto mais ligações dos elementos pré-fabricados a estrutura tiver, maior o número de actividades realizadas em obra. Como um dos pressupostos da pré-fabricação é a rapidez de construção, tem-se uma enorme vantagem em reduzir ao mínimo o número de ligações. Todavia o reduzido número de ligações leva a elementos mais complexos e com maiores dimensões, complicando as operações de fabrico, transporte e montagem.

A localização das ligações também é algo que tem de ser pensado porque se por um lado estas deveriam estar localizadas nas zonas de menores esforços; um quarto do vão da viga e meia altura dos pilares; por outro lado a localização das ligações nestas zonas leva a uma geometria de elementos pré-fabricados mais complexa, levando a um transporte menos eficiente e a uma montagem mais complexa devido ao centro de massa dos elementos pré-fabricados (Pompeu dos Santos, 1984).

A decomposição da estrutura em elementos pré-fabricados tem bastantes condicionantes como foi enunciado nos parágrafos anteriores, mas usualmente esta tende a decompor-se em elementos lineares. Pompeu dos Santos (1984) definiu os seguintes tipos de ligações de elementos pré-fabricados como sendo os seguintes:

- Ligação pilar-fundação;
- Ligação pilar-pilar;
- Ligação viga-pilar;
- Ligação viga-viga;

- Ligação laje-viga;
- Parede-viga;
- Laje-laje;
- Parede-parede;
- Parede-fundação.

As ligações não variam somente quanto à localização; o processo de execução e o comportamento à flexão também influenciam. Relativamente ao processo de ligação Pompeu dos Santos (1984) define as seguintes ligações:

Ligações aparafusadas - é uma solução bastante prática, pois não necessita de grande trabalho em obra, no entanto requer uma grande precisão no seu fabrico. Trata-se de aparafusar peças metálicas fixadas aos elementos pré-fabricados;

Ligações soldadas - trata-se de soldar elementos metálicos, inseridos previamente em fábrica nos elementos pré-fabricados, em obra;

Ligações pré-esforçadas - trata-se de aplicar uma tensão em obra através de varões ou cabos dispostos em bainhas que atravessam as juntas, com ancoragens nas extremidades.

Ligações de continuidade betonadas em obra – trata-se de uma ligação betonada em obra na zona entre elementos pré-fabricados em que se estabelece a emenda de armaduras.

Ligações coladas - trata-se de uma técnica que usa colas à base de resinas epoxídicas, nas juntas dos elementos;

Ligações por atrito – apoios simplesmente apoiados onde o atrito é mobilizado pelo próprio peso do elemento. O ACI 318 (1995) define no artigo 16.2.1.3 que este tipo de ligações não deve ser usado (Figura 2.11).

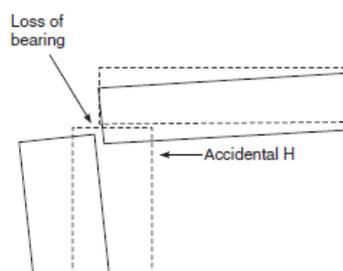


Figura 2.11 - Ligação por Atrito (Elliott, 2002)

Quanto ao comportamento à flexão o mesmo autor define:

Ligações articulada - capazes de transmitir todos os esforços exceto os momentos fletores;

Ligações rígidas - capazes de transmitir todos os esforços;

Ligações semirrígidas - que possuem um grau de monolitismo inferior ao ponto anterior.

Pode distinguir-se o tipo de ligações de várias formas consoante as suas características, mas existem alguns aspetos que têm de estar presentes na conceção dessas ligações, considerando tudo o que foi enunciado neste subcapítulo. Segundo FIB – Task Group 6.2 (2008) os aspetos a ter em conta no dimensionamento de uma estrutura pré-fabricada são:

Padronização – Sendo o principal propósito de uma ligação a transferência de forças, estas poderão variar consoante a estrutura ou localização, porém não se tem que encontrar uma solução para cada caso, pois se assim fosse não seria rentável. Este aspeto vem ao encontro do que se passa na indústria automóvel. Cada empresa poderá ter 4 ou 5 gamas de carros e dentro dessas gamas diferentes tipos de modelo, respondendo assim necessidades de cada automobilista. Este aspeto facilita o trabalho do projetista, pois poupa tempo e elimina a probabilidade de erros nos cálculos e cria repetição nos trabalhos em fábrica, melhorando assim o rendimento e probabilidade de ocorrência de erros.

Simplicidade – Desde a conceção à aplicação em obra os elementos passam por diversos trabalhos com diferentes tipos de pessoas. Como tal o elemento e a sua ligação devem ser de fácil interpretação e execução.

Ductilidade – As ligações têm de ter um comportamento dúctil de forma a ter capacidade de sofrer deformações plásticas consideráveis antes da rotura. Para tal é necessário que se dimensione a ligação de forma a que a rotura se dê pelo aço e não pelo betão, evitando assim fenómenos de rotura frágil.

Deslocamentos – A estrutura tem de ter a capacidade de absorver deslocamentos impostos. Estes podem ser provocados por dilatações/contrações térmicas, cargas aplicadas, retrações, podendo exercer esforços consideráveis na estrutura se esta não tiver sido dimensionada para esses fenómenos.

Resistência ao fogo – O betão oferece bastante resistência ao aço nele incorporado, no entanto nas zonas de ligação o aço é usado como conector podendo encontrar-se exposto. A estabilidade da estrutura poderá ficar em causa caso ocorra um incêndio. Como tal é preciso garantir a sua proteção.

Durabilidade – Como foi referido no ponto anterior muitas das ligações são feitas através de elementos metálicos, por isso terão de ficar protegidos contra a corrosão. Garantir a durabilidade da estrutura salvaguarda tanto o interesse económico como assegurar a segurança da estrutura.

Estética - A estrutura faz parte da arquitetura, como tal tem de estar integrada no conceito arquitetónico do edifício. Por exemplo, a ligação entre a viga e um pilar é por vezes feita através de uma consola, mas este elemento sobressaído poderá criar alguns entraves à criação do conceito arquitetónico.

2.3.1 Ligação Viga-Pilar

As ligações viga-pilar diferenciam-se geralmente como ligações articuladas ou ligações semi-rígidas ou rígidas.

As ligações articuladas transmitem esforços transversos e esforços axiais, e as ligações semi-rígidas e rígidas têm ainda a capacidade de transmitir momentos fletores. Enquanto a transmissão de esforços transversos e axiais é de fácil caracterização, é na transmissão de momento fletor que encontramos a maior condicionante, não só no que se refere à resistência às ações estáticas, mas particularmente pelo seu comportamento às ações sísmicas, visto estarem localizadas em zonas críticas da estrutura. Nas estruturas porticadas, as zonas críticas encontram-se nas extremidades das vigas e dos pilares, pois é nessas zonas que se podem formar rótulas plásticas, durante os sismos.

As estruturas porticadas têm de garantir mecanismos plásticos associados a um comportamento dúctil, impedindo assim a ocorrência de roturas. Uma estrutura mais dúctil garante também maiores deslocamentos horizontais, podendo assim possuir maior capacidade de dissipação de energia. É também importante garantir, visto que na ligação ocorre transmissão de momentos fletores, a formação de rotulas plásticas na zona da viga e não nos pilares; princípio pilar forte – viga fraca; de modo a garantir a formação do mecanismo plástico desejado (Gamito Reis, 2012).

Segundo Pompeu dos Santos (1984) existem várias formas de garantir uma ligação rígida entre viga-pilar:

Ligações através de armaduras de continuidade – A viga possui armaduras salientes que são depois amarradas na região do nó, e depois betonadas em obra. Existem várias variantes para este tipo de ligação. Normalmente, a parte inferior da viga é um elemento pré-fabricado, alojando os varões de espera que depois são dobrados no nó, colocando-se posteriormente, em obra, a armadura superior seguindo-se a betonagem (Figura 2.12).

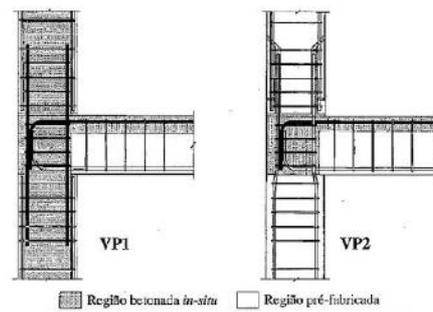


Figura 2.12 - Ligação com Preenchimento da Junta (Pompeu dos Santos, 1984)

Ligações através de armaduras de pré-esforço – A ligação é feita através de varões de pré-esforço embebidos em bainhas ao longo da viga. As bainhas são preenchidas com calda de cimento injetada, enquanto as amarrações dos varões são envolvidas com uma argamassa, de forma a proteger dos agentes atmosféricos e do fogo (Figura 2.13).



Figura 2.13 - Ligação com Pré-esforço (Englekirk, 2003)

Ligações através de soldadura entre elementos metálicos salientes nas vigas e nos pilares – A viga e o pilar possuem elementos metálicos que são soldados em obra, preenchendo depois a junta com argamassa ou calda de cimento. Esta técnica tem diversas variantes. A continuidade das armaduras da viga é garantida através de chapas salientes na viga que são soldadas ou às armaduras salientes no pilar, ou a uma chapa horizontal embutida no pilar (Figura 2.14).

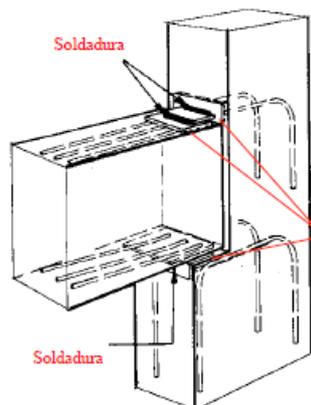


Figura 2.14 - Ligação por Soldadura (Fernández-Ordóñez, 2015)

Ligações através de aparafusamento de elementos metálicos salientes nas vigas e nos pilares – Mesmo princípio que a técnica anterior só que em vez de soldados, os elementos metálicos são aparafusados (Figura 2.15).



Figura 2.15 - Ligação por Aparafusamento (Englekirk, 2003)

Ligação através de varões em espera – Esta ligação consiste em realizar uma consola curta no pilar, que suporta a viga, e a colocação de um ou mais ferrolhos a ligar a consola curta à viga. Estes encaixam na viga, que possui baínhas preparadas para receber os ferrolhos. Posteriormente as baínhas são preenchidas com grout com resistência apropriada para o efeito. De forma a não danificar o betão da viga ou a consola através do atrito provocado pelas deformações de ambos, pode colocar-se uma chapa de aço, borracha ou neoprene, entre ambos (Figura 2.16).

A seleção do tipo de grout tem em conta diversos factores como a sua resistência, a retração, a durabilidade, as condições de colocação, a viscosidade e as condições de presa. Deve-se garantir que as superfícies da zona de aplicação do grout não contêm óleo, pó ou outro tipo de materiais para que a sua aderência seja boa. A aplicação do grout deve ser executada com pessoal especializado. Numa ligação viga-pilar o grout deve ter uma consistência fluida para não possibilitar o aparecimento de bolhas de ar (Bull, 2000).



Figura 2.16 - Ligação com Ferrolho e Posterior Preenchimento da Junta (Fernández-Ordóñez, 2015)

As principais roturas que ocorrem nesta técnica são:

- Rotura pelo ferrolho por força de corte, ou por esmagamento do betão causado pelo ferrolho (Figura 2.17)
- Descasque da extremidade da consola ou da viga, por esforços provocados pelo contacto entre ambos (Figura 2.18).
- Rotura do varão por flexão.

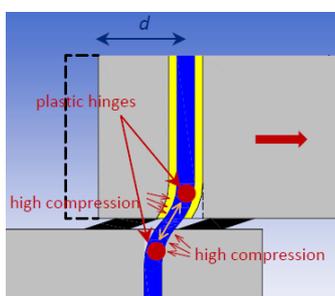


Figura 2.17 - Rotura por Corte (Psycharis, 2012)



Figura 2.18 - Descasque da Extremidade do Pilar (FIB – Task Group 7.3, 2003)

2.4 Conceção Sísmica

Foi anteriormente referido, que para zonas com atividade sísmica as estruturas pré-fabricadas não apresentam total confiança. Tal dedução não se deve aos elementos pré-fabricados em si, mas às suas ligações e influências no comportamento global do edifício (FIB Task Group 6.2, 2008).

Os sismos geram forças horizontais e verticais nas estruturas devido ao movimento dos solos. As fundações das estruturas tendem a acompanhar o movimento do solo, desenvolvendo-se assim deformações e forças em toda a estrutura. A estrutura tem de ter a capacidade de acompanhar os deslocamentos, podendo fazê-lo em fase plástica, dissipando energia. A conceção de estruturas poderá então ser efetuada de forma a permitir uma resposta eficaz em termos de resistência aos sismos, permitindo que as estruturas dissipem a energia transmitida pelos sismos, através das deformações plásticas.

A ductilidade tem um papel muito importante quando a estrutura é submetida a uma ação sísmica. Ela permite que a estrutura atinja deslocamentos em fase plástica com um nível de resistência inferior a uma estrutura dimensionada em fase elástica. Assim sendo deve-se ter a capacidade de prever o comportamento da estrutura em fase plástica quando esta é submetida a um sismo. É neste aspeto que a pré-fabricação lança algumas dúvidas porque o conhecimento do comportamento das suas ligações é relativamente pequeno (Englekirk, 2003).

O comportamento sísmico dos edifícios de betão armado é também altamente influenciado pela configuração geométrica da sua estrutura. Desta forma a conceção deve ter em vista a simplicidade estrutural para que a estrutura apresente um bom comportamento sísmico (Gamito Reis, 2012).

Com a evolução da tecnologia, através da programação disponibilizada aos projetistas, é permitido fazer análises muito detalhadas ao comportamento sísmico das estruturas. No entanto, Priestley (1993) mostra alguma preocupação porque, programações complexas com premissas e aproximações inerentes no dimensionamento sísmico, poderão levar a resultados de difícil compreensão. O processo de dimensionamento deve ser simples para que todos entendam os resultados obtidos.

2.4.1 Regulamentação

Recentemente tem-se verificado uma evolução na área de engenharia sísmica, motivada pelas enormes consequências sociais e económicas da ação sísmica. Esta evolução está também associada ao desenvolvimento tecnológico e científico de áreas complementares como a geotecnia, a sismologia e a engenharia estrutural. Como resultado

surgiram regulamentações que levam a minorar as consequências dos sismos (Gamito Reis, 2012).

Em Portugal as primeiras orientações antissísmicas surgiram após o sismo de 1755. Com uma quase completa destruição de Lisboa, a construção adaptou-se e revolucionou a conceção estrutural dos edifícios. Porém, com o passar do tempo deu-se um esquecimento das consequências do sismo e desvalorizou-se o dimensionamento sísmico, levando à construção de edifícios com fracas características.

Com a predominância do betão armado na construção surge em 1958 o primeiro regulamento que visa a segurança dos edifícios face à ação sísmica com o “RSCCS – Regulamento de Segurança das Construções Contra os Sismos”. Em 1961 surge o “RSEP – Regulamento de Solicitações em Edifícios e Pontes”, que definia ações sísmicas no dimensionamento das estruturas. Em complemento deste documento surge em 1967 o “REBA – Regulamento de Estruturas de Betão Armado”, que já incluía algumas disposições construtivas de modo a promover a segurança face à ação sísmica (Gamito Reis, 2012).

Em 1983 surgem o “RSA – Regulamento de Segurança e Ações para Estruturas de Edifícios e Pontes” e o “REBAP – Regulamento de Estruturas de Betão Armado e Pré-esforçado” apontando princípios, critérios e disposições construtivas para a verificação da segurança face à ação sísmica. É nestes regulamentos que surge o conceito de ductilidade como princípio de conceção estrutural antissísmica, de forma a garantir uma resposta eficaz em termos de resistência, através de deformações plásticas, levando assim a que as estruturas tenham a capacidade de dissipar a energia. Com o alargamento da União Europeia e a necessidade de uniformizar os regulamentos, criou-se o Eurocódigo, nomeadamente o NP EN 1998-1-2010 (2010) que regulamenta o dimensionamento de estruturas sismo-resistentes (Gamito Reis, 2012).

Este regulamento define que a base do processo de dimensionamento sísmico é formada a partir do coeficiente de comportamento, e o dimensionamento pela capacidade real “*capacity design*” (NP EN 1998-1-2010, 2010). Este conceito teve origem na Nova Zelândia sendo depois aceite em diversos países (Priestley, 1993).

Para evitar o colapso dum edifício existem duas soluções, ou promovemos a sua estrutura com uma resistência elevada ou através da ductilidade da mesma. Para se ter estruturas mais resistentes, estas teriam de ser mais robustas, com maiores condicionantes arquitetónicas e económicas. Esta solução considera a resposta à ação sísmica em regime elástico.

A outra solução reside numa resposta à ação sísmica em regime não linear, associada à ocorrência de rotulas plásticas em certos elementos da estrutura, que alteram o comportamento global da estrutura. O conceito “*capacity design*” promove um controlo dos modos de plastificação; estabelece uma hierarquia de resistências entre os vários elementos estruturais, de modo a que a estrutura apresente ductilidade suficiente para acomodar as deformações provocadas pelo sismo. O propósito dos elementos com menos resistência é que promovam a dissipação de energia através das rótulas formadas. Concluindo, existem os elementos “fracos” onde formam rótulas plásticas e promovem a dissipação de energia e os elementos fortes que permanecem em regime elástico durante o sismo (FIB – Task Group 7.3, 2003).

O uso do “*capacity design*” permitiu dar confiança aos projetistas, que as estruturas pré-fabricadas terão o comportamento dimensionado durante os sismos, em particular, que os elementos frágeis serão protegidos (Park, 2002).

Transportando o conceito de “*capacity design*” para as ligações viga-pilar, estas têm de assegurar que os pilares são os elementos “fortes” e as vigas os elementos “fracos”, Princípio Pilar forte - Viga fraca.

As estruturas pré-fabricadas são regulamentadas pelo NP EN 1998-1-2010 (2010), na secção 5.11. Esta secção refere-se ao projecto sísmico de estruturas de betão total ou parcialmente constituídas por elementos pré-fabricados. A secção abrange os sistemas porticados, os sistemas de paredes, sistemas mistos, estruturas de painéis de paredes e estruturas celulares. Na modelação deste tipo de estruturas o NP EN 1998-1-2010 (2010), define que se devem verificar a satisfação de todos os critérios estipulados neste mesmo regulamento, para as estruturas betonadas *in situ*. Devem ser identificadas as funções de todos os elementos estruturais e não estruturais de forma a poder fazer-se um correcto dimensionamento das edificações. Para complementar a modelação devem ser identificados os efeitos das ligações na capacidade de dissipação de energia da estrutura. Nesta secção também está especificado que se deverá ter em conta a possibilidade de degradação dos elementos pré-fabricados devido às deformações cíclicas pós-cedência. Relativamente à dissipação de energia, o principal mecanismo deverá ser através de rotações plásticas dentro das zonas críticas, podendo também existir dissipação de energia através de mecanismos de corte plástico. Por fim a norma sugere que para as ligações viga-pilar deverão ser especificamente verificadas no que se refere à sua resistência e à sua ductilidade. Estas verificações deverão ser avaliadas por meio de estudos experimentais adequados (NP EN 1998-1-2010, 2010).

3 Campanha Experimental

3.1 Introdução

No capítulo anterior abordou-se a temática das ligações em estruturas pré-fabricadas, dando especial atenção à ligação viga-pilar. Foram apresentadas algumas soluções para se elaborarem essas ligações, muitas delas utilizadas em Portugal, embora subsistam ainda algumas dúvidas quanto ao seu comportamento real, principalmente quando sujeitas a ações sísmicas. As empresas de pré-fabricação tentam dar resposta aos problemas apresentados e às dúvidas existentes fazendo ensaios, através de protocolos com Faculdades de Engenharia Civil, com vista à credibilização das suas soluções. Esta dissertação nasce desta forma, com uma parceria entre a Concremat, através do Eng.º Romeu Reguengos, e a Faculdade de Ciências e Tecnologia da Universidade Nova de Lisboa.

Foi realizado um estudo experimental no Laboratório de Estruturas Pesadas do DEC da Faculdade de Ciências e Tecnologia da Universidade Nova de Lisboa, de uma ligação viga-pilar, e o seu aperfeiçoamento através de duas soluções alternativas.

As Figuras 3.1, 3.2 e 3.3 representam os 3 tipos de soluções.

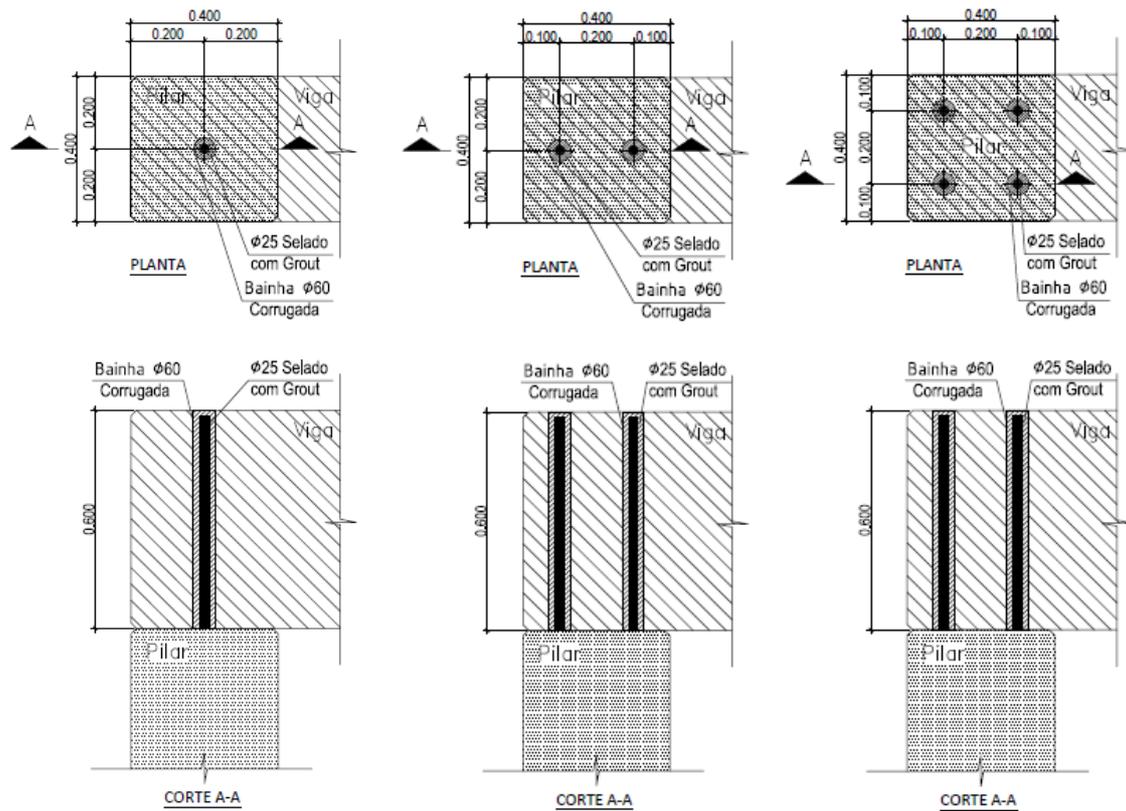


Figura 3.1 - Solução 1 [unidades em metros]

Figura 3.2 - Solução 2 [unidades em metros]

Figura 3.3 - Solução 3 [unidades em metros]

O propósito foi estudar o comportamento da ligação viga-pilar, para ações monotónicas e cíclicas, e melhorar o seu comportamento através de uma alteração na conceção da ligação, produzindo uma ligação com maior rigidez, permitindo a diminuição do comprimento de encurvatura do pilar. Pretende-se também que este estudo seja um motor de arranque para desenvolvimentos futuros, com vista a melhorar a ligação viga-pilar e a credibilidade do sector em Portugal.

A ligação viga-pilar foi feita usando ferrolhos encastrados no topo da consola do pilar, inseridos nas bainhas existentes na viga, e posteriormente preenchidas com grout. Os ensaios consistiram na aplicação de deslocamentos na viga, através de um atuador, que por sua vez provoca uma rotação na zona da ligação.

A campanha de ensaios compreendeu a realização de seis ensaios, três monotónicos e três cíclicos. Para tal, foram produzidos seis modelos com três tipos de solução; e cada solução foi submetida a um ensaio monotónico e um ensaio cíclico. As três soluções correspondiam ao uso de um, dois e quatro ferrolhos, respetivamente. O intuito de

aumentar o número de ferrolhos foi o de aumentar a resistência à flexão assim como a rigidez da ligação.

O objetivo do estudo consistiu na determinação das características de resistência, rigidez e ductilidade, levando se possível os provetes até à rotura, conseguindo assim obter respostas sobre o modo de rotura, a influência do modo de aplicação da carga, o comportamento da junta e a capacidade de dissipação de energia sob ações cíclicas.

3.2 Métodos de Ensaios Experimentais

Para caracterizar o comportamento das ligações à ação sísmica, estas têm de ser submetidas a ensaios cíclicos. Existem quatro formas de estudar o comportamento das ligações (Gamito Reis, 2012):

Sismo real – Após a ocorrência de um sismo estudar o edifício e as suas ligações, interpretar os danos causados e tirar ilações sobre o seu comportamento.

Ensaio em mesa sísmica – O modelo é sujeito a um movimento imposto na base, de forma a replicar o movimento do solo. É o ensaio que melhor réplica a situação real.

Ensaio pseudo-dinâmico – Este tipo de ensaio combina o ensaio quási-estático com numeração numérica, que pretende simular as forças de inércia, sísmicas e o amortecimento. É um processo iterativo onde os computadores calculam os deslocamentos a impor ao modelo de ensaio.

Ensaio quási-estático – Consiste na imposição de deslocamentos ou forças estáticas em elementos do modelo. Estes ensaios são geralmente lentos, fazendo com que as forças de inércia e o amortecimento sejam desprezáveis.

Os ensaios realizados nesta dissertação são quási-estáticos. A configuração do ensaio foi realizada de forma a produzir um movimento expectável na ligação, de forma a estudar o seu comportamento.

O procedimento de ensaio tem como objetivo representar as condições a que a ligação vai estar exposta durante um sismo, no entanto dada a variedade de ações sísmicas e de configurações estruturais, não existe uma forma única para essa representação. O carregamento aplicado terá, contudo, de provocar uma deformação na estrutura que se aproxime da realidade. De igual forma, deve-se impor uma amplitude e número de ciclos consoante as características do sistema estrutural. A sequência de ciclos a impor deve contemplar várias amplitudes. O NP EN 1998-1-2010 (2010) aconselha no ponto

5.11.2.1.3 que deverão ser realizados ciclos de deslocamento adequados, incluindo pelo menos 3 ciclos completos, para uma amplitude correspondente ao coeficiente de comportamento. Para a determinação da amplitude do deslocamento de cedência positivo e negativo é recomendada a realização de ensaios monotónicos.

3.3 Descrição dos Modelos Experimentais

3.3.1 Geometria do Modelo

Os modelos em betão armado pré-fabricado foram concebidos à escala real. Foi modelado um comprimento de viga equivalente a cerca de um quarto do vão que a viga teria num pórtico real, assumindo-se assim que temos momento nulo neste ponto. Estes foram desenvolvidos para caracterizar o comportamento de uma ligação viga-pilar situada num pilar de extremidade, inserido numa estrutura porticada.

Desta forma, foram concebidos 12 elementos pré-fabricados, seis vigas e seis pilares, com três soluções de ligação diferentes; dois pilares com um ferrolho e duas vigas com uma baínha, dois pilares com dois ferrolhos e duas vigas com duas baínhas, e por fim dois pilares com quatro ferrolhos e duas vigas com quatro baínhas.

As vigas tinham uma secção retangular com 0,60 m de altura por 0,40 m de largura e o seu comprimento é de 1,90 m. O pilar tinha 0,40x0,40 m e era simulado pela consola curta. A base de 0,60x0,40x2,24 m³ serviu de apoio à consola e este conjunto foi dimensionado de modo a não condicionar a resposta da ligação, ou seja, a ter um comportamento de corpo rígido.

Nas Figuras 3.4-3.9 apresenta-se a geometria dos elementos.

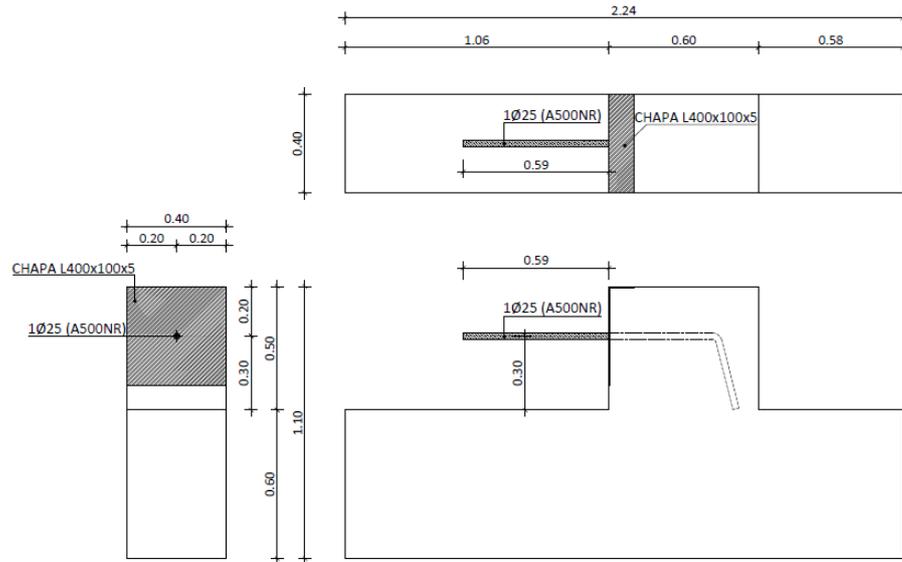


Figura 3.4 - Pilar da Solução 1 [unidades em metros]

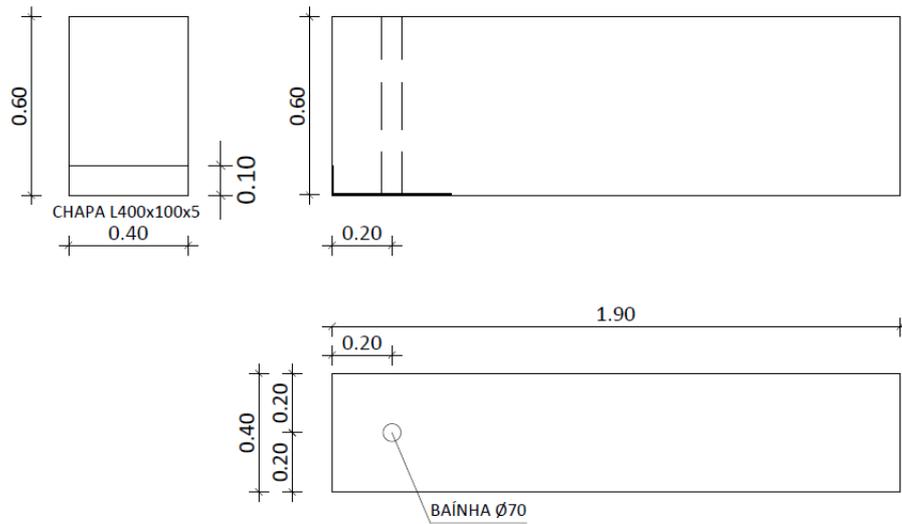


Figura 3.5 - Viga da Solução 1 [unidades em metros]

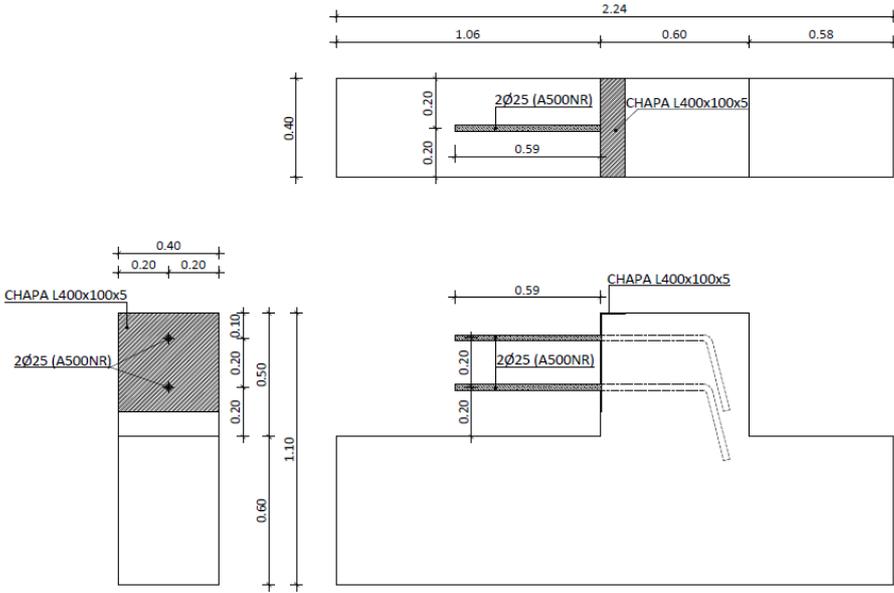


Figura 3.6 - Pilar da Solução 2 [unidades em metros]

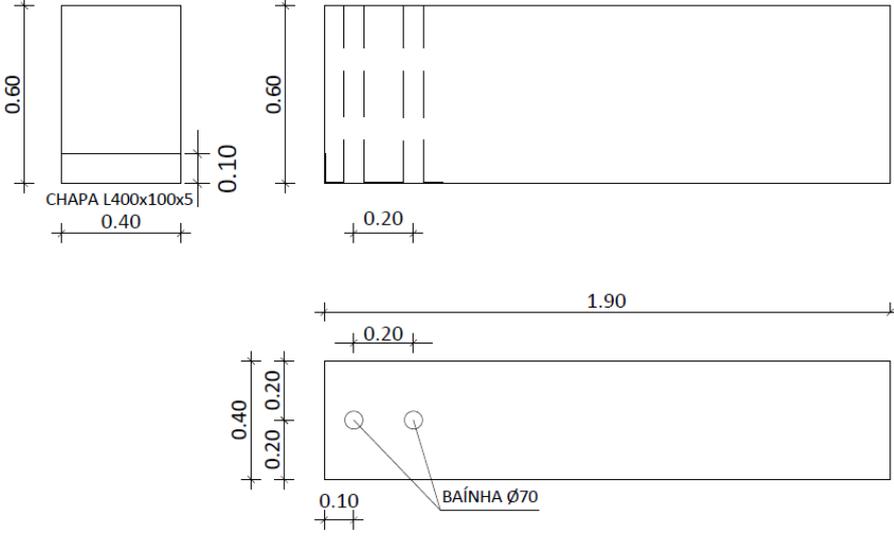


Figura 3.7 - Viga da Solução 2 [unidades em metros]

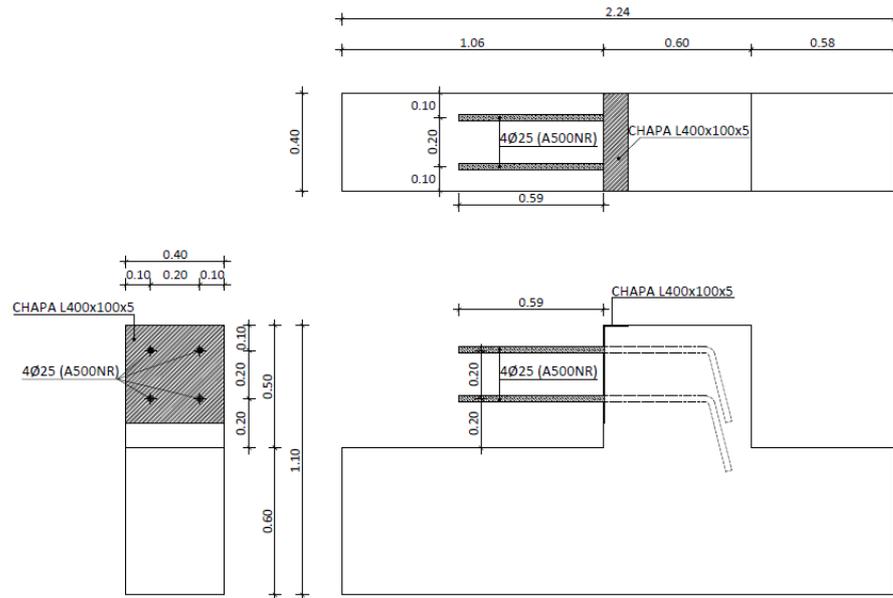


Figura 3.8 - Pilar da Solução 3 [unidades em metros]

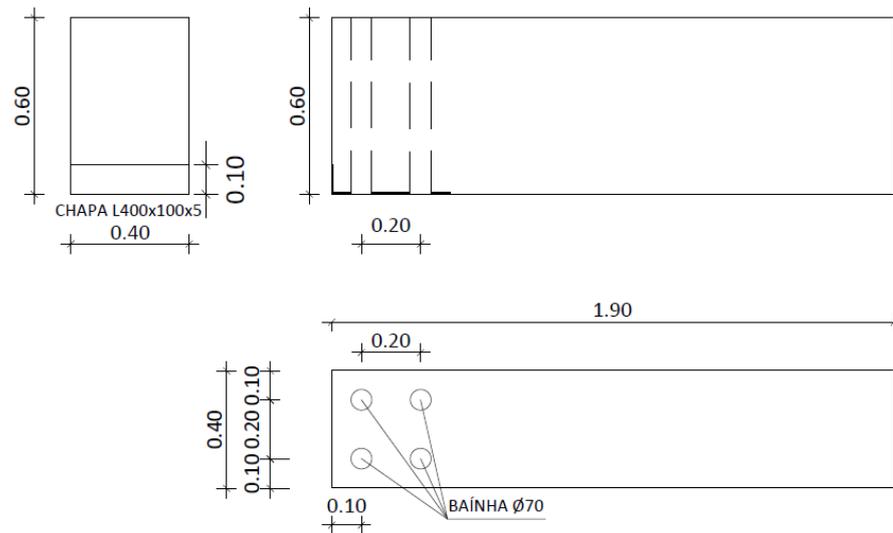


Figura 3.9 - Viga da Solução 3 [unidades em metros]

Como já foi referido no Capítulo 2, este tipo de ligações tem algumas falhas, porque pode provocar dano no betão na zona da extremidade da consola curta. De forma a resolver este problema, tanto a viga como o pilar, na zona da consola curta, possuíam uma chapa metálica para proteger o betão, evitando assim o esmagamento localizado do mesmo. A chapa permitiu uma distribuição das forças exercidas na extremidade, evitando dano no betão. A viga também possuía uma chapa, porque nos ensaios cíclicos o dano poderia ocorrer na extremidade da viga. Na Figura 3.10 pode observar-se um esquema da chapa em alçado, com um comprimento de 0,40 m, uma aba de 0,10 m e 0,005 m

de espessura. A chapa tinha uma largura de 0,40m. A ligação ao betão foi feita através de 4 varões de $\varnothing 12$. A Figura 3.11 mostra uma fotografia da chapa utilizada na primeira solução.

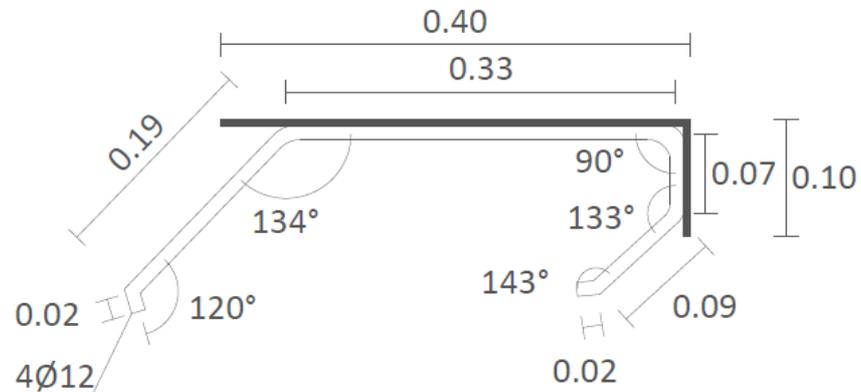


Figura 3.10 – Esquema da Chapa Metálica [m]



Figura 3.11 - Chapa metálica da Viga - Solução 1

Os ferrolhos utilizados na ligação pilar-viga tinham um diâmetro de $\varnothing 25$ e um aço A500NR. O seu comprimento total era de 1,32 m, como se pode observar na Figura 3.12.

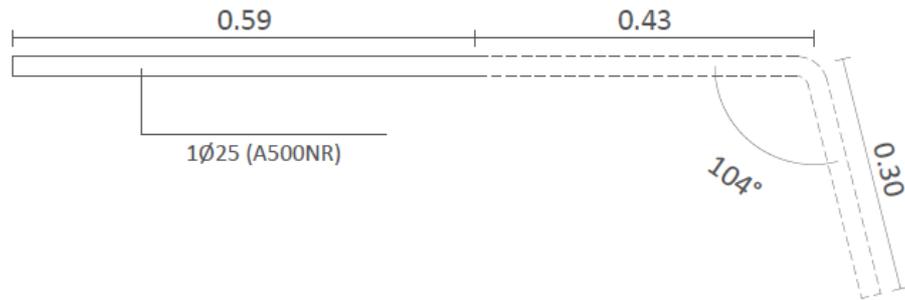


Figura 3.12 – Representação do Ferrolho [m]

Na Figura 3.13 está representado um esquema de um modelo depois da montagem. Devido às condicionantes derivadas do sistema de ensaio alterou-se a disposição dos elementos, ficando a viga posicionada na vertical e o pilar na horizontal.

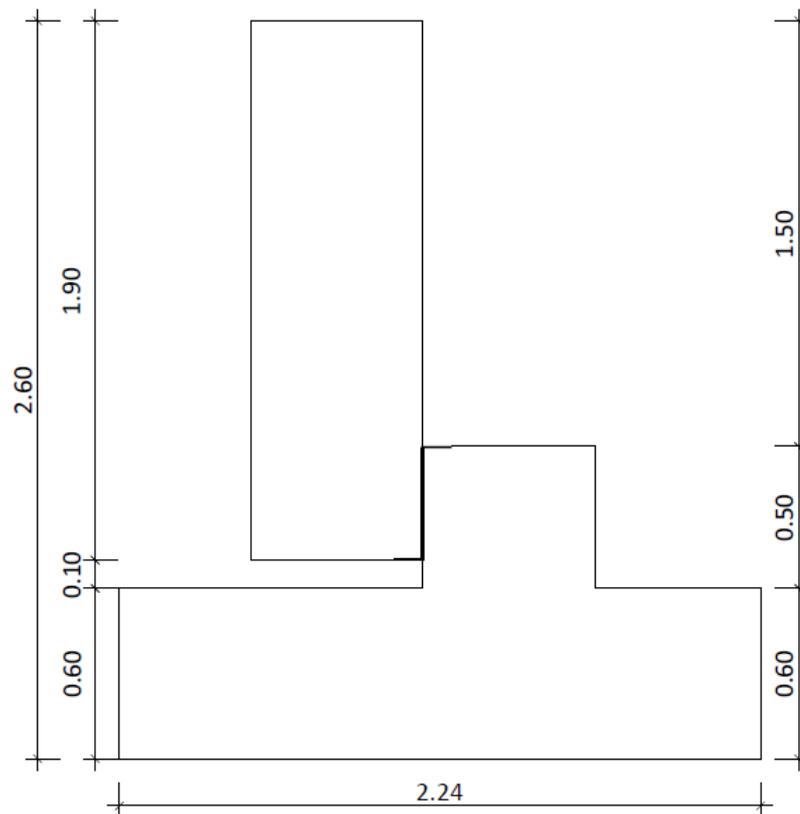


Figura 3.13 - Modelo de Ensaio [m]

3.3.2 Pormenorização

O dimensionamento da viga foi realizado de forma a representar uma situação real. O aço utilizado nos varões foi da classe A500NR.

Todas as vigas possuíam a mesma geometria e disposição de armaduras. As vigas foram armadas longitudinalmente com 4 varões Ø20 na face inferior e superior, 6 varões Ø12 nas faces laterais e estribos Ø8 espaçados 10 cm.

Todas as bases possuíam igualmente a mesma geometria e disposição de armaduras. O pilar foi armado longitudinalmente com 4 varões Ø20 na face inferior, 5 varões Ø20 na face superior, 3 varões Ø10 nas faces laterais e estribos Ø8 espaçados 10 cm. O consola, que simula o pilar, tinha 5 varões Ø20 longitudinalmente e estribos Ø8 espaçados 5 cm.

Na Figura 3.14 está representada a disposição das armaduras correspondentes à viga da 1ª solução e na Figura 3.15 está representado a base da mesma solução.

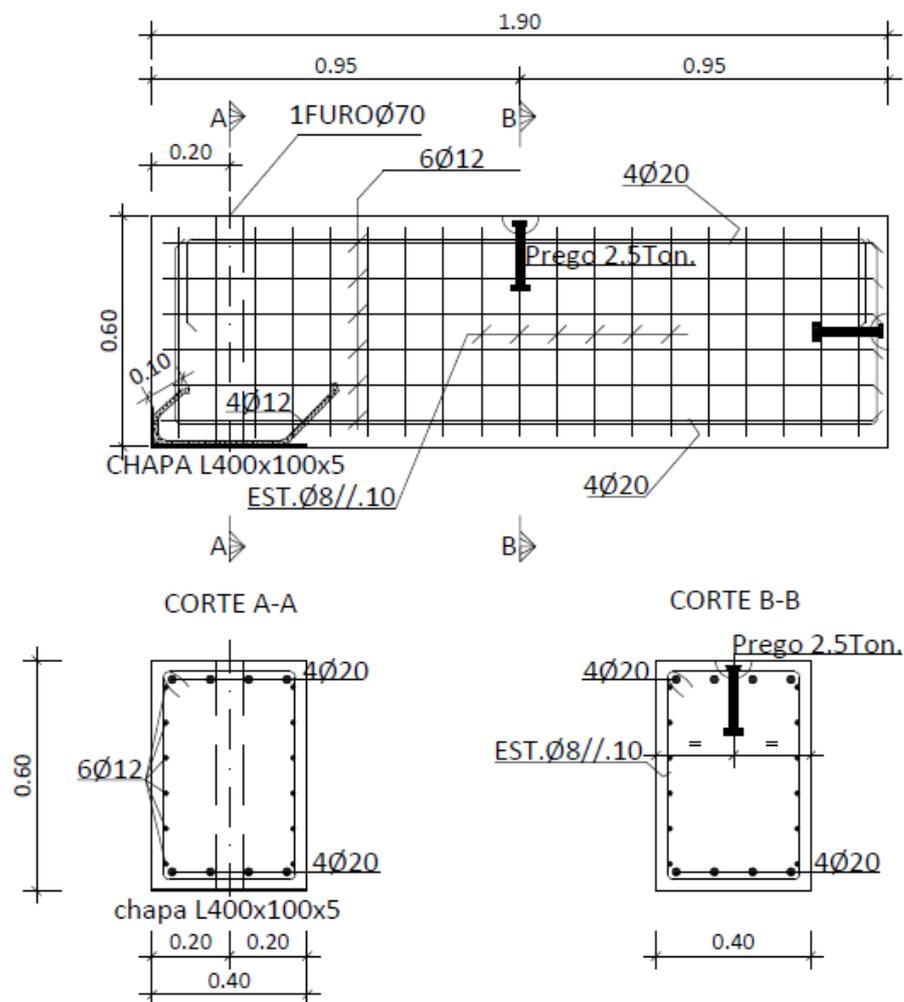


Figura 3.14 - Pormenorização da Viga - Solução 1

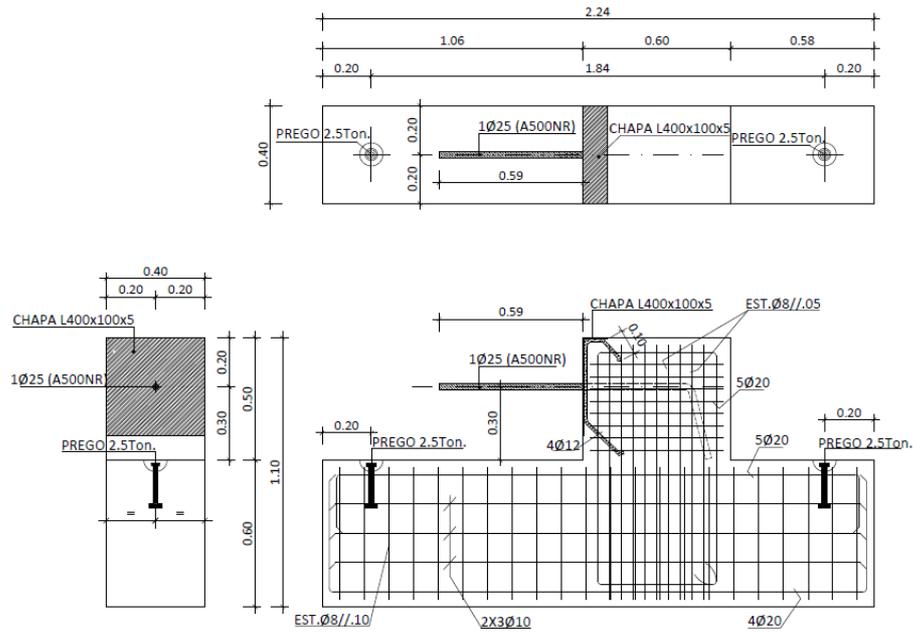


Figura 3.15 - Pormenorização do Pilar - Solução 1

3.3.3 Construção dos modelos

As peças dos modelos foram produzidos pela empresa Concremat – Soluções de Betão, na fábrica do Pinhal Novo.

Em primeiro lugar definiu-se a geometria e o tipo de soluções que se iriam estudar. Após essa definição executaram-se as cofragens e a montagem das armações. De forma a poder-se medir as extensões dos ferrolhos, estes foram levados para o Laboratório da Faculdade de Ciências e Tecnologia para ser feita a colagem dos extensómetros, como se pode observar na Figura 3.16.



Figura 3.16 – Colagem do Extensômetro

Cada varão possuía dois extensômetros numa secção, um na parte superior deste, e outro na parte inferior.

Para se fazer a colagem dos extensômetros teve de se garantir uma superfície lisa no varão e depois, usando *Supercola 3*, colou-se o extensômetro ao varão. Para garantir a fixação do extensômetro aplicou-se abraçadeiras e fita adesiva para prender os fios ao varão. De forma a proteger o extensômetro na altura da betonagem e do atrito provocado pelo betão colocou-se uma camada de silicone por cima (Figura 3.17). Todos os extensômetros foram devidamente identificados.



Figura 3.17 - Proteção de Extensômetro com Silicone

No dia de betonagem, foram colocados os espaçadores nas armaduras (para garantir o recobrimento), a chapa de aço na viga, e puseram-se as armaduras dentro da cofragem. Foram depois posicionadas as baínhas, os pregos para garantir o manuseamento da peça, os ferrolhos e a chapa na consola. De forma a garantir a verticalidade dos ferrolhos foi necessário a colocação de apoios, para que estes ficassem bem posicionado (Figura 3.18).



Figura 3.18 - Posicionamento dos Varões na Cofragem

O betão foi depois trazido em baldes pelos pórticos e foi feita a betonagem tanto da viga como do pilar. Com o mesmo betão foram betonados 4 provetes cilíndricos e 4 cúbicos para caracterizar o betão. Durante a execução das betonagens foi preciso ter um cuidado redobrado com os fios dos extensómetros. Estes devem estar devidamente protegidos e colocados de forma a poderem ser identificados. O betão foi depois devidamente vibrado e trabalhado de forma a garantir um bom acabamento. Os provetes também foram devidamente vibrados. As betonagens foram realizadas para a solução 1 nos dias 02/12/2015 e 03/12/2015, para a solução 2 nos dias 04/12/2015 e 07/12/2015, e para a solução 3 nos dias 08/12/2015 e 10/12/2015.

3.3.4 Materiais

3.3.4.1 Ferrolho

Os ferrolhos foram em aço A500 NR SD, fabricados pela MEGASA.

Foi realizado um ensaio no LNEC no dia 04/07/2016 para conhecer a resistência dos varões de Ø25 à tração (Figura 3.19).



Figura 3.19 – Ensaio do Varão à Tração

A tensão de cedência foi de 540,13 MPa e a tensão de rotura de 653,22 MPa. Na Figura 3.20 podemos ver o gráfico tensão-extensão do varão ao longo do ensaio.

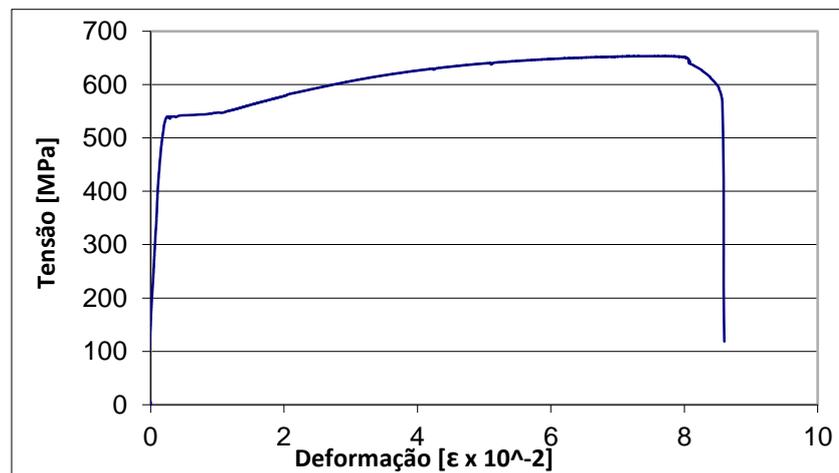


Figura 3.20 - Gráfico Tensão-Deformação do Ensaio à Tração do Varão Ø25

No Anexo C encontra-se o certificado do varão utilizado para os ferrolhos.

3.3.4.2 Betão

A classe do betão solicitado foi C30/37. Este possui 3 tipos de agregados, cimento Portland CEM I 42,5R fornecido em granel pela SECIL, um filler fornecido pela PARAPEDRA e um superplastificante Woerment FM 420. A relação água cimento, A/C, é de 0,4. No anexo D encontra-se a ficha técnica do cimento utilizado.

Para caracterizar o betão foram ensaiados provetes cúbicos e cilíndricos, à compressão, numa prensa *Seidner 3000D* com 3000 kN de capacidade de carga e 50 mm de deslocamento (Figura 3.21).



Figura 3.21 - Prensa Onde se Realizaram os Ensaios

Os ensaios com provetes cúbicos foram realizados com imposição de força a uma velocidade de 11,25 kN/s. Os provetes cilíndricos foram realizados com imposição de força a uma velocidade de 8,80 kN/s (Figura 3.22-3.25).



Figura 3.22 - Ensaio à Compressão de um Provede Cúbico



Figura 3.23 - Resultado Após Rotura



Figura 3.24 - Ensaio à Compressão de um Provede Cilíndrico



Figura 3.25 - Resultado Após Rotura

Os resultados de todos os ensaios de caracterização do betão encontram-se no Anexo A.

Na Tabela 3.1 encontra-se um resumo dos resultados dos ensaios de caracterização dos provedes cúbicos.

Tabela 3.1 - Tabela resumo da caracterização do betão obtido a partir dos ensaios à compressão em cubos

Ensaio	1	2	3	4	5	6
Idade (dias)	51	97	94	74	122	128
f_{cm} (MPa)	51,27	58,93	66,76	52,99	59,41	59,09

Na Tabela 3.2 encontra-se um resumo dos resultados dos ensaios de caracterização dos provedes cilíndricos.

Tabela 3.2 - Tabela resumo da caracterização do betão obtido a partir dos ensaios à compressão em cilindros

Ensaio	1	2	3	4	5	6
Idade (dias)	51	97	94	74	122	128
f_{cm} (MPa)	47,95	57,93	62,95	52,35	60,89	54,72

3.3.4.3 Grout

Para o preenchimento da baíña utilizou-se uma argamassa MASTERFLOW 765 da BASF – CHEMICAL COMPANY. É uma argamassa fluída e de retração compensada à base de cimento. Para se obter uma consistência fluída usou-se uma razão de água(l)/saco de 3,75. Cada saco possui 25 kg. No Anexo E encontra-se a ficha técnica do produto.

Os provetes foram ensaiados nos dias dos respectivos ensaios aos modelos.

Para os ensaios relativos à solução 1 e 2 foram testados 3 provetes com 16x4x4 [cm] à flexão e, usando as duas metades de cada provete, obtidos após o ensaio à flexão, realizam-se os ensaios à compressão. Dado que nos ensaios relativos à 3ª solução foram necessárias duas misturas para se fazer o preenchimento das baínhas, realizaram-se os mesmos testes para cada mistura. Com uma mistura preencheram-se as baínhas superiores e com outra as baínhas inferiores.

Os ensaios à flexão foram realizados na *Zwick Roell* com uma imposição de força de 50 N/s (Figura 3.26 e 3.27).



Figura 3.26 - Ensaio à Flexão dos Provetes de Grout

Os ensaios à compressão foram realizados na prensa *SEIDNER 3000D*, com uma imposição de deslocamento de 0,02 mm/s (Figura 3.28).

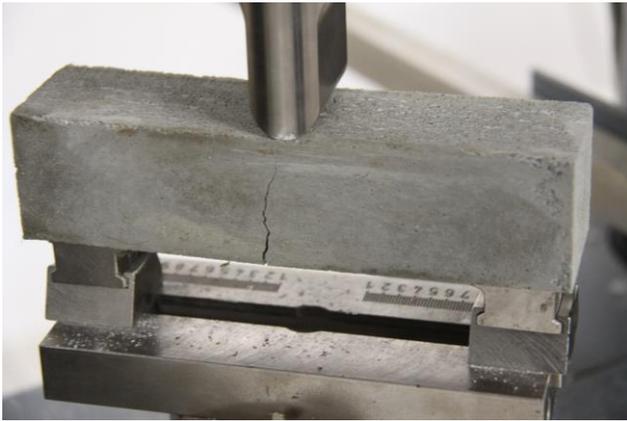


Figura 3.27 - Pormenor Ensaio ZWICK



Figura 3.28 - Pormenor Ensaio Compressão

Os resultados de todos os ensaios de caracterização do grout encontram-se no Anexo B.

Na Tabela 3.3 encontra-se um resumo dos resultados dos ensaios de caracterização dos provetes de grout.

Tabela 3.3 - Tabela Resumo dos Ensaios aos Provetes de Grout

Ensaio	Baínha	Idade (dias)	σ tração-flexão [MPa]	σ compressão [MPa]
1	Todas	7	2,65	26,98
2	Todas	13	2,75	30,73
3	Superior	8	2,90	27,81
	Inferior		3,07	31,57
4	Todas	12	4,14	25,10
5	Todas	6	2,75	30,73
6	Superior	7	5,05	36,98
	Inferior		5,03	35,11

3.4 Sistema de Ensaio

Na realização do ensaio foi utilizado atuador mecânico, montado numa parede de reação com uma altura de 2,80 m, esta apoiada numa laje de reação de 0,60 m de espessura. Na Figura 3.29 apresenta-se o sistema de ensaio.



Figura 3.29 - Sistema de Ensaio

Dado que este trabalho nunca tinha sido realizado neste laboratório pelo autor, o sistema de ensaio foi constantemente aperfeiçoado de forma a minimizar o erro.

Realizaram-se as seguintes tarefas para montar o sistema de ensaio:

1. Fixação da estrutura do actuador à parede de reacção (Figura 3.30);



Figura 3.30 – Actuador

2. Execução de uma camada de gesso na superfície da laje de forma a eliminar irregularidades na base. Para a realização desta camada foi feita uma cofragem com 4 perfis de madeira, seguindo-se a colocação de uma película de celofane para facilitar a limpeza após a realização do ensaio (Figura 3.31);



Figura 3.31 - Preparação para Camada de Gesso

3. Rápida colocação da viga no local de ensaio, já com gesso no local. O modelo deve ficar devidamente centrado com o atuador;
4. Colocação dos varões longitudinais de pré-esforço e aplicação de uma pré-carga para eliminar eventuais folgas no pilar. O pré-esforço é garantido através de dois varões metálicos que são fixados à parede de reacção e ao modelo por meio de dois perfis metálicos. Existe ainda outra viga metálica que garante o afastamento do modelo à parede de reacção. O pré-esforço é aplicado através de cilindros hidráulicos da ENERPAC – modelo RRH-307. Foi aplicada uma pressão de 50,0 bar equivalendo a uma força de 21,4 kN em cada varão.
5. Limpeza das superfícies dos varões e chapas de aço (Figura 3.32);



Figura 3.32 - Varões Após Limpeza

6. Colocação dos bicos de pato na viga com recurso a garrafas de plástico coladas à viga com silicone (Figura 3.33);



Figura 3.33 - Bicos-de-pato

7. Colocação da viga no local de ensaio. Antes do encosto das chapas põs-se um fio de silicone no perímetro da báiinha, desta forma evita-se que, aquando a colocação do grout, este saía pelo lado oposto (Figura 3.34, 3.35);



Figura 3.34 - Fio de Silicone



Figura 3.35 - Fixação da Viga

8. Colocação do grout na báiinha, através dos bicos de pato. Para garantir o preenchimento completo das báiinhas usou-se um tubo de plástico a servir de purga de ar;
9. Colocação das vigas metálicas transversais com o objetivo de aplicar o pré-esforço vertical, garantido a fixação da base. Para proteger o betão do pilar coloca-se uma camada de gesso e uma chapa metálica entre o pilar e a viga transversal;
10. Aplicação do pré-esforço vertical e horizontal no pilar de forma a que este fique encastrado (Figura 3.36);



Figura 3.36 - Aplicação do Pré-esforço

11. Pintura do modelo de ensaio, com 1ª demão de tinta de base aquosa, para melhor visualização da fendilhação que ocorre durante o ensaio;
12. Ligação da viga ao actuador. Coloca-se a viga entre dois perfis metálicos ligados por dois varões roscados. Depois liga-se esta estrutura ao actuador através de um cilindro metálico (Figura 3.37);



Figura 3.37 - Ligação Atuador-Cabeçote

13. Marcação dos locais referentes à instrumentação;
14. Montagem dos apoios referentes à instrumentação através de abraçadeiras, ligadas a suportes tubulares;



Figura 3.38 - Defletómetro Elétrico CDP-100



Figura 3.39 - Defletómetro de Fio

15. Colocação dos defletómetros para medição dos deslocamentos, estes não devem ser colocados directamente sobre a superfície do betão porque esta superfície pode gerar atrito impedindo o livre deslocamento dos defletómetros (Figura 3.38-3.40);



Figura 3.40 - Instrumentação

16. Ligação da instrumentação ao hardware e respectiva calibração;
17. Ensaio.

Na Figura 3.41 encontra-se um esquema do sistema de ensaio.

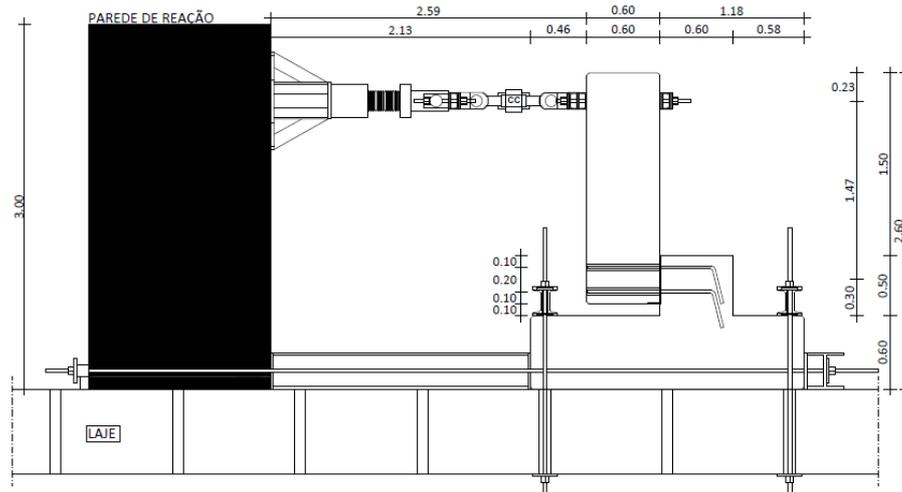


Figura 3.41 - Esquema do Sistema de Ensaio [m]

A instrumentação de cada ensaio será apresentada no Capítulo 4.

4 Comportamento das Ligações Viga-Pilar

4.1 Introdução

O programa de ensaios foi dividido em duas fases, na primeira fase realizaram-se os ensaios monotônicos e na segunda fase realizaram-se os ensaios cíclicos. Cada tipo de ensaio visa à obtenção de diferentes tipos de parâmetros como tal, cada solução foi submetida a estes dois tipos de ensaio.

Para a realização destes ensaios teve de se estabelecer um protocolo de ensaio, de modo a avaliar os três tipos de soluções de igual forma. Em primeiro lugar realizaram-se os ensaios monotônicos, pois estes proporcionam resultados que influenciam a metodologia dos ensaios cíclicos. Pretendeu-se implementar um procedimento que reproduza de forma adequada a resposta da zona crítica da viga, simulando as ações a que esta está sujeita.

Neste capítulo serão abordados os 6 ensaios realizados. Em cada será apresentado o posicionamento da instrumentação, a demonstração das ocorrências e danos no decorrer dos ensaios. No capítulo 5 vão-se apresentar os resultados.

A instrumentação serve para monitorizar todos os deslocamentos, extensões dos varões e a força exercida pelo atuador, de forma a, posteriormente, se fazer uma análise detalhada do comportamento da ligação. O plano de instrumentação contempla a medição de deslocamentos horizontais e verticais na viga e na consola curta. Os defletómetros, extensómetros e a célula de carga são ligados a um *datalogger HBM Spider 8* ((1) na Figura 4.1) que permite obter as leituras realizadas que este envia para o computador onde são armazenadas todas as informações através do programa *Catman* da *HBM* (Figura 4.1). No caso dos ensaios cíclicos algumas medições foram realizadas com os de-

fletómetros de fio, pois estes têm um maior alcance e este tipo de ensaios tem uma amplitude maior. Este tipo de defletómetros exige uma fonte de alimentação independente ((2) na Figura 4.1).



Figura 4.1 . Equipamento de Laboratório – (1) Datalogger; (2) Fonte de Alimentação; (3) Consola de Comando

O equipamento em ((3) na Figura 4.1) corresponde à consola de comando do atuador, onde é permitido regular o sentido e a velocidade do deslocamento do mesmo. O atuador também possui um defletómetro que permite medir o deslocamento do mesmo, e a célula de carga que permite obter leituras das forças exercidas.

4.2 Ensaio Monotónicos

Os ensaios monotónicos consistem na aplicação de um deslocamento na extremidade da viga, de forma a provocar uma rotação na zona da ligação. O ensaio iniciou-se com a viga na vertical ($d=0$) e aplicou-se um deslocamento de 15 cm com uma velocidade constante de 0.01 cm/s.

O objetivo destes ensaios era conhecer a rigidez da ligação, determinar o limite elástico, avaliar a resistência e o deslocamento máximo do mesmo.

Em primeiro lugar foi ensaiada a solução com um ferrolho, depois a solução com dois ferrolhos e por fim a solução com quatro ferrolhos. Durante os ensaios não foi possível provocar a rotura dos varões.

4.2.1 Ensaio 1

O primeiro ensaio realizou-se no dia 22 de Janeiro de 2016, 51 dias após da sua betonagem e 7 dias após o preenchimento da baínha com grout.

4.2.1.1 Instrumentação

Para a análise deste modelo foram usados:

- Dois deflectómetros TML CDP-50 – d1, d2, com 50 mm de curso;
- Seis deflectómetros TML CDP-100 – d3, d4, d5, d6, d7, d8, com 100 mm de curso;
- Dois extensómetros no varão;

Na Figura 4.2 representam-se os instrumentos de medição.

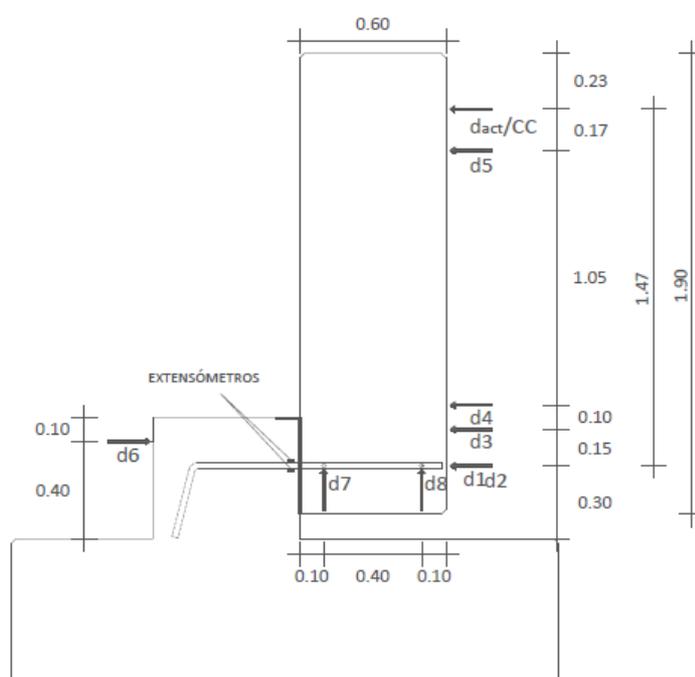


Figura 4.2 - Localização dos Instrumentos de Medição - Ensaio 1

4.2.1.2 Comportamento da Solução

O ensaio teve a duração de 27 min, tendo sido aplicado um deslocamento máximo de 163 mm pelo atuador.

Esta solução não casou nenhum dano visível na viga ou no pilar. A inclinação máxima da viga está representada na Figura 4.3 e 4.4.



Figura 4.3 - Pormenor Zona de Ligação-Ensaio 1



Figura 4.4 - Inclinação da Viga-Ensaio 1

Após o ensaio, já com a viga na posição vertical verificou-se alguns detritos de grout (Figura 4.6). Também se pode constatar pela Figura 4.5 um afastamento da viga em relação ao pilar. Por fim na Figura 4.7 encontra-se o estado final do varão visto pela junta.



Figura 4.5 - Afastamento da Viga em Relação ao Pilar Após Ensaio - Ensaio 1



Figura 4.6 - Vestígios de Grout - Ensaio 1



Figura 4.7 - Varão no Final do Ensaio - Ensaio 1

4.2.2 Ensaio 2

O segundo ensaio realizou-se no dia 16 de Fevereiro de 2016, 75 dias após da sua betonagem e treze dias após o preenchimento da baínha com grout.

4.2.2.1 Instrumentação

Para a análise deste modelo foram usados:

- Dois deflectómetros TML CDP-50 – d1, d2, com 50 mm de curso;
- Nove deflectómetros TML CDP-100 – d3, d4, d5, d6, d7, d8, d9, d10, d11, com 100 mm de curso;
- Dois extensómetros em cada varão;

Na Figura 4.8 representam-se os instrumentos de medição.

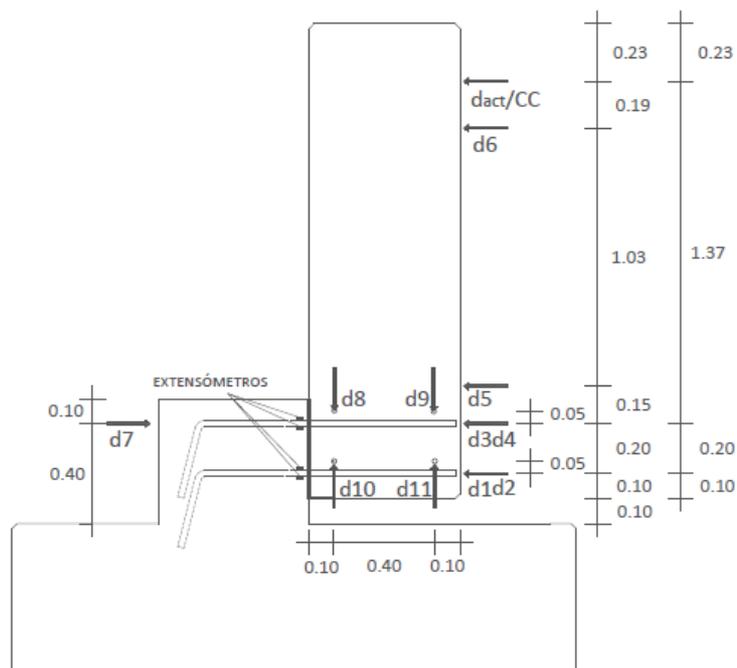


Figura 4.8 - Localização dos Instrumentos de Medição - Ensaio 2

4.2.2.2 Comportamento da Solução

O ensaio teve a duração de 26 min, tendo sido aplicado um deslocamento máximo de 157 mm pelo atuador.

Antes de analisar o ensaio é importante referir algumas ocorrências que surgiram durante a fase de montagem. Para se posicionar a viga no local de ensaio recorreu-se a um varão roscado (Figura 4.9). Com recurso a um macaco hidráulico aplicou-se uma carga a este varão (fazendo reação na parede de suporte) de forma a que a viga ficasse encostada à consola curta. Esta atividade foi feita ao final do dia. No dia seguinte de manhã verificou-se que o varão se encontrava no chão, isto porque o macaco hidráulico perdeu carga ao longo do tempo. Esta falha fez com que a viga se deslocasse ligeiramente, provocando um afastamento inicial entre chapas (Figura 4.10). Também durante a fase de montagem do modelo, não se garantiu o total preenchimento com grout da bainha superior (Figura 4.11 e 4.12).



Figura 4.9 - Sistema de Posicionamento da Viga - Ensaio 2



Figura 4.10 - Ligação Viga-Pilar - Estado Inicial - Ensaio 2



Figura 4.11 - Baínhas da Viga - Ensaio 2



Figura 4.12 - Pormenor Baínha Superior - Ensaio 2

Durante o ensaio houve um fenómeno de esmagamento do betão na extremidade da consola curta. As Figuras 4.13 e 4.14 mostra o estado final do esmagamento.



Figura 4.13 - Esmagamento do Betão - Ensaio 2



Figura 4.14 - Esmagamento do Betão - Lado Oposto - Ensaio 2

A Figura 4.15 demonstra o estado final do varão inferior. E por fim pode-se constatar a inclinação da viga relativamente ao pilar na Figura 4.16.

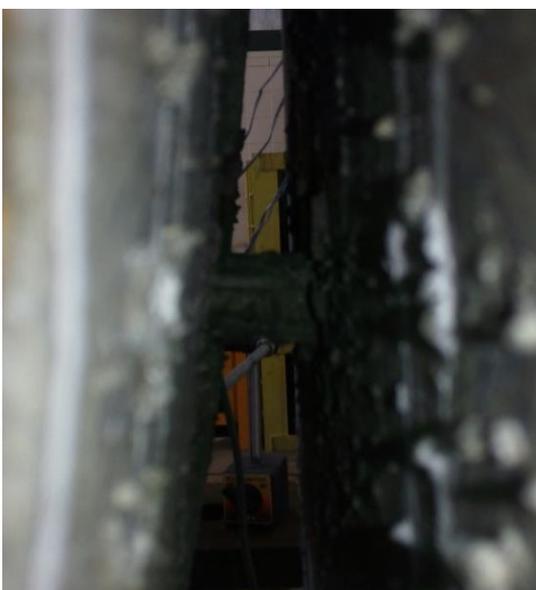


Figura 4.15 - Estado Final do Varão Inferior - Ensaio 2



Figura 4.16 - Inclinação Final da Viga - Ensaio 2

4.2.3 Ensaio 3

O segundo ensaio realizou-se no dia 10 de Março de 2016, 94 dias após da sua betonagem e oito dias após o preenchimento da bacia com grout.

4.2.3.1 Instrumentação

Para a análise deste modelo foram usados:

- Um deflectómetro TML CDP-50 – d1, com 50 mm de curso;
- Dez deflectómetros TML CDP-100 – d2, d3, d4, d5, d6, d7, d8, d9, d10, d11, com 100 mm de curso;
- Dois extensómetros em cada varão;

Na Figura 4.17 representam-se os instrumentos de medição.

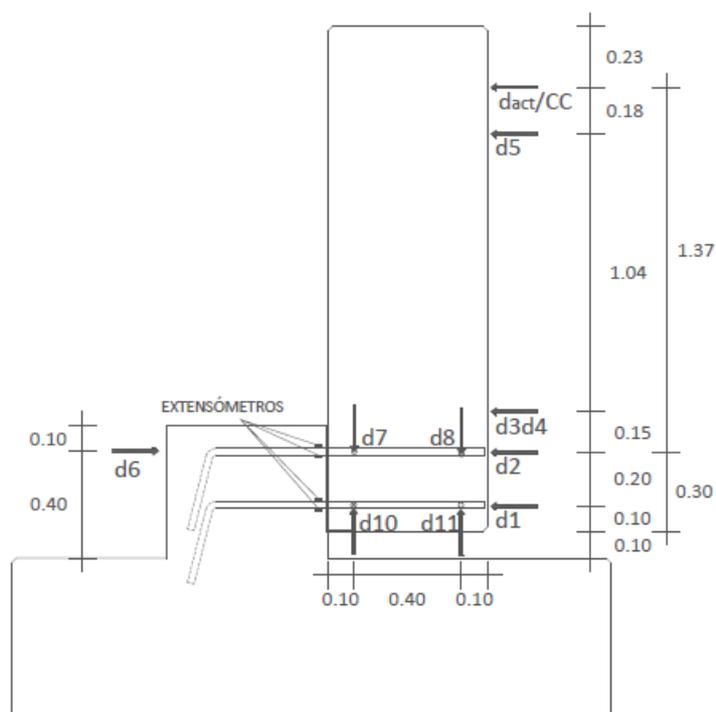


Figura 4.17 - Localização dos Instrumentos de Medição - Ensaio 3

4.2.3.2 Comportamento da Solução

O ensaio teve a duração de 71 min, tendo sido aplicado um deslocamento máximo de 160 mm pelo atuador.

Neste ensaio como seria de esperar os esforços foram maiores, e consequentemente o dano também aumentou. A ocorrência de fendilhação deu-se tanto na viga como na zona da consola do pilar.



Figura 4.18 - Ligação Viga-Pilar - Ensaio 3

Como se pode ver pela Figura 4.18 a chapa do pilar foi fortemente solicitada e acabou por se deformar provocando um esmagamento do betão na extremidade da consola curta, no entanto reduziu significativamente o dano a que o betão estaria sujeito se a chapa não existisse.

Na Figura 4.19 podemos verificar através das fendas o comportamento da consola curta. A fendilhação diagonal existente na zona central da consola curta deve-se ao efeito de Poisson, pois é uma zona de compressões, e por tração surge este tipo de fendilhação. A fendilhação existente na zona lateral (junto à chapa) deve-se à tração do betão. As fendas na parte inferior devem-se à tração dos varões da chapa metálica.



Figura 4.19 - Fendilhação na Consola da Consola Curta – Ensaio 3

O atrito entre chapas provocou o deslocamento da chapa do pilar como se pode ver na Figura 4.20.



Figura 4.20 - Deformação na Chapa da Consola Curta – Ensaio 3

Relativamente à viga, a fendilhação ocorreu no plano oposto à ligação, devido à tração no betão (Figura 4.21)



Figura 4.21 - Fendilhação na Viga – Ensaio 3

Na Figura 4.22 a fendilhação apresentada deve-se à tração existente no betão.



Figura 4.22 - Fendilhação na Face Inferior da Viga

Durante o ensaio nunca se deu a rotura dos varões. Na Figura 4.23 pode-se verificar o estado final do varão inferior. A deformação ocorrida no varão fez com que o grout envolvente se danificasse. Os vestígios de grout são notórios em todos os ensaios realizados.



Figura 4.23 - Estado Final do Varão Inferior

Após o ensaio, após inverter a rotação até à posição inicial podemos verificar que a viga não se encontra exatamente na posição inicial. Na Figura 4.24 pode-se verificar que esta encontra-se ligeiramente inclinada.



Figura 4.24 - Viga Inclinada Após Ensaio

Também se pode verificar através das Figuras 4.25 e 4.26 que a viga sofreu uma rotação em torno do eixo vertical, pois a distância entre chapas não é a mesma em ambos os lados.



Figura 4.25 - Afastamento Entre Chapas Após Ensaio - Ensaio 3



Figura 4.26 - Lado Oposto da Fig. 4.25 - Ensaio 3

Na extremidade da bainha inferior do lado direito ocorreu um arrancamento do betão e do grout. Isto deveu-se a que quando se levou a viga ao deslocamento zero, o varão entrou em compressão e certamente com alguma degradação da aderência ocorrida durante o ensaio, danificou o lado oposto à junta (Figura 4.27).



Figura 4.27 - Baínha Inferior Após Ensaio

4.3 Ensaio Cíclicos

O intuito de submeter os modelos a ensaios cíclicos é perceber como estas ligações poderão comportar-se quando sujeitas à ação sísmica. Como tal pretende-se implementar um procedimento que reproduza aproximadamente as ações provocadas por um sismo. Implementou-se um procedimento que consiste na imposição de uma história de deslocamentos cíclicos e alternados.

A história de deslocamentos imposta é definida com base numa amplitude de referência, que neste caso corresponde ao valor do deslocamento de cedência. É por essa mesma razão que se realiza os ensaios monotónicos em primeiro lugar.

A cedência está associada à inflexão no andamento da curva força-deslocamento, que corresponde à mudança de rigidez da secção mais esforçada. Como tal, foram traçadas duas linhas de tendência das rectas antes e após cedência para os três ensaios realizados. O ponto de intersecção das duas rectas correspondeu ao deslocamento de cedência. Nas Figuras 4.28, 4.29 e 4.30 podem-se ver as linhas de tendência de cada ensaio.

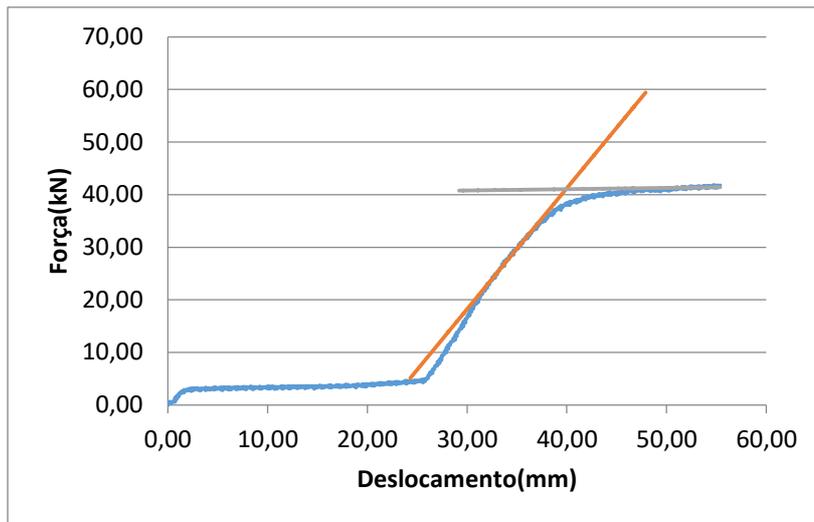


Figura 4.28 - Força-Deslocamento - Ensaio 1

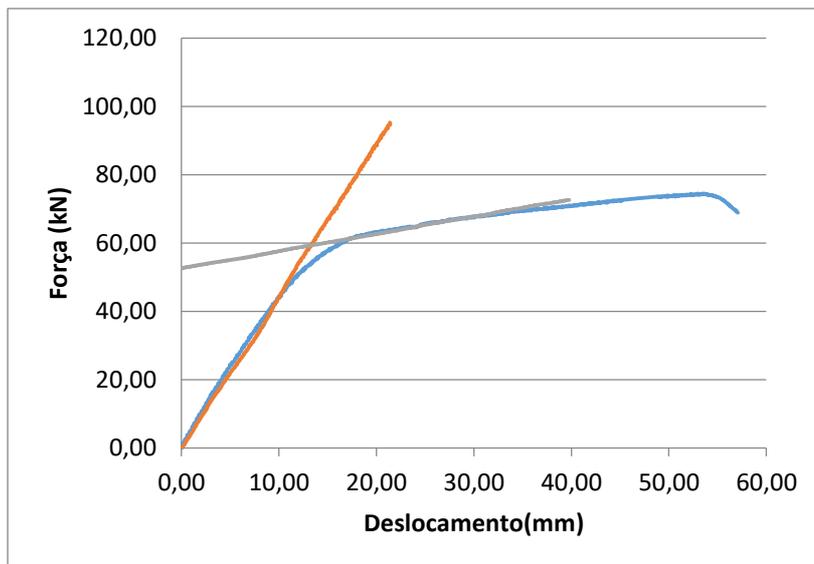


Figura 4.29 - Força-Deslocamento - Ensaio 2

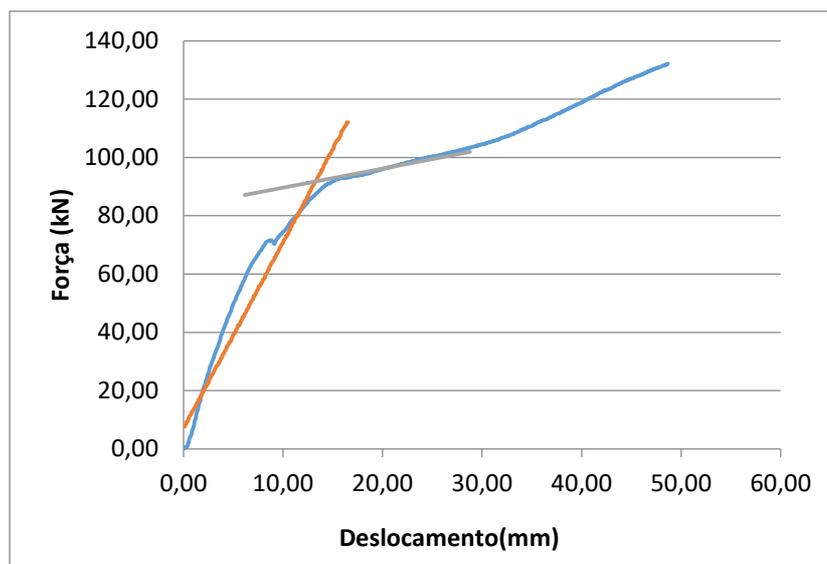


Figura 4.30 - Força-Deslocamento - Ensaio 3

No primeiro ensaio só existiu incremento de forças a partir do momento em que a chapa da viga entra em contacto com a chapa do pilar. Como tal os primeiros deslocamentos não foram contabilizados para estes cálculos. No primeiro ensaio verificou-se que o deslocamento de cedência foi de 15 mm; no segundo ensaio é de 17 mm e no terceiro ensaio o deslocamento de cedência foi de 14 mm.

Com estes dados definiu-se o deslocamento de cedência, d_c , como sendo de 1,5 cm. Sendo a distância do centro da ligação à aplicação da carga é de 1,47 m, o deslocamento de cedência corresponde aproximadamente a drift de 1%.

O ensaio cíclico consistiu na aplicação de uma história de deslocamentos com amplitudes crescentes, compreendendo a repetição de três ciclos com a mesma amplitude de deslocamento. Os valores de deslocamento foram os seguintes $\pm\Delta = \pm 0,5 d_c$, $\pm 1,0 d_c$, $\pm 1,5 d_c$, $\pm 2,5 d_c$, $\pm 3,5 d_c$, $\pm 4,5 d_c$, $\pm 6,5 d_c$, $\pm 8,5 d_c$, $\pm 10,5 d_c$, 9 séries no total. O limite de curso do atuador não permitiu executar mais séries. As primeiras 2 amplitudes foram feitas a uma velocidade de 0,1 mm/s. Na terceira amplitude uma velocidade de 0,2 mm/s, e nas restantes amplitudes uma velocidade de 0,4 mm/s.

Importa referir que os deslocamentos aplicados no primeiro ensaio cíclico diferem do segundo e terceiro ensaios cíclicos. Isto deve-se ao facto de na fase inicial do primeiro ensaio não mobilizar forças porque só existia um varão não permitindo a existência de um binário, o que ocorre no segundo e terceiro ensaio. Como tal definiu-se que se faria a primeira amplitude como sendo de 15 mm e a partir daí incrementava-se os mesmos deslocamentos. Considera-se assim $0,5 d_c = 7,5$ mm; $1,0 d_c = 15$ mm; $1,5 d_c = 22,5$ mm, etc.

locamentos só se aplicou um ciclo. Tendo em conta o protocolo de ensaio não se realizaram os 9 ciclos, pois as forças nos últimos dois ciclos realizados foram quase nulas. A Figura 4.32 demonstra os ciclos realizados.

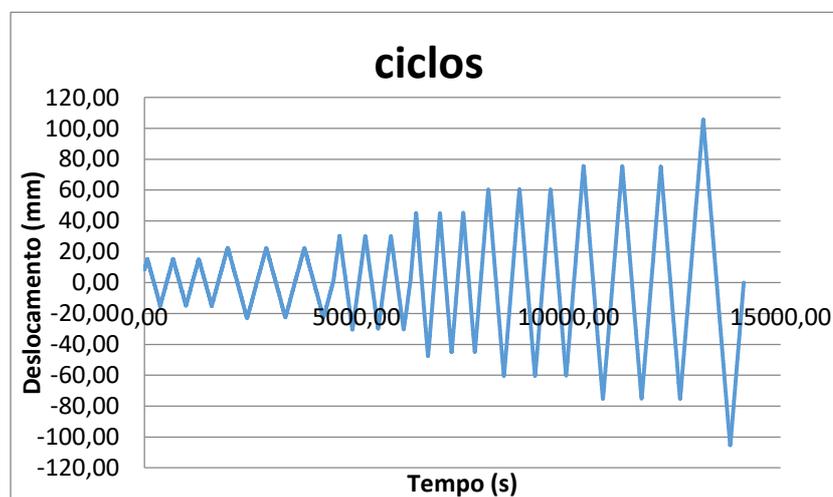


Figura 4.32 - Ciclos Realizados no 4º Ensaio

Os deslocamentos alvo foram os seguintes:

1. $\pm\Delta d_c=1,50$ cm
2. $\pm\Delta d_c=2,25$ cm
3. $\pm\Delta d_c=3,00$ cm
4. $\pm\Delta d_c=4,50$ cm
5. $\pm\Delta d_c=6,00$ cm
6. $\pm\Delta d_c=7,50$ cm
7. $\pm\Delta d_c=10,50$ cm

As leituras do ensaio só começaram a ser contabilizadas a partir do deslocamento 0,86 cm.

Inicialmente, entre a chapa do pilar e a extremidade da consola curta existia um vazio como se pode visualizar na Figura 4.33.



Figura 4.33 . Vazio Entre Chapa e Betão

Na primeira e segunda amplitude $\pm\Delta d_c=1,5$ cm e $\pm\Delta d_c=22,5$ cm, não se verificou qualquer tipo de dano, tanto na viga como no pilar.

Porém na fase inicial da terceira amplitude de deslocamentos $\pm\Delta d_c=3,0$ cm; existe um afastamento entre as duas chapas provocado pela deformação residual do varão (Figura 4.34 e Figura 4.35).



Figura 4.34 - Estado Inicial



Figura 4.35 - Principio do 3º Ciclo

Nos restantes ciclos houve um aumento da deformação residual no varão, tendo o afastamento entre chapas aumentado. Na Figura 4.36 pode-se ver o afastamento entre chapas e o estado do betão no final do ensaio.



Figura 4.36 - Aspeto do Modelo no Final do Ensaio

Através da análise das leituras dos deflectómetros é possível medir o afastamento entre chapas. Esta leitura não é possível ser feita durante todo o ensaio, pois a amplitude de leitura de deslocamentos dos deflectómetros é reduzida, no entanto apresenta-se em seguida as leituras feitas até a meio da 6ª série de deslocamentos. A Figura 4.37 refere-se aos deslocamentos medidos pelo deflectómetro d1.

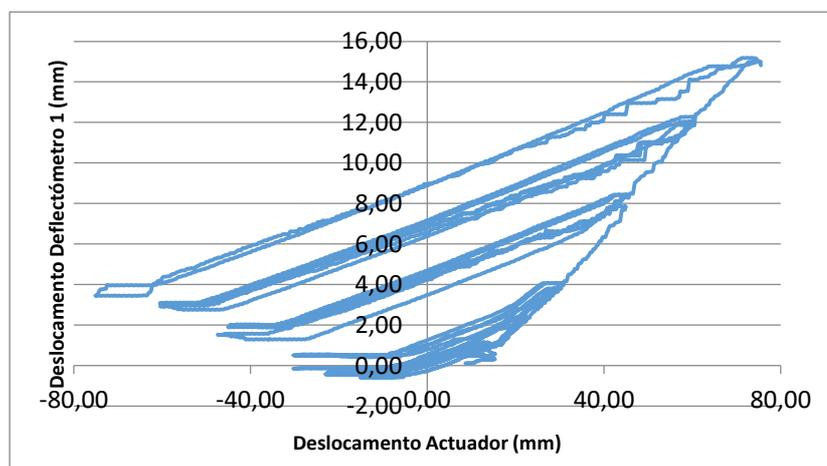


Figura 4.37 - Leituras Defletómetro d1 – Ensaio 4

Na Figura 4.38 pode-se visualizar a inclinação máxima da viga durante o ensaio, e a Figura 4.39 demonstra o estado final do varão.



Figura 4.38 - Último Ciclo Realizado - Ensaio 4



Figura 4.39 - Aspeto Final do Varão - Ensaio 4

4.3.2 Ensaio 5

O segundo ensaio cíclico foi realizado dia 06 de Abril de 2016, 122 dias após a sua betonagem e 6 dias após o preenchimento das baínhas com grout.

4.3.2.1 Instrumentação

Para a monitorização deste modelo durante o ensaio foram usados:

- Seis deflectómetros TML CDP-100 – d1, d2, d5, d6, d7, d8, com 100 mm de curso;
- Dois deflectómetros de fio – d3, d4;
- Dois extensómetros em cada varão.

Na Figura 4.40 representam-se os instrumentos de medição.

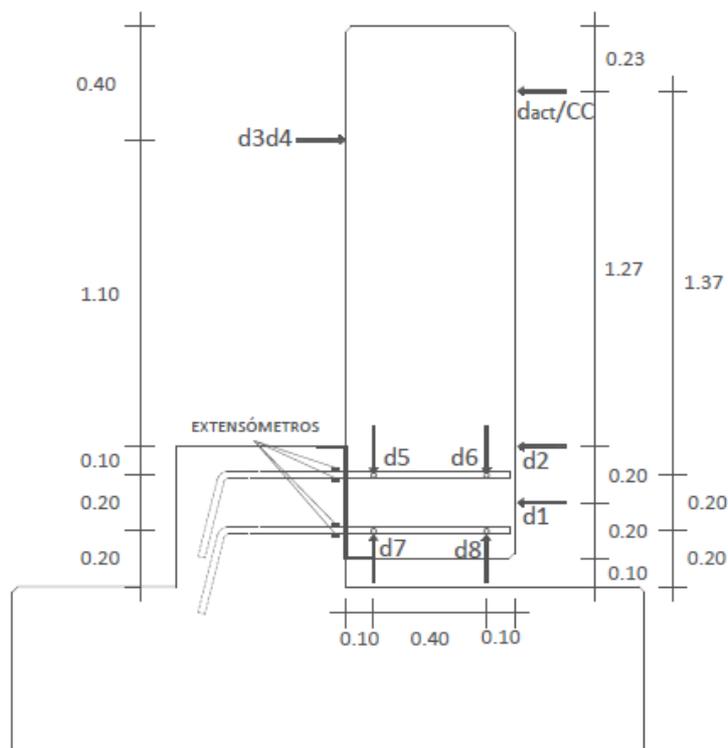


Figura 4.40 - Localização dos Instrumentos de Medição - Ensaio 5

4.3.2.2 Comportamento da Solução

O ensaio teve a duração de 190 min, 3h10m. Tendo em conta o segundo ensaio monolítico, considerou-se o deslocamento de cedência $d_c=15$ mm. Realizaram-se 7 amplitudes de deslocamento com repetição de três ciclos em cada, sendo que na última amplitude de deslocamentos só se aplicou um ciclo e meio. Tendo em conta o protocolo de ensaio não se realizaram os 9 ciclos, pois o modelo apresentou muita instabilidade no último ciclo, havendo o risco de danificar o atuador. Desta forma para salvaguardar o atuador decidiu-se terminar o ensaio. Na Figura 4.41 pode observar-se o protocolo de ensaio.

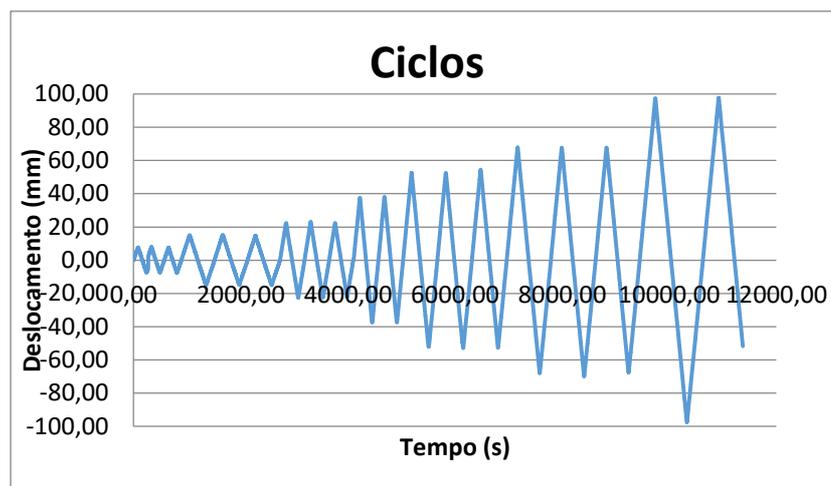


Figura 4.41 - Ciclos Realizados no 5º Ensaio

Os deslocamentos foram os seguintes:

1. $\pm\Delta d=0,75$ cm
2. $\pm\Delta d=1,50$ cm
3. $\pm\Delta d=2,25$ cm
4. $\pm\Delta d=3,75$ cm
5. $\pm\Delta d=5,25$ cm
6. $\pm\Delta d=6,75$ cm
7. $\pm\Delta d=9,75$ cm

Como se pode constatar na Figura 4.41, na 4ª amplitude de deslocamentos só se realizaram 2 ciclos. A Figura 4.42 demonstra o estado inicial da ligação, onde se pode ver uma ligeira abertura.



Figura 4.42 - Estado Inicial da Ligação

No final dos primeiro e segundo ciclos o modelo não tinha sofrido dano. Tendo em conta que no primeiro ciclo os varões ainda se encontravam em fase elástica, estes não sofreram deformação residual, logo as chapas mantiveram-se unidas. No final do terceiro ciclo existia um ligeiro afastamento das chapas, o que significa que o varão tinha deformação residual (Figura 4.43). Nos restantes ciclos não se verificou qualquer tipo de dano no betão da viga e do pilar. Dado o incremento da deformação residual dos varões, o afastamento das chapas foi aumentando. A Figura 4.44 o estado final da ligação entre a viga e o pilar.



Figura 4.43 - Ligação no Final do 3º Ciclo - Ensaio

Figura 4.44 - Estado Final da Ligação - Ensaio 5

5

Durante este ensaio verificou-se que a viga foi baixando ao longo do tempo. Sendo os varões os únicos apoios da viga (o atuador tem uma rótula que possibilita os movimentos verticais da viga), estas ao perderem rigidez fizeram com que a viga sofresse uma translação vertical. No capítulo seguinte será apresentado o valor destes deslocamentos verticais. As Figuras 4.45 e 4.46 mostram a posição inicial e final das chapas, respetivamente.



Figura 4.45 - Estado Inicial da Junta – Ensaio 5

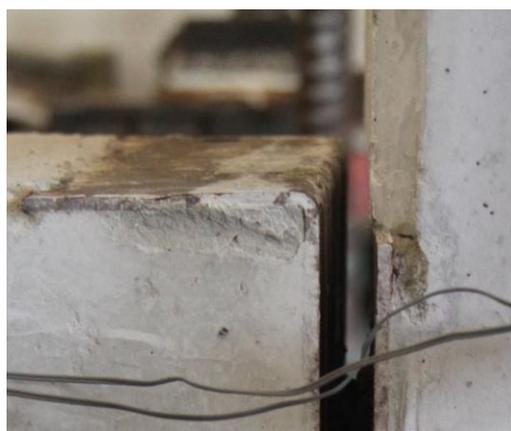


Figura 4.46 - Estado Final da Junta – Ensaio 5

O afastamento verificado na Figura 4.46 pode ser contabilizado através do defletómetro 1. A Figura 4.47 mostra as leituras obtidas pelo defletómetro d1.

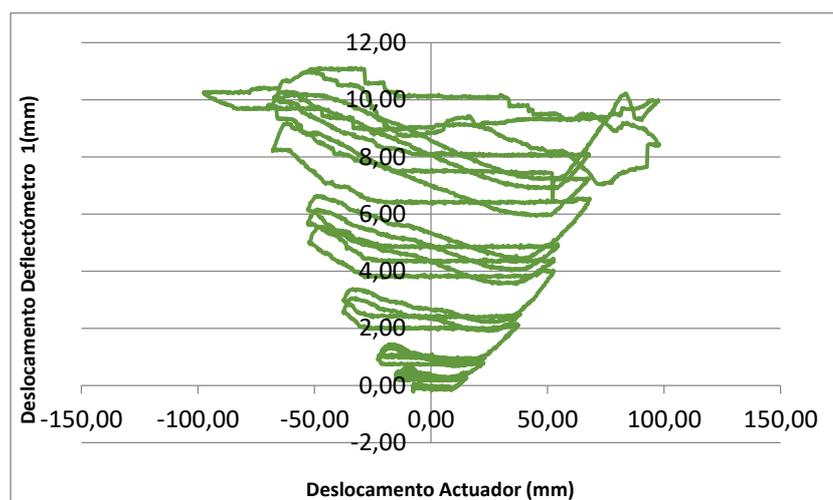


Figura 4.47 - Leituras Defletómetro 1 – Ensaio 5

Outro aspeto que já foi referido, é que a viga a partir da última série começou a ter rotações, tanto em torno do eixo vertical, como da horizontal. Este fenómeno de instabilidade deve-se ao facto de ambos os varões se encontrarem no eixo longitudinal da viga. Quando o modelo entra em fase plástica torna-se imprevisível o seu comportamento. As Figuras 4.48-4.50 mostram o comportamento da viga na última amplitude de deslocamentos. Na Figura 4.48 podemos ver a rotação do modelo através das linhas laranja. Dependendo do sentido da carga as rotações tinham direcções opostas.



Figura 4.48 - Rotação da Viga - Ensaio 5



Figura 4.49 - Espaçamento na Zona Inferior da Chapa - Ensaio 5



Figura 4.50 - Rotação no Sentido Oposto - Ensaio 5

Na Figura 4.51 pode-se visualizar o estado final de um dos varões.



Figura 4.51 - Estado Final do Varão Superior – Ensaio 5

4.3.3 Ensaio 6

O terceiro ensaio cíclico foi realizado dia 15 de Abril de 2016, 128 dias após a sua betonagem e 7 dias após o preenchimento das bairnhas com grout.

4.3.3.1 Instrumentação

- Para a monitorização deste modelo durante o ensaio foram usados:

- Seis deflectómetros TML CDP-100 – d2, d3, d6, d7, d8, d9 com 100 mm de curso;
- Um deflectómetro TML CDP-50 – d1, com 50 mm de curso;
- Dois deflectómetros de fio – d4, d5;
- Dois extensómetros em cada varão.

Na Figura 4.52 representa-se os instrumentos de medição.

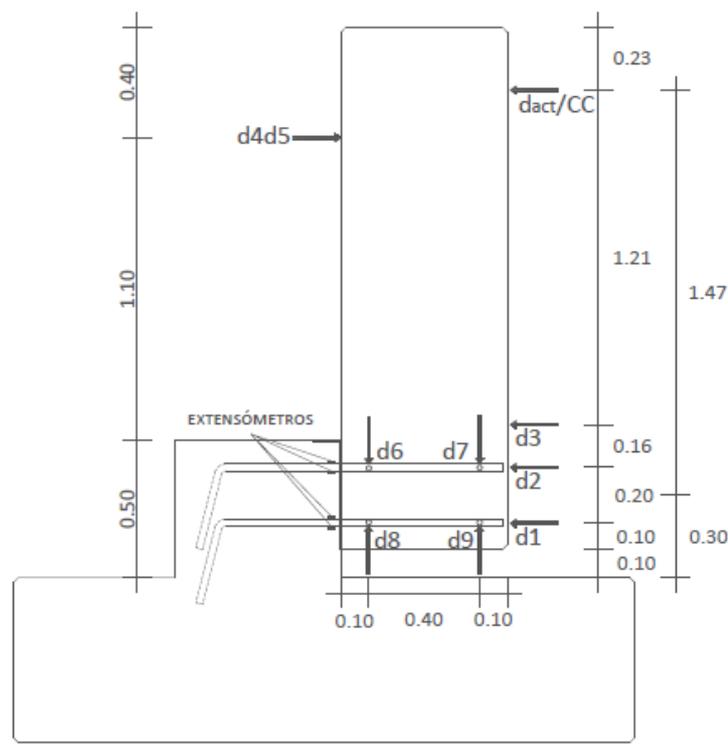


Figura 4.52 - Localização dos Instrumentos de Medição - Ensaio 6

4.3.3.2 Comportamento da Solução

O ensaio teve a duração de 397 min, 6h37m. Tendo em conta o terceiro ensaio monolítico, considerou-se o deslocamento de cedência $d_c=15$ mm. Realizaram-se 9 amplitudes de deslocamento com repetição de três ciclos em cada.

A Figura 4.53 mostra os ciclos realizados.

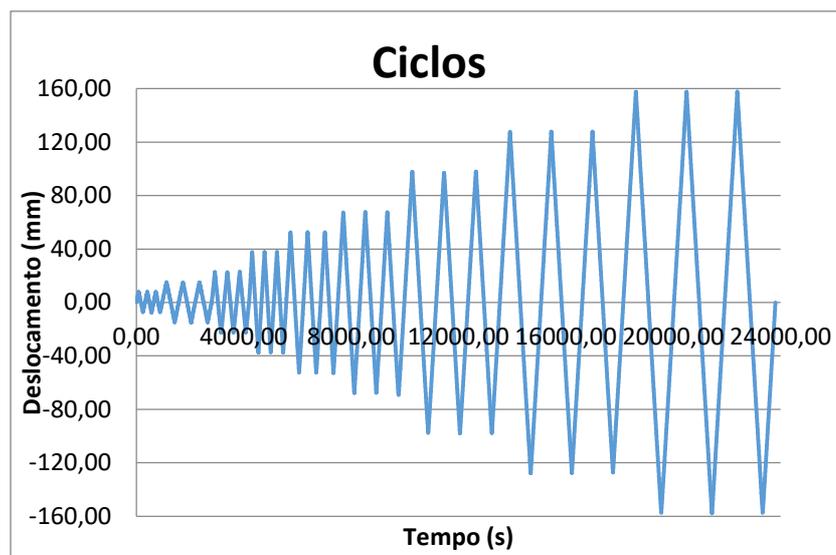


Figura 4.53 - Ciclos Realizados no 6º Ensaio

Os deslocamentos foram os seguintes:

1. $\pm\Delta d_c=0,75$ cm
2. $\pm\Delta d_c=1,50$ cm
3. $\pm\Delta d_c=2,25$ cm
4. $\pm\Delta d_c=3,75$ cm
5. $\pm\Delta d_c=5,25$ cm
6. $\pm\Delta d_c=6,75$ cm
7. $\pm\Delta d_c=9,75$ cm
8. $\pm\Delta d_c=12,75$ cm
9. $\pm\Delta d_c=15,75$ cm

Na Figura 4.54 pode observar-se o estado inicial da ligação.



Figura 4.54 - Estado Inicial da Ligação – Ensaio 6

Nas primeira e segunda amplitudes de deslocamentos o modelo não sofreu qualquer tipo de dano e as chapas mantiveram-se na mesma posição.

Na terceira amplitude de deslocamentos começaram a aparecer as primeiras fendas no modelo. Tendo em conta que a viga é sujeita a rotações em ambos os sentidos, a fendilhação também aparecerá em locais diferentes. Nas Figuras 4.55–4.57 podemos constatar este fenómeno. Arbitra-se o sentido negativo quando o atuador puxa a viga e o sentido positivo quando o atuador empurra a viga. Ao alcançar o deslocamento máximo da amplitude, $\Delta=-2,25$ cm, apareceu uma fenda na parte superior da chapa da viga (Figura 4.55). Quando o deslocamento atinge o lado oposto ($\Delta=2,25$ cm) esta fenda fecha e aparece uma fenda na parte inferior da chapa do pilar e na extremidade da viga (Figura 4.56 e Figura 4.57).

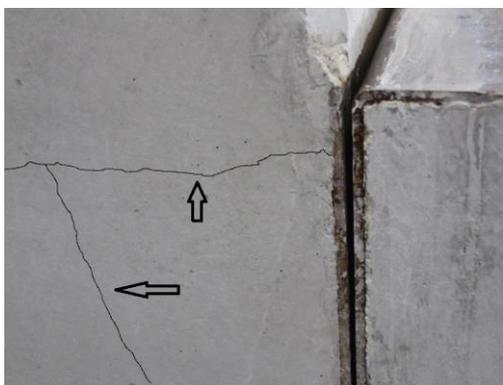


Figura 4.55 - Fendilhação em Sentido Negativo



Figura 4.56 - Mesma Zona em Sentido Positivo

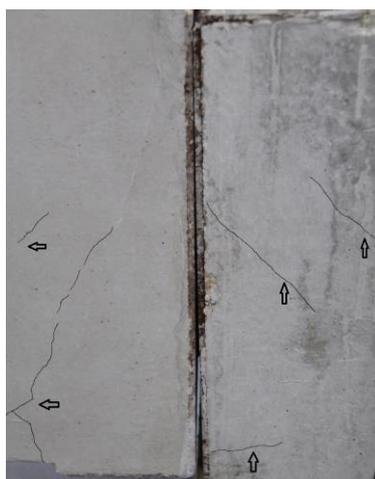


Figura 4.57 - Fendilhação no Sentido Positivo – Ensaio 6

O afastamento entre chapas continua, no entanto bastante próximo do estado inicial para $\Delta=2,25$ cm (Figura 4.58).



Figura 4.58 - Ligação - Final série 3 – Ensaio 6

Na seguinte série, $\Delta=3,75$ cm, no sentido positivo, apareceram mais fendas como se pode observar na Figura 4.59.



Figura 4.59 - Fendilhação no Cachorro – Ensaio 6

Na face da viga voltada para a parede de reação também se verificaram a abertura de fendas (Figura 4.60).



Figura 4.60 - Abertura de Fenda na Zona Superior do Defletómetro 3 – Ensaio 6

No sentido oposto ocorreram as seguintes aberturas de fendas (Figura 4.61 e 4.62).



Figura 4.61 - Fendilhação no cachorro – Ensaio 6



Figura 4.62 - Fendilhação na Viga – Ensaio 6

Na seguinte série, $\pm\Delta d_c=5,25$ cm, houve um incremento da abertura e número de fendas nas zonas demonstradas anteriormente. Apareceu, no entanto, no sentido positivo alguma fendilhação na extremidade inferior da viga, conforme demonstra a Figura 4.63.



Figura 4.63 - Fendilhação na Extremidade da Viga – Ensaio 6

Os dois últimos ciclos desta série levaram ao destacamento do betão, na zona da extremidade das baínhas quando a viga se encontrava no sentido negativo (Figura 4.64).



Figura 4.64 - Destacamento do Betão – Ensaio 6

Na sexta série, no sentido positivo, ocorreu o esmagamento do betão da extremidade da consola curta (Figura 4.65).



Figura 4.65 - Esmagamento do Betão – Ensaio 6

Na série seguinte o destacamento do betão na zona das extremidades da viga aumentou substancialmente (Figura 4.66). Na Figura 4.67 pode-se ver o afastamento entre chapas no final desta série.



Figura 4.66 - Rótura do Betão – Ensaio 6



Figura 4.67 - Afastamento Entre Chapas – Ensaio 6

A Figura 4.68 mostra o afastamento entra chapas através do defletómetro d1.

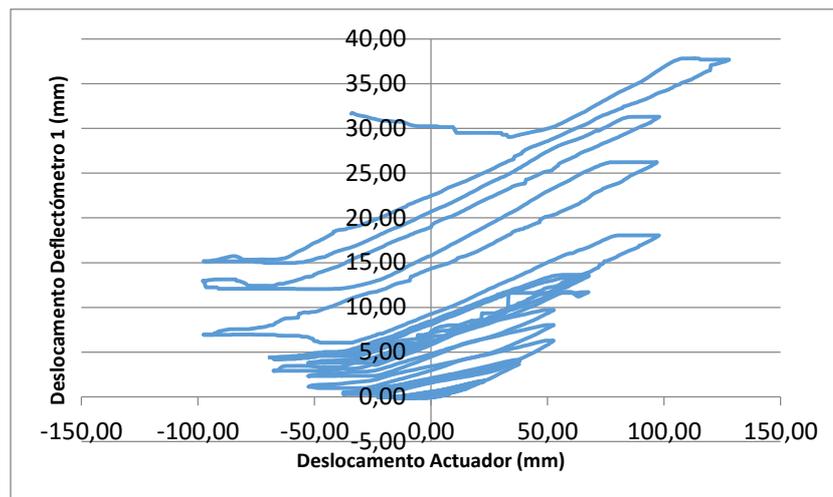


Figura 4.68 - Leituras Defletómetro 1 – Ensaio 6

Na série seguinte, $\pm\Delta d_c=12,75$ cm, a baíña inferior à direita também se destacou (Figura 4.69).



Figura 4.69 - Rotura da Baíña – Ensaio 6

A rotura do betão deveu-se a um fenómeno chamado de “pull-out”. Esta rotura ocorre porque o varão perde a aderência com o grout provocando um escorregamento entre ambos. O escorregamento deve-se a deformações elásticas e plásticas do grout na interface com o aço. (Lúcio e Marreiros, 2005)

As Figuras 4.70 e 4.71 mostram a rotação máxima que a viga sofre durante a última série.

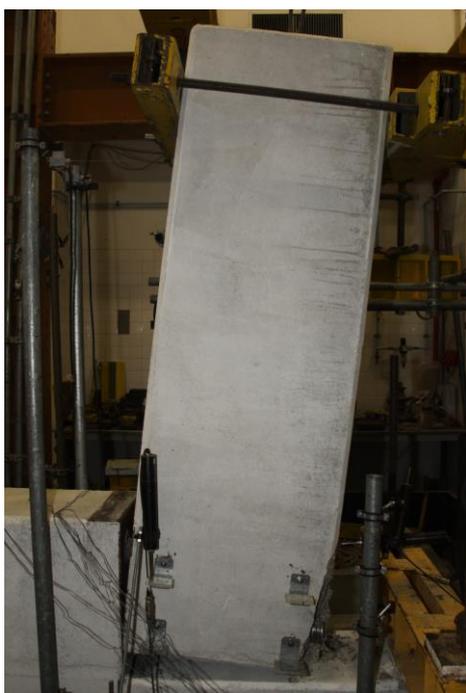


Figura 4.70 - Inclinação Máxima Negativa - Ensaio 6



Figura 4.71 - Inclinação Máxima Positiva - Ensaio 6

As figuras seguintes ilustram o estado final dos varões e da extremidade das bainhas (Figura 4.72 e Figura 4.73).



Figura 4.72 - Estado Final Viga - Ensaio 6

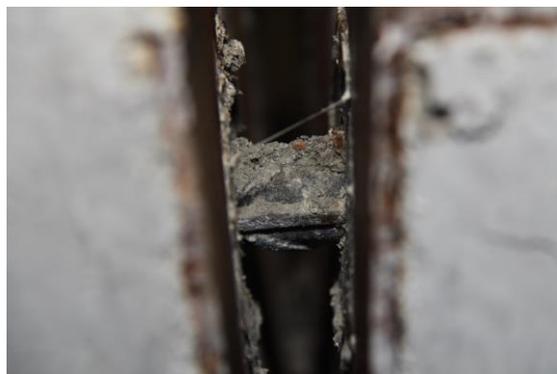


Figura 4.73 - Estado Final Varão - Ensaio 6

5 Análise dos Resultados

5.1 Introdução

No presente capítulo apresentam-se e analisam-se os resultados obtidos experimentalmente dos modelos viga-pilar, descritos no Capítulo 4, comparando-os entre si. A realização de dois tipos de ensaio, monotônicos e cíclicos, conduz a comportamentos e resultados diferenciados. Com vista a uma uniformização na interpretação dos resultados, é necessária uma escolha criteriosa dos parâmetros comparativos.

Em primeiro lugar serão analisados os ensaios monotônicos e depois os ensaios cíclicos. Cada tipo de ensaio terá os seus parâmetros de desempenho e indicadores de comportamento. Não se pretende comparar resultados entre os ensaios monotônicos e os ensaios cíclicos, pois existem diferenças entre os dois procedimentos e a resposta global dos modelos é diferente.

Para a análise do comportamento dos modelos recorreu-se às leituras da instrumentação apresentada no Capítulo 4 para a obtenção de resultados. Como a análise tem de ser uniforme para todos os modelos, foram sempre usados os mesmos instrumentos para a análise dos parâmetros comparativos.

Um problema na obtenção dos resultados é a qualidade dos dados obtidos. Relativamente aos defletómetros, estes têm uma capacidade de leitura reduzida. Os defletómetros CDP-100 só conseguem medir deslocamentos até 10 cm e os CDP-50 conseguem medir deslocamentos até 50 mm. Uma vez que os ensaios monotônicos tiveram um deslocamento na extremidade da viga de 15 cm, os defletómetros superiores atingiram o fim de curso, impedindo a recolha de informação a partir de determinado momento do ensaio. No caso dos ensaios cíclicos esta limitação piora, pois a amplitude de des-

locamentos duplica. Outro problema é a rigidez do sistema de suporte dos defletómetros, podendo alguma vibração ou impacto influenciar a informação obtida. Relativamente aos defletómetros de fio, estes apresentam uma excelente amplitude de medição. No entanto, a sua fixação ao modelo é feita através de ganchos fixados ao modelo com cola epóxidica e em dois dos ensaios cíclicos um dos ganchos soltou-se, impossibilitando a recolha de informação. Por fim os extensómetros, que tinham o propósito de medir as extensões dos varões, não apresentam leituras fidedignas a partir de certas deformações, e em alguns ensaios os extensómetros não chegaram a funcionar. Os extensómetros apresentam ainda alguma sensibilidade a fatores externos, mesmo protegendo o extensómetro com silicone, este tem de resistir à betonagem dos modelos, ao transporte, e ao atrito interno do betão antes e durante o ensaio, o que leva muitas vezes ao seu mau funcionamento. Serão apresentados alguns dos resultados obtidos pelos extensómetros, mas não serão elementos de comparação entre ensaios.

De forma a apresentar os resultados com os mesmos parâmetros definiu-se o defletómetro do atuador como elemento de comparação. Os defletómetros que medem na direção do atuador serviram para certificar se a viga sofria alguma translação horizontal, se tinha um comportamento rígido e se existiam rotações em torno do eixo vertical. O defletómetro colocado na consola do pilar serve para medir os deslocamentos do mesmo e os defletómetros laterais para medições de translações verticais da viga e a rotação em torno do eixo perpendicular da mesma.

Os indicadores serão apresentados em função do deslocamento do atuador e da rotação no centro da ligação. Dadas as limitações apresentadas anteriormente, elaborou-se uma correção de forma a que as rotações fossem obtida através do defletómetro do atuador e não dos defletómetros laterais, pois estes não permitiram a obtenção de resultados durante todo o ensaio devido à reduzida amplitude de medição. Esta correção deve-se ao facto do deslocamento horizontal que o atuador sofre não corresponder à translação no ponto central do topo da viga e à deformação da mesma (Figura 5.1).

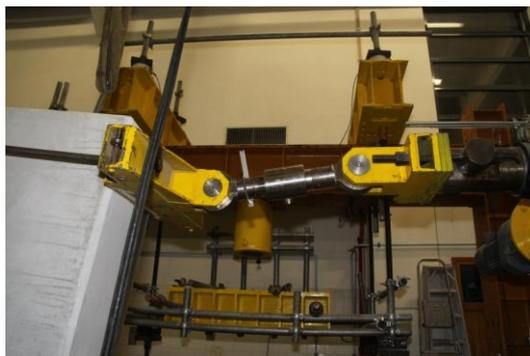


Figura 5.1 - Rotação no Atuador

Desta forma através da diferença de deslocamentos entre os defletómetros verticais (localizados na parte lateral da viga) calcula-se a rotação a zona da ligação. No caso dos ensaios com dois varões fez-se uma média de forma a obter-se a rotação no centro da ligação. Efetuou-se depois o cálculo do ângulo de rotação a partir do deslocamento horizontal do atuador, dividindo este pela distância vertical ao centro da ligação (1,47 m). Através da divisão entre os dois ângulos calculados (pelos defletómetros laterais e pelo deslocamento horizontal do atuador) estabeleceu-se um coeficiente de correção. Para se obter a rotação corrigida multiplica-se o ângulo de rotação calculado pelo deslocamento horizontal do atuador pelo coeficiente de correlação.

Nas Figuras 5.2-5.7 mostram-se as correções feitas em todos os ensaios.

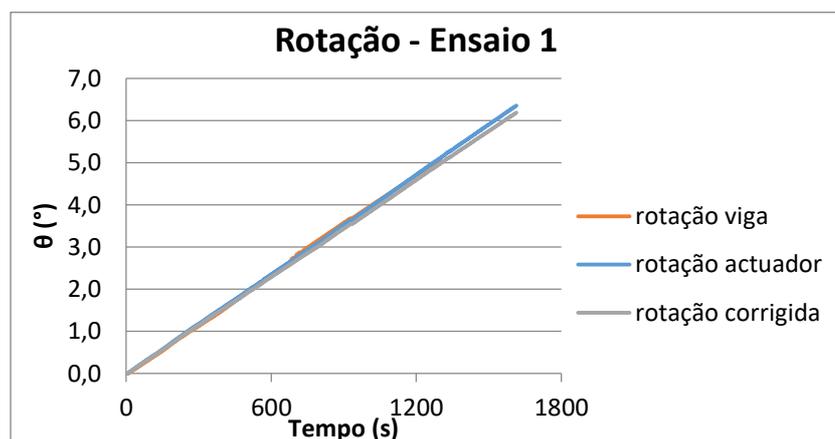


Figura 5.2 - Diagrama Rotação-Tempo - Ensaio 1

Como se pode ver na Figura 5.2 as diferenças são pequenas, e desta forma possibilita a obtenção da rotação durante todo o ensaio, o que só pelos defletómetros verticais

(localizados na face lateral da viga) seria impossível porque alguns defletómetros atingem o fim de curso antes do final do ensaio.

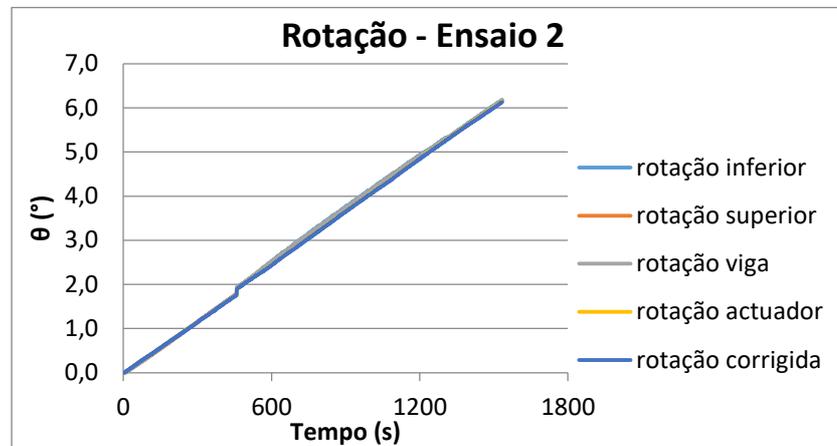


Figura 5.3 - Diagrama Rotação-Tempo - Ensaio 2

Como podemos observar na Figura 5.3 a rotação calculada através dos defletómetros superiores é praticamente igual à calculada nos defletómetros inferiores.

Existe um salto no segundo 459 que ocorreu, provavelmente, devido um escorregamento entre chapas, incrementando a rotação.

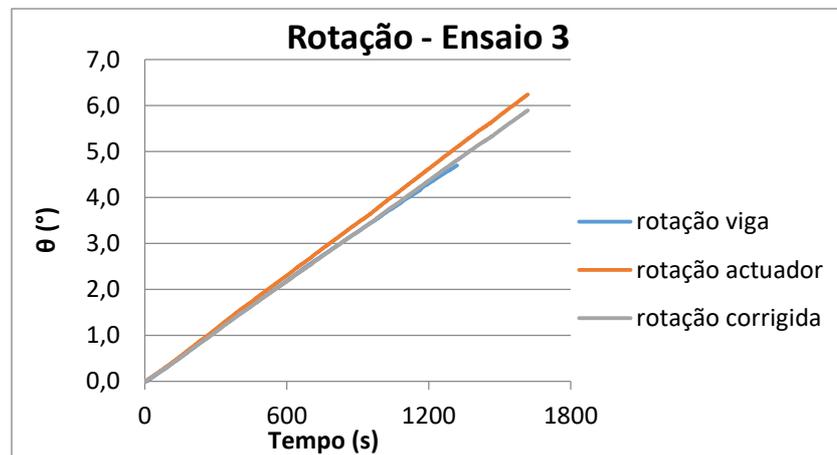


Figura 5.4 - Diagrama Rotação-Tempo - Ensaio 3

Na Figura 5.4 constatamos uma diferença entre a rotação calculada pelos defletómetros laterais e pelo deslocamento do atuador, confirmando assim a importância da correção.

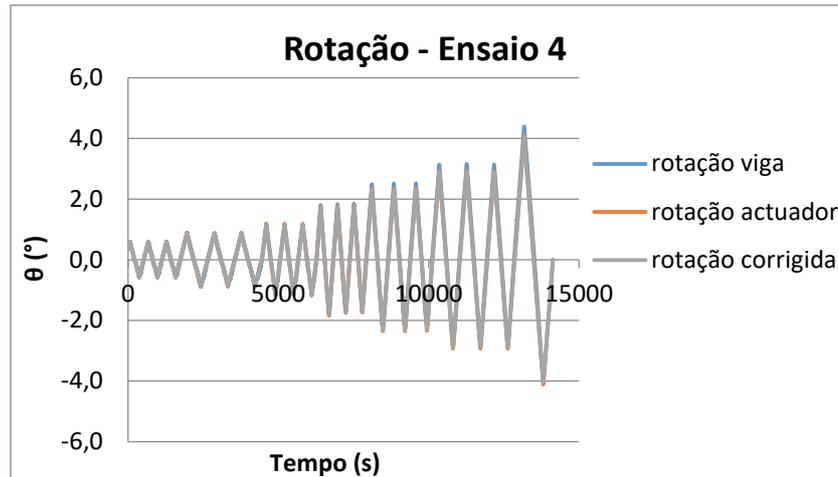


Figura 5.5 - Diagrama Rotação-Tempo - Ensaio 4

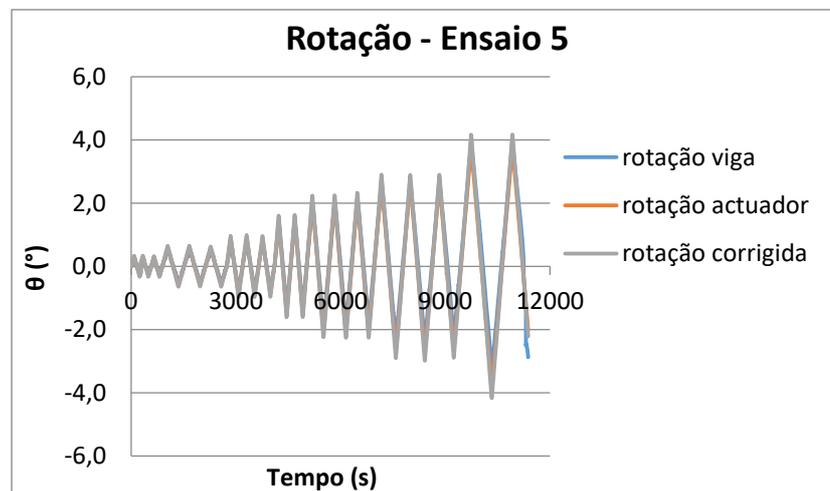


Figura 5.6 - Diagrama Rotação-Tempo - Ensaio 5

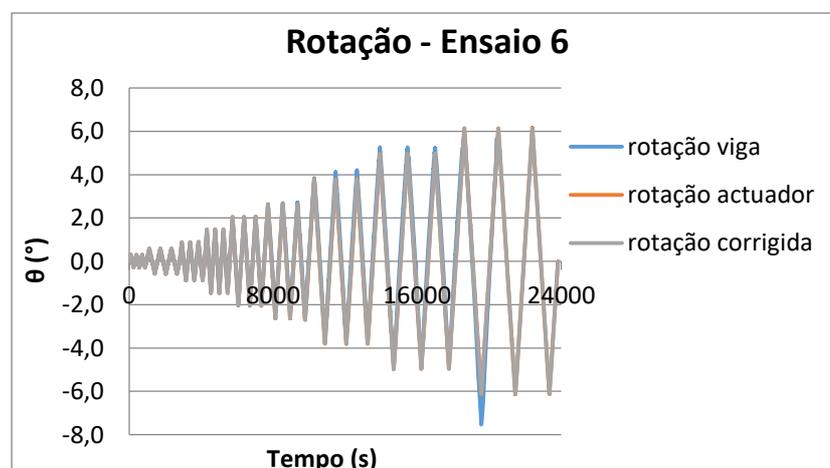


Figura 5.7 - Diagrama Rotação-Tempo - Ensaio 6

Nos ensaios cíclicos as diferenças entre rotações são pequenas, no entanto manteve-se a correção aplicada aos ensaios monotónicos (Figura 5.5-5.7)

5.2 Relação Força-Deslocamento

A relação entre a força e o deslocamento permite avaliar a resposta do modelo e foi obtida através das leituras da célula de carga e do defletómetro do atuador.

5.2.1 Ensaio monotónico

Apresentam-se de seguida nas Figuras 5.8-5.10 e Tabela 5.1 os resultados obtidos nos ensaios monotónicos. O deslocamento positivo corresponde ao atuador deslocar-se no sentido da viga.

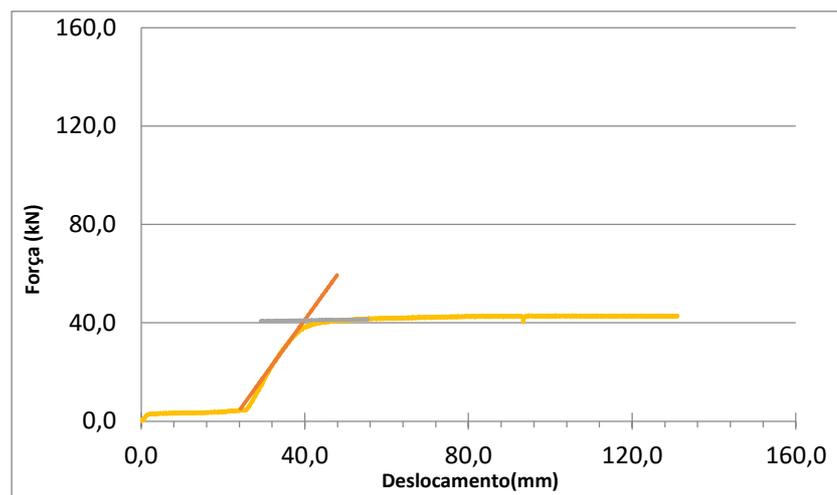


Figura 5.8 - Diagrama Força-Deslocamento - Ensaio 1

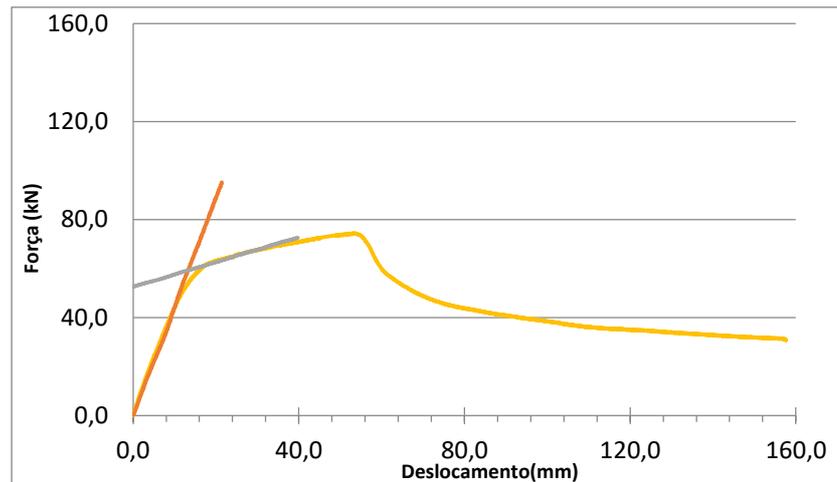


Figura 5.9 - Diagrama Força-Deslocamento - Ensaio 2

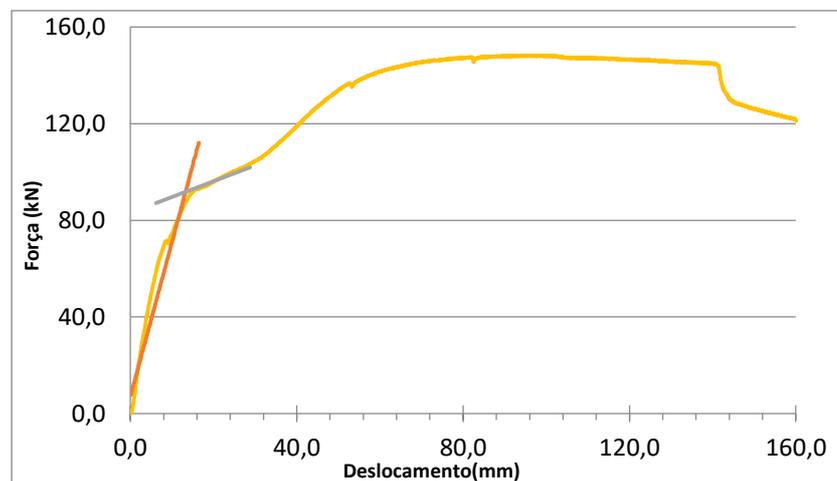


Figura 5.10 -Diagrama Força-Deslocamento - Ensaio 3

O primeiro ensaio tem uma fase inicial onde o modelo praticamente não mobiliza força. Esta fase inicial deve-se ao afastamento inicial entre a viga e a consola curta. Nos restantes ensaios tal não se verifica porque possuem dois ou quatro varões que mobilizam um binário entre eles, mobilizando assim força no atuador.

Determinou-se o deslocamento de cedência com base na intersecção de duas retas (linhas de tendência), representadas nas Figuras 5.8-5.10, antes e depois do ponto de inflexão. Estas linhas de tendência foram calculadas através de 2 pontos do gráfico, sendo que se procurou uma maior aproximação possível entre esta e o gráfico. Na Tabela 5.1 podemos comparar os valores dos três gráficos.

Tabela 5.1 – Pontos Notáveis dos Ensaios Monotônicos

		Ensaio 1	Ensaio 2	Ensaio 3
Cedência	Força (kN)	38,36	60,68	88,00
	Deslocamento (mm)	39,91	16,97	13,46
	Rigidez (kN/mm)	2,30	4,46	6,38
	Rotação (°)	1,51	0,66	0,50
Força máxima	Força (kN)	43,12	74,48	148,28
	Deslocamento (mm)	94,68	52,94	97,46
	Rotação (°)	3,59	2,06	3,59

Importa referir que a diferença entre os deslocamentos do ensaio 1 para os restantes deve-se à fase inicial. Os ensaios 2 e 3 como possuem dois e quatro varões, respetivamente, mal haja um deslocamento eles são solicitados, mobilizando um binário. No caso do ensaio 1 só quando a viga toca na extremidade superior da chapa do pilar é que se começam a desenvolver forças consideráveis. Esse ponto corresponde a $d=25\text{mm}$.

A rigidez representada corresponde ao declive da linha de tendência em fase elástica. A solução do terceiro ensaio apresenta uma maior rigidez, e a solução do primeiro ensaio é que possui a menor rigidez.

O decréscimo de força após atingir a força máxima da segunda solução não apresenta semelhanças com o ensaio cíclico da mesma solução, apresentado na secção seguinte. Este decréscimo deveu-se à perda de aderência entre os varões e o grout. A deficiente execução do preenchimento das bairns esteve na origem desta irregularidade.

5.2.2 Ensaio Cíclico

Apresentam-se nas Figuras 5.11-5.13 os resultados obtidos nos ensaios cíclicos.

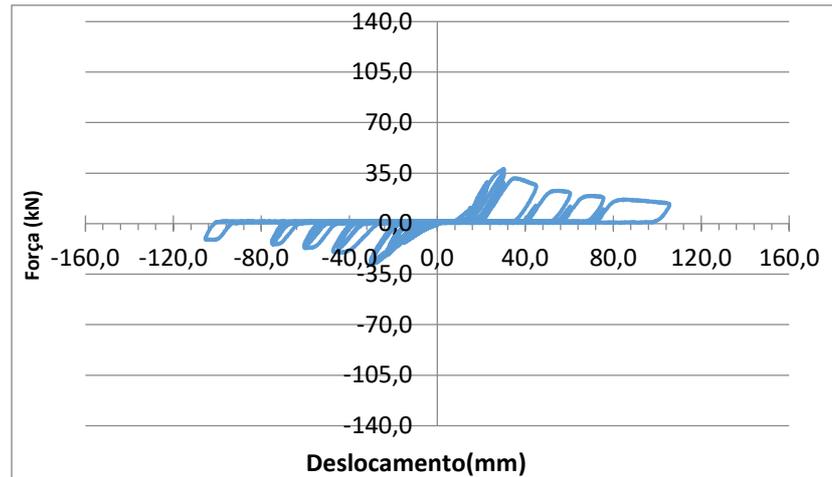


Figura 5.11 - Diagrama Força-Deslocamento - Ensaio 4

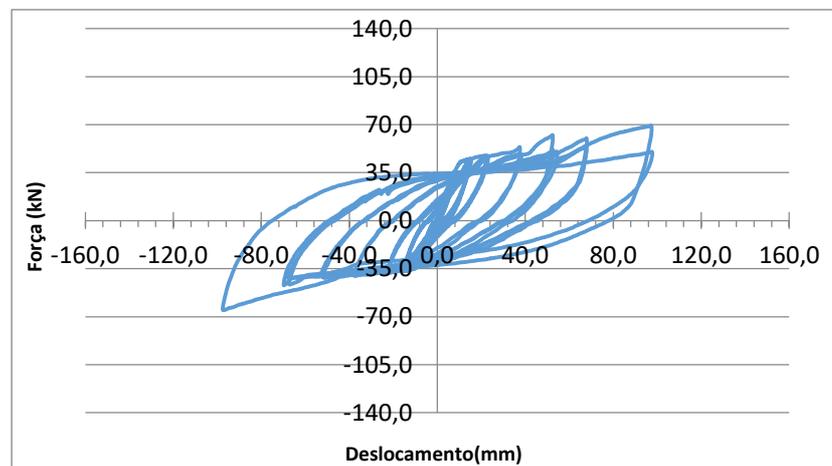


Figura 5.12 - Diagrama Força-Deslocamento - Ensaio 5

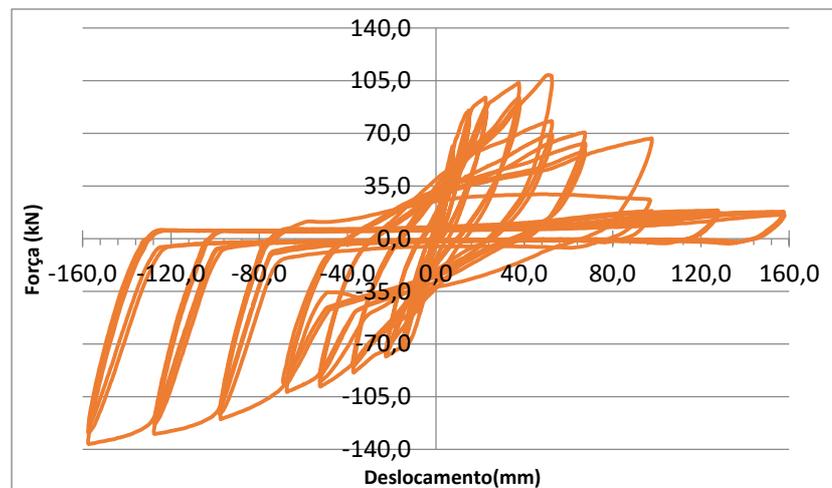


Figura 5.13 - Diagrama Força-Deslocamento - Ensaio 6

O comportamento das curvas do segundo e terceiro ensaio cíclico são bastante idênticos, sendo que o comportamento do primeiro ensaio é bastante diferente porque entre as amplitudes máximas dos ciclos a solução mobiliza uma força quase nula.

Na Tabela 5.2 resume alguns dos valores representados nos gráficos.

Tabela 5.2 - Pontos Notáveis dos Ensaio Cíclicos

		Ensaio 4	Ensaio 5	Ensaio 6
Força Máxima Positiva	Força (kN)	38,08	69,36	108,84
	Deslocamento (mm)	30,17	97,01	50,69
	Rotação (°)	1,16	4,14	1,97
	Série/Ciclo	3/1	7/1	5/1
Força Máxima Negativa	Força (kN)	-28,04	-65,24	-136,60
	Deslocamento (mm)	-29,47	-97,46	-157,22
	Rotação (°)	-1,13	-4,16	-6,11
	Série/Ciclo	3/2	7/1	9/1

Como se pode verificar as forças máximas atingidas nos ensaios 4 e 5 encontram-se no sentido positivo, no entanto no ensaio 6 foi no sentido negativo. Estes valores são influenciados pelo facto do afastamento entre chapas ser maior para o sentido positivo do que no sentido negativo. Isto deve-se ao ponto de contacto entre a viga e o pilar. No sentido negativo o ponto de contacto é na extremidade da viga sendo a distância ao ponto de aplicação da carga de 1,67 m. No sentido positivo o ponto de contacto faz-se na extremidade superior da chapa sendo a distância ao ponto de aplicação da carga 1,27 m. Para a mesma distância horizontal percorrida pelo atuador o ângulo será maior para o cateto de menores dimensões. Sendo o ângulo maior, o afastamento das chapas também será. No entanto, o sexto ensaio teve forças superiores no sentido negativo, mas como foi constatado no Capítulo 4 houve um escorregamento dos varões inferiores, influenciando assim a capacidade de mobilizar forças.

Relativamente aos ensaios monotónicos estes apresentam menores valores de força máxima. No ensaio 1 a força máxima foi de 43,12 kN enquanto no ensaio 4 (mesma solução) o valor foi de 38,08 kN. Na segunda solução o ensaio 2 teve um valor de força máxima de 74,48 kN, enquanto o ensaio 5 teve um valor de 69,36 kN. A terceira solução teve um valor de força máxima de 148,28 kN no ensaio 3 e de 136,60 kN no ensaio 6.

Nos ensaios cíclicos a força máxima no sentido negativo e positivo tiveram lugar na mesma série no caso do primeiro ensaio, e no mesmo ciclo no segundo ensaio, no entanto no último ensaio houve um espaçamento de 4 séries entre os dois.

No Anexo F apresentam-se os resultados Força-Drift para os seis ensaios.

5.3 Relação Momento-Rotação

O momento flector foi calculado em torno do ponto M da Figura 5.14. Para o cálculo do momento flector tiveram-se em conta a força medida na célula de carga decomposta nas suas componentes horizontal e vertical e o peso próprio da viga. Para o cálculo das componentes horizontal e vertical considerou-se a viga um corpo rígido, logo a rotação em P da Figura 5.14 será igual à rotação na ligação (ponto M), apresentado anteriormente. Sendo a rotação em M igual à rotação em P identificando-se θ_1 da Figura 5.14. A partir do θ_1 calculou-se o θ_2 e através deste ângulo as componentes horizontais e verticais das forças aplicadas pelo atuador.

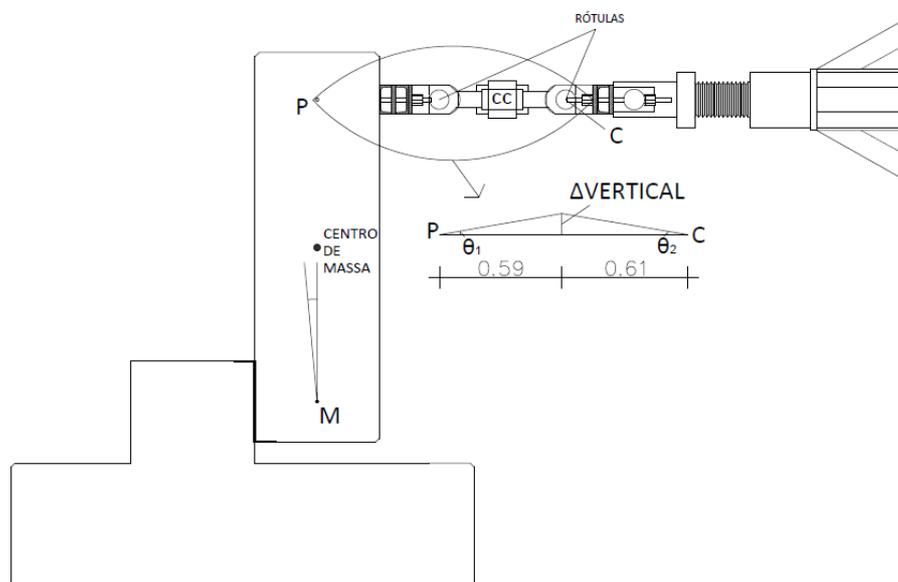


Figura 5.14 - Ponto de Cálculo do Momento Flector

Calculando Δ_{vertical} da Figura 5.14 conheceu-se a distância do ponto de aplicação das forças ao centro da ligação M, tendo assim todas as componentes para o cálculo do momento. Existe uma correção nos ensaios cíclicos, para a viga, pois esta sofre um deslocamento descendente durante o ensaio, influenciando assim o valor do Δ_{vertical} .

Para o braço da força do peso próprio calculou-se o deslocamento do centro de massa a partir do ângulo de rotação da viga.

Nas Figuras 5.15-5.17 pode-se observar o comportamento dos defletômetros verticais.

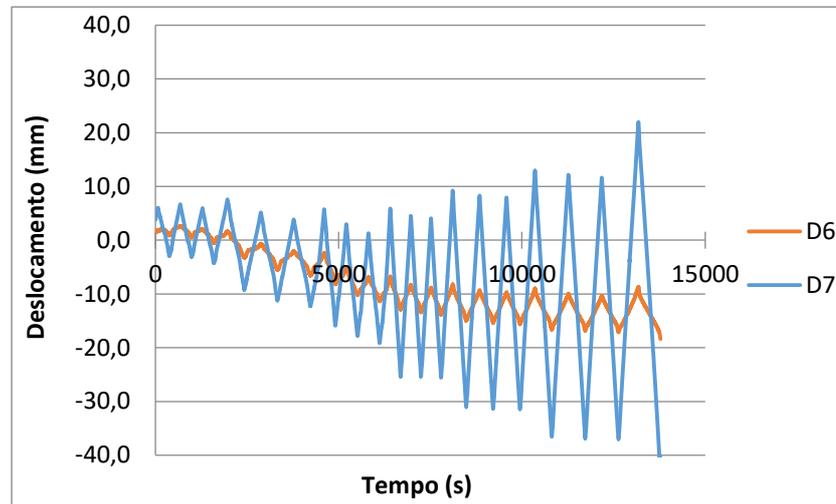


Figura 5.15 Defletômetros Verticais - Ensaio 4

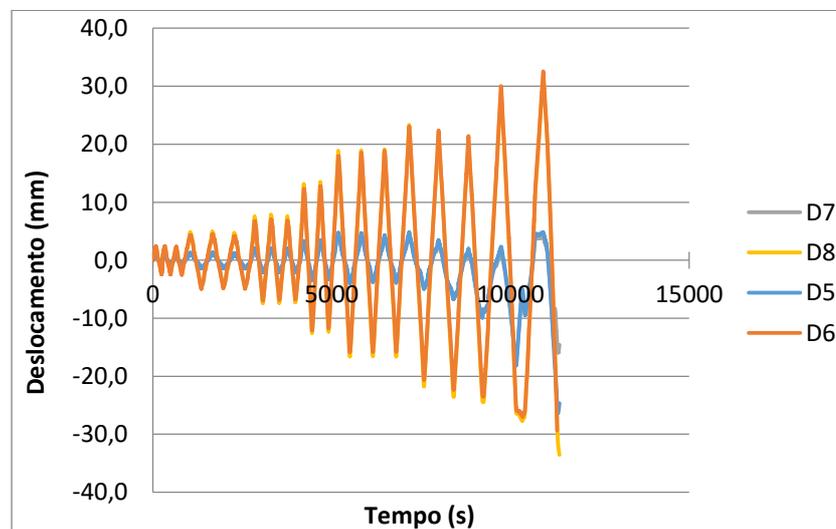


Figura 5.16 - Defletômetros Verticais - Ensaio 5

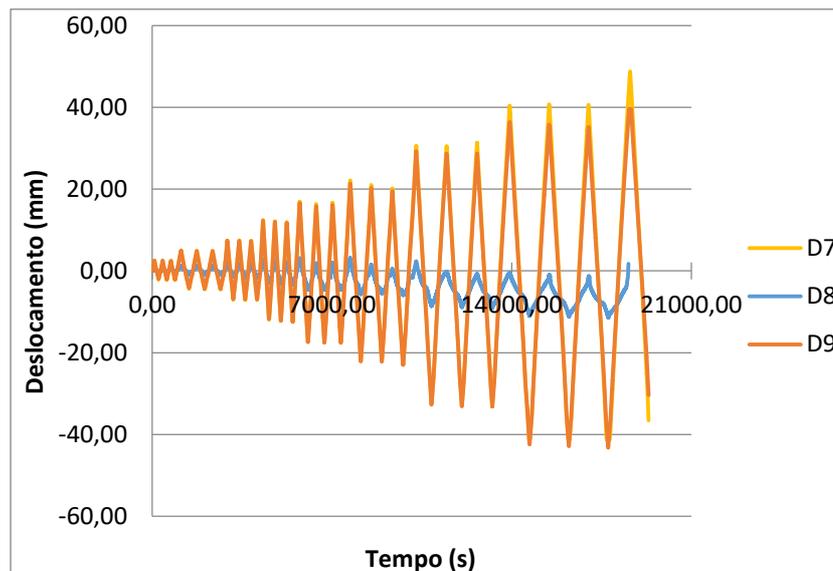


Figura 5.17 - Defletómetros Verticais - Ensaio 6

No ensaio 6 o defletómetro d6 apresentou leituras incorretas, como tal não foi contabilizado para efeitos de análise. O deslocamento vertical da viga deve-se ao facto de os varões perderem rigidez quando plastificam.

As correções para o cálculo do momento flector têm alguma expressão, dando como exemplo, o cálculo do momento para o terceiro ensaio, se fosse feito com o valor da medição da célula de carga com o braço inicial o valor de momento máximo seria de 217,97 kN.m, já com a correção esse valor passou para 227,91 kN.m. O deslocamento vertical (Δ vertical) derivado da rotação do braço do atuador teve os seus valores máximos de 2 cm, 4 cm e 6 cm no 4º, 5º e 6º ensaio, respetivamente.

5.3.1 Ensaio Monotónico

Relativamente aos ensaios monotónicos apresentam-se de seguida os gráficos momento-rotação, nas Figuras 5.18-5.20.

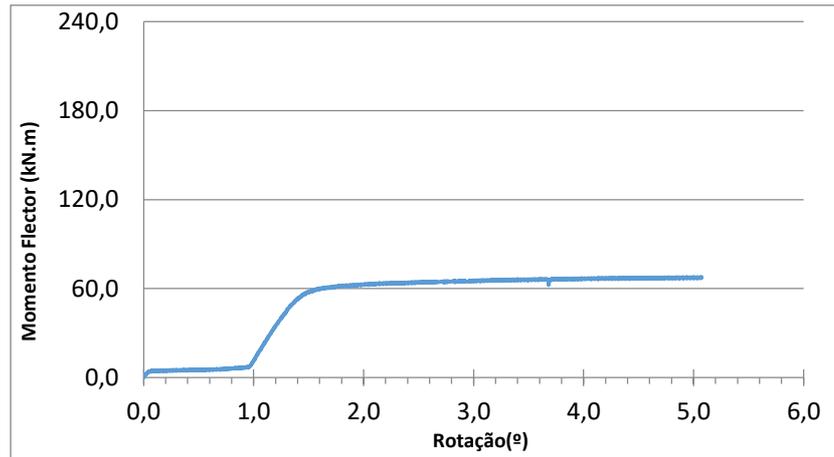


Figura 5.18 - Diagrama Momento-Rotação - Ensaio 1

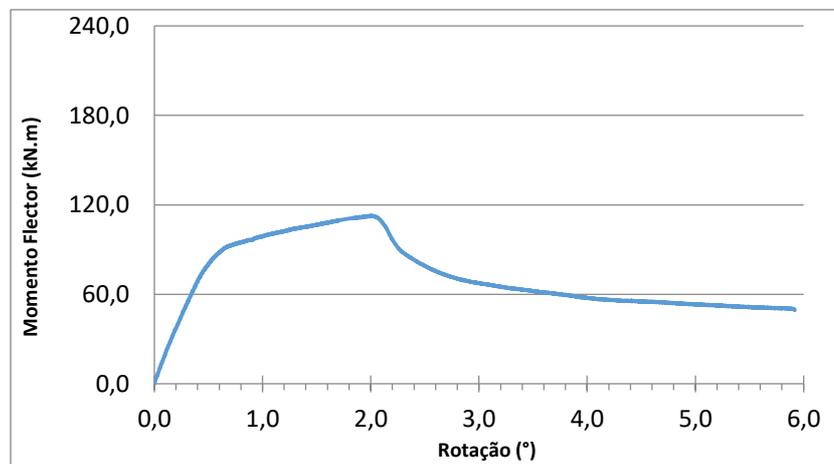


Figura 5.19 - Diagrama Momento-Rotação - Ensaio 2

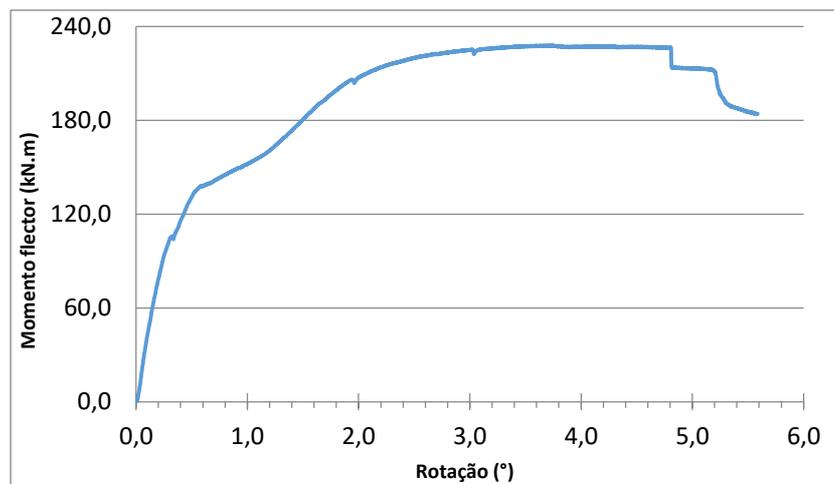


Figura 5.20 - Diagrama Momento-Rotação - Ensaio 3

O momento fletor na cedência do primeiro ensaio foi de 57,80 kN.m, no segundo ensaio de 90,12 kN.m e no terceiro ensaio de 130,33 kN.m.

O momento fletor máximo do primeiro ensaio foi de 67,84 kN.m, no segundo ensaio de 112,83 kN.m e no terceiro ensaio de 227,91 kN.m.

5.3.2 Ensaio Cíclico

Apresentam-se nas Figuras 5.21-5.23 os resultados obtidos nos ensaios cíclicos.

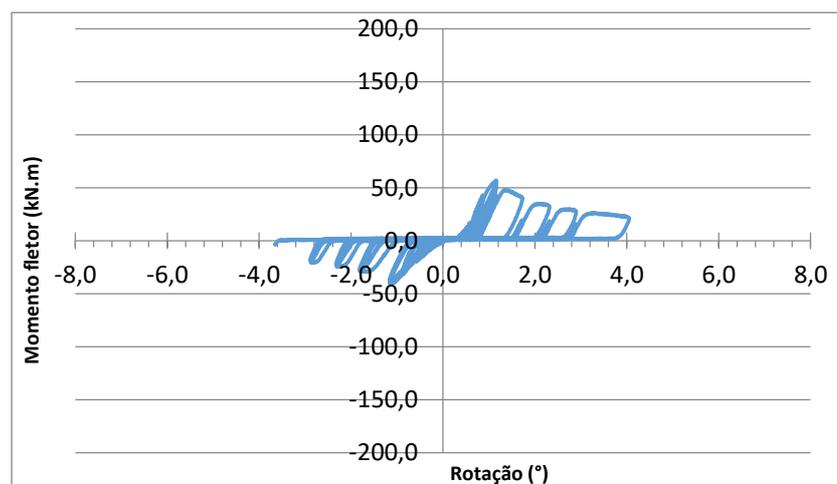


Figura 5.21 - Diagrama Momento-Rotação - Ensaio 4

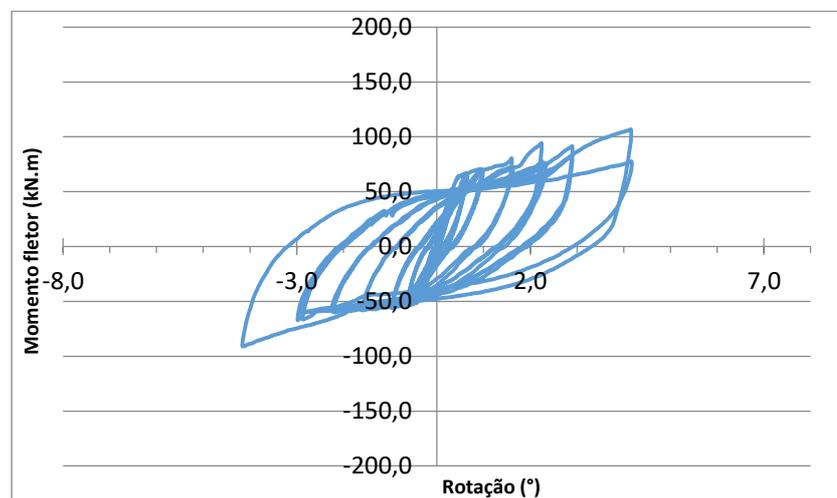


Figura 5.22 - Diagrama Momento-Rotação - Ensaio 5

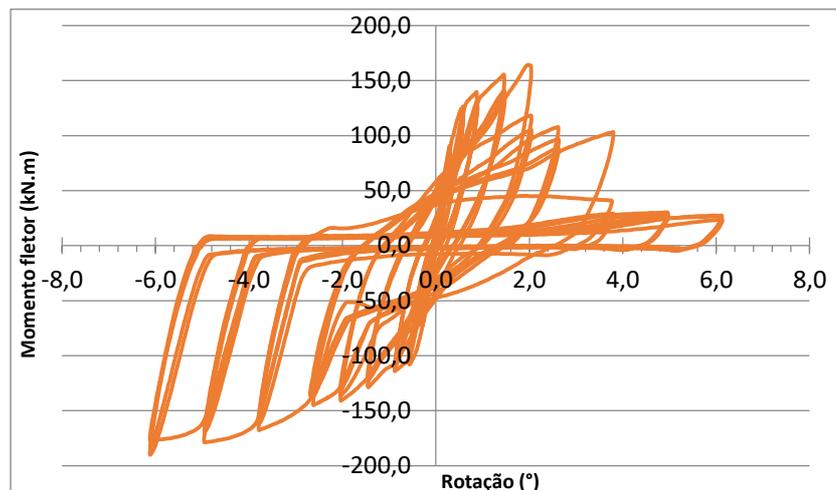


Figura 5.23 - Diagrama Momento-Rotação - Ensaio 6

Para deslocamentos positivos, o valor do momento fletor máximo atingido no quarto ensaio foi de 56,70 kN.m e o valor mínimo foi de 40,46 kN.m. No quinto ensaio o valor de momento máximo foi de 106,86 kN.m e o valor mínimo foi de 91,04 kN.m. No último ensaio o valor de momento fletor máximo foi de 164,30 kN.m e o valor mínimo foi de 190,16 kN.m.

Tal como verificado na Secção 5.2 os valores máximos dos ensaios monotónicos são superiores aos valores máximos dos ensaios cíclicos.

5.4 Comportamento dos Varões

Para analisar o comportamento dos varões colocaram-se dois extensómetros por varão (um na superfície inferior e outro na superfície superior) para se obter o valor da deformação dos mesmos. Realizou-se um ensaio no Laboratório Nacional de Engenharia Civil a uma amostra dos varões tendo apresentado uma tensão de cedência de 540 MPa, correspondente a uma extensão de cedência $[\epsilon]$ de 0.27 %. Para deslocamentos moderados os extensómetros deixam de funcionar, como tal os resultados apresentados têm pouca fiabilidade, no entanto ajudam a tirar algumas ilações.

5.4.1 Ensaio 1

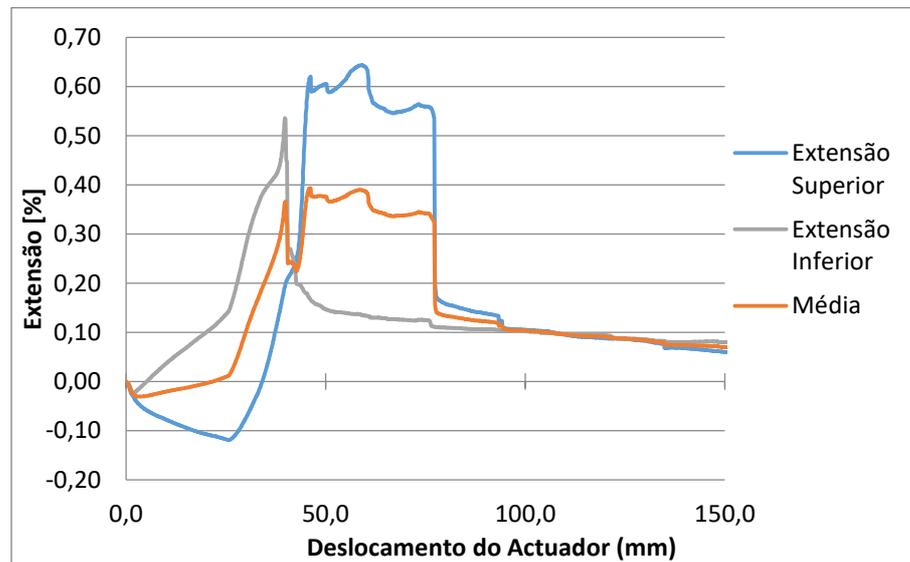


Figura 5.24- Extensões no Varão - Ensaio 1

Como se pode analisar através da Figura 5.24 ambos os extensómetros começam com extensões negativas (compressões) possivelmente devido ao afastamento inicial entre chapas. Depois do contacto entre chapas a extremidade inferior do varão apresenta trações. Com o avanço do atuador, e conseqüentemente aumento de rotação da viga, passa todo o varão a estar sujeito à tração. Existe sempre uma diferença entre os valores medidos nos 2 extensómetros porque não estão sujeitos unicamente ao esforço axial mas também a flexão. A extensão de cedência $\epsilon=0.27\%$ é atingida para um deslocamento de 38 mm (extensão média). Na análise feita anteriormente, Secção 5.2.1 definiu-se o deslocamento de cedência como sendo 40 mm. A partir desse ponto os resultados das leituras dos extensómetros não apresentam fiabilidade.

5.4.2 Ensaio 2

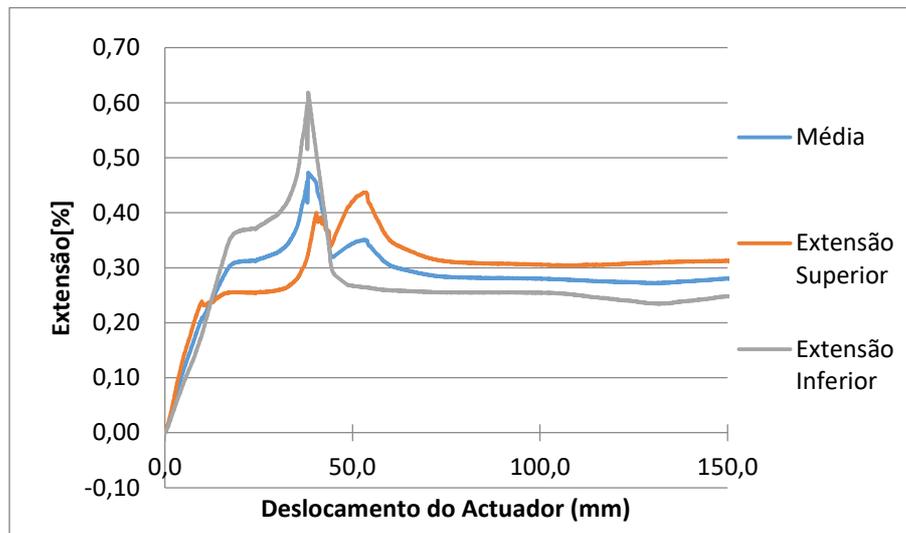


Figura 5.25 - Extensões no Varão Inferior - Ensaio 2

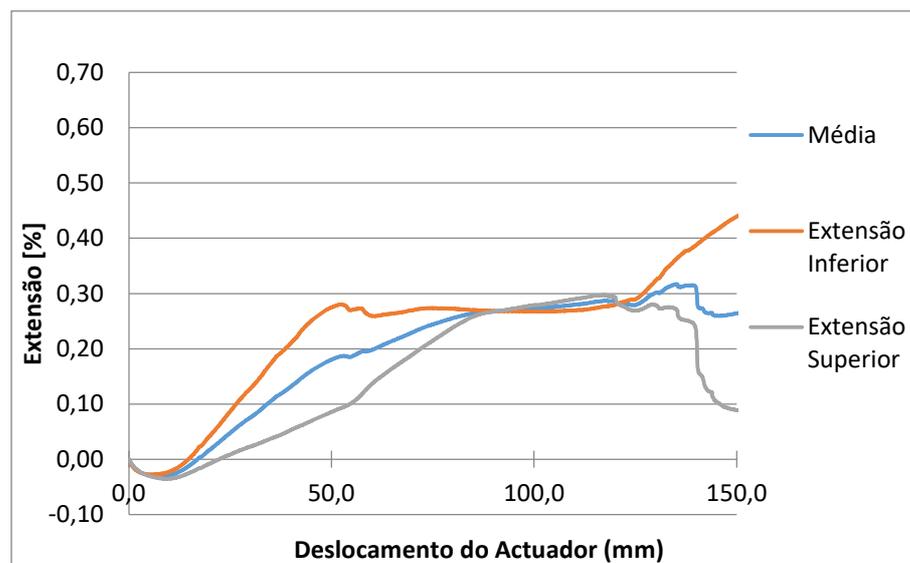


Figura 5.26 - Extensões no Varão Superior - Ensaio 2

As evoluções das extensões nos varões durante o ensaio 2 podem-se observar nas Figuras 5.25 e 5.26. Neste ensaio ambos os extensómetros do varão inferior começaram tracionados e os extensómetros do varão superior à compressão, este binário é provocado pelo deslocamento superior, no entanto após as chapas entrarem em contacto, na zona da extremidade da consola, ambos os varões passam a estar tracionados. A cedência do varão inferior, segundo a extensão, ocorre para um deslocamento de 14 mm. Através

do método anteriormente aplicado, na Secção 5.2.1, o deslocamento de cedência é de 17 mm, o que representa uma diferença de 3 mm.

5.4.3 Ensaio 3

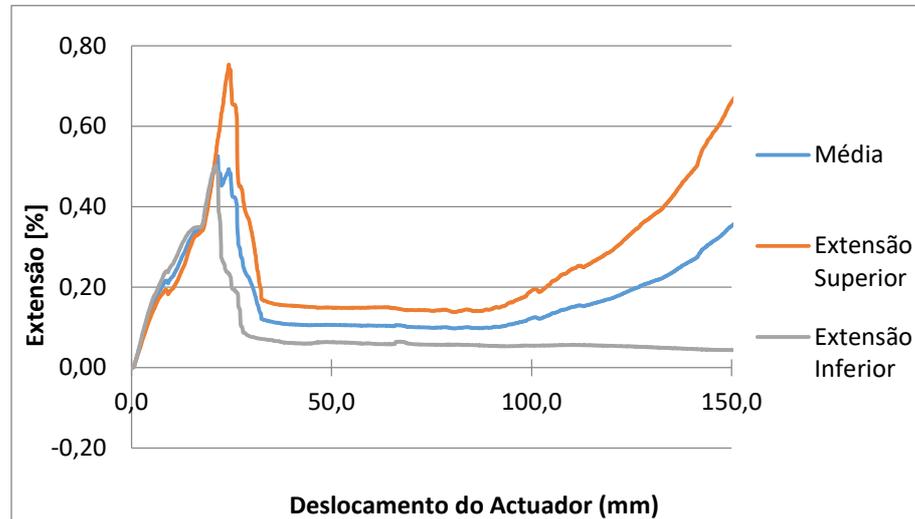


Figura 5.27 - Extensões no Varão Inferior Esquerdo- Ensaio 3

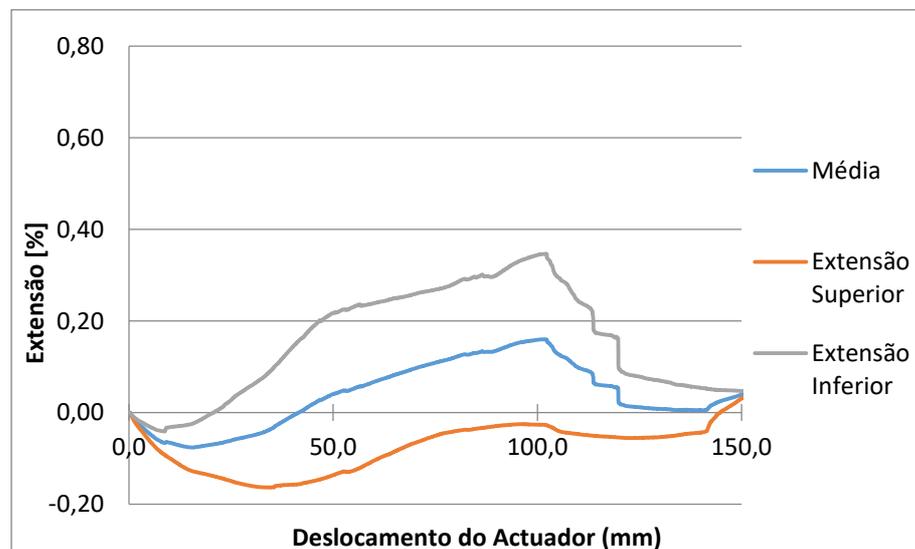


Figura 5.28 - Extensões no Varão Superior Esquerdo - Ensaio 3

Nas Figuras 5.27 e 5.28 encontra-se representado o comportamento dos varões superiores e inferiores durante o ensaio 3. Só se representam duas figuras porque o comportamento entre os dois varões inferiores é idêntico. O mesmo se aplica aos varões superiores. Mais uma vez neste ensaio podemos verificar que os varões inferiores são logo tracionados no início do ensaio. Segundo as extensões, os varões inferiores atingi-

ram a cedência no deslocamento 11 mm para o varão inferior esquerdo e 12 mm para o varão inferior direito. Através do método anteriormente aplicado na secção 5.2.1, o deslocamento de cedência estimou-se aos 13 mm, representando uma diferença pequena.

5.4.4 Ensaio 4

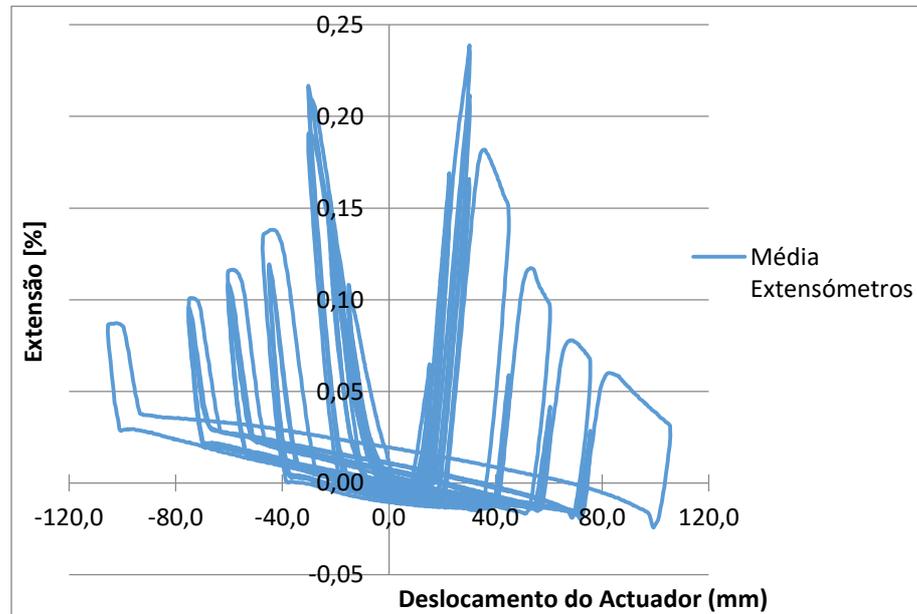


Figura 5.29 – Extensão Média do Varão - Ensaio 4

Na Figura 5.29 pode observar-se a extensão média medida no ferrolho do ensaio 4. Esta extensão média foi calculada através dos extensómetros superior e inferior. Pode-se verificar que as extensões nunca atingem $\epsilon=0.27\%$. Isto pode dever-se à degradação da aderência entre o varão e o grout.

Como se pode verificar para as séries de deslocamentos mais avançadas, o primeiro ciclo apresenta sempre uma extensão superior aos restantes dois ciclos, isto deve-se à deformação residual associada ao primeiro ciclo. Na Figura 5.30 mostra-se os ciclos associados à 5ª série de deslocamentos.

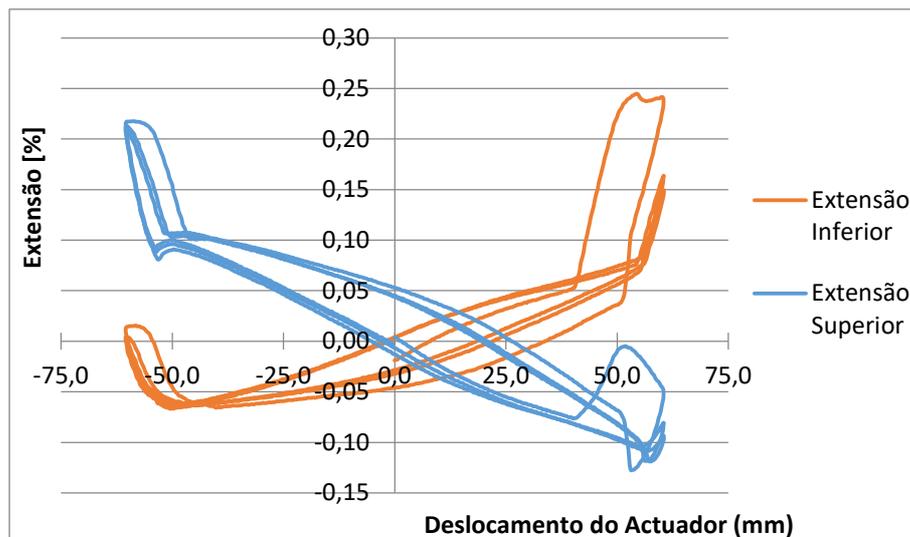


Figura 5.30 - Extensão Superior e Inferior – 5ª série de deslocamentos - Ensaio 4

Como se pode verificar na Figura 5.30, a primeira metade do primeiro ciclo tem extensões superiores aos restantes ciclos. O facto de o varão apresentar extensões positivas na parte superior e compressões na parte inferior, quando o deslocamento é zero, pode dever-se eventualmente ao peso que a viga exerce sobre o varão.

5.4.5 Ensaio 5

Neste ensaio não foi possível obter as extensões do varão superior porque os extensómetros não apresentaram nenhuma leitura. Os extensómetros do varão inferior só apresentaram leituras fiáveis na primeira série de deslocamentos. No primeiro ciclo da segunda série de deslocamentos ocorreu a cedência do varão e a partir daí os valores obtidos não são fidedignos.

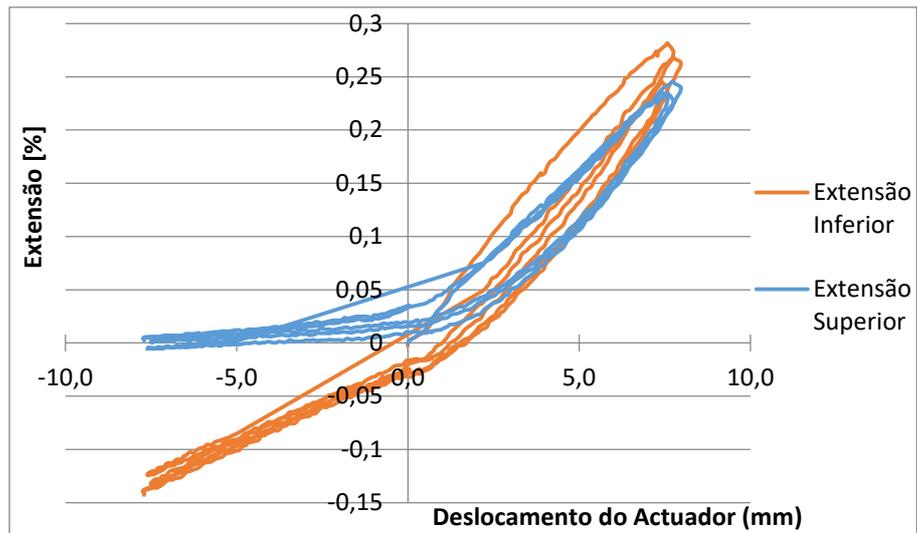


Figura 5.31 – Extensões no Varão Inferior – 1ª série de deslocamentos - Ensaio 5

Analisando a Figura 5.31 verificamos que sendo o varão inferior, durante os deslocamentos negativos este sofre compressões e nos deslocamentos positivos trações. O extensómetro inferior é o que regista os valores máximos tanto em compressões como em trações. O valor máximo de extensão nesta série foi de 0.28% no extensómetro inferior e 0.24% no extensómetro superior.

5.4.6 Ensaio 6

Durante o ensaio 6 os extensómetros só apresentaram leituras fidedignas para a primeira série de deslocamentos.

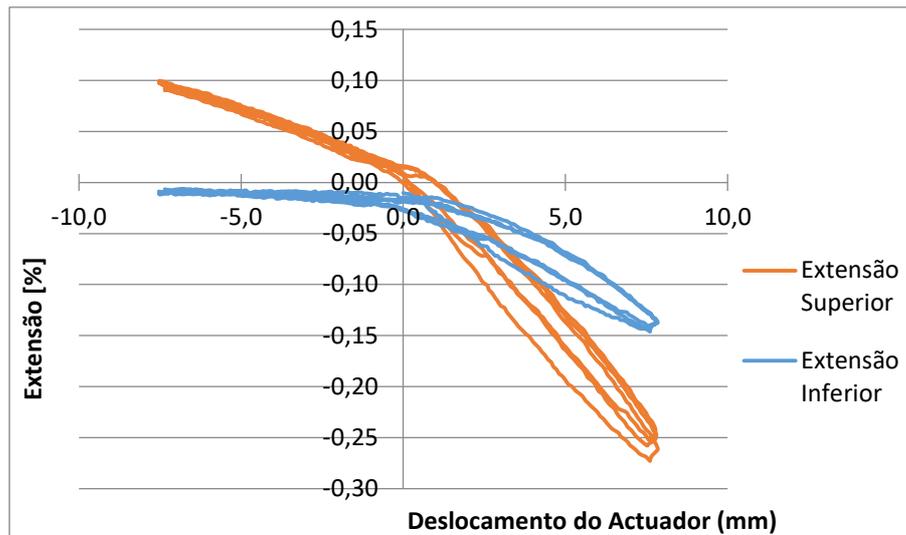


Figura 5.32 - Extensão Superior e Inferior – varão superior esquerdo - 1ª série de deslocamentos - Ensaio 6

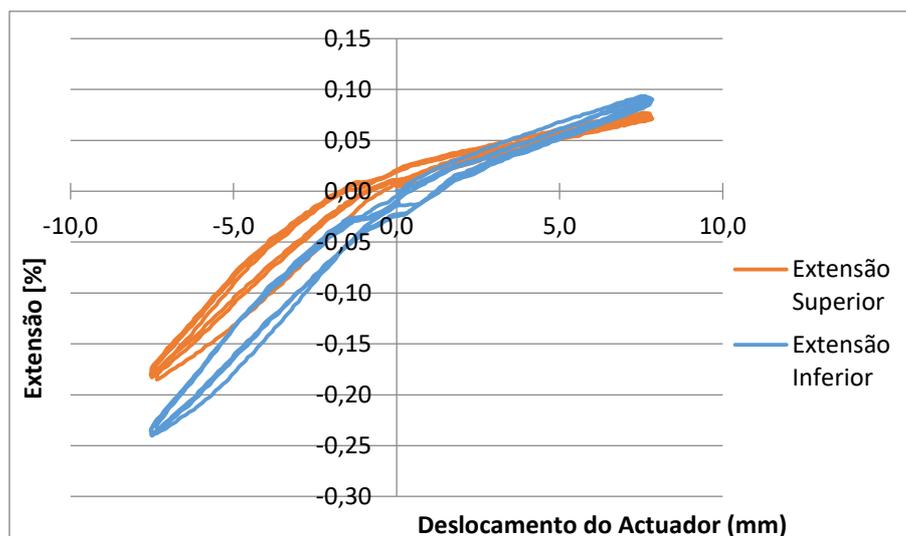


Figura 5.33 - Extensão Superior e Inferior – varão inferior direito - 1ª série de deslocamentos - Ensaio 6

Comparando os gráficos das Figuras 5.32 e 5.33, pode-se confirmar a simetria de comportamento entre os varões. Neste ensaio o comportamento de ambos os varões superiores e inferiores foi idêntico pelo que só se apresenta um de cada. A extensão máxima do varão superior esquerdo foi de 0.10% no extensómetro superior, e deu-se no sentido negativo; o extensómetro inferior para o mesmo sentido tem extensões praticamente nulas, nunca chegando a estar tracionado. A extensão máxima do varão inferior direito foi de 0.08%, no extensómetro inferior e deu-se no sentido positivo.

5.5 Coeficiente de Amortecimento Viscoso Equivalente

O coeficiente de amortecimento viscoso equivalente é uma grandeza adimensional que descreve o amortecimento histerético. Este amortecimento refere-se à dissipação de energia devido ao comportamento não-linear das estruturas para grandes deformações.

O coeficiente de amortecimento viscoso equivalente é dado pela Expressão 5.1, a partir de Hose (1999):

$$\xi_{eq} = \frac{1}{4\pi} \left(\frac{E_{d1}}{E_{s1}} + \frac{E_{d2}}{E_{s2}} \right) \quad (5.1)$$

Onde,

ξ_{eq} é o coeficiente de amortecimento viscoso equivalente;

E_{d1} é a energia dissipada para deslocamentos positivos;

E_{s1} é a energia de deformação elástica para deslocamentos positivos (Figura 5.34);

E_{d2} é a energia dissipada para deslocamentos negativos;

E_{s2} é a energia de deformação elástica para deslocamentos negativos (Figura 5.34).

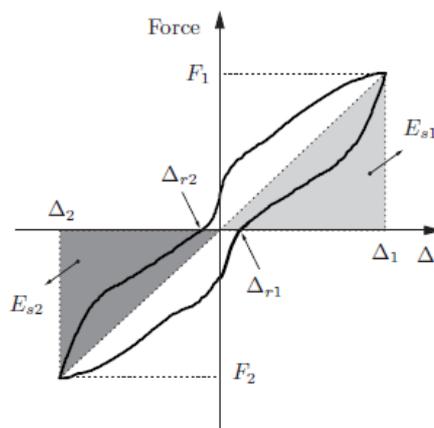


Figura 5.34 - Energia de Deformação Elástica (Adaptado - Marreiros, 2014)

O cálculo da energia de deformação elástica é dado pela área acinzentada apresentada na Figura 5.34.

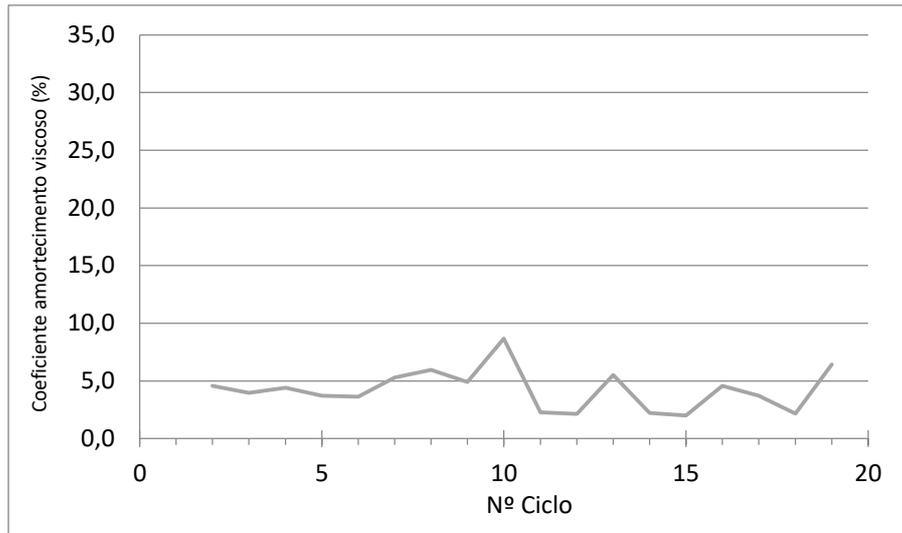


Figura 5.35 - Amortecimento Viscoso Equivalente - Ensaio 4

A Figura 5.35 apresenta o amortecimento viscoso equivalente do quarto ensaio. Não se apresenta o 1º ciclo, pois a obtenção de dados só começou quando o deslocamento se encontrava em 8 mm, comprometendo assim o valor da energia dissipada. O valor máximo registou-se no 10º ciclo com um valor de 8,66%.

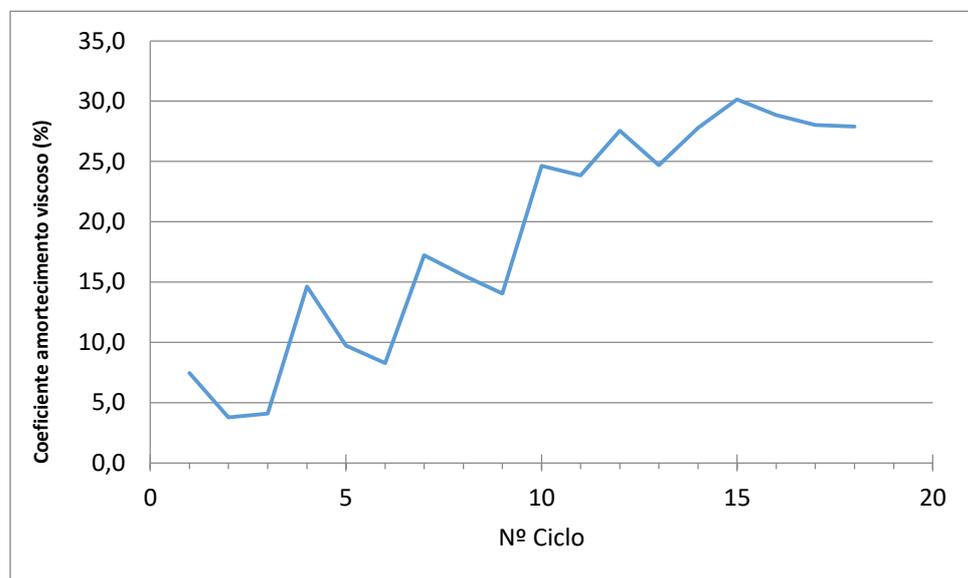


Figura 5.36 - Amortecimento Viscoso Equivalente - Ensaio 5

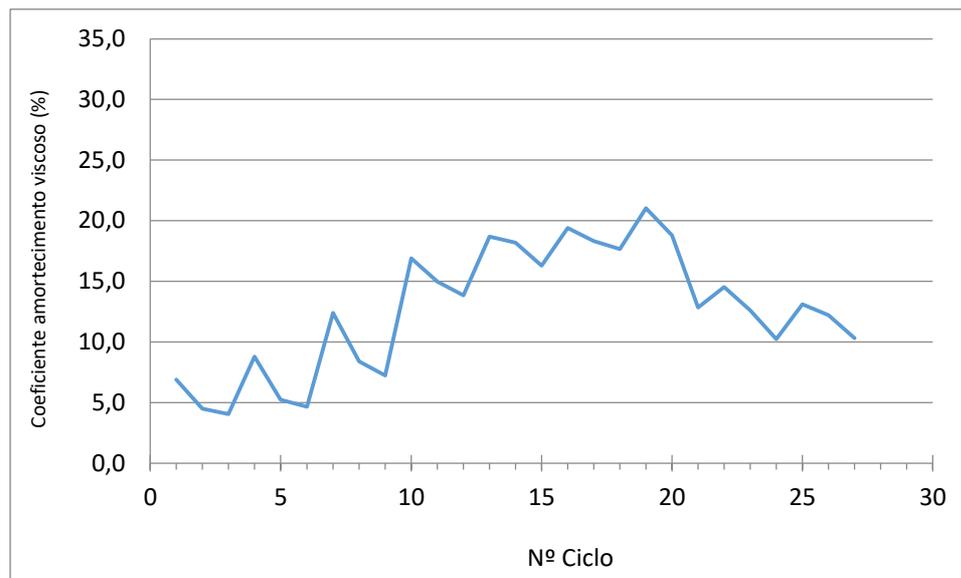


Figura 5.37 - Amortecimento Viscoso Equivalente - Ensaio 6

Nas Figuras 5.36 e 5.37 apresentam-se os resultados do amortecimento viscoso equivalente para os ensaios 5 e 6. Como se pode verificar os valores do primeiro ensaio são muito inferiores aos restantes dois, pois a energia dissipada é muito reduzida neste ensaio, como se irá comprovar na próxima secção, Secção 5.5.1. O valor máximo do ensaio 5 é no 15º ciclo com um valor de 30,15%, e no 6º ensaio foi no 19º ciclo com um valor de 21,03%.

Analisando a secção 5.5.1 podemos compreender melhor o comportamento das soluções no amortecimento viscoso equivalente.

5.5.1 Energia Dissipada

A energia dissipada é determinada a partir das áreas delimitadas pelo diagrama força deslocamento. (Figura 5.38). Num sismo a dissipação de energia promove a diminuição do movimento. Ela resulta de efeitos térmicos resultantes das deformações, do atrito interno, abertura e fecho de fendas, e da deformação plástica dos varões. (Gamito Reis, 2012)

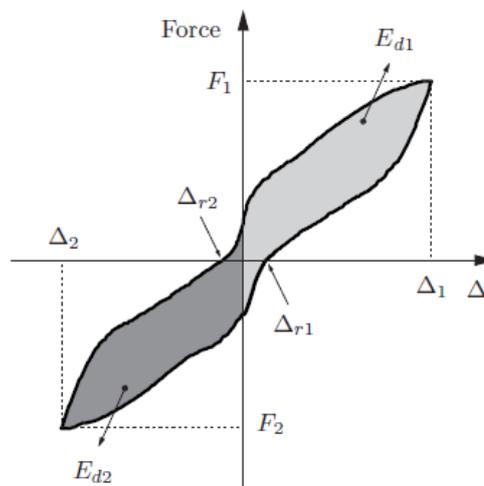


Figura 5.38 - Energia Dissipada (Adaptado - Marreiros, 2014)

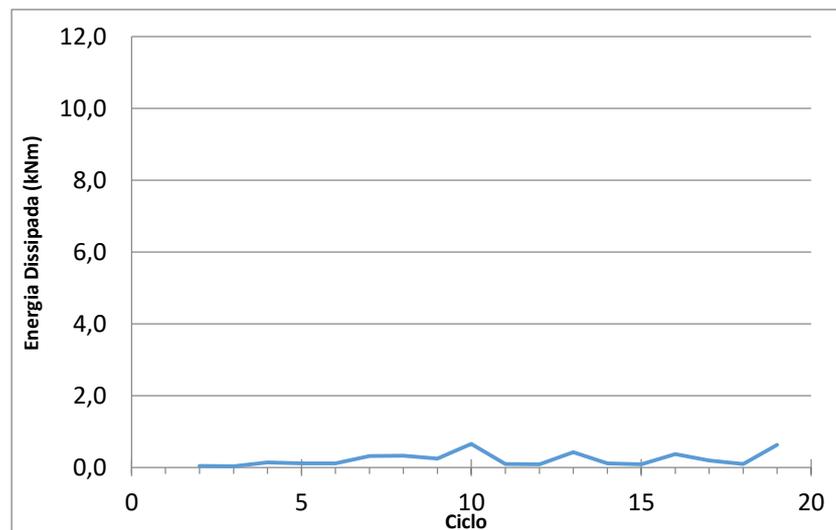


Figura 5.39 - Energia Dissipada - Ensaio 4

A Figura 5.39 apresenta a energia dissipada do quarto ensaio. Esta solução apresentou uma energia dissipada total de 4,17 kNm, sendo que o primeiro ciclo não foi contabilizado, uma vez que as leituras começaram a meio do mesmo. A máxima dissipação de energia ocorrida foi no décimo ciclo com um valor de 0,66 kNm.

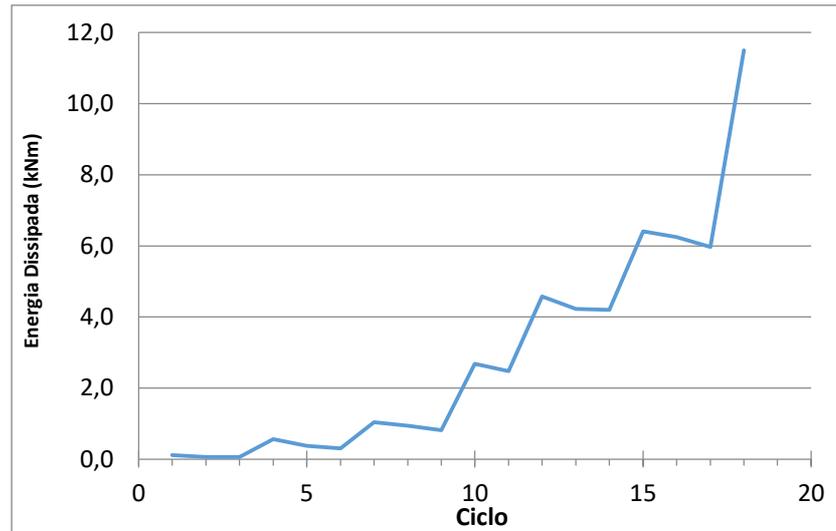


Figura 5.40 - Energia Dissipada - Ensaio 5

A Figura 5.40 apresenta a energia dissipada do quinto ensaio. Esta solução apresentou uma energia dissipada total de 52,57 kN.m. A máxima dissipação de energia ocorrida foi no 18º ciclo com um valor de 11,5 kNm.

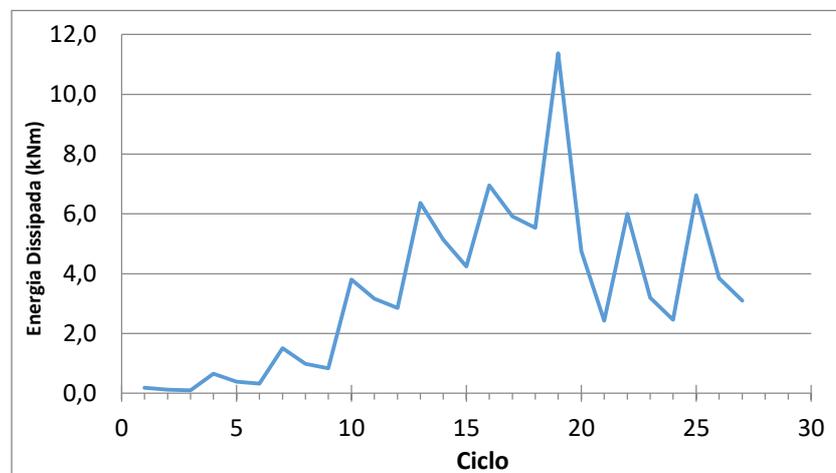


Figura 5.41 - Energia Dissipada - Ensaio 6

A Figura 5.41 apresenta a energia dissipada do sexto ensaio. Esta solução apresentou uma energia dissipada total de 92,90 kNm. A máxima dissipação de energia ocorrida foi no 19º ciclo com um valor de 11,38 kNm.

5.6 Deformação Residual Normalizada

A deformação residual normalizada é um índice que traduz a relação entre o deslocamento residual e o deslocamento de cedência, refletindo o nível de deformação residual em cada ciclo. A deformação residual normalizada (RDI) é obtida através da expressão 5.2 (Hose, 1999).

$$RDI = \frac{dr}{dy} \quad (5.2)$$

Onde:

RDI é a deformação residual normalizada;

dr é a deslocamento residual para força zero (Figura 5.34);

dy é o deslocamento de cedência.

Os valores utilizados no cálculo do RDI para o deslocamento de cedência foram os obtidos nos ensaios monotônicos (Tabela 5.1), 39.91 mm para o quarto ensaio, 16.97 mm para o quinto ensaio e 13.46 mm para o sexto ensaio. Nas Figuras 5.42-5.44 as curvas a laranja representam a deformação residual normalizada para o sentido positivo e a azul para o sentido negativo.

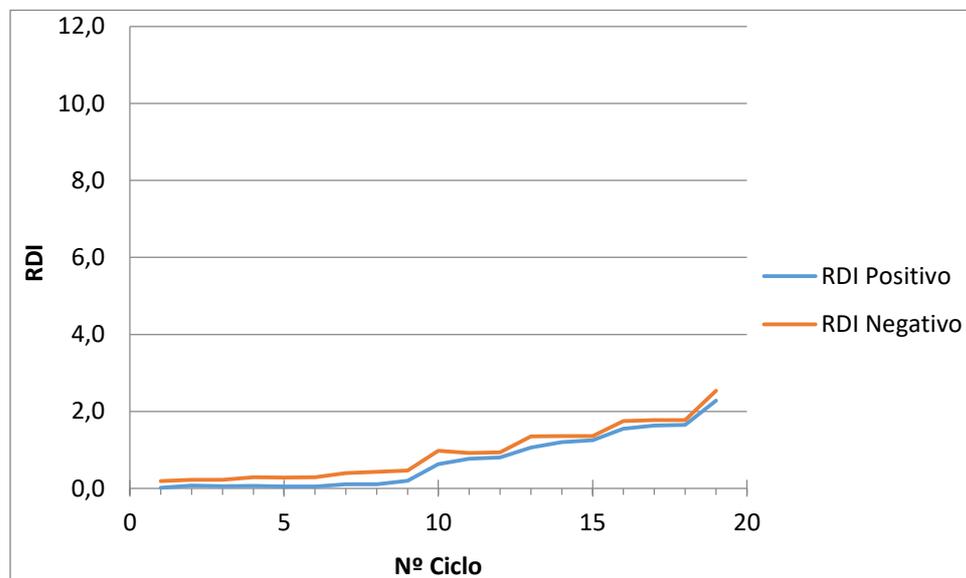


Figura 5.42 - Deformação Residual Normalizada – Ensaio 4

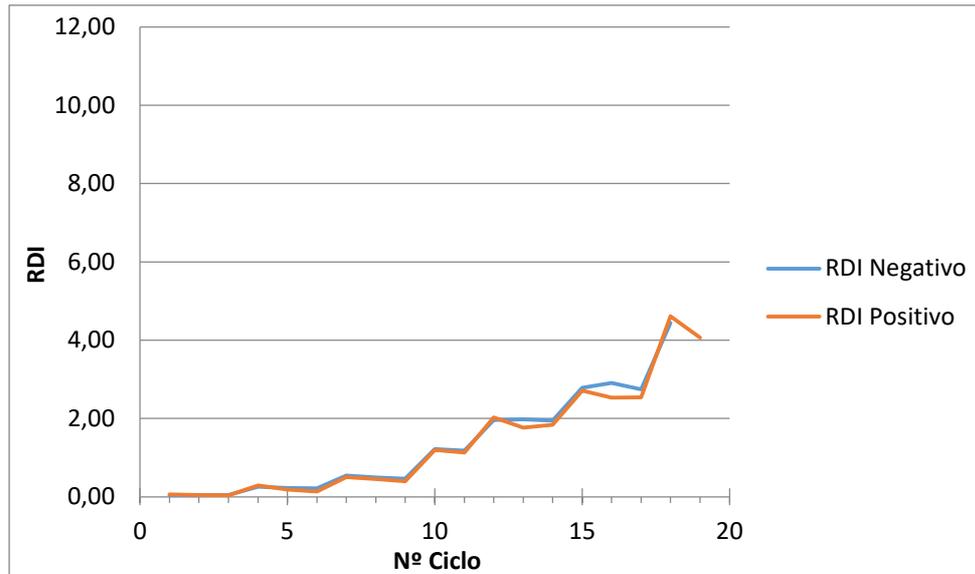


Figura 5.43 - Deformação Residual Normalizada – Ensaio 5

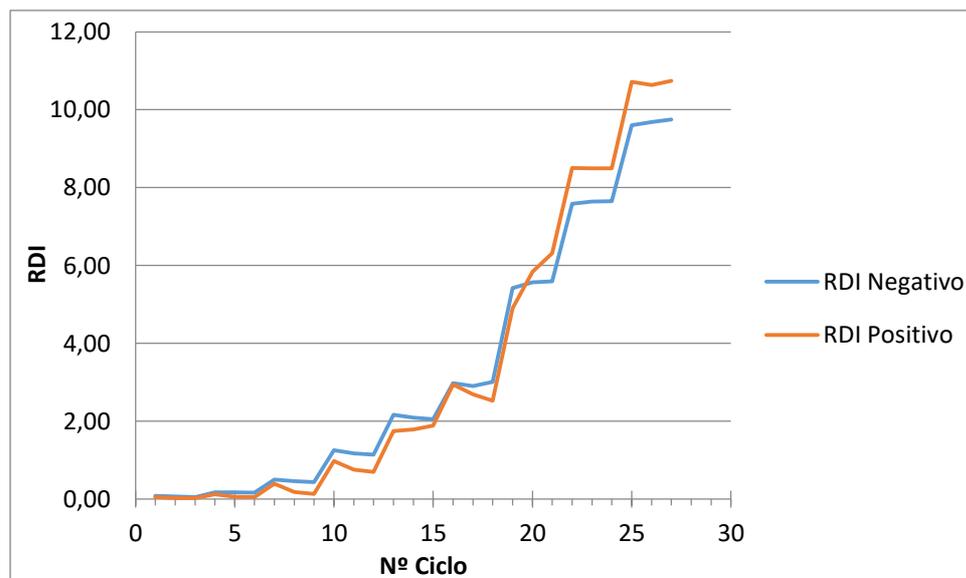


Figura 5.44 - Deformação Residual Normalizada - Ensaio 6

No gráfico correspondente ao 4º ensaio a curva indicadora da deformação residual normalizada no sentido positivo corresponde à linha laranja e a deformação residual normalizada no sentido negativo corresponde à linha azul. Este fator faz com que quando a viga se encontra no ponto inicial do ensaio (deslocamento=0) os valores da força mantém-se positivo, porque a viga ainda não entrou em contacto com a consola curta, porque só aí é que o atuador começa a ter forças de tração (negativas). Nos restantes ensaios tal não acontece, porque, as alterações de sinal na força do atuador são provoca-

das pela variação do binário entre os 2 varões. O valor máximo do ensaio 4 foi no último ciclo com um valor de 2,54, no ensaio 5 o valor máximo encontra-se no 17º ciclo com um valor de 4,61, e no ensaio 6 o valor máximo encontra-se no 25º ciclo com um valor de 10,74.

5.7 Avaliação do Dano

Quando uma estrutura é sujeita a uma ação acidental, como um sismo, existe uma necessidade de avaliar em que condição se encontra a mesma. Incidindo o assunto mais para a ação sísmica, pois o objetivo deste subcapítulo é quantificar o dano resultante dos ensaios cíclicos, uma estrutura quando é dimensionada é usual estar implícito que ocorra dano, caso contrário o resultado do seu dimensionamento teria um custo muito elevado (Park, 1985). Assim sendo, o objetivo de avaliar o dano de uma estrutura prende-se com a necessidade de saber que ações se deverão tomar pós-sismo, como por exemplo, reparar, reforçar, demolir ou manter (Faustino, 2015). Para responder a esta necessidade vários autores realizaram estudos com vista a elaborar índices que utilizam certos parâmetros para traduzir e quantificar o nível de dano de uma estrutura. Os parâmetros estão normalmente associados à ductilidade e dissipação de energia. Como já referido, existem diversos estudos, como o de Park (1987) que definiu um índice de dano, Varum (2003) aplicou esse mesmo índice a edifícios com estrutura de betão armado ou Hose (1999) que definiu uma classificação para o dano de pontes em betão armado. Esta dissertação irá avaliar o nível de dano dos modelos que foram sujeitos a ensaios cíclicos, através da classificação elaborada por Hose (1999).

O índice de dano elaborado por Hose (1999) utiliza 3 parâmetros de dano: a deformação residual normalizada, o amortecimento viscoso equivalente ou a rigidez normalizada. Nesta tese iremos usar os 2 primeiros parâmetros referidos, que foram calculados nos dois subcapítulos anteriores.

De acordo com Hose (1999), a avaliação do dano é classificada em cinco níveis, No Damage; Minor Damage, Moderate Damage, Major Damage, Collapse. Como foi referido, esta avaliação é feita para pontes, no entanto existem bastantes semelhanças com a classificação feita pelo FEMA 356 (2000), que define também cinco níveis de classificação: Immediate Occupancy (S-1), Damage Control (S-2), Life Safety (S-3), Limited Safety (S-4) e Collapse Prevention (S-5). O ASCE 41-13 (2014) define estes níveis da seguinte forma. O Immediate Occupancy significa que o dano foi bastante limitado, mantendo praticamente toda a sua rigidez e resistência, não existindo perigo

para os seus ocupantes, podendo haver alguma reparação, mas permitindo a sua imediata reocupação. O Damage Control é um nível intermédio entre o Immediate Occupancy e o Life Safety. O Life Safety define que o dano existente é bastante elevado, mas ainda assim o colapso parcial ou total da estrutura está excluído, não podendo haver ocupação imediata pelo risco associado. A estrutura em princípio poderá ser reabilitada, sendo o fator económico o único entrave para essa decisão. O Limited Safety é um nível intermédio entre o Life Safety e o Collapse Prevention. O Collapse Prevention define que a estrutura tem um nível de dano bastante elevado encontrando-se na iminência de colapso. Exibe deformações elevada e perdeu praticamente toda a sua rigidez e resistência. A estrutura poderá não ter reparação possível.

Nas Figuras 5.45-5.47 são apresentadas as deformações residuais normalizadas com os respetivos níveis de dano. Conforme foi referido existem 5 níveis de dano que serão representados em numeração romana. Os níveis de dano dependem do comportamento da estrutura. Hose (1999) define três tipos de comportamento, *brittle*, *strength degrading* e *ductile*, dependendo do andamento do gráfico força-deslocamento, neste caso considerou-se um comportamento dúctil. Para o parâmetro de deformação residual normalizada existem os seguintes níveis:

- Nível I – RDI = 0,1;
- Nível II – RDI = 0,25;
- Nível III – RDI = 0,5;
- Nível IV – RDI = 3;
- Nível V – RDI = 5.

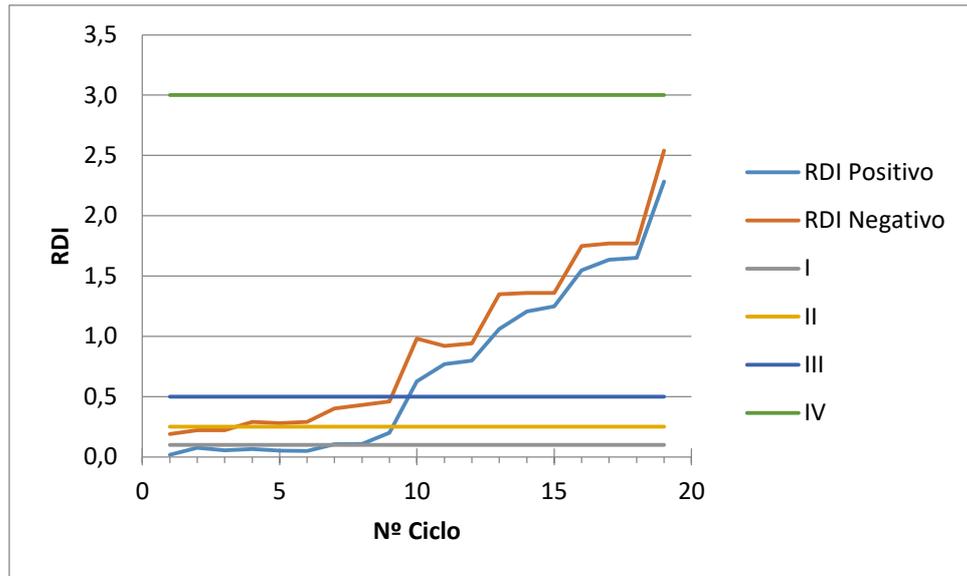


Figura 5.45 - Classificação do Nível de Dano - RDI - Ensaio 4

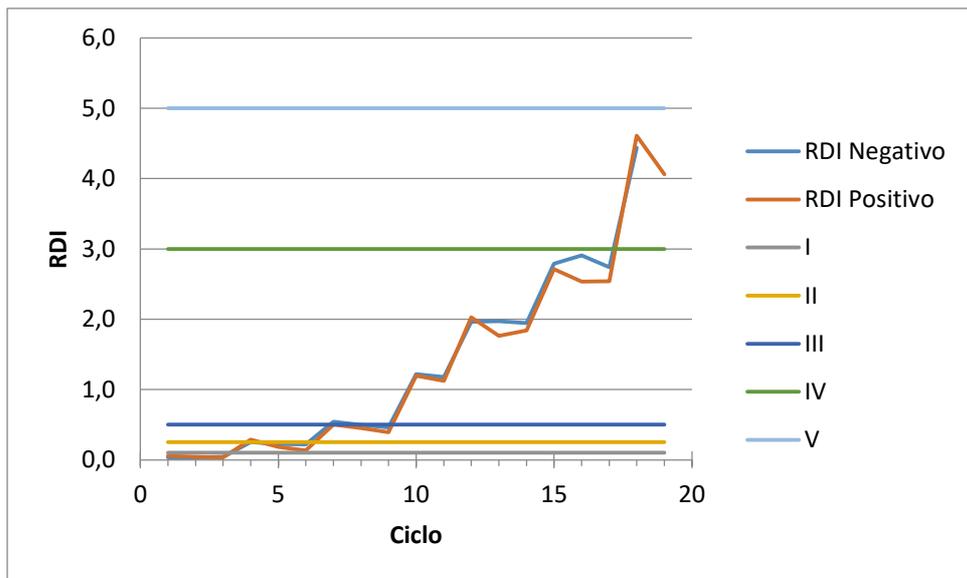


Figura 5.46 - Classificação do Nível de Dano - RDI - Ensaio 5

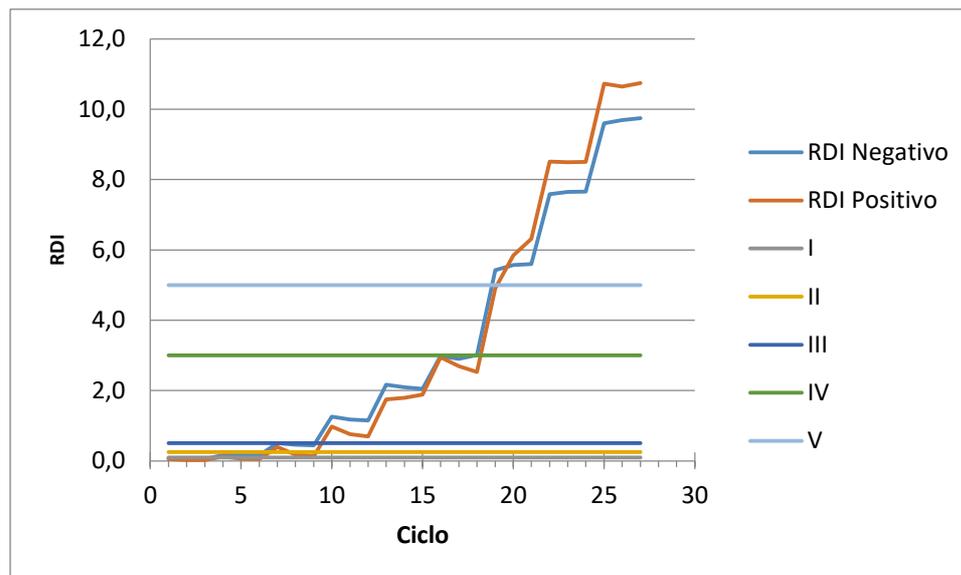


Figura 5.47 - Classificação do Nível de Dano - RDI - Ensaio 6

Analisando as Figuras 5.45-5.47 podemos verificar que a quantificação do nível de dano segundo o RDI está relacionada com o que foi verificado durante o ensaio. No final do quarto ensaio verificou-se que não ocorreu praticamente nenhuma fendilhação, existindo apenas um afastamento entre a viga e o pilar, na zona das chapas. O aspeto final do varão também evidenciava algum dano. No quinto ensaio também não se verificou fendilhação relevante no betão. O afastamento entre chapas foi relevante e a viga ainda sofreu uma rotação em torno do eixo paralelo do actuador e de torção. O aspeto final do varão também evidenciava algum dano. Por fim no 6º ensaio o dano foi bastante superior, com bastante fendilhação, destacamento do betão e afastamentos entre chapas relevantes. Com isto podemos constatar que o dano foi crescendo com as soluções (foram realizados diferentes números de ciclos para cada ensaio, no entanto esta comparação é feita através do ciclo 19).

Analisando agora o dano através do amortecimento viscoso equivalente (Figuras 5.48-5.50), este apresenta os seguintes limites:

- Nível I – $\xi_{eq} < 8$;
- Nível II – $\xi_{eq} = 8$;
- Nível III – $\xi_{eq} = 10$;
- Nível IV – $\xi_{eq} = 20$;
- Nível V – $\xi_{eq} = 25$.

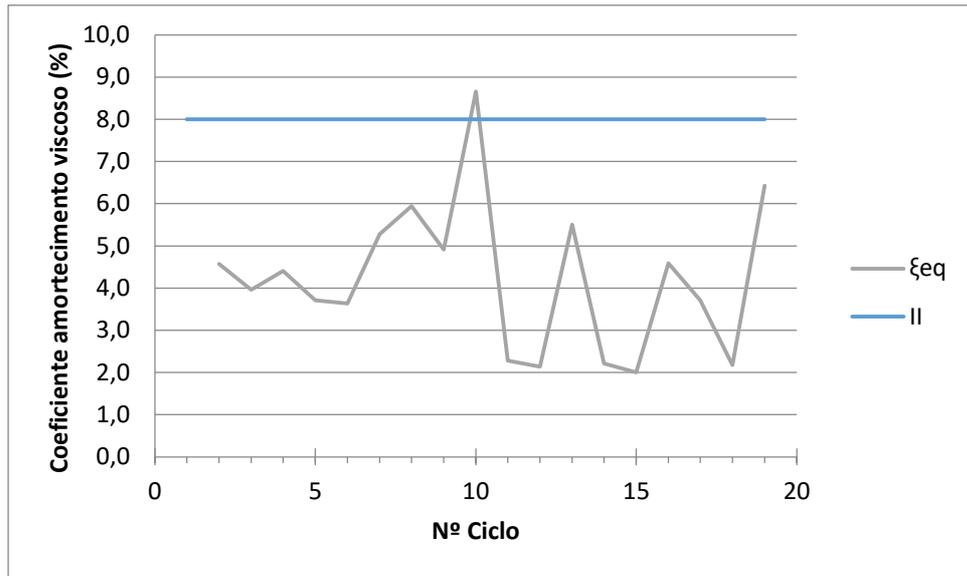


Figura 5.48 - Classificação do Nível de Dano - ξ_{eq} - Ensaio 4

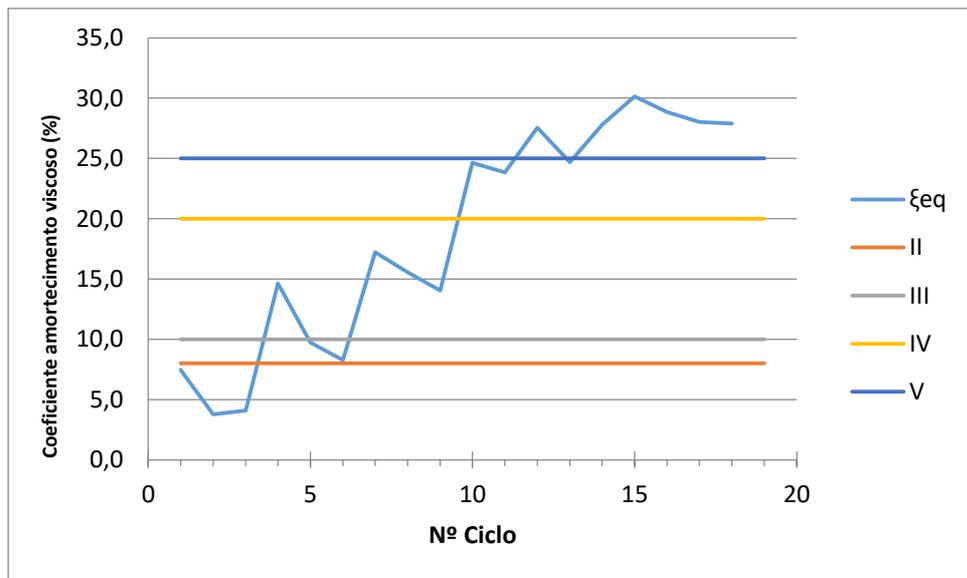


Figura 5.49 - Classificação do Nível de Dano - ξ_{eq} - Ensaio 5

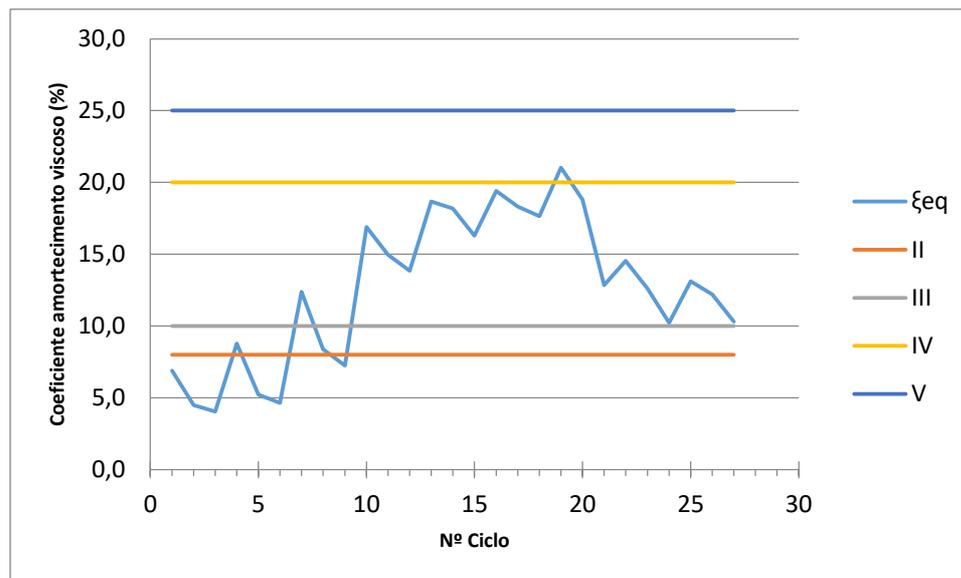


Figura 5.50 - Classificação do Nível de Dano - ξ_{eq} - Ensaio 6

Os dois parâmetros de dano apresentam diferentes níveis de dano. Isto deve-se aos diferentes pressupostos em que se baseiam. No caso do quarto ensaio, o nível máximo de dano através do RDI é de nível III, e aplicando o amortecimento viscoso equivalente têm-se um nível máximo de dano de II, somente num ciclo, os restantes encontram-se com nível de dano I. Na Figura 5.11 constata-se esse fenómeno. O gráfico apresenta forças relativamente pequenas ao longo dos ciclos, tendo apenas incrementos nas zonas próximas dos deslocamentos máximos (dos respetivos ciclos). A consequência deste fenómeno é que as áreas correspondentes à energia dissipada sejam muito pequenas (como se pode verificar na Secção 5.5.1). Logo, os valores de amortecimento viscoso serão relativamente pequenos, no entanto para o mesmo gráfico força-deslocamento verificam-se grandes deslocamentos residuais, fruto da deformação residual dos varões. Daí que haja uma grande diferença nos níveis de dano.

No caso do quinto ensaio verifica-se que o maior nível de dano é apresentado pelo amortecimento viscoso equivalente, com nível V, relativamente à deformação residual normalizada, com nível IV. O modelo do quinto ensaio teve elevados valores de dissipação de energia, que resulta em valores de amortecimento viscoso equivalente elevados. Os deslocamentos residuais já não são tão elevados como no quarto ensaio pois existem dois varões que provocam um binário, mobilizando forças, e dificultam o afastamento entre chapas.

No sexto ensaio o nível de dano através do amortecimento viscoso é inferior (IV) ao RDI. Analisando os dois gráficos verificamos que a deformação residual normalizada apresenta uma monotonia sempre crescente, enquanto o amortecimento viscoso e-

quivalente apresenta uma monotonia crescente até ao ciclo 19 tendo depois sofrido um decréscimo. Este facto deve-se à dissipação de energia ter exibido o mesmo comportamento. O decréscimo da energia dissipada pode dever-se à perda de aderência entre o varão e o grout, nos varões inferiores, depromovendo assim a mobilização de força entre a viga e o pilar.

Pode-se concluir que a primeira solução foi a que teve menores valores de dano, no entanto a avaliação de dano não tem em conta a capacidade de carga das soluções.

6 Conclusões

O trabalho de investigação realizado incidiu no estudo do comportamento de três tipos de ligação viga-pilar de elementos pré-fabricados, utilizando ferrolhos betonados com o pilar e ligados à viga com auxílio de uma bainha de Ø70 mm, preenchida com grout na montagem.

A investigação dividiu-se em duas fases: em primeiro lugar elaborou-se um ensaio monotónico para cada solução, de forma a conhecer as suas características de resistência, rigidez e ductilidade. Posteriormente executou-se um procedimento de ensaio cíclico, para as três soluções, de forma a conhecer o comportamento das ligações à ação sísmica.

Em todos os ensaios a formação da rótula plástica deu-se sempre com a plastificação dos varões na zona da viga. Dadas as limitações do deslocamento do atuador não foi possível levar os varões à rotura. A formação da rótula nesta zona permite que o pilar praticamente não sofra consequências, apenas se registou nas soluções com dois e quatro ferrolhos algum esmagamento do betão na extremidade da consola, e alguma fendilhação. Relativamente à viga, a primeira solução não teve qualquer tipo de fendilhação tanto na bainha como no betão, a segunda teve registos pontuais de fendilhação, e por fim na última solução registou-se fendilhação em várias zonas sendo que nos últimos ciclos houve rotura do betão na zona das extremidades das baínhas. Em todas as soluções houve um afastamento entre chapas devido à deformação residual dos varões.

Outro aspeto evidenciado pela segunda solução no quinto ensaio, foi o facto de ambos os ferrolhos se encontrarem no eixo longitudinal da viga, o que pode ser propício a que a viga sofra torções, pois os varões em fase plástica apresentam um comportamento não linear e a existência do afastamento entre chapas pode provocar comportamentos

para os quais ligação não seja projetada. A terceira solução propicia alguma resistência a rotações em torno dos três eixos, garantido assim um maior controlo de deslocamentos.

Em termos quantitativos a terceira solução garantiu maiores resistências com uma força de cedência de 88,00 kN e uma força máxima de 148,28 kN, seguindo-se a segunda solução com uma força de cedência de 60,68 kN e uma força máxima de 74,48 kN, e a primeira solução com uma força de cedência de 38,36 kN e 43,12 kN de força máxima. De realçar que a terceira solução teve um valor de força máxima 3.4 vezes superior à primeira solução. A terceira solução relevou uma boa performance em fase plástica conseguindo mobilizar forças bastante superiores à força de cedência, as restantes duas soluções não tiveram essa capacidade. A primeira solução teve a capacidade de manter uma força constante ao longo da fase plástica. A segunda solução após a formação da rótula plástica mobilizou forças superiores às de cedência, tendo pouco tempo depois sofrido um decréscimo para valores inferiores à força de cedência, resultado da perda de aderência do varão inferior. Nos ensaios cíclicos a terceira solução foi também a que conseguiu mobilizar mais forças com uma força máxima no sentido positivo de 108,84 kN e 136,60 kN no sentido negativo, a segunda solução com 69,36 kN e 65,24 kN, e a primeira solução com 38,08 kN e 28,04 kN, respetivamente. A terceira solução conseguiu obter resistências bastante elevadas mesmo para drifts superiores a 5%, com o desenvolvimento do ensaio os valores de resistência para deslocamentos negativos foi sempre crescendo, tendo obtido o seu máximo no último ciclo (drift \approx 10.5%). Outro ponto a registar foi o facto da terceira solução, no ensaio cíclico, apresentar valores muito diferentes de força máxima. Este facto deve-se à perda de aderência entre os varões inferiores e o grout. Os ensaios cíclicos obtiveram resistências inferiores aos ensaios monotónicos consequência da degradação que os ciclos causam na ligação.

Relativamente à rigidez, a terceira solução foi a que apresentou um valor maior com 6,38 kN/mm a segunda com 4,46 kN/mm e a primeira com 2,30 kN/mm.

A segunda e terceira solução tiveram grande capacidade de dissipação de energia, com valores muito superiores à primeira solução. Consequentemente os resultados para o amortecimento viscoso equivalente tiveram o mesmo comportamento com a primeira solução a ter um valor máximo de 8,66, a segunda solução a ter um valor máximo de 30,15 e a terceira solução um valor máximo de 21,03. Relativamente à deformação residual normalizada a terceira solução foi a que apresentou valores mais altos, com um máximo de 10,74, a segunda solução com um valor máximo de 4,61 e a primeira um valor máximo de 2,54.

Foi também elaborada uma avaliação do dano através dos parâmetros definidos por Hose (1999), deformação residual normalizada e amortecimento viscoso equivalente, onde a primeira solução teve valores mais baixos de dano.

6.1 Desenvolvimentos Futuros

Para além das questões que motivaram a realização deste estudo, durante a realização do mesmo surgiram outras, igualmente pertinentes, que deverão orientar o desenvolvimento de trabalhos futuros, seguidamente apresentadas:

- Determinação de modelos de escoras e tirantes para análise do modelo;
- Estudo da aderência entre o varão-grout-bainha-betão, e respetiva melhoria;
- Modelos analíticos para dimensionamento dos ferrolhos.

Referências

ACI Committee 318. (1995). *Building Code Requirements for Structural Concrete*. (ACI 318-95) and commentary. American Concrete Institute.

Appleton, J. (2013). *Estruturas de Betão*. Volume 1, Edições Orion, Amadora.

ASCE 41-13 (2014). *Seismic Evaluation and Retrofit of Existing Buildings*, American Society of Civil Engineers.

Bachmann, H., & Steinle, A. (2011). *Precast Concrete Structures*. Berlin: Ernst & Sohn.

Bennett, D. (2005). *The Art of Precast Concrete: Colour, Texture, Expression*. Birkhäuser, Boston.

Bull, D. K. (2000). *Guidelines for the use of structural precast concrete in buildings*. Centre for Advanced Engineering, University of Canterbury.

Carvalho Costa, P. (2015). *Estruturas Pré-Fabricadas do Tipo Industrial*, Dissertação de Mestrado, Instituto Superior Técnico, Universidade Técnica de Lisboa, Outubro.

Elliott, K. (2002). *Precast Concrete Structures*. Butterworth-Heinemann, Oxford.

Englekirk, R. E. (2003). *Seismic Design of Reinforced and Precast Concrete Buildings*. John Wiley & Sons.

Faustino, P.; Chastre, C. (2015). *Flexural Strengthening of Columns with CFRP Composites and Stainless Steel: Cyclic Behavior*, Journal of Structural Engineering, Setembro.

FEMA 356 (2000). *Prestandard and Commentary for the Seismic Rehabilitation of Buildings*, Federal Emergency Management Agency, Washington, D.C, Novembro.

Fernández-Ordóñez, D. (2015). *Conexiones en Elementos Prefabricados*, Seminário Internacional sobre Ligações Estruturais, Outubro.

FIB – Task Group 7.3 (2003). *Seismic Design of Precast Concrete Building Structures*, Bulletin 27, Lausane, Outubro.

FIB – Task Group 6.4 (2004). *Precast Concrete Bridges*, Bulletin 29, Lausane, Novembro.

FIB – Task Group 6.2 (2008). *Structural Connections for Precast Concrete Buildings*, Bulletin 43, Lausane, Fevereiro.

Reis, A. G. (2012). *Ligação Viga – Pilar de Alto Desempenho Sísmico*, Dissertação de Doutoramento, Faculdade de Ciências e Tecnologia, Universidade Nova de Lisboa, Dezembro.

Hose, Y. D.; Seible, F. (1999). *Performance Evaluation Database for Concrete Bridge Components and systems under Simulated Seismic Loads*, Department of Structural Engineering, University of California, San Diego, Novembro.

Lúcio, V.; Marreiros, R. (2005). *Estado do Conhecimento em Aderência de Várões Nervurados de Aço ao Betão em Elementos de Betão Armado*, Centro de Investigação em Estruturas e Construção da UNL, Setembro.

Marreiros, R. (2014). *Precast Concrete Wall-Foundation Connection*, Dissertação de Doutoramento, Faculdade de Ciências e Tecnologia, Universidade Nova de Lisboa, Outubro.

Negro, P.; Toniolo, G. (2012). *Design Guidelines for Connections of Precast Structures Under Seismic Actions*, JRC Scientific and Policy Reports, European Commission.

NP EN 1998-1-2010 (2010). *Eurocódigo 8 – Projeto de Estruturas para Resistência aos Sísmos. Parte 1: Regras Gerais, Ações Sísmicas e Regras para Edifícios*, Instituto Português da Qualidade.

Oliveira, A. F. (2012). *Desenvolvimento de um Sistema de Ligação Viga-Pilar em Estrutura Pré-Fabricada com Transmissão de Momento Flector*, Dissertação de Mestrado, Faculdade de Ciências e Tecnologia, Universidade Nova de Lisboa, Julho.

Park, R. (2002). *Seismic Design and Construction of Precast Concrete Buildings in New Zealand*. PCI journal, 47(5), pp. 60-75.

Park, Y.; Ang, A. (1985). *Mechanistic Seismic Damage Model for Reinforced Concrete*, Journal of Structural Engineering, Abril.

Park, Y. et al. (1987). *Damage-Limiting Aseismic Design of Buildings*, Earthquake Spectra, Vol. 3, nº 1, Fevereiro, pp. 1-26.

PCI (1999). *PCI Handbook Precast Prestressed Concrete*, PCI – Prestressed Concrete Institute, Fifth Edition, Chicago.

Santos, S. G. P. (1984). *Comportamento de Ligações de Estruturas Prefabricadas de Betão*, Tese para especialista do Laboratório Nacional de Engenharia Civil, LNEC, Lisboa, Junho.

Priestley, M. N. (1993). *Myths and fallacies in earthquake engineering—conflicts between design and reality*. Bulletin of the New Zealand National Society for Earthquake Engineering, 26(3), pp. 329-341.

Psycharis, I. (2012). *Beam-to-Column Connections*. Safecast - Performance of Innovative Mechanical Connections in Precast Buildings Structures Under Seismic Conditions, Ispra, Fevereiro.

Tsoukantas, S. (2009). *SEVIPS, Greek National Association of Precast Concrete Producers*. Safecast - Performance of Innovative Mechanical Connections in Precast Buildings Structures Under Seismic Conditions, Ispra, Outubro.

Varum, H. A. (2003). *Avaliação, Reparação e Reforço Sísmico de Edifícios Existentes*, Dissertação de Doutoramento, Universidade de Aveiro

Yuksel, E. (2012). *Analytical Modelling of the Hybrid Beam to Column Connections*. Istanbul Technical University, Turkey, Fevereiro.

Anexos

Anexo A

Caracterização do Betão do Ensaio 1

Os ensaios de caracterização do betão foram realizados no 22/01/16.

Os resultados estão apresentados nas Tabelas A.1 e A.2.

Tabela A.1 - Tabela resumo da caracterização do betão utilizado no primeiro ensaio, obtidos a partir do ensaio à compressão em cubos

Provetes	Idade (dias)	Peso (kg)	Área (cm ²)	Força (kN)	f _{ci} (MPa)	f _{cm} (MPa)
1.01	51	7,93	225,00	1156	51,38	51,27
1.02	51	8,03	225,00	1184	52,62	
1.03	51	7,93	225,00	1094	48,62	
1.04	51	8,14	225,00	1180	52,44	

Tabela A.2 - Tabela resumo da caracterização do betão utilizado no primeiro ensaio, obtidos a partir do ensaio à compressão em cilindros

Provetes	Idade (dias)	Peso (kg)	Área (cm ²)	Força (kN)	f _{ci} (MPa)	f _{cm} (MPa)
1.11	51	12,49	176,71	847	47,93	47,95
1.12	51	12,50	176,71	880	49,80	
1.12	51	12,42	176,72	815	46,12	

Caracterização do Betão do Ensaio 2

Os ensaios de caracterização do betão foram realizados no 09/03/16.

Os resultados estão apresentados nas Tabelas A.3 e A.4.

Tabela A.3 - Tabela resumo da caracterização do betão utilizado no segundo ensaio, obtidos a partir do ensaio à compressão em cubos

Provetes	Idade (dias)	Peso (kg)	Área (cm ²)	Força (kN)	f _{ci} (MPa)	f _{cm} (MPa)
2.01	97	7,94	225,00	1368	60,80	58,93
2.02	97	7,85	225,00	1270	56,44	
2.03	97	7,73	225,00	1244	55,29	
2.04	97	7,87	225,00	1422	63,20	

Tabela A.4 - Tabela resumo da caracterização do betão utilizado no segundo ensaio, obtidos a partir do ensaio à compressão em cilindros

Provetes	Idade (dias)	Peso (kg)	Área (cm ²)	Força (kN)	f _{ci} (MPa)	f _{cm} (MPa)
2.11	97	12,14	176,71	1027	58,12	57,93
2.12	97	13,30	176,71	1059	59,93	
2.13	97	12,15	176,71	985	55,74	

Caracterização do Betão do Ensaio 3

Os ensaios de caracterização do betão foram realizados no 10/03/16.

Os resultados estão apresentados nas Tabelas A.5 e A.6.

Tabela A.5 - Tabela resumo da caracterização do betão utilizado no terceiro ensaio, obtidos a partir do ensaio à compressão em cubos

Provetes	Idade (dias)	Peso (kg)	Área (cm ²)	Força (kN)	f _{ci} (MPa)	f _{cm} (MPa)
3.03	94	8,02	225,00	1457	64,76	66,76
3.04	94	8,02	225,00	1547	68,76	

Tabela A.6 - Tabela resumo da caracterização do betão utilizado no terceiro ensaio, obtidos a partir do ensaio à compressão em cilindros

Provetes	Idade (dias)	Peso (kg)	Área (cm ²)	Força (kN)	f _{ci} (MPa)	f _{cm} (MPa)
3.11	94	12,47	176,71	1127	53,82	62,95
3.12	94	12,42	176,71	1091	52,23	
3.13	94	12,45	174,36	1104	50,99	

Caracterização do Betão do Ensaio 4

Os ensaios de caracterização do betão foram realizados no 15/02/16.

Os resultados estão apresentados nas Tabelas A.7 e A.8.

Tabela A.7 - Tabela resumo da caracterização do betão utilizado no quarto ensaio, obtidos a partir do ensaio à compressão em cubos

Provetes	Idade (dias)	Peso (kg)	Área (cm ²)	Força (kN)	f _{ci} (MPa)	f _{cm} (MPa)
4.01	74	7,91	225,00	1105	49,11	52,99
4.02	74	8,03	225,00	1288	57,24	
4.03	74	8,01	225,00	1128	50,13	
4.04	74	7,98	225,00	1248	55,47	

Tabela A.8 - Tabela resumo da caracterização do betão utilizado no quarto ensaio, obtidos a partir do ensaio à compressão em cilindros

Provetes	Idade (dias)	Peso (kg)	Área (cm ²)	Força (kN)	f _{ci} (MPa)	f _{cm} (MPa)
4.11	74	12,43	176,71	951	53,82	52,35
4.12	74	12,30	176,71	923	52,23	
4.13	74	12,40	176,71	901	50,99	

Caracterização do Betão do Ensaio 5

Os ensaios de caracterização do betão foram realizados no 06/04/16.

Os resultados estão apresentados nas Tabelas A.9 e A.10.

Tabela A.9 - Tabela resumo da caracterização do betão utilizado no quinto ensaio, obtidos a partir do ensaio à compressão em cubos

Provetes	Idade (dias)	Peso (kg)	Área (cm ²)	Força (kN)	f _{ci} (MPa)	f _{cm} (MPa)
5.01	122	7,67	225,00	1388	61,69	59,41
5.02	122	7,84	225,00	1329	59,07	
5.03	122	7,78	225,00	1350	60,00	
5.04	122	7,78	225,00	1280	56,89	

Tabela A.10 - Tabela resumo da caracterização do betão utilizado no quinto ensaio, obtidos a partir do ensaio à compressão em cilindros

Provetes	Idade (dias)	Peso (kg)	Área (cm ²)	Força (kN)	f _{ci} (MPa)	f _{cm} (MPa)
5.11	122	12,14	176,71	1058	59,87	60,89
5.12	122	12,20	176,71	1031	58,34	
5.13	122	12,32	176,71	1139	64,46	

Caracterização do Betão do Ensaio 6

Os ensaios de caracterização do betão foram realizados no 15/04/16.

Os resultados estão apresentados nas Tabelas A.11 e A.12.

Tabela A.11 - Tabela resumo da caracterização do betão utilizado no sexto ensaio, obtidos a partir do ensaio à compressão em cubos

Provetes	Idade (dias)	Peso (kg)	Área (cm ²)	Força (kN)	f _{ci} (MPa)	f _{cm} (MPa)
6.01	128	8,01	225,00	1308	58,13	59,09
6.02	128	7,78	225,00	1351	60,04	

Tabela A.12 - Tabela resumo da caracterização do betão utilizado no sexto ensaio, obtidos a partir do ensaio à compressão em cilindros

Provetes	Idade (dias)	Peso (kg)	Área (cm ²)	Força (kN)	f _{ci} (MPa)	f _{cm} (MPa)
6.11	128	12,40	176,71	997	56,42	54,72
6.12	128	12,13	176,71	949	53,70	
6.13	128	12,32	176,71	955	54,04	

Anexo B

Ensaio 1

As baínhas foram preenchidas dia 15 de Janeiro, tendo o ensaio ocorrido 7 dias depois. Nas Tabelas B.1 e B.2 apresentam-se os resultados.

Tabela B.1 - Ensaio dos Provetes de Grout à Flexão - Ensaio 1

Provete	Peso [kg]	Força [N]	Momento [N.m]	σ [MPa]	σ média [MPa]
1	0,525	1240	31,00	2,91	2,65
2	0,540	765	19,12	1,79	
3	0,535	1393	34,82	3,26	

Tabela B.2 - Ensaio dos Provetes de Grout à Compressão - Ensaio 1

Provete	Força [kN]	Média [kN]	Área [cm ²]	σ [MPa]	σ média f [MPa]
1.0	42,0	42,0	16,0	26,25	26,98
1.1	42,0				
2.0	44,0	43,5	16,0	27,19	
2.1	43,0				
3.0	42,0	44,0	16,0	27,50	
3.1	46,0				

Ensaio 2

As baínhas foram preenchidas dia 03 de Fevereiro, tendo o ensaio ocorrido 13 dias depois. Nas Tabelas B.3 e B.4 apresentam-se os resultados.

Tabela B.3 - Ensaio dos Provetes de Grout à Flexão - Ensaio 2

Provete	Peso [kg]	Força [N]	Momento [N.m]	σ [MPa]	σ média [MPa]
1	0,525	1175	29,38	2,75	2,75
2	0,540	1085	27,13	2,54	
3	0,535	1261	31,53	2,96	

Tabela B.4 - Ensaio dos Provetes de Grout à Compressão - Ensaio 2

Provete	Força [kN]	Média [kN]	Área [cm ²]	σ [MPa]	σ média f [MPa]
1.0	53,0	48,5	16,0	30,31	30,73
1.1	44,0				
2.0	51,0	49,0	16,0	30,63	
2.1	47,0				
3.0	50,0	50,0	16,0	31,25	
3.1	50,0				

Ensaio 3

As bairnas foram preenchidas dia 02 de Março, tendo o ensaio ocorrido 8 dias depois. Nas Tabelas B.5, B.6, B.7 e B.8 apresentam-se os resultados.

Tabela B.5 - Ensaio dos Provete de Grout à Flexão - Ensaio 3 – Baínha Superior

Provete	Peso [kg]	Força [N]	Momento [N.m]	σ [MPa]	σ média [MPa]
1	0,535	1367	34,18	3,20	2,90
2	0,530	1133	28,33	2,66	
3	0,535	1217	30,43	2,85	

Tabela B.6 - Ensaio dos Provete de Grout à Flexão - Ensaio 3 – Baínha Inferior

Provete	Peso [kg]	Força [N]	Momento [N.m]	σ [MPa]	σ média [MPa]
1	0,535	1405	35,13	3,29	3,07
2	0,535	1408	35,20	3,30	
3	0,530	1121	28,03	2,63	

Tabela B.7 - Ensaio dos Provete de Grout à Compressão - Ensaio 3 – Baínha Superior

Provete	Força [kN]	Média [kN]	Área [cm ²]	σ [MPa]	σ média f [MPa]
1.0	45	45,5	16,0	28,44	27.81
1.1	46				
2.0	45	45,5	16,0	28,44	
2.1	46				
3.0	43	42,5	16,0	26,56	
3.1	42				

Tabela B.8 - Ensaio dos Provete de Grout à Compressão - Ensaio 3 – Baínha Inferior

Provete	Força [kN]	Média [kN]	Área [cm ²]	σ [MPa]	σ média f [MPa]
1.0	51	51,5	16,0	32,19	31,57
1.1	52				
2.0	55	53,0	16,0	33,13	
2.1	51				
3.0	48	47,0	16,0	29,38	
3.1	46				

Ensaio 4

As baínhas foram preenchidas dia 17 de Março, tendo o ensaio ocorrido 12 dias depois. Nas Tabelas B.9 e B.10 apresentam-se os resultados.

Tabela B.9 - Ensaio dos Provetes de Grout à Flexão - Ensaio 4

Provete	Peso [kg]	Força [N]	Momento [N.m]	σ [MPa]	σ média [MPa]
1	0,523	1776	44,40	4,16	4,14
2	0,520	1656	41,40	3,88	
3	0,532	1868	46,70	4,38	

Tabela B.10 - Ensaio dos Provetes de Grout à Compressão - Ensaio 4

Provete	Força [kN]	Média [kN]	Área [cm ²]	σ [MPa]	σ média f [MPa]
1.0	36	38,5	16,0	24,06	25,10
1.1	41				
2.0	40	40,0	16,0	25,00	
2.1	40				
3.0	40	42,0	16,0	26,25	
3.1	44				

Ensaio 5

As bnhas foram preenchidas dia 31 de Março, tendo o ensaio ocorrido 6 dias depois. Nas Tabelas B.11 e B.12 apresentam-se os resultados.

Tabela B.11 - Ensaio dos Provete de Grout  Flexão - Ensaio 5

Provete	Peso [kg]	Força [N]	Momento [N.m]	σ [MPa]	σ média [MPa]
1	0,540	1695	42,38	2,75	2,75
2	0,570	1760	44,00	2,54	
3	0,585	1669	41,73	2,96	

Tabela B.12 - Ensaio dos Provete de Grout  Compressão - Ensaio 5

Provete	Força [kN]	Média [kN]	área [cm ²]	σ [MPa]	σ média f [MPa]
1.0	63	48,5	16,0	30,31	30,73
1.1	63				
2.0	66	49,0	16,0	30,63	
2.1	64				
3.0	64	50,0	16,0	31,25	
3.1	59				

Ensaio 6

As bnhas foram preenchidas dia 08 de Abril, tendo o ensaio ocorrido 7 dias depois. Nas Tabelas B.13, B.14, B.15 e B.16 apresentam-se os resultados.

Tabela B.13- Ensaio dos Provete de Grout à Flexão - Ensaio 6 – Bnha Superior

Provete	Peso [kg]	Força [N]	Momento [N.m]	σ [MPa]	σ média [MPa]
1	0,533	2181	54,53	5,11	5,05
2	0,554	2230	55,75	5,23	
3	0,555	2049	51,23	4,80	

Tabela B.14 - Ensaio dos Provete de Grout à Flexão - Ensaio 6 – Bnha Inferior

Provete	Peso [kg]	Força [N]	Momento [N.m]	σ [MPa]	σ média [MPa]
1	0,528	2178	54,45	5,10	5,03
2	0,547	2082	52,05	4,88	
3	0,540	2184	54,60	5,12	

Tabela B.15 - Ensaio dos Provete de Grout à Compressão - Ensaio 6 – Bnha Superior

Provete	Força [kN]	Média [kN]	área [cm ²]	σ [MPa]	σ média f [MPa]
1.0	60	59,5	16,0	37,19	36,98
1.1	59				
2.0	61	60,0	16,0	37,50	
2.1	59				
3.0	59	58,0	16,0	36,25	
3.1	57				

Tabela B.16 - Ensaio dos Provete de Grout à Compressão - Ensaio 6 – Bnha Inferior

Provete	Força [kN]	Média [kN]	área [cm ²]	σ [MPa]	σ média f [MPa]
1.0	54	55,0	16,0	34,38	35,11
1.1	56				
2.0	57	57,0	16,0	35,63	
2.1	57				
3.0	56	56,5	16,0	35,31	
3.1	57				

Anexo C

CERTIFICADO DE INSPECÇÃO 3.1 - EN 10204

Inspection Certificate 3.1

3979MO15

PAGINA/Page: 1 N.º ENCOMENDA/Order N.º: 15/1195MO/7 DATA/Date: 16/11/2015

CLIENTE/Customer: J. SOARES CORREIA - ARMAZENS DE FERRO, S.A.

DESTINO/Destination: LUGAR DE BATUDES TLF. + 21 2387420

QUALIDADE/Grade: LNEC E 460 TIPO/Type: A500 NR SD

NORMA Standard: LNEC E 460

N.º DOCUMENTO DE CLASSIFICAÇÃO LNEC LNEC Classification Document N.º: DC 317

N.º DA LICENÇA MARCA CERTIF PRODUTO CERTIFICADO Licence N.º CERTIF Certified Product Mark: PSG-019/2015

* NOTAS / Remarks

Dimensões em mm. Dimension in mm.
 Secção em mm². Section in mm².
 C, Si, Cr, Ni, Cu, Mn e Caq em Centésimas g. 60, Cu, Ni, Cu, Mn and Caq x 100.
 P, S, V e restantes elementos em Milésimas P, S, V and others x 1000.
 Tensão de Cedência e Tensão de Ruptura em MPa (N/mm²). Yield Strength and Tensile Strength in MPa (N/mm²).
 Alongamento e Agl em %. Elongation and Agl %.



VAZAMENTO Heat			COMPOSIÇÃO QUÍMICA DO AÇO NO V.C. EM % DE: Chemical composition of the steel (cast analysis) in % of:						MEDIÇÃO DE NERVURAS Measurement of ribs				ENSAIOS DE TRACÇÃO Tensile tests						DOB-DES
N.º	Ø	COMPRIMENTO	C	P	S	Cu	N	Caq	h	c	PSC	IR	Re	Rm	Rm/Re	%A	Agl	Re/500	
396618/1	25	12000	21	31	20	44	9	38	2,34	14,5	7,2	0,098	553	663	1,20	18,0	10,3	1,11	S
396619/1	25	12000	22	33	24	45	9	39	2,29	14,6	7,4	0,095	553	666	1,21	17,5	9,9	1,11	S

J. SOARES CORREIA
 ARMAZENS DE FERRO, S.A.

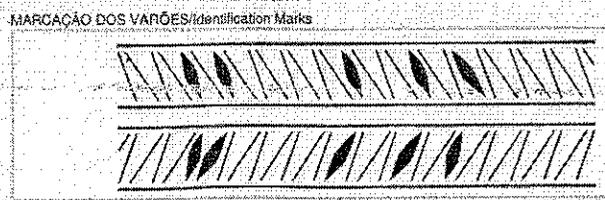
VALIDAÇÃO CERTIFICADO

Cliente: Concrect

Enc. n.º _____ GR n.º 15/1195MO/7

Cópia conforme original Oliver

PQ. 10.07(V1.0) Data: 16/11/2015



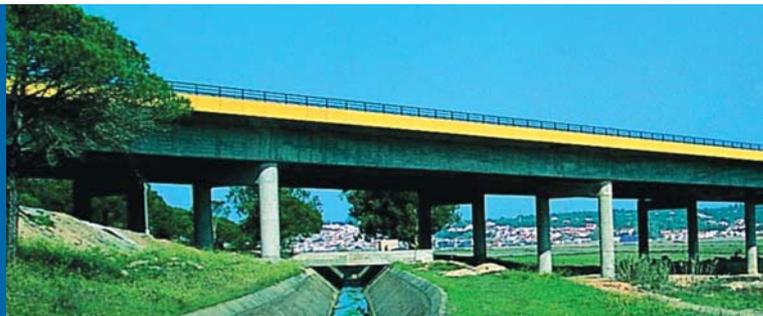
DEPARTAMENTO DA QUALIDADE/Quality Department

Amador

Anexo D

CEM I 42,5R

Cimento Portland



Locais de Produção

Fábrica Secil-Outão
Fábrica Maceira-Liz

Embalagem

Granel
Sacos de 40kg

Certificação

Cimento certificado segundo a NP EN 197-1.
Certificados de Conformidade 0856-CPD-0118 e 0856-CPD-0124.

Composição do Produto (Núcleo Cimento)

95% a 100% Clínquer Portland
0% a 5% Outros Constituintes

Principais Aplicações

O Cimento Portland CEM I 42,5R é um produto de elevada qualidade e performance muito utilizado em obras de engenharia civil e na fabricação de betões de elevada e muito elevada resistência. É também particularmente adaptado aos trabalhos onde se exige uma resistência muito elevada aos primeiros dias após aplicação.

As principais aplicações deste cimento são:

- betão pronto ou fabricado em obra de elevada e muito elevada resistência inicial ou final;
- betões leves de elevada resistência;
- betão com aplicação de pré-esforço a idades jovens;
- betão aplicado em tempo frio;
- prefabricação ligeira preesforçada e pesada com alta rotatividade de moldes e pistas;
- caldas de selagem e injeção.

Principais Características

Cimento de cor cinzenta, com elevado calor de hidratação.

Desenvolvimento rápido de resistências (resistência inicial elevada).

Resistências finais dentro dos valores da classe indicada (resistências aos 28 dias).

Advertências Específicas

O correcto desenvolvimento de resistências é muito sensível ao processo de cura.

- devem tomar-se cuidados para evitar a dissecação de todas as peças betonadas;
- devem evitar-se betonagens em tempo muito quente.

Este cimento permite a fabricação de betões de elevado desempenho mecânico, recomendando-se o estudo prévio de composições para obter a melhor performance.

A utilização deste cimento é compatível com a introdução de adições de hidraulicidade latente e é usual a utilização de adjuvantes para melhoria da trabalhabilidade com eventual redução da relação água/cimento.

Informação de Segurança

O manuseamento do cimento em pó pode causar irritação dos olhos e vias respiratórias. Quando misturado com água pode ainda causar sensibilização da pele. Aconselha-se o uso de máscara anti-poeiras para protecção respiratória, luvas de protecção das mãos, óculos de protecção dos olhos e fato de trabalho para protecção da pele.

Para informação detalhada consulte a Ficha de Dados de Segurança deste produto.

Características Químicas

Propriedades	Método de Ensaio	Valor Especificado (1)
Perda ao Fogo	NP EN 196-2	≤ 5,0%
Resíduo Insolúvel	NP EN 196-2	≤ 5,0%
Teor de Sulfatos (em SO ₃)	NP EN 196-2	≤ 4,0%
Teor de Cloretos	NP EN 196-21	≤ 0,10%

(1) As percentagens são referidas à massa de cimento.

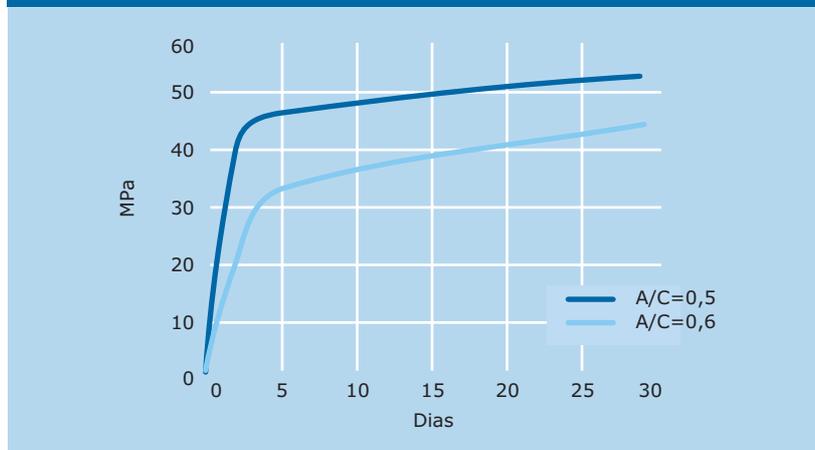
Características Mecânicas

Resistência à Compressão (MPa)			
Resistência aos primeiros dias		Resistência de referência	NP EN 196-1
2 dias	7 dias		
≥ 20	-	≥ 42,5 e ≤ 62,5	

Características Físicas

Propriedades	Método de Ensaio	Valor Especificado
Princípio de Presa	NP EN 196-3	≥ 60 min
Expansibilidade	NP EN 196-3	≤ 10 mm

Valores médios indicativos da resistência à compressão de betão fabricado com 350 Kg/m³ de cimento CEM I 42,5R



Autoestrada A2.
Ponte de Alcácer do Sal.



Companhia Geral de Cal e Cimento, S.A.

Direcção Comercial
Av. das Forças Armadas, 125 6º
1600-079 LISBOA
Tel. 217 927 100 . Fax. 217 936 200

Vendas Norte
Tel. 226 078 410 . Fax. 226 078 411

Vendas Centro
Tel. 244 779 500 . Fax. 244 777 455

Vendas Sul
Tel. 212 198 280 . Fax. 212 198 229

Cimento Branco
Tel. 244 587 700 . Fax. 244 589 652

Departamento Técnico-Comercial
Tel. 212 198 280 . Fax. 212 198 229

E-mail - comercial@secil.pt
Site - www.secil.pt

Anexo E

MasterFlow 765

Antes: MASTERFLOW 44

Argamassa fluída, de retracção compensada, para enchimentos e ancoragens

DESCRIÇÃO

MasterFlow 765 é uma argamassa à base de cimento, adjuvantes especiais e agregados seleccionados.

CAMPO DE APLICAÇÃO

- Enchimentos de bancadas de maquinarias;
- Ancoragens em geral: de maquinaria, pilares, pernos, barras de aço, postes, tubos, etc;
- Nivelamento de apoios de pontes.

Para outras aplicações não mencionadas acima, contactar a BASF Portuguesa, S.A.

PROPRIEDADES

- Retracção compensada;
- Consistência fluída sem segregação nem exsudação depois de amassado;
- Elevadas resistências iniciais e finais;
- Elevado poder autonivelante e de enchimento;
- Uma vez endurecido é impermeável à água, óleos, gorduras e a todos os derivados de petróleo;
- Isento de substâncias agressivas para o betão ou para o ferro.

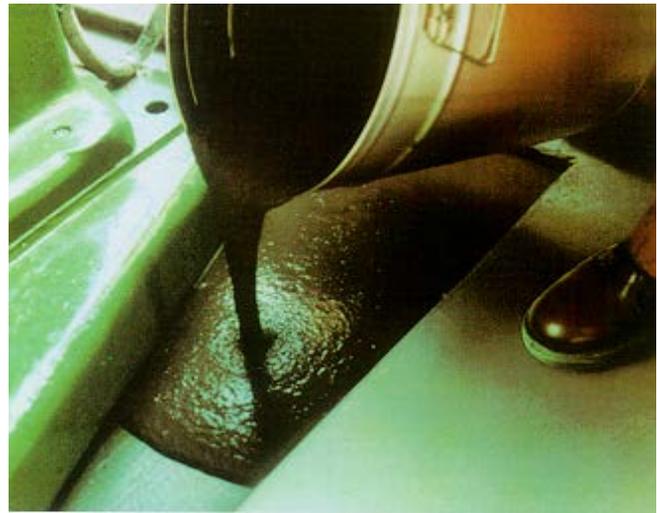
MODO DE APLICAÇÃO

(a) Suporte: deve estar firme, limpo, rugoso e livre de óleos, gorduras, pinturas, restos de óleos, descofrantes, pó, etc.

O suporte deverá ter uma temperatura mínima de +5°C. Deverá humedecer-se até à sua saturação, que se conseguirá até o suporte não absorver mais água passados alguns minutos da sua aplicação.

Suportes especialmente absorventes ou muito porosos deverão levar primário com ponte de união epoxy MasterEmaco P 2000 BP ou hidráulica MasterEmaco P 200.

Nos enchimentos de furações deve eliminar-se o pó e restos de sujidade assim como a água dos poços de água com ar pressurizado.



BASF Construction Chemicals España, S.L.
Carretera del Mig, 219
08907 L'Hospitalet de Llobregat (Barcelona)
13
00208- 0099/CPR/B15/0014

EN 1504 - 6

Argamassa cimentícia fluída para ancoragens

Resistência ao deslocamento por extensão sob carga de 75 KN	≤ 0,6 mm
Teor de cloretos	≤ 0,05%
Reacção ao fogo	Classe A1
Substâncias perigosas	Cumprir com 5.3

(b) Mistura: num recipiente limpo que contenha 2/3 de água prevista, verter pouco a pouco MasterFlow 765, enquanto se mistura cuidadosamente. Adicionar a restante água pouco a pouco. Não deve adicionar-se mais água do que a recomendada. Pode amassar-se com agitadora a baixas rotações, betoneira ou misturadora tipo Collomix. Deverá prolongar-se a mistura até obter uma argamassa fluída e sem grumos. Nunca adicionar mais água à argamassa que tenha perdido a sua consistência.

MasterFlow 765

Antes: MASTERFLOW 44

Argamassa fluída, de retracção compensada, para enchimentos e ancoragens

Dar um tempo de maturação de aproximadamente 5 minutos, após os quais misturar brevemente. Pode reduzir-se a quantidade de água de amassadura indicada obtendo uma argamassa de consistência plástica, com o objectivo de obter maiores resistências mecânicas. Para aplicações superiores a 50 mm pode misturar-se com Grout Filler (enchimento calibrado especial) numa proporção de 1 parte de Grout Filler para 2 partes de MasterFlow 765.

(c) Aplicação: depois de misturado proceder-se ao enchimento previsto.

Deve evitar-se trajectos excessivamente longos entre o local da mistura e de aplicação na obra, uma vez que o transporte do produto pode provocar uma decantação. Para enchimentos é conveniente verter o material ajudando a sua progressão com uma vareta. Para enchimentos inferiores deve prever-se uma saída de ar colocando um tubo de plástico que se extrai lentamente.

No caso de utilização de argamassas de consistência plástica, será necessário auxiliar a compactação através de uma ligeira vibração.

(d) Cura: uma vez vertido, MasterFlow 765 deve ser protegido do sol, vento, etc. É conveniente tapá-lo com serapilheiras húmidas durante 2 ou 3 dias. A operação de cura é imprescindível em todos os casos.

No caso de enchimento sob cofragens deverá esperar-se 24 horas para realizar a descofragem (a 20°C).

LIMPEZA DE FERRAMENTAS

As ferramentas podem ser limpas enquanto o produto ainda estiver fresco. Depois de endurecido, só poderá ser removido mecanicamente.

RENDIMENTO / DOSAGEM

Aproximadamente 2,2 Kg de MasterFlow 765 por m² e mm de espessura de enchimento.

Estes consumos são teóricos e deverão ser determinados para cada obra em particular, mediante ensaios representativos "in situ".

EMBALAGEM / ARMAZENAMENTO

MasterFlow 765 é fornecido em sacos de 25 kg. Armazenar o produto nas suas embalagens originais fechadas, em lugar seco e fresco. Nestas condições o produto tem uma conservação de 12 meses.

MANUSEAMENTO E TRANSPORTE

Para manuseamento do produto, deverão ser cumpridas as medidas preventivas habituais relativas ao manuseamento de produtos químicos como por exemplo, não comer, não fumar nem beber durante a aplicação e lavar as mãos antes de uma pausa e na conclusão do trabalho.

Pode consultar-se informação de segurança específica relativa ao manuseamento e transporte do produto na Ficha de Segurança do mesmo.

A eliminação do produto e da embalagem do mesmo, deve ser realizada de acordo com a legislação vigente e é da responsabilidade do aplicador final do produto.

DEVE TER-SE EM CONTA

- Não adicionar mais água à argamassa que tenha perdido a sua consistência, nem reamassar;
- Não aplicar sobre suportes a temperaturas inferiores a +5°C nem superiores a +30°C;
- Não adicionar cimento, areia nem outras substâncias que possam afectar as propriedades do material;
- No caso de enchimentos de espessuras superiores às indicadas como máximo devem manter-se as cofragens durante pelo menos 3 dias;
- De acordo com a norma EN 1337-11 "Instalação de Apoios Estruturais", será necessário reforçar com armaduras os enchimentos de mais de 5 cm de espessura.

MasterFlow 765

Antes: MASTERFLOW 44

Argamassa fluída, de retracção compensada, para enchimentos e ancoragens

Dados Técnicos			
Características	Unidades	MasterFlow 765	MasterFlow 765 + Grout Filler
Densidade aparente:	g/cm ³	aprox. 1,5	-
Densidade de argamassa amassada:	g/cm ³	aprox. 2,2	aprox. 2,4
Água de amassadura (consistência fluída):	litros/saco	aprox. 3,75 (saco de 25kg)	aprox. 7,50 (mistura de 75 kg)
Água de amassadura (consistência plástica):	litros/saco	Aprox. 3,00 (saco de 25kg)	aprox. 6,75 (mistura de 75 kg)
Espessuras aplicáveis:	mm	de 5 a 50	mais de 50
Tempo de trabalhabilidade:	min.	aprox. 30	aprox. 30
Tempo de maturação:	min.	aprox. 5	aprox. 5
Temperatura de aplicação (suporte e material):	°C	de +5 a +30	de +5 a +30
Expansão em fresco 24 h (Consistência fluída):	%	aprox. 1,0	aprox. 0,7
Resistências mecânicas segundo EN 12190.			
Conservação de provetes prismáticos para argamassa tipo CC (argamassa à base de ligantes hidráulicos):			
Após as primeiras 24 horas, a conservação é em imersão em água a 21±2°C durante 27 dias.			
Resist. Compressão a 20°C (Consist. fluída) após:	N/mm ²	aprox. 30 aprox. 45 aprox. 62	aprox. 40 aprox. 62 aprox. 76
1 dia:			
7 dias:			
28 dias:			
Resist. Compressão a 20°C (Consist. plástica) após:	N/mm ²	aprox. 40 aprox. 57 aprox. 78	aprox. 45 aprox. 65 aprox. 83
1 dia:			
7 dias:			
28 dias:			
Resist. Flexotraccção a 20°C (Consist. fluída) após:	N/mm ²	aprox. 5,8 aprox. 8,7 aprox. 9,9	aprox. 7,1 aprox. 9,4 aprox. 10,9
1 dia:			
7 dias:			
28 dias:			
Resist. Flexotraccção a 20°C (Consist. plástica) após:	N/mm ²	aprox. 7,1 aprox. 10,6 aprox. 11,7	aprox. 7,2 aprox. 11 aprox. 13
1 dia:			
7 dias:			
28 dias:			
Os tempos de endurecimento são medidos entre 20 °C e 65% de H.R. Temperaturas superiores e/ou H.R. inferiores podem reduzir estes tempos e vice-versa. Os dados técnicos apresentados são fruto de resultados estatísticos e não representam mínimos garantidos. Caso se pretendam dados de controlo, deverão ser solicitadas as "especificações de venda" do produto ao nosso departamento técnico.			

MasterFlow 765

Antes: MASTERFLOW 44

Argamassa fluída, de retracção compensada, para enchimentos e ancoragens

NOTA:

A presente Ficha Técnica serve, assim como as demais recomendações e informação técnica, unicamente para a descrição das características do produto, modo de utilização e suas aplicações. Os dados e informações reproduzidos têm por base os nossos conhecimentos técnicos adquiridos através de biografia, ensaios de laboratório e através da prática.

Os dados de consumo e dosificação que figuram nesta ficha técnica, são baseados na nossa própria experiência, pelo que são susceptíveis de variações devido a diferentes condições de obra. Os consumos e dosificações reais deverão determinar-se através de ensaios prévios sendo estes responsabilidade do cliente.

Para um acompanhamento adicional, o nosso serviço técnico, está à sua disposição.

BASF Portuguesa, S.A. reserva o direito de modificar a composição dos produtos, sempre e quando estes continuem cumprindo as características descritas na Ficha Técnica.

Outras aplicações do produto que não se enquadrem com as indicadas, não serão da nossa responsabilidade.

Outorgamos garantia em caso de defeito na qualidade de produção dos nossos produtos, ficando excluídas as reclamações adicionais, sendo da nossa responsabilidade tão só a de compensar o valor de mercadoria fornecida.

Deve ser tido em conta as eventuais reservas correspondentes a patentes ou direito de terceiros.

Edição: 05/05/2014

A presente ficha técnica perde a sua validade com a emissão de uma nova

CONTACTO:

BASF Portuguesa, S.A.

Rua 25 de Abril, n.º 1

2685-368 PRIOR-VELHO

Tel: 21 949 99 00 / Fax: 21 949 99 45

Encomendas EBE:

Tel.: 21 949 99 30 / Fax.: 21 949 99 48

encomendas-ebeportugal@basf.com

geral-ebeportugal@basf.com

Del. Norte: Rua Manuel Pinto de Azevedo, 626

4100-320 PORTO

Tel: 22 615 96 00 / Fax: 22 617 75 10

www.master-builders-solutions.basf.pt

Anexo F

Força-Drift

Nas Figuras F.1 a F.6 apresentam-se os resultados obtidos nos seis ensaios.

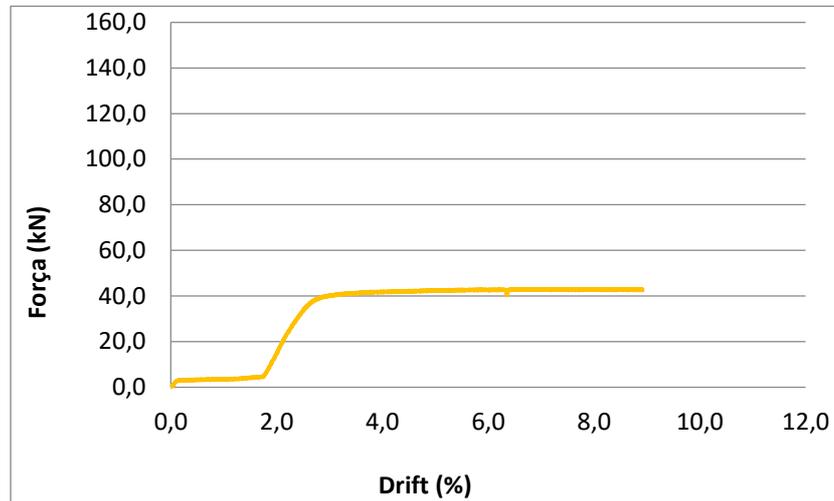


Figura F.1 – Força-Drift – Ensaio 1

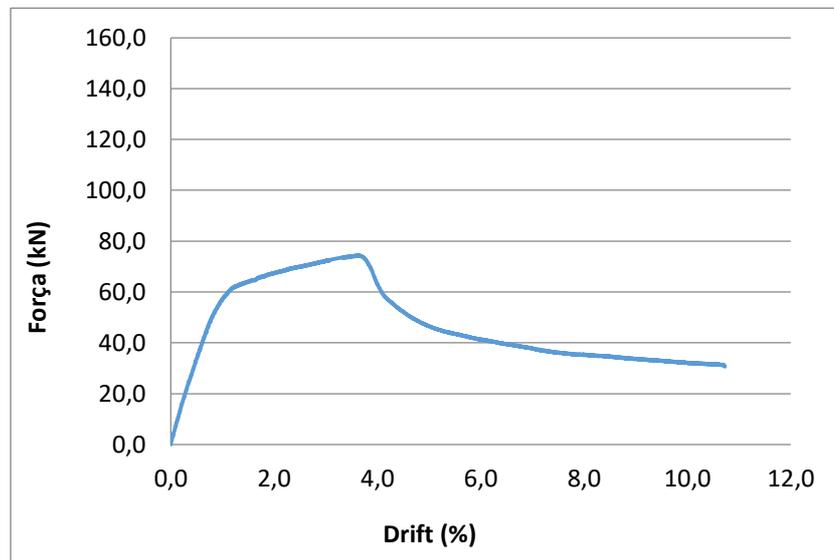


Figura F.2 – Força-Drift – Ensaio 2

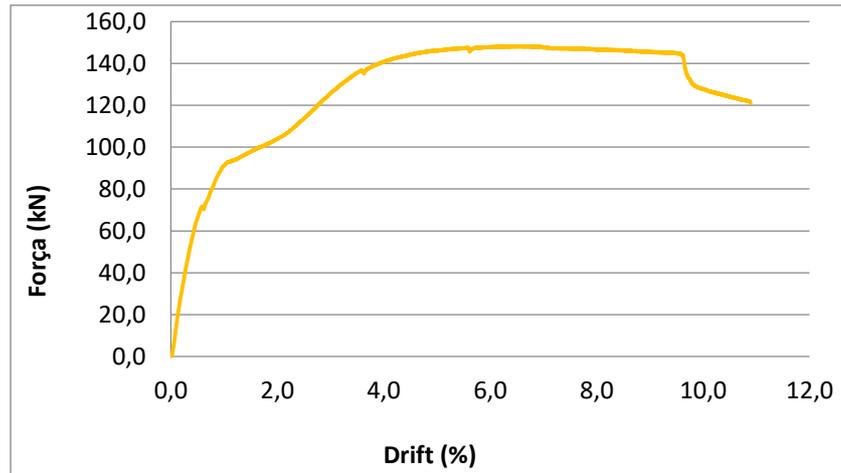


Figura F.3 – Força-Drift – Ensaio 3

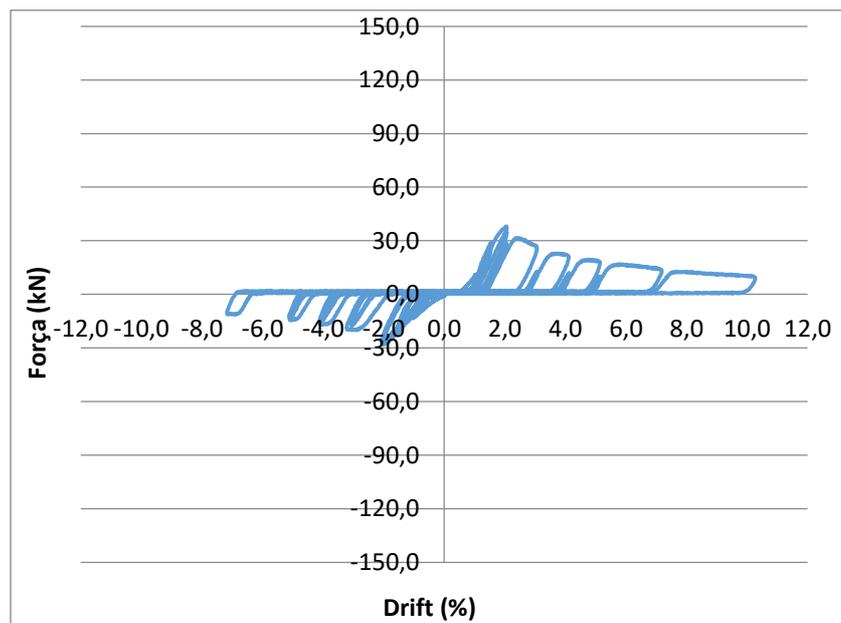


Figura F.4 – Força-Drift – Ensaio 4

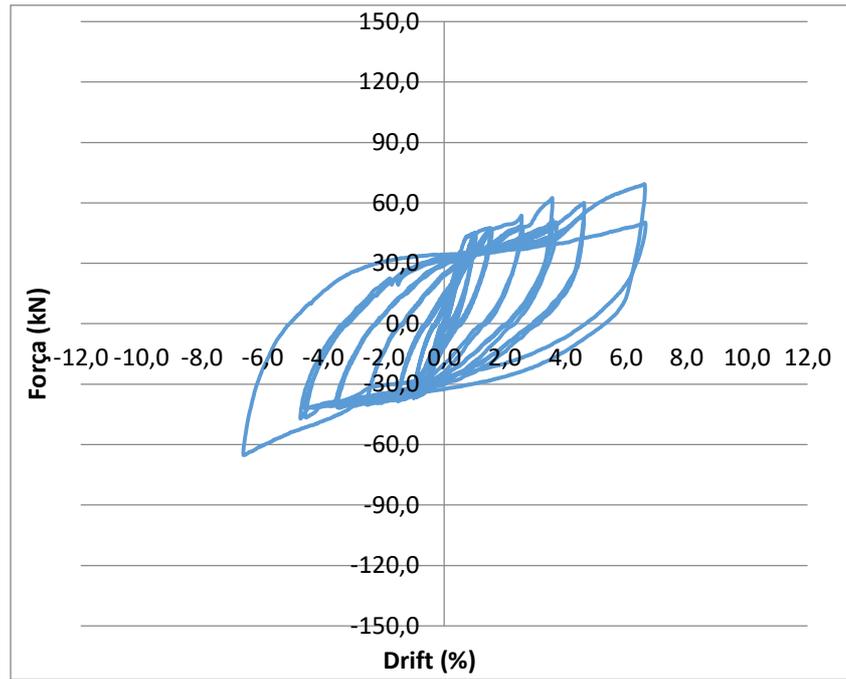


Figura F.5 – Força-Drift – Ensaio 5

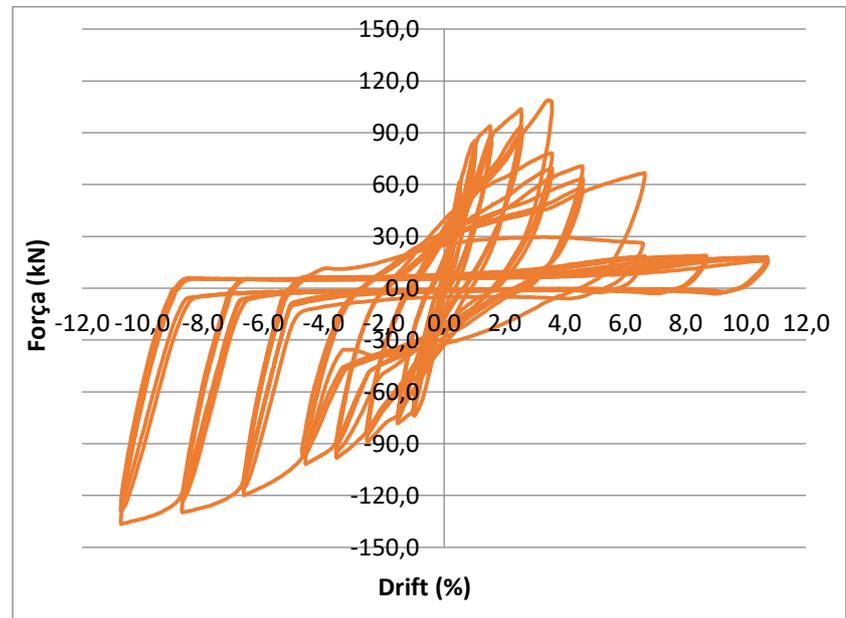


Figura F.6 – Força-Drift – Ensaio 6