FEUP Universidade do Porto
Faculdade de Engenharia

Patrício António de Almeida Rocha

Março de 2011

REFORÇO E REPARAÇÃO DE PILARES DE EDIFÍCIOS DE BETÃO ARMADO EM ZONAS SÍSMICAS

Dissertação apresentada à Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto para cumprimento dos requisitos necessários à obtenção do grau de Doutor em Estruturas de Engenharia Civil, realizada sob a orientação científica do Doutor Raimundo Moreno Delgado, Professor Catedrático do Departamento de Engenharia Civil da Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto, e co-orientação do Doutor Aníbal Guimarães Costa, Professor Catedrático do Departamento de Engenharia Civil da Universidade de Aveiro

prodep III

União Europeia
Fundo Social Europeu

FEUP Universidade do Porto
Faculdade de Engenharia

Patrício António de Almeida Rocha

Março de 2011

REFORÇO E REPARAÇÃO DE PILARES DE EDIFÍCIOS DE BETÃO ARMADO EM ZONAS SÍSMICAS

Projecto co-financiado pelo fundo Social Europeu no âmbito do concurso Público 4/5.3/PRODEP/2000, pedido de financiamento nº 1012.004, da medida 5/acção 5.3 – Formação Avançada de Docentes do Ensino Superior submetido pela Escola Superior de Tecnologia e Gestão do Instituto Politécnico de Viana do Castelo

prodep III	União Europeia Fundo Social Europeu	

Aos meus pais

"O mundo avança na medida em que se pergunta”

Agostinho da Silva

AGRADECIMENTOS

Este trabalho não estaria devidamente concluído sem que nele expressasse os meus mais sinceros agradecimentos e enorme reconhecimento àqueles que de alguma forma colaboraram no decurso da sua elaboração.

Aos Professores Raimundo Delgado e Aníbal Costa, que orientaram esta tese, pela capacidade científica, pela pertinência e oportunidade das críticas, pela riqueza das discussões que proporcionaram e pelo interesse e disponibilidade que sempre demonstraram.

Ao Pedro Delgado, pela amizade e trabalho desenvolvido em cooperação.

Aos colegas, Mário Marques, Nelson Vila Pouca, António Arêde, Xavier Romão, e Vidigal sempre disponíveis para me auxiliar nas imensas vezes em que os procurei.

Aos amigos e colegas Aires Camões e Jorge Delgado pela amizade e disponibilidade para sugestões particularmente durante a escrita do trabalho.

Aos amigos e colegas (não sei se o arquitectos vão gostar) João Pedro, Joka (acho que agora é Cabral), Zé Moura, Paulo Vieira, Diana, Paulo Guerreiro também pela amizade e pelo interesse que demonstraram que resultou numa importante motivação.

Aos amigos que o souberam ser, tanto os que acreditaram como os que não, todos foram muito importantes para o percurso.

Aos colegas da ESTG, em especial os que iniciaram empreitadas idênticas, pelo interesse, motivação e espírito de colaboração manifestados que em muito ultrapassou o âmbito meramente profissional.

A todos que ajudaram ou que de alguma forma contribuíram para o bom termo deste trabalho, nomeadamente os funcionários do laboratório LESE, Sr. Valdemar, Daniela e André.

À empresa Irmãos Maia, Lda pela construção dos pilares ensaiados e também à empresa S.T.A.P.- Reparação, Consolidação e Modificação de Estruturas, S.A., em particular ao Eng. Miguel Santos, por todo o cuidado prestado na programação e realização dos trabalhos de reparação e reforço dos provetes.

Ao PRODEP e ESTG, pela dispensa de serviço docente que me proporcionaram, imprescindível para o sucesso do trabalho, através dos apoios concedidos pelo PRODEP III (acção 5.3), resultantes da candidatura apresentada pela Escola Superior de Tecnologia e Gestão do Instituto Superior Politécnico de Viana do Castelo.

Não poderia deixar de também manifestar o meu agradecimento por todo o apoio logístico, bem como o carinho e disponibilidade demonstrados pela D. Maria Vitória, D. Elvira, Marta e Joana, funcionárias da Secção de Estruturas, ao longo de todo o período de doutoramento.

Finalmente aos meus pais, irmãs, sobrinhos e restante família, pilares fundamentais da minha existência.

RESUMO

Reforço e Reparação de Pilares de Edifícios de Betão Armado em Zonas Sísmicas

Muito do património construído não foi preparado para especificamente resistir à acção sísmica ou, então, a previsão do seu comportamento quando sujeito a estas acções foi feita de forma muito simplificada. A avaliação sistemática e realista do comportamento dos edifícios existentes, em particular os de betão armado devido ao seu grande número e dimensões, é tarefa que se impõe e a sociedade terá que iniciar num futuro próximo.

Neste contexto, é objectivo principal da tese que se propõe o estudo de algumas tipologias correntes de edifícios de betão armado procurando identificar o seu actual estado de segurança e propor as medidas de reforço adequadas de modo a dotá-las do nível de segurança actualmente desejado.

O estudo iniciar-se-á com uma primeira preocupação de, no âmbito da pesquisa bibliográfica, se identificarem os tipos de reforço e reparação disponíveis para as estruturas de betão armado ao qual se associará um estudo das correspondentes vantagens e custos.

Após a identificação das tipologias a estudar, e seleccionado um número restrito de casos, proceder-se-á ao estudo do seu actual nível de segurança envolvendo ferramentas que permitam a determinação da resposta sísmica de estruturas, considerando o seu comportamento não linear, e a correspondente avaliação de segurança. Definidas as soluções de reforço apropriadas, e estabelecidas as correspondentes leis de comportamento material, proceder-se-á a uma reanálise da estrutura tendo em vista a escolha da reparação mais adequada, de forma a dotá-la do nível de segurança actualmente desejado, acompanhado da avaliação do correspondente impacto económico.

Os estudos a efectuar terão ainda como preocupação a discussão das normas regulamentares existentes para o reforço e reparação de estruturas, em particular as recentemente previstas no EC8, procurando-se contribuir para a sua crítica e desenvolvimento do ponto de vista da sua aplicação prática.

Procurar-se-á, ainda, que os estudos a efectuar tenham um âmbito mais alargado no sentido de se ter presente a problemática da reparação deste tipo de estruturas na sequência de sismos intensos.

ABSTRACT

Retrofitting and Rebuilding of Reinforced Concrete Columns of Buildings in Seismic Zones

Much of the constructed heritage was not prepared to specifically resist the seismic activity or, the calculation of its behaviour when subject to this activity was very simplified. The systematic and realistic behaviour evaluation of existing buildings, particularly concrete ones, for its large number and dimensions, is a necessary task and society will have to address it in a near future.

In this context, the main purpose of this thesis is the study of some current typologies of concrete buildings, identifying its current security levels and suggesting adequate reinforcement actions to provide them with the currently desired level of security.

An initial concern of this study, in the scope of the bibliographical research, is to identify available reinforcement and repairing alternatives for concrete structures, and an associated study of the corresponding advantages and costs.

Once identified the typologies to study, and selected a restricted number of cases, their current levels of security will be studied, involving tools that allow the determination of structure seismic reply, considering its non-linear behaviour, and the corresponding evaluation of security. Once defined the appropriate reinforcement solutions, and established the corresponding material behaviour, a re-evaluation of the structure will be conducted to choose the most adequate repair to provide the currently desired level of security, followed by the corresponding economic impact evaluation.

These studies will also include the discussion of existing structure reinforcement and repairing standard regulation, particularly the recently foreseen in the EC8, as a critic contribution and development, on the practical application perspective.

One last concern in these studies, in a widener scope, is an approach to the theme of the repair of this type of structures after intense seismic activity.

RESUME

Renforcement et Réparation dès Piliers dés Bâtiments en Béton Armé dans les Zones Sismiques

Beaucoup du patrimoine construit n’a pas été préparé pour spécifiquement résister à la action sismique, où, alors, la prévision de son comportement quand soumet à ces actions a été faite d’une forme très simplifiée. La évaluation systématique et réaliste du comportement des bâtiments existants, en particulier ces de béton armé a cause de son grand numéro et dimension est une tâche qui s’impose et la société la devra commencer dans le futur prochain.

Dans ce contexte, l’objectif principal de la thèse qui se propose est l'étude de quelques typologies courants de bâtiments en béton armé en cherchant d’identifier son actuel état de sécurité et proposer des mesures de renforcement convenables pour les donner le niveau de sécurité actuellement désiré.

L'étude s'initiera avec un première préoccupation de, dans le contexte de la recherche bibliographique, s’identifier les types de renforcement et réparation disponibles pour les structures de béton armé, a qui s’associera un étude des correspondants avantages et coûts.

Après l'identification des typologies à étudier, et sélectionné un nombre limité de cas, se procédera à l’étude de son actuel niveau de sécurité en impliquant des outils qui permettent la détermination de la réponse sismique de structures, considérant leur comportement non linéaire, et la correspondante évaluation de sécurité. Définies les solutions de renforcement appropriés, et établis les correspondantes lois de comportement matériel, se procédera à une ré analyse de la structure en vue de choisir la réparation la plus ajustée, de forme à la doter du niveau de sécurité actuellement désiré, accompagné de l'évaluation du correspondant impact économique.

Les études a effectuer auront encore comme préoccupation la discussion des normes réglementaires existants pour le renforcement des structures, en particulier ces récemment prévues dans le EC8, en cherchant de contribuer pour sa critique et développement, du point de vue de sa application pratique.

Il se cherchera, encore, que les études aient un contexte plus élargi dans le sens d'avoir présent la problématique de la réparation de ce type de structures à la suite de séismes intenses.

ÍNDICE

Agradecimentos I

Resumo III

Abstract V

Résumé VII

Índice IX

Índice de Figuras XVII

Índice de quadros XXVII

Capítulo 1 Introdução 1.1

1.1 Considerações Gerais 1.1

1.2 Objectivos 1.3

1.3 Plano da Tese 1.5

Capítulo 2 Modelos e Critérios de avaliação Estrutural 2.1

2.1 Introdução 2.1

2.2 Modelos de Comportamento dos materiais 2.2

2.2.1 Comportamento do Aço 2.2

2.2.1.1 Carregamento monotónico 2.2

2.2.1.2 Carregamento cíclico 2.4

2.2.2 Comportamento do betão 2.5

2.2.2.1 Carregamento monotónico em betão não confinado 2.6

2.2.2.2 Carregamento monotónico em betão confinado 2.7

2.2.2.3 Carregamento cíclico em betão confinado 2.10

2.3 Modelos de Avaliação Estrutural 2.11

2.3.1 Introdução 2.11

2.3.2 Metodologias de análise dinâmica.....2.13

2.3.3 Metodologias de análise *pushover*.....2.14

2.3.3.1 Introdução.....2.14

2.3.3.2 Dimensionamento e avaliação baseados na deformação estrutural 2.15

2.3.4 Modelação da não linearidade material 2.17

2.3.4.1 Modelação concentrada da não linearidade – Rótulas plásticas..2.19

2.3.4.1.1 Matriz de rigidez do elemento de barra 2.21

2.3.4.1.2 Comprimento da rótula plástica 2.21

2.3.4.1.3 Comportamento não linear com carregamento monotónico..2.23

2.3.4.1.4 Comportamento não linear com carregamento cíclico 2.24

2.3.4.2 Modelação distribuída da não linearidade.....2.28

2.4 Critérios de Avaliação e Comparação de Resultados.....2.30

2.4.1 Ductilidade 2.31

2.4.2 Drift.....2.31

2.4.3 Rigidez relativa.....2.32

2.4.4 Índice de Energia 2.32

2.4.5 Índice de Dano.....2.32

2.4.5.1 Índice de Dano de Park e Ang 2.33

2.4.6 Critério de cedência 2.35

2.4.7 Critério de Rotura 2.36

Capítulo 3 Configurações de Ensaio 3.1

3.1 Introdução..... 3.1

3.2 Tipos de Configurações de ensaio 3.2

3.2.1 Aplicação de Carga Axial através de Tirantes Pré-esforçados..... 3.3

3.2.2 Aplicação de Carga Axial através de Actuadores Hidráulicos..... 3.10

3.2.3 Aplicação de Carga Axial através de Pesos 3.15

3.2.4 Aplicação de Carga Axial através de Mecanismos..... 3.17

3.2.5 Apreciação geral 3.21

3.3 Configuração de Ensaio - LESE..... 3.22

3.3.1 Descrição geral da configuração..... 3.23

3.3.2 Sistema de aplicação da carga vertical..... 3.25

3.3.2.1 Fixação dos provetes e dos pórticos de reacção..... 3.26

3.3.2.2 Sistema de medição da força de atrito..... 3.29

3.3.2.3 Controlo do esforço axial aplicado..... 3.31

3.3.2.4 Instrumentação de controlo do sistema 3.32

3.3.2.5 Sistema de Aquisição e Controlo 3.35

3.3.3 Ensaios preliminares de calibração 3.36

3.3.3.1 Avaliação do Atrito entre as Placas de Deslizamento..... 3.37

3.3.3.2 Avaliação do sistema de transmissão da força vertical 3.39

3.4 Apreciação Geral 3.41

Capítulo 4 Ensaios Experimentais 4.1

4.1 Introdução 4.1

4.2 Breve referência ao pórtico ICONS 4.3

4.3 Descrição dos pilares ensaiados 4.4

4.3.1 Geometria e disposições construtivas 4.8

4.3.2 Fabrico dos provetes 4.10

4.3.3 Caracterização dos materiais 4.11

4.3.3.1 Características do betão 4.11

4.3.3.2 Características do aço 4.12

4.3.4 Estimativa das capacidades resistentes 4.14

4.3.5 Instrumentação 4.15

4.4 Descrição dos procedimentos experimentais 4.19

4.4.1 Procedimentos de preparação dos ensaios 4.19

4.4.2 Procedimentos durante os ensaios 4.20

4.4.3 Cargas axiais e história dos deslocamentos cíclicos impostos 4.21

4.4.4 Avaliação do esforço axial aplicado 4.24

4.5 Descrição dos reforços realizados 4.27

4.5.1 Critérios de dimensionamento dos reforços adoptados 4.27

4.5.2 Dimensionamento dos reforços 4.30

4.5.2.1 Mantas de CFRP 4.31

4.5.2.2 Cintas em aço 4.32

4.5.3 Procedimentos de aplicação dos reforços 4.32

4.5.3.1 Mantas de CFRP 4.37

4.5.3.2 Cintas metálicas 4.38

4.6 Apresentação dos resultados experimentais 4.38

4.6.1 Pilares PA1 originais com carga axial variável 4.40

4.6.1.1 Pilar PA1-N2-E1 ..... 4.41

4.6.1.2 Pilar PA1-N3-E1 ..... 4.44

4.6.1.3 Pilar PA1-N5-E1 ..... 4.46

4.6.1.4 Resultados experimentais 4.48

4.6.2 Pilares PA1 originais com carga axial constante 4.50

4.6.2.1 Pilar PA1-N6-E1 ..... 4.51

4.6.2.2 Resultados experimentais 4.54

4.6.3 Pilares PA1 reparados sem reforço e com carga axial variável..... 4.56

4.6.3.1 Pilar PA1-N1-R2 ..... 4.57

4.6.3.2 Pilar PA1-N1-R3 ..... 4.60

4.6.3.3 Resultados experimentais 4.63

4.6.4 Pilares PA1 reforçados com CFRP com carga axial variável 4.65

4.6.4.1 Pilar PA1-N1-R1 ..... 4.66

4.6.4.2 Pilar PA1-N4-R1 ..... 4.69

4.6.4.3 Resultados experimentais 4.72

4.6.5 Pilares PA1 reforçados com CFRP com carga axial constante 4.75

4.6.5.1 Pilar PA1-N4-R2 ..... 4.76

4.6.5.2 Pilar PA1-N6-R1 ..... 4.79

4.6.5.3 Pilar PA1-N5-R1 ..... 4.82

4.6.5.4 Resultados experimentais 4.85

4.6.6 Pilares PA1 reforçados com cintas de aço com carga axial variável ... 4.88

4.6.6.1 Pilar PA1-N2-R1 ..... 4.89

4.6.6.2 Pilar PA1-N3-R1 ..... 4.92

4.6.6.3 Pilar PA1-N3-R2 ..... 4.95

4.6.6.4 Resultados experimentais 4.98

4.6.7 Pilares PA2 originais com carga axial variável 4.101

4.6.7.1 Pilar PA2-N1-E1 ..... 4.102

4.6.7.2 Pilar PA2-N2-E1 ..... 4.105

4.6.7.3 Resultados experimentais 4.108

4.6.8 Pilares PA2 originais e carga axial constante 4.110

4.6.8.1 Pilar PA2-N3-E1 ..... 4.111

4.6.8.2 Resultados experimentais 4.114

4.6.9 Pilares PA2 reforçados com aço e com carga axial constante 4.118

4.6.9.1 Pilar PA2-N1-R1 ..... 4.119

4.6.9.2 Pilar PA2-N2-R1 ..... 4.122

4.6.9.3 Resultados experimentais 4.125

4.7 Apreciação geral 4.127

Capítulo 5 Análise Comparativa e Numérica dos Ensaios Experimentais 5.1

5.1 Introdução 5.1

5.2 Modelações numéricas adoptadas 5.2

5.2.1 Modelo da não linearidade concentrada. 5.2

5.2.2 Modelo da não linearidade distribuída. 5.4

5.3 Análise dos pilares sem Reforço 5.5

5.3.1 Pilares PA1 originais com carga axial constante 5.5

5.3.2 Pilares PA1 originais com carga axial variável 5.8

5.3.3 Pilares PA2 originais e carga axial constante 5.11

5.3.4 Pilares PA2 originais com carga axial variável 5.15

5.4 Análise dos pilares PA1 Reforçados 5.17

5.4.1 Pilares PA1 reparados sem reforço com carga axial variável 5.17

5.4.2 Pilares PA1 reforçados com CFRP com carga axial variável 5.19

5.4.3 Pilares PA1 reforçados com CFRP com carga axial constante 5.22

5.4.4 Pilares PA1 reforçados com aço com carga axial variável 5.25

5.5 Análise dos pilares PA2 Reforçados 5.28

5.5.1 Pilares PA2 reforçados com aço e com carga axial constante 5.28

5.6 Apreciação Geral 5.30

Capítulo 6 Avaliação do Desempenho de Reforços no Comportamento Sísmico 6.1

6.1 Introdução 6.1

6.2 Características Gerais do comportamento de Pórtico de Betão Armado .. 6.2

6.3 DESCRIÇÃO DA ESTRUTURA ENSAIADA 6.3

6.3.1 Configuração, geometria e materiais 6.3

6.3.2 Cargas verticais e acção sísmica 6.4

6.4 RESULTADOS EXPERIMENTAIS 6.7

6.4.1 Resultados obtidos sem reforço estrutural 6.7

6.4.2 Soluções de reforço sísmico da estrutura.....6.8

6.4.3 Resultados obtidos com reforço estrutural.....6.10

6.5 RESULTADOS NUMÉRICOS 6.12

6.5.1 Resultados obtidos sem reforço estrutural 6.12

6.5.2 Resultados obtidos com reforço estrutural ensaiado experimentalmente 6.15

6.5.3 Resultados obtidos com reforços estruturais em todos os pilares 6.22

6.6 Apreciação Geral.....6.25

Capítulo 7 Conclusões 7.1

7.1 Conclusões Finais.....7.1

7.2 Proposta para Desenvolvimentos Futuros.....7.5

Bibliografia..... 1

ÍNDICE DE FIGURAS

Capítulo 2 - Modelos e Critérios de avaliação Estrutural

Figura 2.1 – Aço: diagrama tensões-extensões para carregamento monotónico. 2.3

Figura 2.2 – Aço: diagrama tensões-extensões para carregamento cíclico. 2.4

Figura 2.3 – Betão não confinado: Diagrama tensões-extensões para carregamento monotónico (Kent e Park (1971)). 2.7

Figura 2.4 – Betão confinado: Diagrama tensões-extensões para carregamento monotónico (Park e Priestley (1982)) 2.8

Figura 2.5 – Betão confinado: Diagrama tensões-extensões para carregamento cíclico (Thompson e Park (1980)) 2.10

Figura 2.6 – Representação de um macro-elemento no modelo de rótulas plásticas. 2.20

Figura 2.7 – Distribuição teórica e real das rotações para a rótula plástica..... 2.22

Figura 2.8 – Lei de comportamento monotónico trilinear. 2.24

Figura 2.9 – Degradação da rigidez em descarga. 2.25

Figura 2.10 – Degradação da rigidez em recarga. 2.26

Figura 2.11 – Efeito de *pinching*. 2.27

Figura 2.12 – Degradação da resistência em recarga. 2.27

Figura 2.13 – Elemento de barra utilizados no modelo de fibras (SeismoSoft (2006)) 2.29

Figura 2.14 – Representação das fibras por secção transversal do elemento (SeismoSoft (2006)) 2.30

Figura 2.15 – Definição do critério de cedência (Park (1988)) 2.35

Capítulo 3 - Configurações de Ensaio

Figura 3.1 – Aplicação de carga axial através de tirantes pré-esforçados (Esmaeily-Ghasemabadi e Xiao (2002)) 3.4

Figura 3.2 – Influência do tipo de aplicação da carga axial no efeito P-Δ (Esmaeily-Ghasemabadi e Xiao (2002)) 3.5

Figura 3.3 – Configuração de ensaio usada por Xiao e Ma (1997). 3.6

Figura 3.4 – Configuração de ensaio usada por Mo e Hwang (1999). 3.8

Figura 3.5 – Configuração de ensaio usada por Cheng *et al.* (2003).....3.8

Figura 3.6 – Configuração de ensaio usada por Matamoros e Sozen (2003).....3.9

Figura 3.7 – Configuração de ensaio usada por Kim *et al.* (1988). 3.11

Figura 3.8 – Configuração de ensaio usada por Bayrak e Sheikh (1997). 3.13

Figura 3.9 – Configuração de ensaio usada por Lu *et al.* (1999).....3.13

Figura 3.10 – Configuração de ensaio usada por Ho e Pam (2003). 3.14

Figura 3.11 – Configuração de ensaio usada por Abdullah e Takiguchi (2003). 3.16

Figura 3.12 – Configuração de ensaio usada por Orozco e Ashford (2002). 3.16

Figura 3.13 – Configuração de ensaio usada por Joen e Park (1990).....3.18

Figura 3.14 – Configuração de ensaio proposta por Mander *et al.* (1999). 3.18

Figura 3.15 – Configuração de ensaio adoptada Laboratório de Estrutura da USC. 3.19

Figura 3.16 – Configuração de ensaio proposta por Fukuyama *et al.* (2000). 3.20

Figura 3.17 – Esquema da configuração de ensaio LESE.....3.24

Figura 3.18 – Vista geral da configuração de ensaio LESE. 3.24

Figura 3.19 – Sistema de aplicação da carga vertical. 3.25

Figura 3.20 – Macaco hidráulico e acessórios usados nas fixações à laje rígida.... 3.27

Figura 3.21 – Dispositivo de bloqueio do pórtico de reacção horizontal. 3.28

Figura 3.22 – Dispositivo de bloqueio do pórtico de reacção vertical. 3.28

Figura 3.23 – Fases da evolução do sistema de medição da força de atrito 3.30

Figura 3.24 – Efeito geométrico dos deslocamentos horizontais dos provetes. 3.32

Figura 3.25 – Monitorização dos pórticos de reacção..... 3.34

Figura 3.26 – Monitorização das placas de deslizamento e do provete 3.34

Figura 3.27 – Esquema de funcionamento dos sistemas de controlo e aquisição... 3.36

Figura 3.28 – Relação entre o esforço axial e a força de atrito..... 3.38

Figura 3.29 – Explicação das oscilações do pórtico vertical. 3.40

Figura 3.30 – Ensaio preliminar com pilar metálico..... 3.40

Capítulo 4 - Ensaios Experimentais

Figura 4.1 – Imagem e desenho do pórtico ICONS (Carvalho *et al.* (1999))..... 4.3

Figura 4.2 – Geometria e disposições construtivas dos pilares PA 4.9

Figura 4.3 – Fabrico dos provetes..... 4.10

Figura 4.4 – Disposição dos LVDTs e das Células de Carga..... 4.18

Figura 4.5 – Gráfico da lei dos deslocamentos cíclicos impostos 4.22

Figura 4.6 – Momento flector dos modelos PA1 e PA2 em função do esforço axial..... 4.25

Figura 4.7 – Resultados do PA1 com esforço axial constante e variável. 4.25

Figura 4.8 – Escoramento do pilar e delimitação da zona a reparar 4.33

Figura 4.9 – Remoção do betão danificado 4.34

Figura 4.10 – Saneamento das armaduras 4.35

Figura 4.11 – Colocação da cofragem e betonagem 4.36

Figura 4.12 – Preparação e aspecto final das superfícies 4.36

Figura 4.13 – Aplicação do reforço com mantas de CFRP 4.37

Figura 4.14 – Aplicação do reforço com cintas de aço 4.38

Figura 4.15 – Vista geral do pilar PA1-N2-E1 ..... 4.41

Figura 4.16 – Evolução dos danos do pilar PA1-N2-E1 ..... 4.42

Figura 4.17 – Zona da rótula plástica do pilar PA1-N2-E1 ..... 4.42

Figura 4.18 – Vista geral do pilar PA1-N3-E1 ..... 4.44

Figura 4.19 – Evolução dos danos do pilar PA1-N3-E1 ..... 4.45

Figura 4.20 – Zona da rótula plástica do pilar PA1-N3-E1 ..... 4.45

Figura 4.21 – Vista geral do pilar PA1-N5-E1 ..... 4.46

Figura 4.22 – Evolução dos danos do pilar PA1-N5-E1 ..... 4.47

Figura 4.23 – Zona da rótula plástica do pilar PA1-N5-E1 ..... 4.47

Figura 4.24 – Resultados experimentais dos pilares PA1 originais com carga axial variável 4.48

Figura 4.25 – Vista geral do pilar PA1-N6-E1 ..... 4.51

Figura 4.26 – Evolução dos danos do pilar PA1-N6-E1 ..... 4.52

Figura 4.27 – Zona da rótula plástica do pilar PA1-N6-E1 ..... 4.52

Figura 4.28 – Resultados experimentais dos pilares PA1 originais com carga axial constante 4.54

Figura 4.29 – Vista geral do pilar PA1-N1-R2 ..... 4.57

Figura 4.30 – Evolução dos danos do pilar PA1-N1-R2 ..... 4.58

Figura 4.31 – Zona da rótula plástica do pilar PA1-N1-R2 ..... 4.58

Figura 4.32 – Vista geral do pilar PA1-N1-R3 ..... 4.60

Figura 4.33 – Evolução dos danos do pilar PA1-N1-R3 ..... 4.61

Figura 4.34 – Zona da rótula plástica do pilar PA1-N1-R3..... 4.61

Figura 4.35 – Resultados experimentais dos pilares PA1 reparados sem reforço e com carga axial variável..... 4.63

Figura 4.36 – Vista geral do pilar PA1-N1-R1 ..... 4.66

Figura 4.37 – Evolução dos danos do pilar PA1-N1-R1 ..... 4.67

Figura 4.38 – Zona da rótula plástica do pilar PA1-N1-R1..... 4.67

Figura 4.39 – Vista geral do pilar PA1-N4-R1 ..... 4.69

Figura 4.40 – Evolução dos danos do pilar PA1-N4-R1 ..... 4.70

Figura 4.41 – Zona da rótula plástica do pilar PA1-N4-R1..... 4.70

Figura 4.42 – Resultados experimentais dos pilares PA1 reforçados com CFRP com carga axial variável 4.73

Figura 4.43 – Vista geral do pilar PA1-N4-R2 ..... 4.76

Figura 4.44 – Evolução dos danos do pilar PA1-N4-R2 ..... 4.77

Figura 4.45 – Zona da rótula plástica do pilar PA1-N4-R2..... 4.77

Figura 4.46 – Vista geral do pilar PA1-N6-R1 ..... 4.79

Figura 4.47 – Evolução dos danos do pilar PA1-N6-R1 ..... 4.80

Figura 4.48 – Zona da rótula plástica do pilar PA1-N6-R1..... 4.80

Figura 4.49 – Vista geral do pilar PA1-N5-R1 ..... 4.82

Figura 4.50 – Evolução dos danos do pilar PA1-N5-R1 ..... 4.83

Figura 4.51 – Zona da rótula plástica do pilar PA1-N5-R1..... 4.83

Figura 4.52 – Resultados experimentais dos pilares PA1 reforçados com CFRP com carga axial constante 4.85

Figura 4.53 – Vista geral do pilar PA1-N2-R1 ..... 4.89

Figura 4.54 – Evolução dos danos do pilar PA1-N2-R1 ..... 4.90

Figura 4.55 – Zona da rótula plástica do pilar PA1-N2-R1 ..... 4.90

Figura 4.56 – Vista geral do pilar PA1-N3-R1 ..... 4.92

Figura 4.57 – Evolução dos danos do pilar PA1-N3-R1 ..... 4.93

Figura 4.58 – Zona da rótula plástica do pilar PA1-N3-R1 ..... 4.93

Figura 4.59 – Vista geral do pilar PA1-N3-R2 ..... 4.95

Figura 4.60 – Evolução dos danos do pilar PA1-N3-R2 ..... 4.96

Figura 4.61 – Zona da rótula plástica do pilar PA1-N3-R2 ..... 4.96

Figura 4.62 – Resultados experimentais dos pilares PA1 reforçados com Aço com carga axial variável 4.99

Figura 4.63 – Vista geral do pilar PA2-N1-E1 ..... 4.102

Figura 4.64 – Evolução dos danos do pilar PA2-N1-E1 ..... 4.103

Figura 4.65 – Zona da rótula plástica do pilar PA2-N1-E1 ..... 4.103

Figura 4.66 – Vista geral do pilar PA2-N2-E1 ..... 4.105

Figura 4.67 – Evolução dos danos do pilar PA2-N2-E1 ..... 4.106

Figura 4.68 – Zona da rótula plástica do pilar PA2-N2-E1 ..... 4.106

Figura 4.69 – Resultados experimentais dos pilares PA2 originais com carga axial variável 4.108

Figura 4.70 – Vista geral do pilar PA2-N3-E1 ..... 4.111

Figura 4.71 – Evolução dos danos do pilar PA2-N3-E1 ..... 4.112

Figura 4.72 – Zona da rótula plástica do pilar PA2-N3-E1 .....4.112

Figura 4.73 – Resultados experimentais dos pilares PA2 originais e carga axial constante 4.115

Figura 4.74 – Resultados experimentais do pilar PA2-N3-E1 levado à ruína por fadiga 4.117

Figura 4.75 – Vista geral do pilar PA2-N1-R1 .....4.119

Figura 4.76 – Evolução dos danos do pilar PA2-N1-R1 .....4.120

Figura 4.77 – Zona da rótula plástica do pilar PA2-N1-R1.....4.120

Figura 4.78 – Vista geral do pilar PA2-N2-R1 .....4.122

Figura 4.79 – Evolução dos danos do pilar PA2-N2-R1 .....4.123

Figura 4.80 – Zona da rótula plástica do pilar PA2-N2-R1.....4.123

Figura 4.81 – Resultados experimentais dos pilares PA2 reforçados com aço e com carga axial constante 4.125

Capítulo 5 - Análise Comparativa e Numérica dos Ensaios Experimentais

Figura 5.1 – Resultados dos pilares PA1 originais com carga axial constante – Parte 1 ..... 5.6

Figura 5.2 – Resultados dos pilares PA1 originais com carga axial constante – Parte 2 ..... 5.7

Figura 5.3 – Resultados dos pilares PA1 originais com carga axial variável – Parte 1 ..... 5.9

Figura 5.4 – Resultados dos pilares PA1 originais com carga axial variável – Parte 2 ..... 5.10

Figura 5.5 – Resultados dos pilares PA2 originais e carga axial constante – Parte 1 ..... 5.13

Figura 5.6 – Resultados dos pilares PA2 originais e carga axial constante – Parte 2 ..... 5.14

Figura 5.7 – Resultados dos pilares PA2 originais com carga axial variável 5.16

Figura 5.8 – Resultados dos pilares PA1 reparados sem reforço com carga axial variável 5.18

Figura 5.9 – Resultados dos pilares PA1 reforçados com CFRP com carga axial variável 5.21

Figura 5.10 – Resultados dos pilares PA1 reforçados com CFRP com carga axial constante.....5.24

Figura 5.11 – Resultados dos pilares PA1 reforçados com aço com carga axial variável 5.27

Figura 5.12 – Resultados dos pilares PA2 reforçados com carga axial constante...5.29

Capítulo 6 - Avaliação do Desempenho de Reforços no Comportamento Sísmico

Figura 6.1 – Carregamento da estrutura (Pinto *et al.* (1999)) 6.4

Figura 6.2 – Acção Sísmica: Espectro de resposta de pseudo-aceleração para período de retorno de 475 anos.....6.5

Figura 6.3 – Acção Sísmica: Acelerogramas 6.6

Figura 6.4 – Esquema dos danos causados à estrutura pelo sismo PR-975 (sem reforço) (Pinto *et al.* (1999)).....6.7

Figura 6.5 – Esquema do reforço adoptado.....6.9

Figura 6.6 - Esquema dos danos provocados pelo sismo PR-2000 (com reforço) 6.11

Figura 6.7 – Resposta Sísmica do 4º piso (sem reforço).....6.13

Figura 6.8 – Evolução do índice de dano global para PR-475 e PR-975 (sem reforço) 6.14

Figura 6.9 – Rigidez das secções reforçadas.....6.16

Figura 6.10 – Exemplo das curvas monotónicas do 1º tramo do pilar mais robusto 6.16

Figura 6.11 – Resposta Sísmica do 4º piso (com reforço)..... 6.17

Figura 6.12 – Evolução do índice de dano global para PR-475 e PR-975 (com reforço)..... 6.18

Figura 6.13 – Índice de dano local do pilar interior esquerdo (sem reforço) 6.19

Figura 6.14 – Índice de dano local do pilar interior direito (antes do reforço da estrutura) 6.20

Figura 6.15 – Índice de dano local do pilar interior esquerdo (com reforço)..... 6.21

Figura 6.16 – Índice de dano local do pilar interior direito (após o reforço da estrutura) 6.21

Figura 6.17 – Resposta Sísmica do 4º piso 6.23

Figura 6.18 – Índice de dano global para várias estratégias de reforço 6.24

ÍNDICE DE QUADROS

Capítulo 3 - Configurações de Ensaio

Quadro 3.1 – Comparação das principais características das diferentes configurações de ensaio 3.21

Quadro 3.2 – Relação entre o esforço axial e a força de atrito 3.38

Capítulo 4 - Ensaios Experimentais

Quadro 4.1 – Pilares originais construídos 4.6

Quadro 4.2 – Pilares PA1 ensaiados (originais e reforçados)..... 4.6

Quadro 4.3 – Pilares PA2 ensaiados (originais e reforçados)..... 4.8

Quadro 4.4 – Betão: Resistência última à compressão 4.12

Quadro 4.5 – Aço: Comportamento à tracção 4.13

Quadro 4.6 – Valores de referência e capacidade resistente 4.15

Quadro 4.7 – Amplitude dos deslocamentos cíclicos impostos..... 4.23

Quadro 4.8 – Valores previstos do esforço axial 4.26

Quadro 4.9 – Betão de reparação: Dados para o dimensionamento do reforço..... 4.30

Quadro 4.10 – Mantas de CFRP: Dados para o dimensionamento do reforço..... 4.31

Quadro 4.11 – Cintas de aço: Dados para o dimensionamento do reforço 4.32

Quadro 4.12 – Resumo dos valores de referência dos pilares PA1 originais com carga axial variável 4.49

Quadro 4.13 – Resumo dos valores de referência dos pilares PA1 originais com carga axial constante 4.55

Quadro 4.14 – Resumo dos valores de referência dos pilares PA1 reparados sem reforço e com carga axial variável 4.64

Quadro 4.15 – Resumo dos valores de referência dos pilares PA1 reforçados com CFRP com carga axial variável 4.74

Quadro 4.16 – Resumo dos valores de referência dos pilares PA1 reforçados com CFRP com carga axial constante 4.87

Quadro 4.17 – Resumo dos valores de referência dos pilares PA1 reforçados com Aço com carga axial variável 4.100

Quadro 4.18 – Resumo dos valores de referência dos pilares PA2 originais com carga axial variável 4.109

Quadro 4.19 – Resumo dos valores de referência dos pilares PA2 originais e carga axial constante 4.116

Quadro 4.20 – Resumo dos valores de referência dos pilares PA2 reforçados com aço e com carga axial constante 4.126

Quadro 4.21 – Comparação de PA1 originais com carga vertical variável e constante 4.127

Quadro 4.22 – Comparação de PA2 originais com carga vertical variável e constante 4.127

CAPÍTULO 1

INTRODUÇÃO

1.1 CONSIDERAÇÕES GERAIS

Quanto mais as sociedades evoluem no conhecimento e interpretação dos fenómenos naturais, mais exigentes se tornam em relação à adopção de medidas que minimizem as suas consequências e intolerantes no caso de as mesmas não estarem implementadas.

Particularmente em relação aos sismos, tendo em conta o actual estado do conhecimento, é cada vez mais inaceitável a quantidade de mortes e o nível de destruição que ainda se verifica aquando da sua ocorrência, seja qual for o ponto de vista que se considere na avaliação: humano; social; económico ou outros.

Como exemplos recentes de entre os mais devastadores, podem ser referidos os sismos: Sumatra, Indonésia (2004), magnitude 9.1, 220 mil mortes ou desaparecidos e 1.7 milhões de desalojados; Port-au-Prince, Haiti (2010), magnitude 7.0, 225 mil mortes, 300 mil feridos e 1.3 milhões de desalojados; Sichuan, China (2008), magnitude 7.9, 70 mil mortes, 20 mil desaparecidos, 375 mil feridos, 5 milhões de desalojados e mais de 45.5 milhões de pessoas afectadas; Muzaffarabad, Caxemira, Paquistão (2005), magnitude 7.6, 85 mil mortes, 70 mil feridos e milhares de desalojados.

Para minimizar as tragédias que a ocorrência de um fenómeno natural deste género sempre acarretam, a comunidade científica vem desenvolvendo melhores e mais eficazes métodos de análise e de dimensionamento de estruturas, bem como melhores e mais eficazes técnicas de reforço. Muitas vezes os progressos alcançados são fruto da aprendizagem que o estudo das consequências que os sismos provocam proporcionam, seja por via da identificação dos problemas, seja por via da posterior investigação para validação das teorias desenvolvidas.

O dimensionamento e a verificação da segurança de estruturas à acção sísmica foram inicialmente encarados de forma simplificada, dada a complexidade dos modelos de simulação deste tipo de fenómeno e dada a necessidade de recurso a poderosos algoritmos de cálculo automático, à data pouco generalizados ou mesmo inexistentes.

De acordo com os códigos actuais são permitidas análises elásticas lineares e análises dinâmicas modais, afectadas por coeficientes de comportamento, para simular o comportamento não-linear e para o dimensionamento e verificação de segurança de estruturas novas. Todavia, aparecem já indicadas (EC8 (2005)) as análises não-lineares estáticas e dinâmicas como análises de referência que, apesar de serem consideradas as mais rigorosas na previsão do comportamento das estruturas, são ainda pouco práticas para a sua utilização corrente.

Tendo em vista classificar os níveis de degradação e a resistência sísmica das estruturas, as normas em vigor estabelecem três níveis de comportamento estrutural que devem ser respeitados:

sismos de baixa intensidade – não se devem verificar danos na estrutura;

sismos de intensidade moderada – podem verificar-se poucos danos estruturais e danos nos elementos não estruturais que não comprometam nada de importante;

sismos de intensidade elevada – podem verificar-se danos estruturais e não estruturais mas sem atingir o colapso.

Para que as modelações estruturais simulem convenientemente a realidade é necessário definir o comportamento dos elementos estruturais em função: do tipo e forma dos materiais que os compõem; da intensidade e tipo das solicitações a que estão sujeitos; do tipo da ligação aos restantes elementos estruturais.

De entre todos os elementos estruturais, os pilares são provavelmente os elementos que mais condicionam o comportamento das estruturas, pois para além de serem responsáveis pela transmissão das acções horizontais, também suportam todas as cargas verticais existentes. A importância deste tipo de elementos estruturais é reforçada pelo facto de a falta de resistência ao corte e à flexão dos pilares, associadas às deficiências nas ligações pilar/viga, poderem ser consideradas as causas que mais contribuem para a ruína dos edifícios e pontes, sendo portanto responsáveis pelas consequências mais catastróficas. A insuficiente ductilidade, a

encurvadura da armadura longitudinal associada à deficiente cintagem, e os insuficientes comprimentos das emendas muitas vezes realizadas em zonas pouco convenientes (rótulas plásticas) (Costa (1989), Priestley *et al.* (1996), Delgado (2000)), são habitualmente as principais deficiências apontadas aos pilares e são normalmente os principais responsáveis pelo seu mau comportamento estrutural.

1.2 OBJECTIVOS

Grande parte das estruturas construídas antes da década de 70 foram projectadas sem ter em consideração a acção dos sismos, pelo facto de nessa época as regulamentações vigentes não o preverem ou obrigarem. Assim sendo, reveste-se de particular importância o desenvolvimento de metodologias e técnicas de simples e económica implementação que permitam, à medida que se vão realizando intervenções de reparação ou reabilitação, adequar a resistência estrutural às actuais exigências de desempenho sísmico, nos termos das actuais disposições regulamentares.

Para cumprir este objectivo, devem procurar-se as melhores e mais económicas soluções de reforço, que permitam adequar os edifícios às mais recentes exigências de segurança, havendo para tal a necessidade de estudar o seu comportamento e avaliar a sua eficiência. No âmbito deste trabalho procurou estudar-se soluções desta natureza que se caracterizassem pela facilidade de execução e pela garantia de qualidade e preço, tendo-se optado, para o efeito, pelo estudo das técnicas correntes, executadas em condições de obra por operários especializados da empresa S.T.A.P – Reparação, Consolidação e Modificação de Estruturas, S.A., no âmbito de um protocolo com o grupo de Engenharia Sísmica da FEUP. Desta forma, deu-se início a um vasto programa de ensaios que se pretende realizar no LESE (Laboratório de Engenharia Sísmica e Estrutural) da FEUP (Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto) que abrange o estudo de pilares de betão armado de edifícios e pontes sob acção de cargas cíclicas horizontais unidireccionais (Rocha *et al.* (2007) Delgado *et al.* (2009)) e bidireccionais (Rodrigues *et al.* (2011)).

A campanha experimental realizada no âmbito deste trabalho foi delineada de forma a atingir os seguintes objectivos: analisar o comportamento face à flexão composta (por efeito da acção sísmica) de pilares idênticos aos habitualmente construídos antes

da década de 70; analisar o comportamento de pilares reforçados com diferentes técnicas de reforço, perante idênticas solicitações, e comparar o seu desempenho com os pilares originais; avaliar a eficiência e a possibilidade de utilização dos reforços sísmicos adoptados; obter informação experimental suficiente para permitir a calibração de modelos numéricos de caracterização dos materiais e simulação de elementos estruturais.

Para o efeito, foram realizadas quatro séries de pilares, que contemplaram dois modelos com a mesma secção, mas com diferentes quantidades de armadura longitudinal, que foram testados nas direcções de maior e menor inércia. Foram também ensaiados pilares reforçados com diferentes tipos de técnicas e materiais, tendo-se utilizado mantas de CFRP, cintas de aço e chapa de aço, bem como variantes de ligação do pilar à base, através de cantoneira ou laminados, o que serviu para comparar com os pilares originais. Foi realizadas modelações numéricas dos pilares ensaiados o que, em conjunto com os resultados obtidos, permitiu a sua caracterização para possíveis utilizações em modelos de simulação em que os mesmos venham a ser incluídos.

Com o trabalho realizado procurou-se contribuir para o aprofundamento do conhecimento do comportamento de pilares construídos antes da década de 70, bem como das respectivas possibilidades de reforço de modo a que passem a cumprir os novos critérios de segurança. Partindo de uma análise local e individual dos pilares, complementada por análises do seu comportamento inserido no conjunto estrutural, foi possível avaliar a influência dos reforços aplicados na deformação dos pilares, na variação de esforços e ganhos de ductilidade, e da sua influência na segurança estrutural face à acção sísmica.

1.3 PLANO DA TESE

Esta tese é composta por sete capítulos, nos quais se inclui a presente introdução. Todas as referências bibliográficas e de enquadramento específico serão realizadas directamente nos capítulos a que dizem respeito.

No Capítulo 2, para além da apresentação de uma panorâmica global do estado actual do conhecimento, descrevem-se os modelos numéricos usados para a obtenção da resposta não linear dos provetes ensaiados, bem como os critérios de análise comparativa adoptados.

Apresenta-se ainda o programa de análise não linear de fibras Seismostruct, algoritmo de cálculo que se insere nas tendências actuais de análise, e cujos resultados irão ser comparados com os resultados obtidos com o algoritmo menos exigente PNL, baseado na simulação de rótulas plásticas. Estes programas foram usados na previsão e posterior avaliação do comportamento material dos provetes ensaiados, sendo ainda descritos os modelos de comportamento físico dos materiais utilizados nestes algoritmos, aço e betão, com particular destaque para a resposta em carregamento monotónico e cíclico.

No capítulo 3 serão apresentadas as ideias base de alguns dos principais estudos experimentais realizados na área de estudo que serviu de base a este trabalho.

A melhor forma de interpretar os acontecimentos que nos rodeiam é, muitas vezes, por intermédio da sua simulação em ambiente controlado, onde se tenta reproduzir o fenómeno natural. Este tipo de procedimento também se aplica à avaliação do comportamento das estruturas de betão armado ou, isoladamente, de cada uma das diferentes partes que a constituem. Todavia, este tipo de procedimento nem sempre é de fácil implementação. Como exemplo típico deste tipo de dificuldade refiram-se os pilares sujeitos a acções cíclicas, enquanto casos dos mais delicados e difíceis de reproduzir em laboratório, por deverem contemplar as acções correntes neste tipo de elementos estruturais em diferentes direcções (axiais e transversais).

Existem diversos modelos de ensaio de pilares preconizados por diferentes autores, diferindo, nomeadamente, na forma de fixação dos provetes, na aplicação da acção horizontal e da acção axial e no modo de medição dos deslocamentos e extensões. No entanto, a forma de aplicação do esforço axial é, provavelmente, o factor distintivo mais crítico, não só pela dificuldade de implementação em ensaio, como

pelo facto de ser o factor que tem maior influência na forma como os pilares se comportam, especialmente no que se refere à sua resistência, rigidez, ductilidade e capacidade de dissipação de energia.

Neste capítulo serão apresentados os modelos de ensaio de pilares mais relevantes, que foram sendo implementados ao longo do tempo, confrontando-os com o modelo implementado no Laboratório de Engenharia Sísmica e Estrutural (LESE) da Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto (FEUP) e adoptado para realizar a parte experimental deste trabalho.

No capítulo 4, serão apresentados os dados relativos aos ensaios efectuados, onde se incluem: a descrição dos provetes e das suas diferentes secções, os materiais usados e correspondentes propriedades, bem como a descrição do programa de ensaios realizados com as diferentes leis de deslocamentos e suas características fundamentais.

Para além da descrição dos dados dos ensaios efectuados, este capítulo inclui a apresentação da campanha experimental levada a cabo no Laboratório de Engenharia Sísmica e Estrutural (LESE) da Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto (FEUP), com o objectivo de avaliar o comportamento de pilares de betão armado sujeitos a acções cíclicas horizontais, testados tal como originalmente construídos e testados depois de reforçados com diferentes técnicas de aplicação simples e de uso corrente.

Para a materialização dos ensaios foi desenvolvida de raiz uma configuração de ensaio que visava possibilitar o ensaio de pilares sujeitos a acções aplicadas segundo dois eixos horizontais ortogonais (biaxiais) associados e a uma acção axial constante. Para atingir este objectivo foi projectado um sistema de deslizamento entre duas placas que se interpõem entre o aplicador da carga vertical e o topo do pilar, cujo detalhe de descrição se pode encontrar neste capítulo.

Os modelos ensaiados foram construídos procurando servir os objectivos definidos para este trabalho, enquadrando-se dentro das limitações (dimensões e força) do dispositivo de ensaio disponível e acompanhando os interesses do grupo de investigação onde este trabalho se insere. Para a sua definição foi usado como referência o estudo realizado sobre um pórtico de betão armado à escala real, construído e testado no ELSA – European Laboratory for Safety Assessment – em Ispra, Itália, no âmbito do projecto Europeu ECOEST II/ICONS (Carvalho *et al.*

(1999)), onde foram considerados os pressupostos de cálculo e especificações construtivas adoptadas pelas regulamentações em vigor até aos anos oitenta.

Do conjunto de premissas estabelecidas resultou a seguinte definição das características geométricas e dos materiais a adoptar na campanha experimental: dois tipos de pilar – PA1 e PA2 – construídos à escala real; secção transversal de 0.20 x 0.40 m; altura de 1.72 m (correspondente a metade da altura entre pisos corrente); ensaios com forças nas duas direcções principais de inércia e com diferentes quantidades de armaduras longitudinais (mais armadura longitudinal no provete testado na menor inércia).

Uma vez ensaiados, os pilares originais foram reparados, tendo em atenção os reforços adoptados no pórtico ICONS, bem como nas práticas correntes de reforço realizadas pela empresa STAP que colaborou neste estudo. Os reforços efectuados caracterizaram-se por intervenções na base dos pilares, na zona de formação da rótula plástica e foram realizados com:

- mantas de CFRP;
- mantas de CFRP com laminados longitudinais ligados à base;
- cintas metálicas;
- cintas metálicas com cantoneiras nos cantos;
- cintas metálicas com cantoneiras nos cantos ligadas à base.
- chapa de aço ligada à base.

Para além da aplicação de reforço nos pilares com danos resultantes dos ensaios, foi aplicado reforço a um dos pilares antes de qualquer solicitação, tendo em vista avaliar o desempenho destes materiais e técnicas enquanto abordagem de reforço de estruturas sem qualquer dano sísmico prévio.

No capítulo 5 serão interpretados os resultados experimentais, efectuando uma análise comparativa entre ensaios no que diz respeito às respostas força-deslocamento, energia dissipada durante o ensaio e perda de rigidez dos pilares.

Para além da campanha de ensaios experimentais apresentada, foram também efectuadas simulações numéricas desses ensaios, de modo a melhor interpretar todos os fenómenos envolvidos e validar as ferramentas numéricas utilizadas.

Nas modelações numéricas efectuadas foram reproduzidas as condições dos ensaios experimentais, no que diz respeito a acções axiais e deslocamentos impostos, tendo sido analisados os pilares originais e os pilares após reforço. Nas modelações

numéricas dos pilares não reforçados foram usadas hipóteses de modelação de diversos níveis de complexidade e sob condições de carregamento monotónico e cíclico.

Pretendeu-se avaliar e comparar as respostas cíclicas dos diferentes pilares ensaiados, caracterizando o seu comportamento e avaliando a eficiência das diferentes soluções de reforço usadas. Para facilidade de comparação dos resultados dos ensaios, foram utilizados critérios baseados em parâmetros que permitem uma comparação objectiva entre as respostas obtidas. Estes critérios assentam essencialmente na comparação do *drift*, energia dissipada e perda de rigidez relativa em relação à rigidez máxima e rigidez de cedência, descritos no capítulo 3.

No capítulo 6, depois de nos dois capítulos anteriores se ter analisado o comportamento cíclico de pilares isolados originais e reforçados, retoma-se a estrutura ensaiada à escala real no ELSA (European Laboratory for Safety Assessment) em Ispra, Itália, no âmbito do projecto Europeu ECOEST II/ICONS (Carvalho *et al.* (1999)), com o objectivo de os integrar como parte de uma estrutura porticada.

Aproveitando os resultados experimentais da estrutura testada à escala real para comparação, foi realizado um estudo dos efeitos dos sismos em estruturas de betão armado, com particular ênfase nas estruturas construídas com base em regulamentos em vigor até aos anos setenta. Este estudo evidencia que muitas destas estruturas apresentam um comportamento insatisfatório, não dispondo de condições de segurança adequadas. Esta constatação salienta a necessidade de dispormos de soluções de reforço, que preparem este tipo de estruturas para melhor resistirem à eventualidade de virem a ocorrer novos sismos, dotando-as de níveis de segurança compatíveis com a ocorrência deste tipo de fenómenos naturais.

Depois de calibrado o modelo numérico, alargou-se o estudo à simulação de diferentes soluções de reforço, avaliando as novas condições de segurança. Este tipo de análise permite ampliar o conhecimento sobre as novas estratégias de reforço e verificar os ganhos de segurança que se podem estabelecer com a sua aplicação.

A modelação estrutural adoptada apoiou-se na discretização em elementos de barra, considerando o comportamento não linear concentrado em rótulas plásticas. O comportamento não linear é traduzido com base numa envolvente trilinear da lei de carregamento monotónico do elemento, a partir do qual é modelado o

comportamento cíclico e histerético, envolvendo a degradação de rigidez e resistência, bem como o efeito de pinching.

A finalizar, serão apresentadas no capítulo 7 as conclusões gerais do trabalho, sintetizando o que de essencial deve ser realçado, bem como a apresentação das perspectivas de desenvolvimentos futuros.

CAPÍTULO 2

MODELOS E CRITÉRIOS DE AVALIAÇÃO ESTRUTURAL

2.1 INTRODUÇÃO

No presente capítulo pretende-se, para além da apresentação de uma panorâmica global do estado actual do conhecimento, descrever os modelos analíticos usados para a obtenção da resposta não linear dos provetes ensaiados, bem com a descrição dos critérios de análise comparativa adoptados.

Inseridos no contexto das tendências actuais apresenta-se o programa de análise não linear de fibras SeismoStruct (SeismoSoft (2006)) comparado com a metodologia menos exigente de rótulas plásticas PNL (Varum (1995)). Estes programas foram usados na previsão e posterior avaliação do comportamento dos provetes ensaiados. Porque utilizados pelos programas de análise estrutural, também se faz referência à forma como foi considerado o comportamento dos materiais envolvidos, aço e betão, em particular a resposta sob carregamento monotónico ou cíclico.

Particularmente as metodologias numéricas usadas neste trabalho têm sido utilizadas e apresentadas nos trabalhos desenvolvidos pelos investigadores do grupo de estruturas da FEUP. Assim, a explicação dos aspectos fundamentais das metodologias numéricas utilizadas no âmbito deste trabalho, fundamentais para a sua compreensão, foi realizada com apoio em textos existentes, (nomeadamente, publicados por Pedro Delgado e Mário Marques) revisitando e acrescentando às referências originais.

2.2 MODELOS DE COMPORTAMENTO DOS MATERIAIS

Antes de iniciar a descrição dos modelos de simulação estrutural adoptados, é importante descrever a forma como esses modelos consideram o comportamento dos materiais constituintes das estruturas de betão armado estudadas: aço e betão. Em particular, apresenta-se a forma como se considera o seu funcionamento em conjunto e o seu comportamento cíclico a partir do conhecimento das características determinadas isoladamente para cada um deles por intermédio de ensaios monotónicos.

2.2.1 Comportamento do Aço

2.2.1.1 Carregamento monotónico

O comportamento do aço é normalmente aferido através do ensaio de varões, aos quais se aplicada uma carga uniaxial de tracção monotonicamente crescente até à rotura. Por vezes, por facilidade ou por limitações do equipamento, sem que se altere de forma significativa o resultado final, também se pode utilizar a imposição de deslocamentos. Durante a realização dos ensaios são registados, ao longo do tempo, os pares de valores força e deslocamento. Assim, é possível determinar a resposta do material e construir as curvas de tensões-extensões características do mesmo, que geralmente apresentam as seguintes zonas:

Inicial elástica, caracterizada pela existência de reversibilidade de deformações e proporcionalidade entre as tensões e as extensões e onde é válida a lei de Hooke. O módulo de elasticidade representa a constante de proporcionalidade referida;

Patamar de cedência, onde aos incrementos de extensão não corresponde uma variação de tensão significativa e corresponde, em teoria, a um comportamento plástico;

Retoma do aumento das tensão em função das extensões até atingir a máxima capacidade (endurecimento); e finalmente

Decréscimo das tensões até atingir a rotura (estricção).

No caso de aços com maiores concentrações de carbono ou endurecidos a frio, o patamar de cedência pode ser muito pequeno ou mesmo inexistente, o que conduz a gráficos que passam da zona elástica directamente para a zona de endurecimento.

Para utilização destas curvas de comportamento do aço nas modelações numéricas é necessário proceder à sua representação com recurso à aproximação de uma ou várias expressões analíticas.

Para as simulações numéricas do comportamento estrutural dos elementos de betão armado ensaiados no presente trabalho, adoptou-se para a resposta do aço uma relação bi-linear, composta por: um primeiro tramo com a inclinação correspondente ao módulo de elasticidade inicial (E_s) e limitado pela tensão de cedência (f_{ys}); e um segundo tramo, subsequente ao anterior, e com menor inclinação E_{s1} que pretende representar, simultaneamente, a rigidez da zona de patamar e de endurecimento. O módulo de elasticidade E_{s1} (endurecimento) é frequentemente apresentado de forma indirecta, recorrendo ao coeficiente de endurecimento – β – que corresponde à razão entre o E_s e o E_{s1}.

Para determinar o valor deste coeficiente de endurecimento, β, é geralmente proposto que se encontre o declive da recta que intersecta o diagrama tensões-extensões real em regime elasto-plástico, de forma a igualar a energia dissipada até à tensão máxima atingida (área A1 é igual a A2), como se ilustra na Figura 2.1.

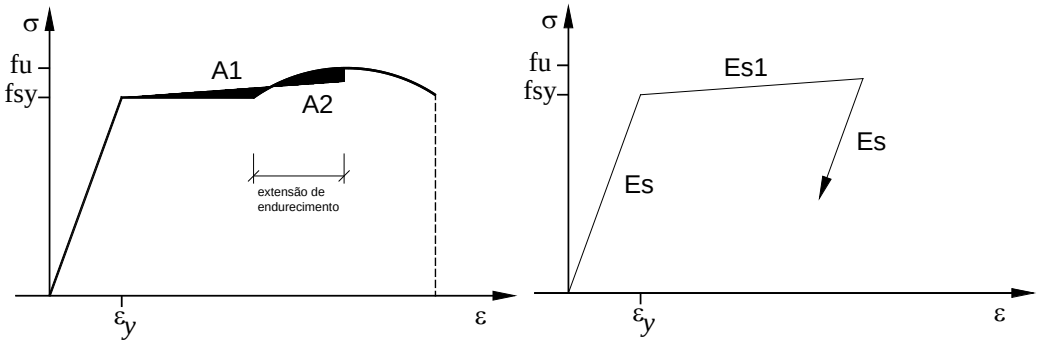


Figura 2.1 – Aço: diagrama tensões-extensões para carregamento monotónico.

2.2.1.2 Carregamento cíclico

O modelo utilizado para representar o comportamento de varões de aço submetidos a acções cíclicas alternadas foi o de Giuffrè-Menegotto-Pinto, originalmente desenvolvido por Giuffrè e Pinto (1970) e posteriormente implementado e testado por Menegotto e Pinto (1973).

Nestas circunstâncias, por causa das inversões no sentido do carregamento, a resposta dos varões de aço é afectada, nomeadamente nas suas características de resistência e rigidez.

Este modelo, ilustrado na Figura 2.2 (Varum (1995), Delgado (2009)), representa o comportamento cíclico do aço através de troços curvos que se desenvolvem assimptoticamente a duas rectas paralelas com inclinação E, definidas com base no troço elástico do diagrama monotónico, e a outras duas rectas paralelas com inclinação E_1, correspondente à rigidez do troço de endurecimento. Deste modo, as leis de carga e descarga encontram-se contidas numa envolvente correspondente à curva bi-linear para o carregamento monotónico definido no ponto anterior.

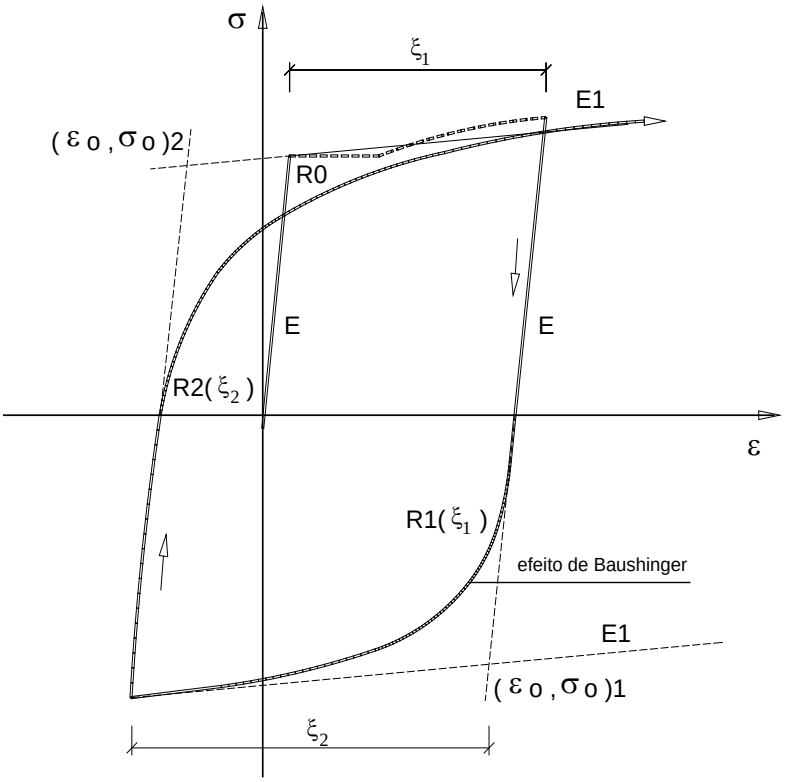


Figura 2.2 – Aço: diagrama tensões-extensões para carregamento cíclico.

O efeito de Bauschinger ocorre após a armadura traccionada ter entrado em cedência, ou seja entrando na fase de endurecimento, logo depois da alternância de carga e que pretende simular um comportamento não linear da armadura conduzindo a valores de tensão bastante inferiores ao valor inicial de cedência.

Este efeito é caracterizado pelo parâmetro R, definido pela equação (2.1), que representa o desenvolvimento da curva de transição entre o troço elástico e o troço de endurecimento após o primeiro ciclo.

$$R = R_o - \frac{a_1 \xi}{a_2 + \xi} \tag{2.1}$$

O parâmetro ξ representa o valor absoluto da deformação da incursão plástica anterior e R_0 correspondente ao valor do parâmetro R retirado do primeiro carregamento. Todos os parâmetros: a_1, a_2 e também R_0 representam propriedades dos diferentes aços que deverão ser calibradas experimentalmente. Caso não exista essa possibilidade, Menegotto e Pinto (1973), quando se tratar de aços de construção correntes, sugerem que se adoptem os seguintes valores: $R_0 = 20.0$, $a_1 = 18.5$ e $a_2 = 0.15$.

Ao longo do tempo outros autores apresentaram melhoramentos ao modelo de Giuffrè-Menegotto-Pinto. Por exemplo Gomes (1992) e Monti e Nuti (1992), acrescentam propostas que simulam o efeito da encurvadura dos varões em compressão.

Em alternativa, também existe a possibilidade de utilizar modelos mais simples que implicam menores exigências de programação e tempos de cálculo e que simulam de forma bastante satisfatória o comportamento histerético do aço: o modelo bi-linear e modelo trilinear de Shibata (Shibata (1982)).

2.2.2 Comportamento do betão

O comportamento do betão varia em função da sua localização dentro do mesmo elemento e do tipo de carregamento a que está sujeito: compressão ou tracção; estático ou dinâmico. Dentro do elemento, o betão interior às armaduras, pelo facto de estar confinado por elas, exibe um comportamento diferente do betão de

recobrimento. Para todas estas situações vão ser apresentados os modelos de simulação utilizados neste trabalho.

2.2.2.1 Carregamento monotónico em betão não confinado

O comportamento do betão sujeito a um carregamento monotónico de compressão, atravessa diferentes fases, desde a microfissuração inicial, passando por vários níveis de dano até atingir a rotura.

Para deformações axiais crescentes o diagrama simplificado de tensões-extensões típico do betão em compressão, relacionando tensões normais com as correspondentes extensões, é apresentado na Figura 2.3 e divide-se em três partes fundamentais:

Fase inicial aproximadamente linear até cerca de metade da tensão máxima;

Fase intermédia com comportamento não linear acentuado devido à elevada redução de rigidez provocada pela microfissuração que se pode representar por uma parábola do segundo grau, tal como é proposto por Kent e Park (1971).

Fase pós pico (de tensão máxima) onde o betão continua a resistir embora gradualmente menos, seguindo na realidade uma relação não linear mas que pode ser assumida, para efeitos de cálculo, como aproximadamente uma recta com inclinação negativa, até se atingir a extensão última.

Tipicamente o pico do diagrama de tensões-extensões é tanto mais pronunciado quanto maior é a tensão resistente dos betões. No entanto no caso dos betões empregues neste trabalho, considerou-se que acontece para valores da extensão da ordem dos 0.2%, coerente com a proposta do CEB-FIP (1999).

Quanto ao comportamento em tracção, ele é completamente distinto do em compressão. A tensão máxima resistente é substancialmente inferior, atingindo, em geral, magnitudes da ordem dos 10% da resistência à compressão. Assim, a sua influência no comportamento dos elementos estruturais submetidos a esforços de tracção é muito reduzida e, como tal, muitas vezes desprezada. No entanto, alguns

modelos analíticos consideram o reduzido contributo do betão em tracção tanto para carregamentos monotónicos como cíclicos (CEB (1991)).

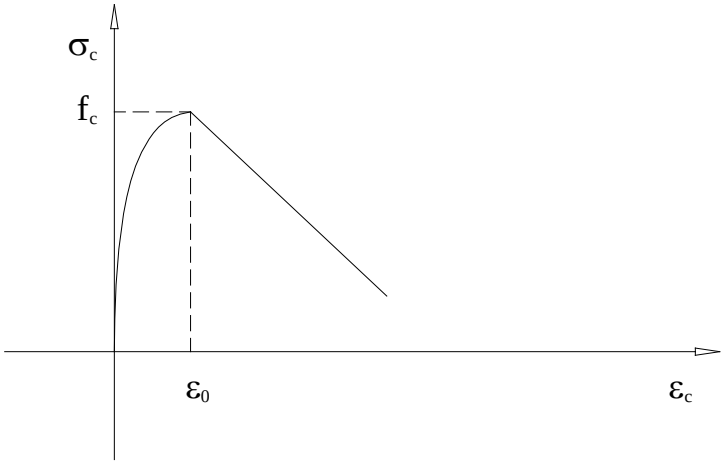


Figura 2.3 – Betão não confinado: Diagrama tensões-extensões para carregamento monotónico (Kent e Park (1971)).

Quando se pretenda considerar essa resistência à tracção, uma forma simples de obter uma boa aproximação ao diagrama de tensões-extensões é através de dois ramos lineares: no início até atingir a tensão máxima com o mesmo módulo de elasticidade da compressão; e depois outro com extensão constante, igual à última atingida, e direcção negativa até atingir a tensão nula.

2.2.2.2 Carregamento monotónico em betão confinado

Na literatura existem várias propostas de modelações do comportamento do betão confinado, incluindo-se entre as mais conhecidas: Richardt *et al.* (1928), Xiao e Esmaeily-Gh (2002); Fafitis e Shah (1985); Sheikh e Uzumeri (1982); Saatcioglu e Razvi (1992); Cusson e Paultre (1993); Li *et al.* (2001); Mander *et al.* (1988); e Park e Priestley (1982).

O comportamento do betão armado é muito influenciado pelo grau de confinamento a que se encontra sujeito, que vai afectar as suas características de resistência e ductilidade, devido à sua própria constituição (agregados pétreos ligados através de uma base cimentícia) que lhe confere uma má resistência à tracção. Esse grau de confinamento é conferido pelas armaduras longitudinais e transversais e depende

essencialmente da percentagem de armadura transversal e respectivo espaçamento entre estribos.

As armaduras transversais só são mobilizadas quando o betão se expande lateralmente devido ao coeficiente de Poisson, diminuindo a possibilidade de o betão se expandir lateralmente através da colocação de estribos ou cintas que limitam a sua extensão lateral e impedem que se desagregue. Assim, o confinamento provoca directamente o aumento da capacidade resistente e correspondente extensão, e indirectamente introduz grande melhoria na ductilidade, diminuindo a inclinação do ramo pós-pico e aumentando a capacidade de manter uma tensão residual para grandes extensões.

Nas simulações realizadas no âmbito deste trabalho foi utilizada a modelação proposta por Park e Priestley (1982) amplamente utilizada em análises de estruturas de betão armado e onde também se podem distinguir três zonas (Figura 2.4):

Inicial parabólica – AB – definida pela expressão (2.2);
Intermédia linear descendente – BC – definida pela equação da recta (2.3);
Final constante – CD – com valor de 20% da tensão máxima de compressão.

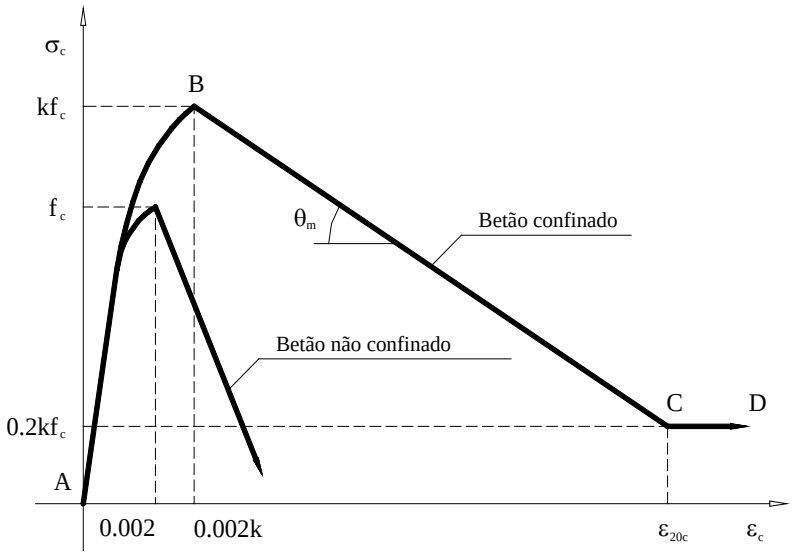


Figura 2.4 – Betão confinado: Diagrama tensões-extensões para carregamento monotónico (Park e Priestley (1982))

Neste modelo, o parâmetro que traduz o confinamento do betão, ρv, juntamente com as características de resistência do betão não confinado, vão influenciar os factores k e Zm que traduzem respectivamente: (k) o aumento da tensão e correspondente extensão resistente à compressão do betão confinado; e (Zm) a diminuição da inclinação θm do ramo intermédio descendente.

Região A-B ($\varepsilon_c < 0{,}002k$)

$$\sigma_c = kf_c\left[\frac{2\varepsilon_c}{0{,}002k} - \left(\frac{\varepsilon_c}{0{,}002k}\right)^2\right] \tag{2.2}$$

Região B-C ($0{,}002k \leq \varepsilon_c < \varepsilon_{20c}$)

$$\sigma_c = kf_c\left[1 - Z_m\left(\varepsilon_c - 0{,}002k\right)\right] \tag{2.3}$$

Região C-D ($\varepsilon_c \geq \varepsilon_{20c}$)

$$\sigma_c = 0{,}2kf_c \tag{2.4}$$

onde,

$$k = 1 + \frac{\rho_v f_{syt}}{f_c} \tag{2.5}$$

$$Z_m = \frac{0{,}5}{\dfrac{3 + 0{,}29f_c}{145f_c - 1000} + \dfrac{3}{4}\rho_v\sqrt{\dfrac{h'}{s}} - 0{,}002k} \tag{2.6}$$

ε_c – extensão longitudinal do betão;

σ_c – tensão normal no betão confinado (MPa);

f_c – resistência à compressão do betão não confinado (MPa);

ε_{20c} – extensão correspondente a 20% da tensão máxima na região B-C;

f_{syt} – tensão de cedência da armadura transversal (MPa);

ρ_v – razão entre o volume de armadura transversal e o volume de betão cintado calculado pela face exterior das cintas;

h´ – largura do núcleo cintado (medida também à face exterior das cintas);

s – espaçamento da armadura transversal.

2.2.2.3 Carregamento cíclico em betão confinado

A partir da proposta de Park e Priestley (1982) para modelação do comportamento do betão confinado submetido a uma acção monotónica, o mesmo autor juntamente com Thompson e Park (1980) sistematizaram um conjunto de regras que visam acrescentar à curva original, o efeito das acções cíclicas no comportamento do betão. Tal como mostra a Figura 2.5 essas regras envolvem a degradação de rigidez com o aumento da extensão a que ocorre o novo ciclo de carga.

Sumariamente, os autores definiram regras de carga e descarga para cada uma das zonas do diagrama, através de ramos lineares, da seguinte forma:

Região AB – extensões inferiores a $k\varepsilon_0$ – as descargas e recargas, seguem um ramo linear com inclinação correspondente ao módulo de elasticidade tangente na origem E_0. Como as descargas e as recargas seguem o mesmo trajecto, nesta zona não se considera dissipação de energia.

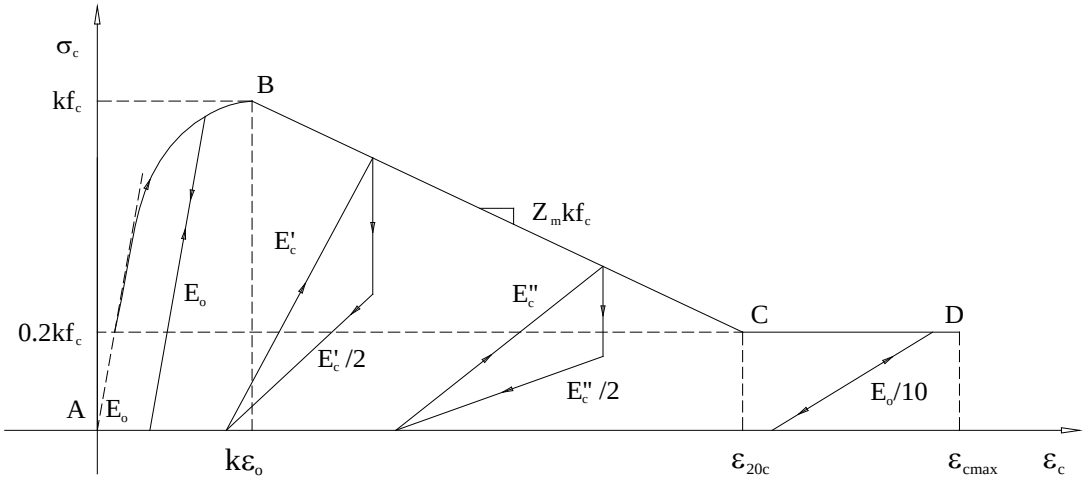


Figura 2.5 – Betão confinado: Diagrama tensões-extensões para carregamento cíclico (Thompson e Park (1980))

Região BC – extensões entre $k\varepsilon_0$ e ε_{20c} – as descargas são efectuadas em duas fases: a primeira com extensão constante até se atingir metade da tensão correspondente ao início da descarga e a segunda com inclinação de $E'_c/2$. A recarga segue um ramo linear com inclinação E'_c (equação (2.7)). Como nesta região o declive é negativo os valores dos módulos de elasticidade vão diminuindo à medida que a extensão aumenta e são dados pela seguinte expressão:

$$E'_c = E_0\left(0{,}8 - 0{,}7\frac{\varepsilon_c - k\varepsilon_0}{\varepsilon_{20c} - k\varepsilon_0}\right) \tag{2.7}$$

Região CD – extensões superiores a ε_{20c} – as descargas e recargas seguem sempre o trajecto do ramo linear com inclinação igual a $E_0/10$. Nesta região também não se contabiliza a dissipação de energia.

2.3 MODELOS DE AVALIAÇÃO ESTRUTURAL

2.3.1 Introdução

Nos últimos tempos têm sido desenvolvidos pela comunidade científica novos procedimentos de dimensionamento, emergindo as considerações baseadas nas deformações das estruturas.

Estas abordagens permitem explorar simultaneamente as capacidades de deformação e de resistência das estruturas, o que representa uma diferente visão sobre o dimensionamento estrutural, e que até esse momento era inconcebível. Este acréscimo no desempenho das estruturas é, em geral, conseguido a partir de novos mecanismos de dissipação de energia, que resultam por exemplo de uma melhor pormenorização das secções e dos elementos.

Os pressupostos de dimensionamento sísmico destas metodologias abandonam as formulações dos métodos lineares tradicionais baseados em forças laterais horizontais, denominados por *Force-based Design Methods* (FDM), e que não são mais do que uma extensão dos princípios de dimensionamento a uma acção gravítica.

É também neste âmbito que é reconhecida a importância dos métodos de avaliação de estruturas que permitem determinar o seu comportamento envolvendo a análise não linear.

Esta linha de pensamento tem sido também acompanhada pelos mais variados regulamentos e documentos orientadores para o dimensionamento e avaliação. Destaca-se o contributo essencial da *Federal Emergency Management Agency*

(FEMA), apresentando estratégias de avaliação e reforço sísmico, capazes de resultar em estruturas mais económicas e eficazes na resposta às acções sísmicas (ATC40 (1996) e FEMA356 (2000)). Nestes guiões está sempre presente a caracterização das deformações estruturais ao nível dos elementos dimensionados, reforçados e já existentes, contrariando as abordagens baseadas em factores de comportamento. São apresentadas e sugeridas diversas metodologias de análise, de carácter não linear ou elástico, estático (*pushover*) ou dinâmico, cuja aplicação é direccionada de acordo com as características das estruturas, nomeadamente a rigidez ou resistência.

A direcção das técnicas referidas caminhou para um estado de conhecimento em que é reconhecido o indubitável valor das análises não lineares dinâmicas na caracterização mais rigorosa da exigência estrutural, quer na caracterização de estruturas de menor complexidade quer em modelos laboratoriais (Fajfar (1998)). Contudo é também reconhecido que estas técnicas não são garantia absoluta de uma avaliação de elevado desempenho, do comportamento estrutural, em todos os casos (Meyer (1989), Park e Paulay (1975)). Este aspecto está inerente ao número elevado de variáveis presentes na resposta não linear, assim como à complexidade e tempo de cálculo, que é ainda actualmente uma desvantagem responsável pela grande inibição na sua aplicação.

Assim, estas limitações são responsáveis pela procura de técnicas de análise simplificadas, que permitam a sua utilização generalizada no domínio da engenharia estrutural, e capazes de minimizar os consumos de tempo e a complexidade.

Neste âmbito têm sido apresentadas na última década metodologias que conjugam um carácter não linear estático, com a simplicidade normalmente associada a técnicas de análise elástica – metodologias de análise *pushover*.

A formulação geral destas ferramentas passa pela avaliação do desempenho estrutural, a partir da capacidade de resistência e de deformação, e comparando-as com as exigências estruturais para certos níveis de desempenho. Convencionalmente o comportamento é representado por uma curva de capacidade, que corresponde à relação corte basal com o deslocamento de um nó de controlo, incluindo a não linearidade geométrica e material dos elementos. A análise permite, contrariamente aos métodos (estáticos ou dinâmicos) elásticos convencionais, identificar a evolução da degradação e falência dos elementos, assim como um conjunto de parâmetros estruturais que indicam a deformação e forças internas desenvolvidas.

Existem no entanto limitações inerentes às análises *pushover*, devido à aplicação de forças estáticas o que impossibilita a definição precisa dos efeitos dinâmicos (Krawinkler e Seneviratna (1998)) e que são intrínsecos à importância dos modos de vibração superiores, à degradação de rigidez progressiva e ao perfil de carregamento lateral. Estas limitações nas metodologias de análise *pushover* levaram ao aparecimento de novos procedimentos que minimizaram os respectivos efeitos.

Destaca-se o método *pushover* adaptativo proposto por Antoniou e Pinho (2004) e Antoniou e Pinho (2004), em que o carregamento lateral é variável e continuamente actualizado durante o processo de análise em função da deformada modal e dos factores de participação modal, definidos por sua vez a cada passo por uma análise modal. Nesta formulação de carácter multimodal são ainda incluídos os efeitos de degradação da resistência e modificações nas forças de inércia. Distinguem-se duas alternativas desta metodologia, em função do tipo de carregamento: as baseadas em forças, conhecidas por *Force-based Adaptive Pushover* (FAP) e em deslocamentos, *Displacement-based Adaptive Pushover* (DAP).

Pretende-se ainda neste trabalho, por comparação de resultados com os experimentais, avaliar a utilização das modelações da não linearidade material distribuída e concentrada, verificando a viabilidade de utilização de uma modelação menos realista mas mais simples, como é o caso da baseada em rótulas plásticas.

Refira-se que as aplicações numéricas e estudos comparativos presentes neste capítulo utilizam um programa de análise não linear desenvolvido academicamente (Varum (1995)) e o software SeismoSoft (2006), que compreendem respectivamente modelações concentradas e distribuídas da não linearidade material.

2.3.2 Metodologias de análise dinâmica

A resposta das estruturas à acção dos sismos é na realidade uma acção de carácter dinâmico, uma vez que tem uma variação ao longo do tempo, o que consequentemente introduz um conjunto de forças: de inércia e de amortecimento.

Actualmente, as metodologias de análise dinâmica, que incluem o carácter não linear das secções estruturais, são consideradas como dotadas de maior capacidade para traduzir os efeitos da acção sísmica sobre as estruturas. A este superior desempenho

e exactidão está intimamente relacionada a inclusão de determinados efeitos na análise como o amortecimento viscoso, que se deve às forças internas de oposição à deformação, assim como as características dinâmicas das estruturas.

As análises dinâmicas não lineares estão contudo largamente dependentes da acção sísmica seleccionada, o que poderá introduzir uma incerteza considerável nos resultados do comportamento estrutural. Este é um dos pontos negativos que dificultam a utilização destas técnicas em ambiente corrente de dimensionamento de estruturas, e que requer não só um número elevado de sismos para análise, mas também uma selecção criteriosa da acção sísmica real representativa da região em que se insere a estrutura. A este aspecto acresce o tempo de cálculo e formação necessárias, assim como a sensibilidade nos resultados finais devido à não linearidade dos materiais, o que tornam a sua implementação mais complexa e menos atractiva.

Os movimentos da base das estruturas são devidos à introdução de registos sísmicos reais ou artificias, através de deslocamentos ou acelerações ao longo do tempo, obtendo-se a resposta estrutural por integração numérica das equações diferenciais do movimento (através de, por exemplo, o método de Newmark ou das Diferenças Centrais).

2.3.3 Metodologias de análise *pushover*

2.3.3.1 Introdução

As metodologias de análise não linear *pushover* procuram, a partir de procedimentos simples e rápidos, identificar os elementos mais vulneráveis e que contribuem para o colapso global da estrutura, permitindo também identificar a evolução da degradação e o mecanismo de ruína mais provável.

As primeiras aplicações de análises *pushover* surgem na década de 70 (Gulkan e Sozen (1974)). A relação entre a força de corte basal e o deslocamento equivalente de um sistema de um grau de liberdade é definida de modo a caracterizar a resposta estrutural: rigidez inicial, de cedência, pós-cedência e resistência última.

Durante a última década têm sido alvo de investigação científica e aplicação metodologias de análise não linear estática dirigidas para estruturas complexas, evidenciando a importância dos modos de vibração superiores para a resposta estrutural não linear e incluindo-os no procedimento de análise (Casarotti e Pinho (2007), Chopra e Goel (2002)).

Nestas metodologias são utilizados perfis de carregamento lateral (forças ou deslocamentos), através de incrementos contínuos até a estrutura atingir o colapso ou outro qualquer critério estrutural. Os resultados da análise são definidos por parâmetros globais de resposta, como a curva de capacidade, e permitem também identificar o percurso de cedência e colapso dos elementos.

Assim, as análises *pushover* são técnicas de avaliação estrutural que actualmente se mostram como alternativas credíveis às análises não lineares dinâmicas, representando a resposta de estruturas irregulares e com deformações inelásticas elevadas.

2.3.3.2 Dimensionamento e avaliação baseados na deformação estrutural

Os actuais pressupostos presentes na engenharia sísmica baseiam-se, como já referido, nos deslocamentos exigidos e permitidos pelas estruturas, assentes no conceito do *Performance-based Seismic Engineering* (PBSE). Esta nova estratégia coloca de parte a relação entre as acções actuantes e as forças resistentes das secções estruturais, associada às metodologias anteriores de dimensionamento e direcciona a avaliação sobre estados limite definidos segundo a resposta das estruturas em termos de deformações.

Este é um ponto de viragem na abordagem aos problemas estruturais da engenharia sísmica, realçando-se a melhor caracterização do dano estrutural destas metodologias, dada a inclusão do comportamento em regime não linear.

O conceito do *Performance-based Seismic Engineering* pode ser encontrado nos critérios de dimensionamento, no controlo da qualidade de construção ou na definição do sistema estrutural mais indicado. Procura-se com estes conjuntos de regras e indicações que as estruturas se comportem adequadamente e de modo previsível, segundo níveis e limites superiores adequados e pré estabelecidos, quando

sujeitos à acção de determinados sismos e intensidades (ATC40 (1996)). Assim, este conceito é entendido como um conjunto de estados limite presentes ao longo de toda a duração das estruturas (Fajfar (1998)).

De modo análogo a esta estratégia, os procedimentos de análise estática não linear orientam-se para estudarem a exigência aos níveis local e global das estruturas. De facto, o objectivo primordial das análises *pushover* coincide com os objectivos do PBSE, como a verificação do desempenho estrutural e a comparação com as capacidades de deformação e de resistência permitidas para estados limite estabelecidos à partida.

Existem várias propostas de procedimentos de análise não linear estáticaque estabelecem diferentes abordagens para a caracterização do *ponto de performance* estrutural associado a uma determinada acção sísmica. Refere-se o método dos coeficientes de deslocamento (FEMA273 (1997), FEMA356 (2000), FEMA440 (2005)) que utiliza uma análise *pushover* para, a partir de uma igualdade de deslocamentos (onde o deslocamento inelástico da estrutura é considerado igual ao deslocamento em regime elástico) e aplicação de um conjunto de coeficientes, corrigir o deslocamento linear elástico de um sistema de um grau de liberdade. Um outro método proposto designa-se de N2, tendo sido desenvolvido na década de 80 (Fajfar e Fischinger (1988)) e estando preconizado no EC8 (2005). O método CSM segue também a mesma estratégia (Freeman *et al.* (1975)).

Em todos eles é identificada uma primeira fase que compreende a definição da curva de capacidade, e que indica a evolução do comportamento estrutural face a um conjunto de forças estáticas que procuram representar a acção sísmica. A curva de capacidade é obtida a partir de uma análise *pushover* da estrutura em análise, sujeita a um carregamento incremental horizontal em altura, até ao colapso estrutural.

O segundo momento passa pela caracterização de um ponto que indique a resposta da estrutura a uma acção sísmica – *ponto de performance*. Para a definição desse ponto, a curva de capacidade é modificada e transformada numa curva de um sistema equivalente de um grau de liberdade.

Foi já indicado que apesar das vantagens introduzidas, essencialmente na simplicidade de cálculo, nem sempre é conseguido um grau de precisão e rigor semelhante ao obtido através de análises não lineares dinâmicas. Essas limitações estão presentes por exemplo na falta de generalidade de aplicação a todos os sistemas

estruturais e irregularidades, onde a evolução da redistribuição de forças em regime não linear é por vezes difícil de caracterizar.

É com vista a ultrapassar estas dificuldades que surgem novas abordagens de carácter adaptativo. Recentemente foram propostas as metodologias Adaptive Modal Combination Procedure (Kalkan e Kunnath (2006)) ou Adaptive Capacity Spectrum Method (Casarotti e Pinho (2007)) de modo a incluir os modos de vibração superior na resposta das estruturas.

2.3.4 Modelação da não linearidade material

Normalmente, são admitidas as seguintes possibilidades de modelação da não linearidade material: a que admite a possibilidade de distribuir as incursões plásticas ao longo de todo o comprimento dos elementos em função das extensões que se vão verificando (modelos de fibras); e a que considera a plasticidade concentrada nas extremidades dos elementos (modelos de rótulas plásticas). Como é evidente apresentam formulações significativamente distintas, que se vão reflectir nos resultados que geram de resposta estrutural às acções sísmicas.

A modelação com fibras apresenta vantagens associadas já que tem em conta a pormenorização da estrutura ao nível da secção. No entanto, apresenta igualmente limitações, centradas nos tempos de processamento e dificuldades na convergência de cálculo, apesar dos actuais avanços computacionais.

Em contraponto, o modelo de rótulas plásticas, que admite a plasticidade concentrada nas extremidades dos elementos, apesar de lhe estar associada a ideia que produz resultados menos precisos, apresenta uma muito menor complexidade na forma como incorpora a não linearidade material, o que possibilita grandes reduções nos tempos de cálculo necessários à análise sísmica.

Passando agora para considerações genéricas mais voltadas para a interpretação do funcionamento em conjunto de elementos de betão armado dimensionados e pormenorizados para apresentar comportamento dúctil, dada a intensa fendilhação que se verifica no betão, constata-se que o seu comportamento é essencialmente controlado pelo comportamento das armaduras. Pretende-se com isto significar que, em princípio, o comportamento dos elementos de betão armado será pouco sensível

ao maior ou menor rigor e complexidade do modelo do comportamento do betão que se venha a adoptar.

Quando inseridos num edifício todos os elementos estruturais vão contribuir para a rigidez do conjunto e resistir aos esforços sísmicos aplicados: as vigas sujeitas à flexão simples (com esforço axial geralmente muito pequeno) e normalmente com momentos resistentes diferentes em função de sentido do momento aplicado; e os pilares sujeitos à flexão composta plana ou desviada despendendo da direcção de actuação das acções horizontais.

Quando carregados monotonicamente os elementos estruturais de betão armado apresentam um comportamento que se pode sistematizar em três fases distintas:

> A primeira fase, com rigidez mais elevada, verifica-se antes de ocorrer a fendilhação do betão;
>
> A segunda fase, em que a rigidez diminui ligeiramente devido ao desenvolvimento de fissuras na zona traccionada do elemento; e
>
> A terceira fase, em que a rigidez baixa abruptamente e que correspondente à cedência das armaduras.

Depois de definidos os trajectos que definem o comportamento, a definição da deformação última a que o elemento estrutural pode estar sujeito, apesar da dificuldade na sua avaliação, reveste-se de capital importância. O trajecto condiciona o comportamento mas o valor da deformação última vai condicionar as circunstâncias, locais e temporais, em que o colapso vai ocorrer.

No presente trabalho, o comportamento das secções dos elementos estruturais foram representadas pela relação entre momentos e curvaturas. Seguindo este conceito, a ductilidade foi definida como sendo a relação entre a curvatura última e a curvatura correspondente ao início da cedência das armaduras.

Quando estes elementos são sujeitos a cargas cíclicas e alternadas devem ser considerados vários fenómenos que alteram a capacidade resistente da secção e que controlam a dissipação histerética de energia: degradação de rigidez, a degradação de resistência e o efeito de aperto ou “pinching”.

A degradação de rigidez deve-se fundamentalmente à fendilhação do betão, que se verifica quando existe descarga ou recarga, diminuindo a inclinação do diagrama

esforço-deformação. Assim, quanto maior for o número de ciclos, maior a fendilhação da secção, atingindo-se cada vez maiores deformações para iguais níveis de esforço.

Devido às repetições de carga e descarga o momento máximo mobilizado vai diminuindo em função da degradação dos materiais que se vai acumulando, sendo, portanto, a degradação de resistência dependente do número de ciclos efectuados.

O efeito de aperto ocorre quando, depois de aberta uma fenda com plastificação da armadura, se dá uma inversão do carregamento verificando-se o fecho da fenda. Nesta situação, para que a fenda se feche é necessário que a armadura recupere a sua deformação plástica, sendo esta recuperação efectuada com uma rigidez da secção muito mais baixa, devido ao betão estar inactivo e apenas funcionar a armadura à compressão e, portanto, com maiores deformações para iguais incrementos de esforço. Então, quando se inicia a recarga ocorrem deformações bastante elevadas até que a fenda se feche, começando o betão a ser comprimido, e a secção a aumentar a sua rigidez, diminuindo a taxa de evolução das deformações e aumentando a sua resistência à compressão.

2.3.4.1 Modelação concentrada da não linearidade – Rótulas plásticas

A consideração da não linearidade material, iniciou-se nos idos anos de 1960, quando aparecem as primeiras publicações de formulações que admitem a plasticidade dos elementos concentrada em zonas específicas dos elementos estruturais.

Resumidamente pode dizer-se que este tipo de modelo admite que as deformações inelásticas se verificam apenas junto das extremidades dos elementos estruturais, numa determinada extensão (rótulas plásticas) ao longo da qual se concentram os fenómenos de comportamento não linear material. Esta assunção baseia-se na observação de estruturas porticadas que, para acções sísmicas elevadas, geralmente apresentam um comportamento onde a dissipação de energia se localiza predominantemente na região onde se encontram as rótulas plásticas.

As rótulas plásticas estão associadas a deformações não lineares e perda de aderência nas armaduras, ocorridas numa extensão designada de comprimento da rótula plástica, que procura representar o comportamento histerético presente nesses locais.

Habitualmente cada macro-elemento estrutural que segue a modelação concentrada da não linearidade material é subdividido na associação de tês elementos, onde os dois extremos apresentam um comportamento não linear definido pelas leis do modelo histerético, que adiante se apresentam, e um elemento na zona central com comportamento linear elástico (Varum (1995)).

O tramo central linear elástico apresenta um comportamento que é admitido constante durante o carregamento. No entanto, na hipótese de este troço se encontrar em regime fendilhado é comum definir para esse subelemento uma rigidez à flexão inferior à que foi considerada no regime elástico.

Na Figura 2.6 apresenta-se o esquema de um macro-elemento de barra que associa em série os três aludidos subelementos.

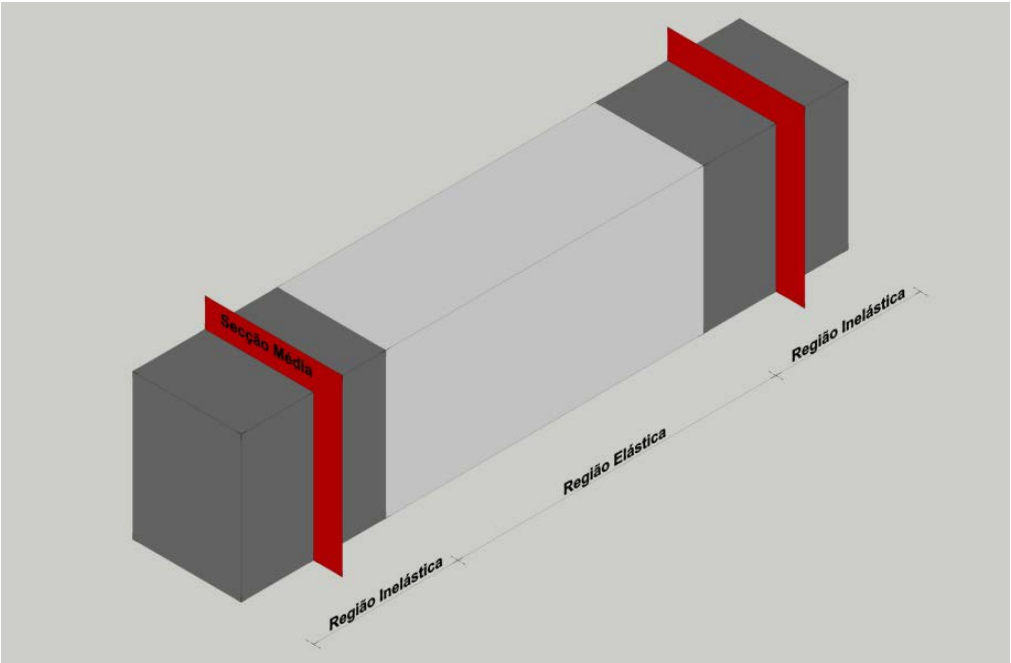


Figura 2.6 – Representação de um macro-elemento no modelo de rótulas plásticas.

A consideração da deformabilidade não linear nos elementos extremos é realizada através das leis momento-curvatura aplicadas nas secções médias e assume o mesmo

valor da curvatura ao longo de todo o comprimento da rótula plástica. O facto de se considerar as relações momento-curvatura aplicadas nas secções médias de cada subelemento permite que a sua definição possa ser admitida directamente a partir do comportamento das secções, prescindindo da necessidade de fixar à partida uma distribuição de esforços ao longo de cada elemento de barra.

2.3.4.1.1 Matriz de rigidez do elemento de barra

Na modelação plana adoptada neste programa, os macro-elementos foram considerados como elementos de barra planos aos quais estão associados seis graus de liberdade nas extremidades (uma rotação no plano do pórtico, uma direcção axial e outra transversa em cada extremidade da barra)

Mas pelo facto dos macro-elementos serem compostos por três subelementos, a matriz de rigidez local dos macro-elementos tem que ser previamente determinada através de um processo de condensação estática da matriz de rigidez de cada um dos subelementos, seguindo a metodologia habitual da análise matricial de estruturas, em que se retêm os seis graus de liberdade das extremidades.

2.3.4.1.2 Comprimento da rótula plástica

O comprimento das rótulas plásticas – *lp* – é um dos aspectos que mais condiciona o comportamento do macro-elemento. Neste tipo de modelação é nesses subelementos que se concentra o comportamento não linear, ao longo do qual se considera a curvatura média calculada a partir do correspondente momento flector.

Em princípio, o tamanho da rótula plástica deve ser definido principalmente pelo comprimento de barra onde existe a plastificação das armaduras longitudinais. No entanto, existem outros fenómenos como (Figura 2.7): o “yield penetration”, que corresponde a uma rotação adicional na secção do encastramento provocada pela impossibilidade física de existir uma brusca variação da curvatura de zero para o seu valor máximo num comprimento infinitesimal; e o efeito do esforço transverso que provoca a inclinação das fendas e o prolongamento da rótula plástica, que acontece

quando a hipótese das secções planas deixa de ser válida e as tensões e deformações nas armaduras passam a ser superiores às calculadas (Vaz (1992))

Existem na bibliografia uma série de formulações para a determinação dos comprimentos das rótulas plásticas propostas por diferentes autores, das quais se apresentam as que serviram de comparação com os resultados experimentais deste trabalho (Bae e Bayrak (2008)):

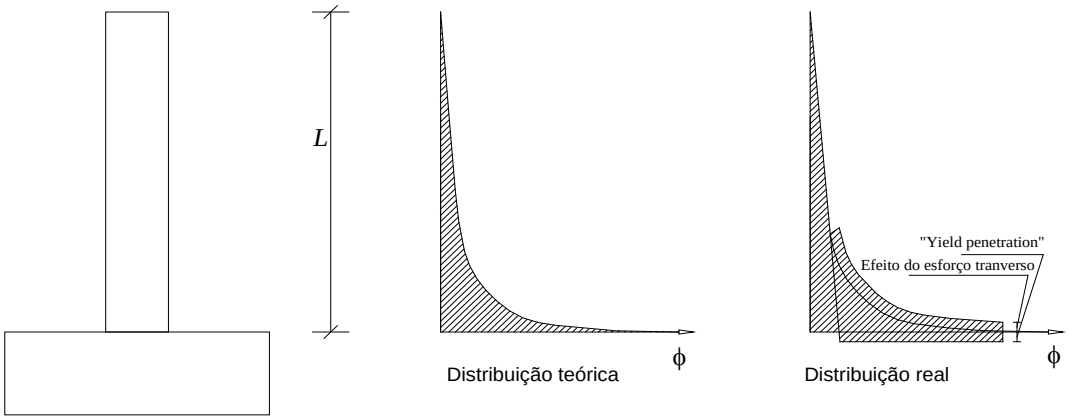


Figura 2.7 – Distribuição teórica e real das rotações para a rótula plástica.

Baker (1956) em que *Z* é a distância entre a secção crítica e o ponto de inflexão e *d* é altura útil da secção;

$$L_p = k_1 k_2 k_3 \left(\frac{z}{d}\right)^{0.25} d \tag{2.8}$$

Mattock (1967) em que as variáveis têm o mesmo significado das anteriores;

$$L_p = \frac{d}{2} + 0.05z \tag{2.9}$$

Park e Priestley (1982) em que L é o comprimento do elemento e d_b o diâmetro dos varões da armadura longitudinal;

$$L_p = 0.08L + 6d_b \tag{2.10}$$

Paulay e Priestley (1992) variante da anterior com variáveis com o mesmo significado;

$$L_p = 0.08L + 0.022 d_b \, f_{sy} \tag{2.11}$$

Paulay e Priestley (1992) que corresponde ao valor aproximado da anterior quando aplicada a colunas correntes;

$$L_p = 0.5h \tag{2.12}$$

Vaz (1992) através de calibrações numéricas de rótulas plásticas concluiu que o seu comprimento está compreendido entre a metade e a altura útil da secção.

2.3.4.1.3 Comportamento não linear com carregamento monotónico

Apesar de resposta monotónica poder ser suficientemente caracterizada pela definição dos seus pontos principais (o ponto de início da fendilhação do betão e o ponto de início da cedência das armaduras (Arêde (1997))) normalmente recorre-se a modelações numéricas para aferir o seu comportamento. Em particular o modelo de fibras desenvolvido por Vaz (1992) é utilizado no presente trabalho. Esta metodologia recorre aos modelos de relações tensões-extensões anteriormente apresentadas para definir o comportamento dos materiais.

Para aplicar o modelo de fibras é necessário discretizar a secção em filamentos dos respectivos materiais constituintes, segundo o seu eixo longitudinal conhecido, e adoptar comportamento uniaxial dos mesmos. Para estabelecer o equilíbrio admite-se que as secções se mantêm planas após a deformação. Desta forma, facilmente se obtêm as extensões em cada filamento e, consequentemente, as respectivas tensões a partir das relações tensões-extensões dos dos materiais. Por só considerar efeitos na direcção longitudinal, este tipo de abordagem, não contempla o efeito dos esforços transversos.

A partir das relações momento-curvatura, obtidas através do modelo de fibras, é possível ajustar uma lei composta por três tramos lineares (lei trilinear) definida por três inclinações que caracterizam a rigidez de cada tramo, e dois pontos, correspondentes às curvaturas onde se verificam as mudanças de rigidez (Figura 2.8):

1º tramo – rigidez inicial (K_0);

2º tramo – rigidez (K_1);

3º tramo – rigidez (K_2);

ρc – curvatura de fissuração do betão;

ρy – curvatura de cedência do aço;

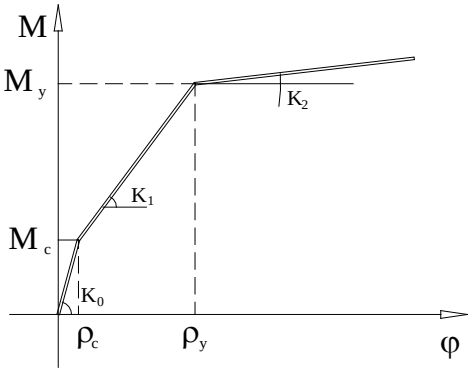


Figura 2.8 – Lei de comportamento monotónico trilinear.

2.3.4.1.4 Comportamento não linear com carregamento cíclico

O comportamento de uma secção de betão armado sujeita a um carregamento cíclico pode ser obtido por intermédio da aplicação das leis trilineares apresentadas na secção anterior. Se as secções forem simétricas e simetricamente armadas a resposta cíclica também será simétrica. Caso contrário, é necessário conhecer as leis trilineares correspondentes aos momentos aplicados em ambas as direcções.

Mas não basta conhecer as leis de comportamento monotónico para definir o comportamento cíclico. Existem outros efeitos histeréticos que vão influenciar o seu comportamento ajustando-o às condições reais em que normalmente se realiza:

a degradação de rigidez, após inversão do carregamento;

a degradação de resistência; e

o efeito de "*pinching*".

representados por parâmetros capazes de os caracterizar, respectivamente: α, γ e β.

Existem várias propostas capazes de traduzir o comportamento cíclico e histerético de elementos de betão armado com rótulas plásticas. Neste trabalho foi utilizada a proposta de Takeda *et al.* (1970), mais tarde alterada por Costa e Costa (1987) e Duarte *et al.* (1990); posteriormente adoptadas pelo "*Comité Euro-International du Béton*" CEB (1996).

Inicialmente, enquanto não for atingida a curvatura de cedência (ρy), o modelo comporta-se como bi-linear, com muito ligeira degradação da rigidez e da resistência.

A partir do instante em que a curvatura instalada ultrapassa a curvatura de cedência (ρy) se ocorrer uma inversão do carregamento vai degradar-se a rigidez associada a esse troço de descarga (Figura 2.9), que pode ser quantificada pela equação (2.13),

$$K_d = K_e \left| \frac{\rho_y}{\rho_{max}} \right|^{\alpha} \tag{2.13}$$

em que K_d é a rigidez da descarga, K_e a rigidez equivalente aos dois primeiros ramos da curva base e o α um parâmetro que pode assumir valores entre 0 e 0,5. Como se pode depreender da equação, quanto maior for a incursão plástica maior será a degradação de rigidez.

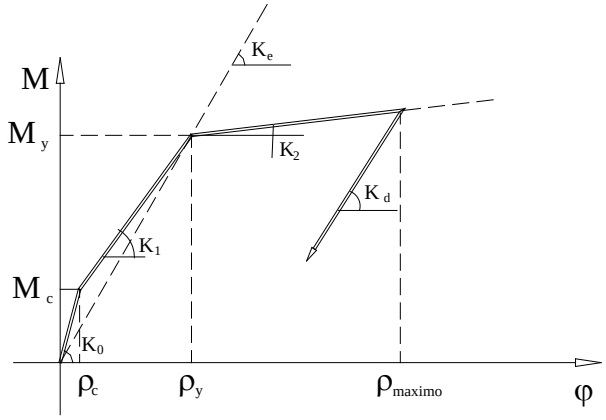


Figura 2.9 – Degradação da rigidez em descarga.

A degradação de rigidez também se verifica nas recargas, ou seja quando acontece uma inversão do sinal do momento (Figura 2.10), e pode ser quantificada por intermédio da aplicação da expressão (2.14).

$$K_r = \frac{M_{max}}{\rho_{max} - \rho r} \tag{2.14}$$

onde Kr é a rigidez de recarga a partir do ponto onde o momento passa por zero (ρr).

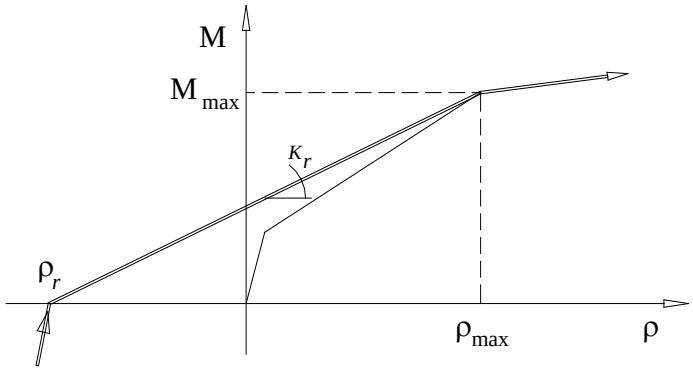


Figura 2.10 – Degradação da rigidez em recarga.

O efeito de *pinching*, ou de aperto, corresponde à diminuição da rigidez na recarga devido à compressão das armaduras, anteriormente sujeitas a incursões com cedência por tracção. Nestas circunstâncias, o menor valor da rigidez obtém-se através da expressão (2.15),

$$K = \frac{M_{\max}}{\left(\rho_{\max} - \rho_r\right)\left(\rho_y - \rho_{\max}\right)^{\beta}} \tag{2.15}$$

até se atingir a recta definida pela origem das coordenadas e o ponto com curvatura máxima no ciclo anterior. Desta forma (Figura 2.11), o tramo correspondente à recarga é dividido em dois troços – 8-9 e 12-13 – o primeiro dos quais com a inclinação K e o segundo com a inclinação da recta que une a origem das coordenadas ao ponto de curvatura máxima do ciclo anterior. O parâmetro β depende da influência do esforço transverso e pode variar entre 0 e 0,5.

Em geral, associada à degradação da rigidez verifica-se, em simultâneo, degradação da resistência, que pode ocorrer quando, após recarga do elemento, se atinge a curvatura máxima do ciclo anterior e o correspondente momento alcançado é inferior ao momento resistente do ciclo anterior. O parâmetro que caracteriza a degradação de resistência é evolutivo e crescente ao longo do tempo, dependendo do n.º de ciclos efectuados e da magnitude das incursões não lineares (mais concretamente, da relação entre a curvatura atingida em cada ciclo e a curvatura última, (Wang e Shah (1987)).

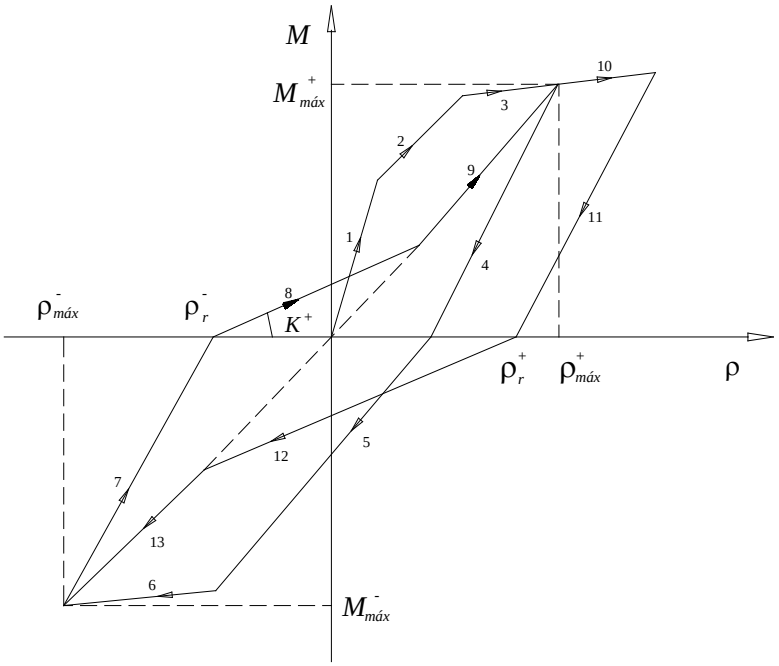


Figura 2.11 – Efeito de *pinching*.

Nestas circunstâncias pode assumir-se que este parâmetro é controlado numericamente através da ductilidade generalizada. Essa degradação de resistência, pode ser incluída na definição da histerese considerando um ramo de recarga Kr com menor inclinação. Assim, à curvatura máxima atingida nesse ciclo vai corresponder um momento inferior ao atingido no ciclo anterior (Figura 2.12).

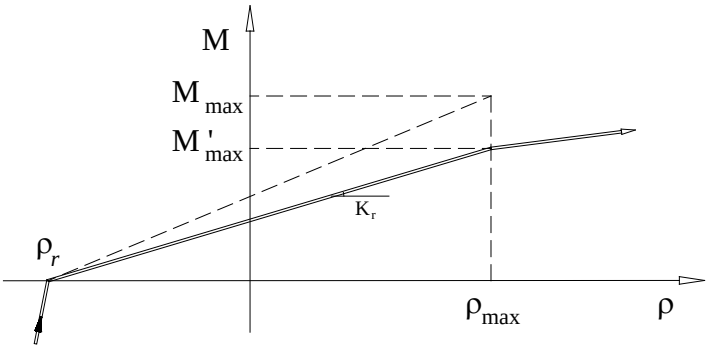


Figura 2.12 – Degradação da resistência em recarga.

O cálculo do momento M'_{max} correspondente à degradação de resistência pode ser efectuado recorrendo à expressão ((2.16)),

$$M'_{\max} = (1 - PD) M_{\max} \qquad \text{com } PD = \frac{e^{n\gamma} - 1}{e^{n} - 1} \tag{2.16}$$

em que $M_{máx}$ corresponde ao momento máximo absoluto do ciclo anterior e PD é um parâmetro de degradação de resistência, que varia entre 0 e 1, é obtido a partir do parâmetro γ e n que depende de valores experimentais.

Outro parâmetro relevante é o factor de endurecimento, que caracteriza a rigidez após a cedência da secção (resultante, fundamentalmente, do endurecimento do aço), embora na maioria dos casos esse endurecimento seja muito pequeno ou até mesmo nulo.

2.3.4.2 Modelação distribuída da não linearidade

A evolução da capacidade computacional tem vindo a proporcionar grandes avanços nas modelações que consideram a não linearidade distribuída ao longo do comprimento dos elementos estruturais e a maior generalização da sua aplicação, tanto em investigação científica (por exemplo Fragiadakis e Papadrakakis (2008) e Calabrese *et al.* (2010)) como em projecto de dimensionamento estrutural.

Comparativamente com os modelos de rótulas plásticas, o modelo de fibras apresenta algumas vantagens:

- possibilidade de localização das regiões onde a não linearidade se instala;
- não é necessário efectuar qualquer calibração inicial;
- não é necessário pré-definir um comprimento onde pode ocorrer o comportamento não linear;
- permite a consideração do efeito dos esforços transversos.

Esta formulação considera na análise das estruturas o comportamento histerético dos elementos, através dos respectivos modelos de comportamento dos materiais. A não linearidade material está representada nesta formulação através do modelo de fibras que simultaneamente permite a variação longitudinal e transversal onde a inelasticidade está instalada, assim como a precisa definição da distribuição do dano estrutural (Figura 2.13).

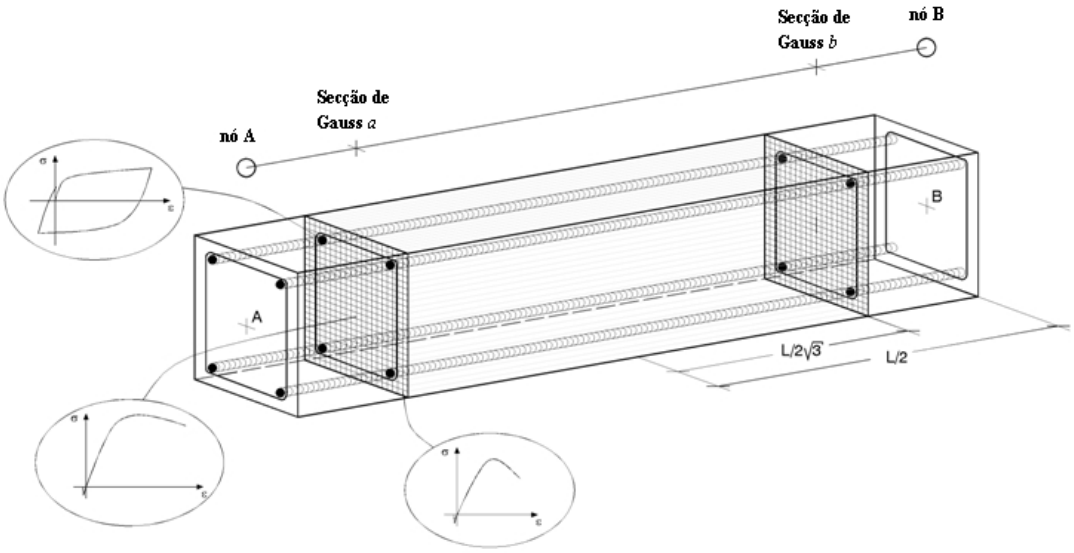


Figura 2.13 – Elemento de barra utilizados no modelo de fibras (SeismoSoft (2006)).

A não linearidade distribuída pelos elementos estruturais pode ser introduzida através de uma de duas formulações fundamentais de elementos finitos:

uma clássica baseada nos deslocamentos (DB)
(Hellesland e Scordelis (1981); Mari e Scordelis (1984)); e

uma formulação posterior, baseada nas forças (FB)
(Spacone *et al.* (1996)); ou

outras formulações híbridas que incorporam aspectos de ambas
(Alemdar e White (2005)).

O estado da relação tensão-extensão de cada secção transversal é obtido pela integração da resposta não linear uniaxial tensão-extensão do conjunto de todas as fibras em que se encontra subdividida a secção (Figura 2.14). Neste contexto, o número de fibras que se considera condiciona a distribuição da não linearidade na secção. Para não correr riscos, recomenda-se a divisão da secção em 300 a 400 fibras para que a distribuição da plasticidade seja garantida mesmo para regimes de elevada não linearidade.

Como garantia adicional também se recomenda que sejam definidos dois nós de controlo por elemento estrutural coincidentes com os dois pontos de integração de Gauss. Desta forma, os resultados (esforços e deformações) passam a poder referir-se

às secções de Gauss e não às extremidades do elemento, com a vantagem de poder incluir o contributo individual da área de cada fibra (secções a e b da Figura 2.13).

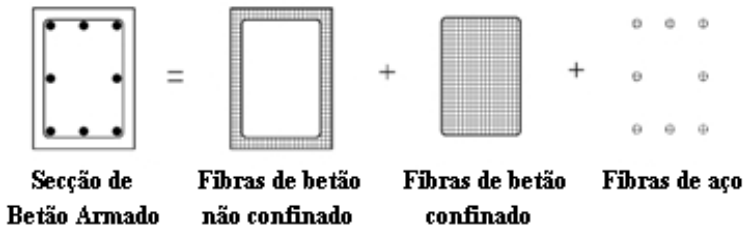


Figura 2.14 – Representação das fibras por secção transversal do elemento (SeismoSoft (2006))

Esta modelação, para considerar o efeito da deformação transversal, traduzida através do resultado da equação (2.17) que define esse comportamento como função da rotação da extremidade e numa posição relativa da extensão do elemento.

$$v(x) = \left(\frac{\vartheta_1 + \vartheta_2}{L^2} \right) \cdot x^3 - \left(\frac{2\vartheta_1 + \vartheta_2}{L} \cdot L \right) \cdot x^2 + \vartheta_1 x \tag{2.17}$$

Finalmente deve ser referido que, apesar da maior expectativa na melhor aproximação ao comportamento real das estruturas, é necessário ponderar que também é necessária uma maior capacidade de cálculo que se reflecte directamente nos tempos de análise e nos recursos de memória disponíveis.

2.4 CRITÉRIOS DE AVALIAÇÃO E COMPARAÇÃO DE RESULTADOS

Estando em presença de uma quantidade considerável de resultados experimentais e de simulações numéricas, é necessário recorrer a critérios de comparabilidade e definições uniformizadas a todo o trabalho, nomeadamente no que se refere à ductilidade, *drift*, rigidez relativa, índice de energia, índice de dano, critério de cedência e de rotura.

2.4.1 Ductilidade

A ductilidade pode ser entendida como um factor que está associado à capacidade de deformação de uma estrutura para além do limite das deformações no domínio elástico dos materiais, mantendo alguma da sua capacidade resistente.

Mas a capacidade de deformação pode ser entendida tanto em deslocamentos como em rotações. Em qualquer dos casos o conceito pode ser aplicado directamente ou em relação a quantidades associadas como as curvaturas (equação (2.18)).

$$\mu_{\varphi} = \frac{\varphi_{ult}}{\varphi_{y}} \tag{2.18}$$

Este índice é um parâmetro não cumulativo ou seja, representa a situação final de rotura sem atender à história do carregamento nem à energia dissipada.

2.4.2 Drift

O conceito de *drift* (equação (2.19)) é a razão entre o deslocamento de andar (Δ) e o comprimento do pilar (H – distância entre andares). Noutra perspectiva, o *drift* é uma medida do deslocamento horizontal relativo (daí em %) por unidade de comprimento, portanto independente desse comprimento, capaz de nos fornecer uma percepção mais intuitiva do nível de deformações instaladas.

$$Drift\,(\%) = \frac{\Delta}{H} * 100 \tag{2.19}$$

Para possibilitar comparações entre pilares, muitas vezes utiliza-se este conceito para referenciar determinados estados do comportamento (ou de evolução dano). Por exemplo, se for considerado o deslocamento de andar correspondente ao início de um determinado nível de dano (Δ_{dano}), pode obter-se o *drift* e compará-lo com outros determinados com os mesmos pressupostos.

2.4.3 Rigidez relativa

Outra forma de comparação entre resultados experimentais e dessa forma, por exemplo, interpretar as diferenças e ganhos entre reforços aplicados foi através da comparação entre gráficos onde se representa a evolução da

rigidez relativa máxima – rigidez ao longo do tempo sobre a rigidez máxima ou inicial; e da

rigidez relativa de cedência – rigidez ao longo do tempo sobre a rigidez de cedência)

Em princípio a apresentação da rigidez relativa máxima chegaria para cumprir os objectivos de comparação definidos. No entanto, para não inviabilizar a consideração de resultados onde se verificaram alterações na rigidez inicial (por causa de deficientes monitorizações ou por eventuais danos provocados aos provetes durante os transportes ou instalação) também se considerou a rigidez relativa de cedência.

2.4.4 Índice de Energia

O índice de energia IE, calculado através da Equação (2.20),

$$I_E = \frac{\int dE}{F_y \, d_{ult}} \tag{2.20}$$

é sempre definido como a relação entre a energia dissipada e a capacidade de energia monotónica do elemento.

2.4.5 Índice de Dano

Os índices de dano são expressões matemáticas usadas para caracterizar o estado de degradação de uma estrutura ou de um elemento estrutural sujeito a uma determinada história de carregamento.

Estes índices são geralmente divididos em duas categorias: local e global. Os índices locais são calibrados para um tipo específico de elemento estrutural, enquanto que os

índices globais são usados para prever a rotura de uma estrutura completa, sendo normalmente calculados como uma combinação pesada dos índices de danos locais individuais dos elementos.

Os índices de danos, apesar das eventuais dificuldades na determinação de alguns dos parâmetros, podem constituir-se como um indicador importante nas decisões da localização e tipo de reforço e na comparação do desempenho de vários elementos.

2.4.5.1 Índice de Dano de Park e Ang

De forma a tentar colmatar a limitação anteriormente apontada, Park *et al.* (1985), propuseram a adopção de um parâmetro – índice de dano – que, na sua forma original, se apresenta na Equação (2.21). Por combinar a ductilidade e a energia dissipada é considerado um índice híbrido que está calibrado de forma a fazer com que o valor 1 corresponda à ruína e por oposição o valor 0 à inexistência de dano.

$$ID = \frac{d_{\max}}{d_{ult}} + \frac{\beta}{F_y \, d_{ult}} \int dE \tag{2.21}$$

com

$$\beta = \left(-0.447 + 0.073 \frac{H}{h} + 0.24 \frac{N}{A_g \, f_c'} + 0.314 \rho_l \right) 0.7^{\rho_w} \tag{2.22}$$

Em que:

$d_{\max}$ - Deslocamento máximo do elemento;

d_{ult} - Deslocamento último do elemento;

dE - Incremento de energia histerética dissipada;

F_y - Força de cedência;

Como se pode observar o parâmetro β pode ter grande influência no resultado do cálculo daquele índice. Se assumir valores próximos de zero o índice de dano aproxima-se do índice de ductilidade, o que significa que a rotura é alcançada quando um certo deslocamento é excedido sem respeitar a quantidade de energia dissipada. Se tomar valores próximos de 1, eventualmente estará a sobrevalorizar a influência da energia dissipada no dano.

Na sugestão feita pelos autores da proposta original (Park *et al.* (1985), a expressão (2.22)) foi determinada a partir da análise de um conjunto significativo de dados experimentais (de 261 provetes de vigas e pilares) sujeitos a ensaios cíclicos. Mais tarde Park *et al.* (1987), sugere que, no caso de estruturas de betão armado, seja adoptado o valor de $\beta = 0.05$.

Mas reconhecendo a validade do que este índice pode representar, outras sugestões para a determinação de β foram aparecendo, como é o caso da proposta de Kunnath *et al.* (1990), expressão (2.23), talvez a mais usada para estimar este parâmetro (Varum (2003)).

$$\beta = \left[0.37 \frac{N}{A_g \, f_c^{'}} + 0.36 \left(\frac{\rho_l \, f_y}{0.85 \, f_c^{'}} - 0.2 \right)^2 \right] 0.9^{\rho_w} \tag{2.23}$$

Ou a proposta aplicada por Arêde (1997), equação (2.24)

$$\beta = 0.9^{100\rho_w} \left(0.37 \max\{\nu; 0.05\} + 0.5 \left(\omega_t - 0.17 \right)^2 \right) \tag{2.24}$$

Em que:

A_g – área bruta da secção

f'_c – resistência à compressão do betão

f_y – tensão de cedência da armadura longitudinal

h – altura útil da secção (na direcção do ensaio)

H – distância entre a base do pilar (secção crítica) e o ponto de inflexão

N – esforço axial

ν – esforço axial reduzido (considerado positivo para a compressão)

ρ_l – percentagem da armadura longitudinal

ρ_w – percentagem da armadura transversal

ω_t – percentagem mecânica da armadura de tracção

Romão (2002), citando Rita Bento (1996), aponta para a possibilidade do parâmetro β, quando aplicado em elementos de betão armado, ser exclusivamente função do valor do esforço transverso, do esforço axial nas secções e da quantidade de armadura longitudinal e transversal, ou seja completamente independente da respectiva história do carregamento.

Como se pôde perceber através das anteriores descrições, a maior limitação na utilização do índice de dano de Park e Ang é a dificuldade na obtenção de boas estimativas do parâmetro β e do deslocamento último monotónico.

2.4.6 Critério de cedência

A determinação do ponto cedência (*yielding*) em respostas cíclicas obtidas através de ensaios com diferentes histórias de carregamentos não é absolutamente evidente e obriga ao recurso de um critério fiável e universal.

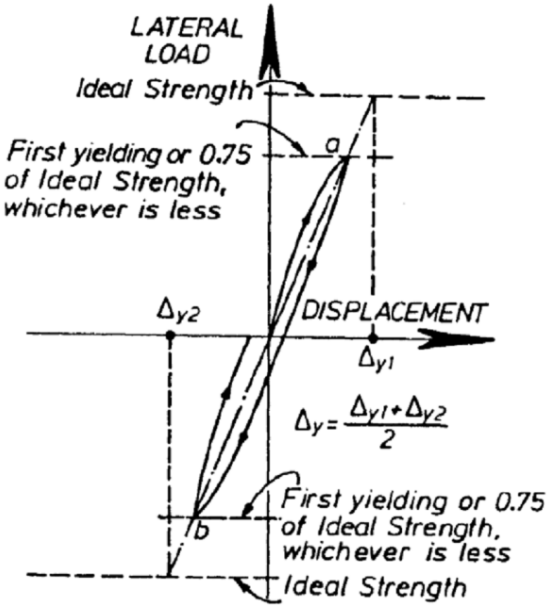


Figura 2.15 – Definição do critério de cedência (Park (1988))

Neste trabalho foi adoptado o critério proposto por Park (1988), também adoptado por Tsuno e Park (2004) entre outros, que, como se pode observar na Figura 2.15, sugere o seguinte procedimento: determinar 75% da força máxima; obter a recta de rigidez de cedência a partir da origem até ao último ciclo que mais se aproxima da redução da força máxima anterior; considera-se o deslocamento de cedência (Δ_y) na intersecção da recta de rigidez com a que passa na força máxima e é tangente à envolvente da histerese.

2.4.7 Critério de Rotura

A definição de um critério universal de rotura não pode ser estabelecida de uma forma completamente objectiva. Nas situações em que ocorre alguma rotura repentina de um dos materiais constituintes, aço ou betão, e que produz uma queda repentina da capacidade resistência, até se poderia admitir esse acontecimento como critério. Mas neste tipo de estrutura as roturas bruscas são de difícil previsão e dependem de inúmeros factores que dificilmente se controlam completamente, nomeadamente a uniformidade na qualidade dos materiais e as disposições construtivas correctamente realizadas, entre outras. Também por causa disso, a partir de determinado valor de degradação da resistência já não parece muito razoável considerar que as secções ainda estão em condições de continuar a resistir.

Neste contexto era importante encontrar um critério, tão robusto e genérico quanto possível. Dos mais utilizados é o critério que estabelece que a ruptura teórica acontece para valores da resistência inferiores a 20% do máximo atingido (Priestley *et al.* (1996)).

No caso dos elementos estruturais sujeitos a carregamentos cíclicos, o EC8 (2005) define, para efeitos do cálculo da ductilidade, o valor do deslocamento último como sendo o máximo deslocamento que pode ser resistido sem que, ao fim de 5 ciclos completos, se verifique um abaixamento na resistência superior a 20%, e sem que se inicie a rotura do betão na zona confinada e a encurvadura dos varões da armadura longitudinal.

Nos capítulos seguintes será dada devida nota das opções adoptadas na avaliação dos ensaios experimentais.

CAPÍTULO 3

CONFIGURAÇÕES DE ENSAIO

3.1 INTRODUÇÃO

Muitas vezes a forma que melhor nos permite interpretar os acontecimentos que nos rodeiam é por intermédio da sua simulação em ambiente controlado onde se tenta reproduzir o fenómeno natural. Essa caracterização, realizada através da medição de todos os factores relevantes, interessa tanto para justificar os comportamentos estruturais observados como para calibrar modelações capazes de prever o seu comportamento em situações semelhantes e estudo de soluções de melhoramento.

Este tipo de procedimento também se aplica à avaliação do comportamento das estruturas de BA, ou, isoladamente, de cada uma das diferentes partes que a constituem, quando sujeitas a acções estáticas ou cíclicas como, por exemplo, as forças gravíticas e as sísmicas, respectivamente. Em particular, os pilares sujeitos a acções cíclicas são talvez dos casos mais delicados e difíceis de reproduzir em laboratório, por deverem contemplar as acções correntes neste tipo de elementos estruturais em diferentes direcções (axiais e transversas).

Existem diversos modelos de ensaio de pilares, preconizados por diferentes autores, diferindo, nomeadamente, na forma de fixação dos provetes, na aplicação tanto da acção horizontal como da acção axial e no modo de medição dos deslocamentos e extensões. No entanto, a forma de aplicação do esforço axial é, provavelmente, o factor distintivo mais crítico, não só pela dificuldade de implementação em ensaio, como facilmente se verificará adiante, mas principalmente pelo facto de ser o factor que tem maior influência na forma como os pilares se comportam especialmente no que se refere a: resistência; rigidez; ductilidade; e capacidade de dissipação de energia.

No contexto deste trabalho interessa referir os modelos de ensaio de pilares mais relevantes que foram sendo implementados ao longo do tempo, confrontando-os com

o modelo implementado no Laboratório de Engenharia Sísmica e Estrutural (LESE) da Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto (FEUP) adoptado para realizar a parte experimental que aqui se apresenta.

3.2 TIPOS DE CONFIGURAÇÕES DE ENSAIO

Do conjunto de trabalhos de investigação experimental consultados constata-se que os trabalhos experimentais descritos na bibliografia, que pretendem simular o comportamento cíclico de pilares de BA, podem dividir-se em dois grandes grupos:

com carga axial constante; e

com carga axial variável (proporcional, ou não, à acção horizontal).

Muitas vezes a opção por qualquer uma das possibilidades decorre das limitações de recursos que são postos à disposição dos promotores, em particular no que diz respeito ao número e capacidade de actuadores e às características dos equipamentos de controlo.

Com a evolução tecnológica também se nota que as configurações foram ficando cada vez mais versáteis, permitindo aos investigadores maiores possibilidades na definição das campanhas experimentais e avaliação dos resultados obtidos. As formas de aplicação da carga axial mais comuns são as que recorrem a:

tirantes Pré-esforçados;

actuadores Hidráulicos;

pesos; e

mecanismos.

Como referência muito sumária, podem ser apresentados os exemplos das configurações de ensaio mais simples que utilizam o mesmo actuador, colocado obliquamente, para aplicar a acção horizontal e carga axial (portanto proporcionais) e os casos mais complexos e dispendiosos, em que se dispõe de actuadores independentes para a acção horizontal e para a carga axial. Desde que o equipamento de controlo permita e se disponha de programações mais avançadas, todas as possibilidades ficam em aberto, bastando fazer os competentes ajustes na programação do controlador do ensaio para se ajustar aos pressupostos pretendidos.

Para a medição dos factores relevantes do ensaio a instrumentação dos provetes é, normalmente, feita com recurso a:

- células de carga para registo das forças aplicadas ou reactivas.
- LVDTs (Linear Voltage Displacement Transducers) ou comparadores para registo de deslocamentos (deformações);
- inclinómetros para registo de rotações de planos; e
- extensómetros eléctricos colocados nas armaduras (longitudinal e transversal);

Para a fixação dos provetes à base, a forma genericamente adoptada recorre a tirantes de aço de alta resistência pré-esforçados entre a sapata do provete e o pavimento rígido do laboratório.

3.2.1 Aplicação de Carga Axial através de Tirantes Pré-esforçados

Neste tipo de configuração de ensaio, a aplicação de carga axial é realizada por intermédio de tirantes exteriores rotulados na base (pavimento rígido, bloco de fundação ou outro elemento que garanta fixação adequada) e na extremidade superior do provete onde é aplicado o pré-esforço que comprime a peça em estudo (Figura 3.1). Neste contexto, a amarração dos tirantes reveste-se de particular importância, uma vez que, normalmente, limita a sua utilização ao estudo de pilares ligados a uma fundação rígida ou, mais genericamente, a pilares em consola.

Como se pode verificar, neste esquema a verticalidade e a direcção da carga aplicada através dos tirantes pré-esforçados varia em função do deslocamento horizontal do topo do pilar induzido pelas acções horizontais cíclicas. Por causa deste efeito, a força, que se pretende vertical, vai inclinar de um determinado ângulo e o seu ponto de aplicação vai desviar-se do alinhamento da base.

Voltando à observação da Figura 3.1 – b), percebe-se que o facto de a carga inclinar em relação à vertical implica o aparecimento de uma componente horizontal parasita que justifica a diferença entre os diagramas de momentos apresentados na Figura 3.2. Sendo assim, pode concluir-se que as configurações de ensaio que recorrem à aplicação da carga axial através de tirantes pré-esforçados não simulam

correctamente o efeito P-Δ, tal como ocorre nas estruturas sujeitas à acção sísmica No entanto, isso não quer dizer que não seja possível corrigir os resultados obtidos de maneira a eliminar o efeito produzido pela inclinação da carga.

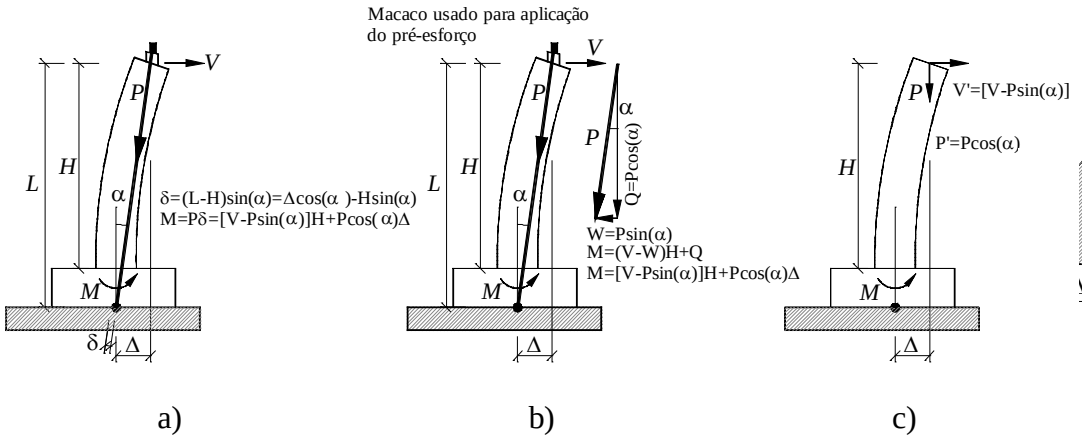


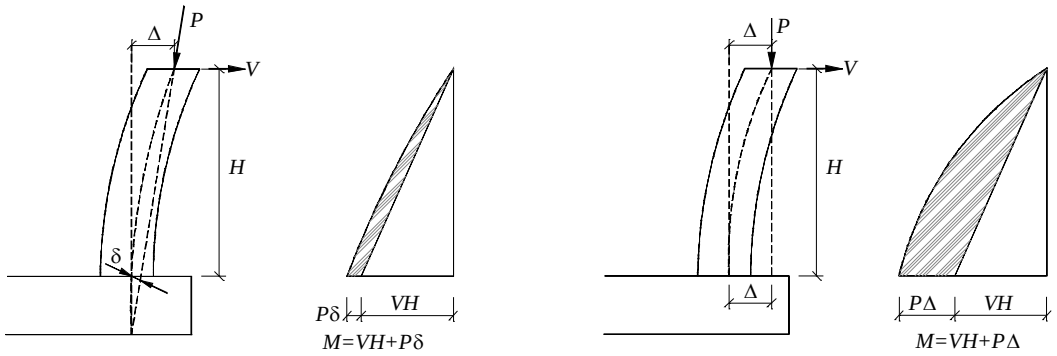
Figura 3.1 – Aplicação de carga axial através de tirantes pré-esforçados (Esmaeily-Ghasemabadi e Xiao (2002))

Voltando aos esquemas apresentados nas Figuras Figura 3.1 e Figura 3.2 verifica-se que é possível relacionar o efeito P-Δ (real) com o efeito P-δ (deste tipo de ensaio) através da expressão: $M = \left[V \times H - \left(P\, sen\alpha\right) \times H\right] + \left(P \cos\alpha\right)\Delta$; que relaciona o momento máximo, que se produz na secção da base do pilar. Nesta equação cada uma das parcelas representa: $V \times H$ o momento produzido pelo actuador horizontal na base do pilar; $\left(P\, sen\alpha\right) \times H$ o momento produzido pela componente horizontal da força aplicada aos tirantes (no sentido contrário à acção); e $\left(P \cos\alpha\right)\Delta$ o efeito P-Δ real.

Casos haverá em que, dado o nível de deslocamento horizontal máximo que se pretende atingir em função da altura do provete de ensaio, se pode considerar que o ângulo α é suficientemente pequeno para que não possa influenciar de forma significativa os resultados obtidos. Nestes casos pode admitir-se que o processo de ensaio, que recorre a tirantes pré-esforçados para aplicar a carga axial, é válido directamente na caracterização do comportamento dos pilares submetidos a ensaio, sujeitos à flexão composta e, portanto, os valores do esforço aplicado nos tirantes pode ser usado directamente na caracterização do efeito P-Δ.

A bibliografia consultada permite identificar configurações de ensaio distintas, adoptadas por diferentes autores. Essas configurações, embora tendo particularidades

que as distinguem, apresentam em comum o facto de a carga axial ter sido aplicada recorrendo a tirantes pré-esforçados.



(a) Aproximação do ensaio tradicional (b) Correcção necessária para o ensaio

Figura 3.2 – Influência do tipo de aplicação da carga axial no efeito P-Δ (Esmaeily-Ghasemabadi e Xiao (2002))

Para este tipo de configuração de ensaio, a carga horizontal cíclica é aplicada por intermédio de um actuador fixo a uma estrutura de reacção. Consoante as disponibilidades laboratoriais, a estrutura de reacção de alguns ensaios, que obrigatoriamente tem que ter uma rigidez suficientemente elevada, consiste, em geral, numa estrutura articulada metálica (Xiao e Ma (1997)) ou em pórtico (Saadatmanesh *et al.* (1997)) ou numa parede de reacção em betão armado (Mo e Hwang (1999), Yao *et al.* (2001), Pavese *et al.* (2004), Mo *et al.* (2004), Chang *et al.* (2004), Xiao *et al.* (2005), Chun e Park (2002), Lukkunaprasit e Sittipunt (2003), Júlio (2001) e Rodrigues (2005)).

Há, também, exemplos de aplicação biaxial da carga cíclica, recorrendo a dois carregamentos laterais em duas direcções ortogonais, sob controlo de deslocamentos e segundo leis de carga previamente estabelecidas (Qiu *et al.* (2002)).

Relativamente à aplicação da carga axial com recurso a tirantes pré-esforçados, constituídos por aço de alta resistência, estes podem ser articulados numa das extremidades – rotulados na base – (Xiao *et al.* (2005), Rodrigues (2005), Chun e Park (2002) e Lukkunaprasit e Sittipunt (2003)) ou nas duas – tirantes bi-articulados – (Mo e Hwang (1999) e Mo *et al.* (2004)) para, assim, evitar que se instalem esforços de flexão nos tirantes.

A carga axial é aplicada, em geral, por intermédio de macacos hidráulicos que permitem fixar o esforço de tracção constante que se pretende instalar nos tirantes. No entanto, este esforço nos tirantes também pode ser aplicado com recurso a um actuador hidráulico que possibilita variar o esforço axial a instalar nos provetes durante a realização dos ensaios cíclicos (Yao *et al.* (2001), Qiu *et al.* (2002)).

A sapata do provete é fixa ao pavimento rígido dos laboratórios de ensaio por intermédio de tirantes pré-esforçados, variando o seu número de autor para autor e em função das dimensões dos provetes. Lukkunaprasit e Sittipunt (2003) realizaram uma série de ensaios com a sapata encastrada ao pavimento rígido por intermédio de seis tirantes de alta resistência e, adicionalmente, foi colocado um sistema de escora - tirante que restringe significativamente o deslocamento lateral da fundação.

Na Figura 3.3 apresenta-se a configuração de ensaio adoptada por Xiao e Ma (1997), concebida para o ensaio de modelos de pilares sujeitos a carga axial constante e forças horizontais cíclicas em condições de curvatura simples. A carga axial é aplicada ao provete através de dois tirantes de aço, de alta resistência e com 51 mm de diâmetro, pré-esforçados e a força horizontal por meio de um actuador com cerca de 1000 kN de capacidade máxima, 15 cm de curso (cerca de 6.5% de *drift*). A sapata foi fixada por oito tirantes pré-esforçados a uma viga de reacção.

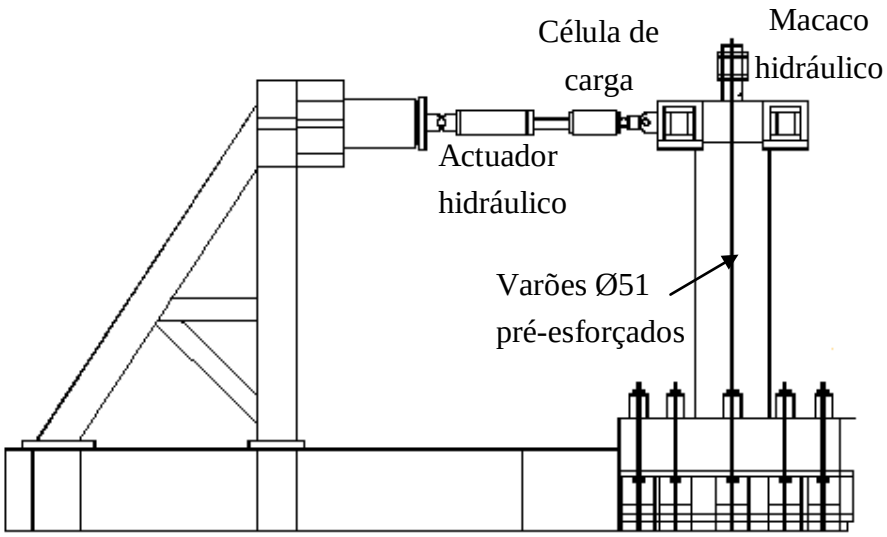


Figura 3.3 – Configuração de ensaio usada por Xiao e Ma (1997).

Saadatmanesh *et al.* (1997) utilizaram uma configuração concebida para ensaiar pilares sujeitos a carregamento lateral semelhante ao utilizado por Xiao e Ma (1997) excepto no tipo de estrutura de reacção. Os provetes são colocados no interior de um pórtico de reacção e a rigidez lateral, que é fundamental para a aplicação da carga horizontal, é conseguida através dos pilares do pórtico, de grandes dimensões, ligados por uma viga devidamente contraventada. A fixação do provete na base é realizada por interposição de uma viga de fundação, ligeiramente elevada, que permite o aperto da sapata através de tirantes.

A carga axial é aplicada ao pilar por intermédio do pré-esforço de um par de tirantes de aço com 25 mm de diâmetro. As forças laterais são aplicadas através de um actuador hidráulico capaz de produzir deslocamentos horizontais de cerca de 127 mm (cerca de 7% de *drift*) em ambos os sentidos sendo o ensaio controlado pelo deslocamento do topo do pilar.

Na Figura 3.4 apresenta-se um esquema da configuração de ensaio utilizada por Mo e Hwang (1999). Nesta configuração a carga axial é aplicada por intermédio de um macaco hidráulico com capacidade de 450 kN, colocado no topo do provete em cima de uma calote esférica que transfere a carga para o topo do pilar, sendo a reacção realizada por intermédio de dois tirantes amarrados ao pavimento rígido com ligações que permitem rotações (tirantes bi-articulados). A acção lateral é realizada através de um actuador com capacidade de 500 kN e de aplicar um deslocamento de ±75 mm, montado horizontalmente contra uma parede de reacção. O provete com a respectiva fundação de betão armado é fixado verticalmente ao pavimento rígido através de tirantes e a uma base metálica através de calços o que garante todas as ligações necessárias. Os provetes foram ensaiados sob controlo de deslocamento do topo do pilar.

Cheng *et al.* (2003) ensaiaram pilares ocos de betão armado com recurso à configuração que se apresenta na Figura 3.5. Esta configuração de ensaio é muito parecida com a maioria das anteriormente referidas apenas divergindo na adaptação considerada para permitir o ensaio de pilares ocos, normalmente com secções transversais bastante maiores.

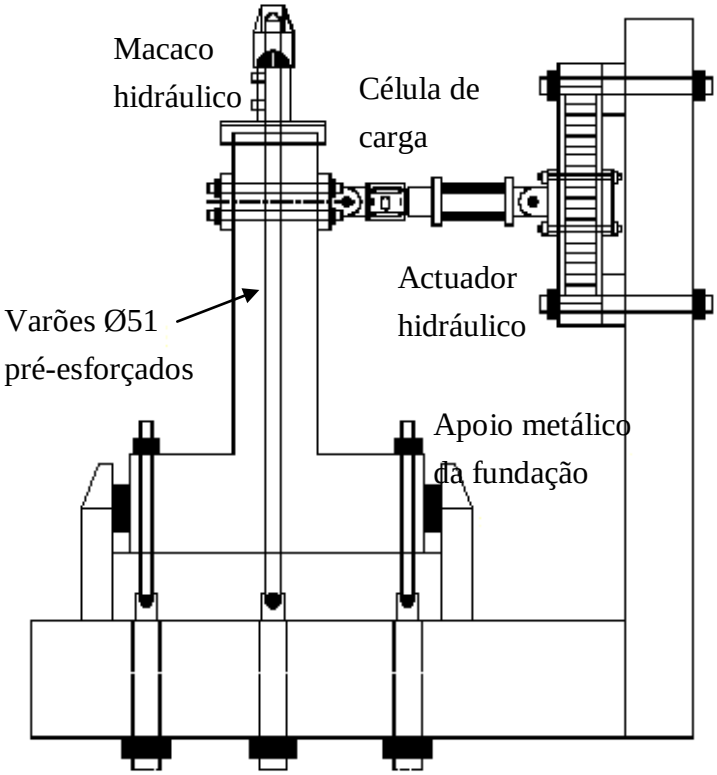


Figura 3.4 – Configuração de ensaio usada por Mo e Hwang (1999).

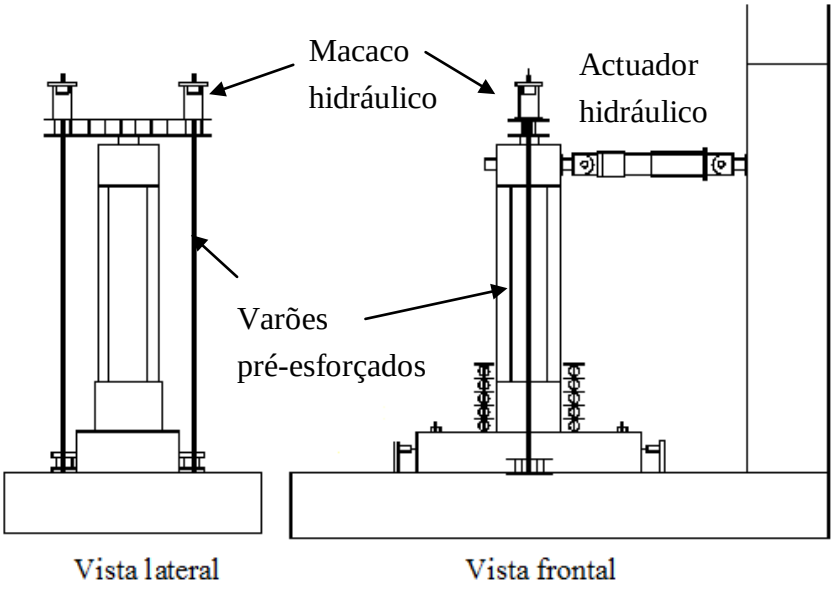


Figura 3.5 – Configuração de ensaio usada por Cheng *et al.* (2003).

Melek *et al.* (2003), Pavese *et al.* (2004) e Mo *et al.* (2004) também efectuaram ensaios em pilares ocos diferindo, globalmente no número e na localização dos tirantes. Enquanto Pavese *et al.* (2004) utilizaram apenas um tirante localizado no interior do pilar oco, os restantes autores fizeram uso de 2 tirantes exteriores ao pilar.

Matamoros e Sozen (2003) adoptaram a configuração de ensaio ilustrada na Figura 3.6, onde previram a colocação dos provetes, compostos por dois elementos de pilar ligados a um mesmo maciço em duas faces opostas, na horizontal, e o maciço devidamente fixado ao elemento de reacção. Em cada uma das extremidades do provete (pontos de inflexão estimados) estão ligados actuadores horizontais, recorrendo a varões de aço que simulam a carga axial, e verticais ligados a dois pórticos metálicos de reacção para aplicação dos deslocamentos laterais aplicados anti-simetricamente.

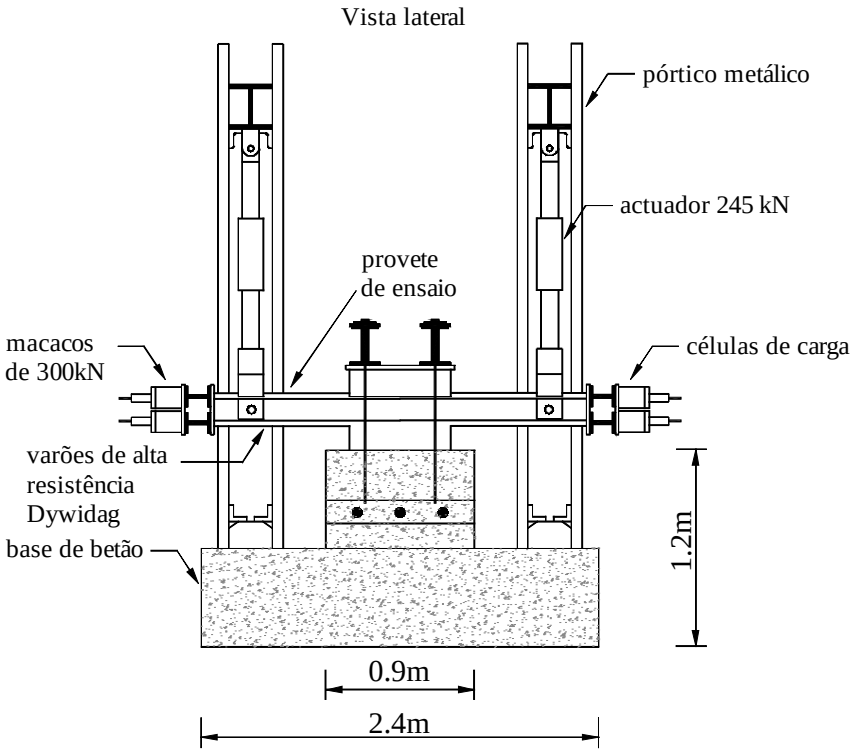


Figura 3.6 – Configuração de ensaio usada por Matamoros e Sozen (2003)

3.2.2 Aplicação de Carga Axial através de Actuadores Hidráulicos

Esta forma de aplicação da carga axial é realizada através de um actuador hidráulico fixado na cabeça do pilar, onde é aplicada a acção, e que reage, na outra extremidade, contra uma estrutura de reacção vertical.

Neste grupo de tipologia de aplicação da carga axial, as grandes diferenças entre as configurações adoptados pelos diferentes autores consultados são devidas, fundamentalmente, à forma como é realizada a fixação do actuador tanto na extremidade da acção como na da reacção e à estrutura escolhida para reacção vertical.

Em relação à estrutura de reacção, desde que se garantam as adequadas condições de resistência e rigidez, a escolha do tipo de equipamento não deve influenciar o comportamento do provete de modo relevante. Já em relação à forma como é realizada a fixação do actuador (por intermédio de sistemas rotulados; encastrados; ou de roletes, aplicados indiferentemente às suas extremidades), não deve ser negligenciada a influência que a inclinação da acção axial pode ter na leitura dos resultados do ensaio. À imagem da aplicação da carga axial recorrendo a tirantes pré-esforçados anteriormente descrita, também neste caso se devem corrigir os resultados se a escolha da fixação do actuador implicar que, durante o ensaio, o actuador inclinar para acomodar o deslocamento da cabeça do pilar.

Outra vantagem desta configuração de aplicação da carga axial é a de permitir a possibilidade de controlo do actuador para que durante o ensaio o nível de carga possa variar em função de uma lei de carregamento.

Neste tipo de configurações de ensaio deve ser garantida a suficiente rigidez do pórtico de reacção vertical, ou avaliada a influência das suas deformações nos equipamentos e respectivos resultados, e deve ser garantida a adequada fixação do actuador ao pilar para não permitir deslizamentos imprevistos que impliquem variações da acção aplicada ou, no limite, possam provocar um acidente.

A Figura 3.7 ilustra o esquema de funcionamento da configuração de ensaio idealizada por Kim *et al.* (1988). A carga axial aplicada desta forma – directamente à cabeça do pilar por um actuador rotulado em ambas as extremidades e fixado a um pórtico de reacção vertical – deve ser a forma mais simples de a realizar, embora a

análise dos resultados exija algum cuidado para eliminar o efeito da inclinação da carga durante o ensaio.

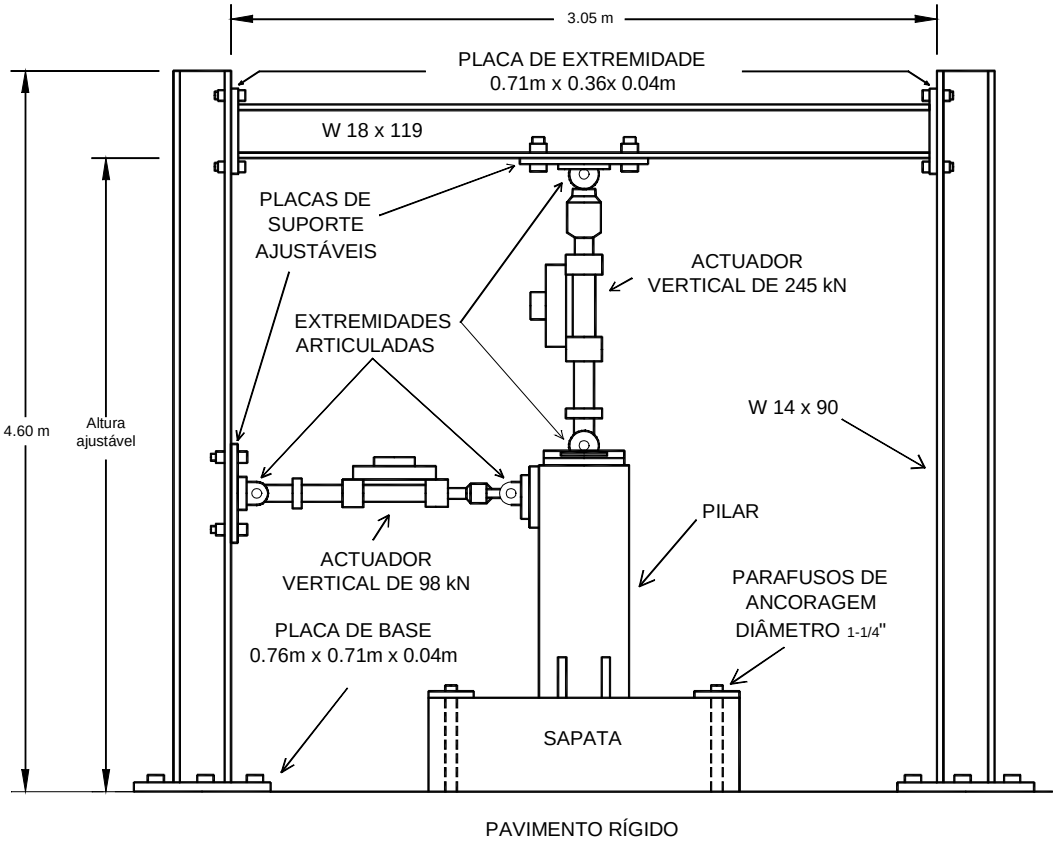


Figura 3.7 – Configuração de ensaio usada por Kim *et al.* (1988).

Stapleton (2004), sugere uma configuração em tudo semelhante à utilizada por Kim *et al.* (1988), diferindo na colocação adicional de travamentos horizontais para restringir eventuais deslocamentos da sapata durante os ensaios e na adopção dum elemento diagonal, que funciona como escora ou tirante em função da direcção da carga lateral, para garantir maior rigidez horizontal do pórtico de reacção.

As configurações utilizadas por Kim *et al.* (1988) e Stapleton (2004) podem ser consideradas as mais simples das consultadas em que a carga axial é aplicada por intermédio de actuadores hidráulicos.

As restantes configurações de ensaio são mais complexas, sendo possível detectar uma variedade apreciável de opções distintas:

que optam por colocar os provetes deitados ou em que a configuração da deformada corresponde a dupla curvatura devido à rotação da extremidade livre do pilar se encontrar impedida – Bayrak e Sheikh (1997); Sheikh e Yau (2002); Jaradat *et al.* (1998),

que a forma do provete é substancialmente diferente, em vez de o pilar estar ligado a uma fundação ou similar, está em continuidade com um maciço intermédio onde é aplicada a carga lateral cíclica – Lu *et al.* (1999), Ghee (1981), Park e Falconer (1983), Zahn (1985) e Zahn *et al.* (1989),

em que o provete é, também, do tipo pilar duplo mas contém um elemento intermédio mais rígido a simular uma sapata e o provete se encontra deitado - Matamoros e Sozen (2003); Wu *et al.* (2003),

ou em que o provete se encontra em posição invertida e onde os autores optaram por impor rotações na extremidade livre do pilar em resultado da imposição de deslocamentos verticais da sapata onde está ligado o pilar em estudo – Ho e Pam (2003).

Na Figura 3.8 apresenta-se a configuração de ensaio usada por Bayrak e Sheikh (1997) no estudo de pilares de betão de alta resistência sujeitos a carregamento sísmico simulado. A mesma configuração também foi usada por Sheikh (2002) no estudo de pilares com carga axial constante e carregamento lateral cíclico. Nos ensaios descritos por estes autores, o provete está deitado e a carga axial é aplicada na horizontal directamente ao pilar por intermédio de um macaco hidráulico com articulações nas duas extremidades. A carga cíclica (neste caso vertical) é aplicada na sapata, na extremidade junto à base do pilar.

Lu *et al.* (1999) sugeriram uma alternativa de ensaio em que o provete, em vez de estar ligado a uma fundação ou similar, está em continuidade com um maciço intermédio onde é aplicada a carga lateral, tal como se apresenta na Figura 3.9. Para a aplicação da carga axial foi usado um actuador hidráulico e para a imposição dos deslocamentos laterais cíclicos foi usado um actuador com ± 500 kN de capacidade máxima.

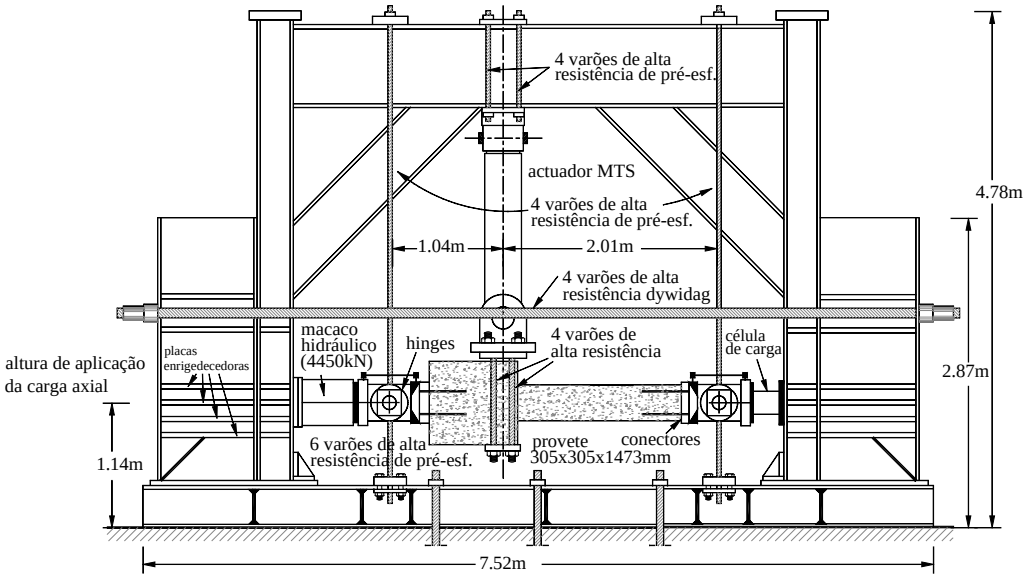


Figura 3.8 – Configuração de ensaio usada por Bayrak e Sheikh (1997).

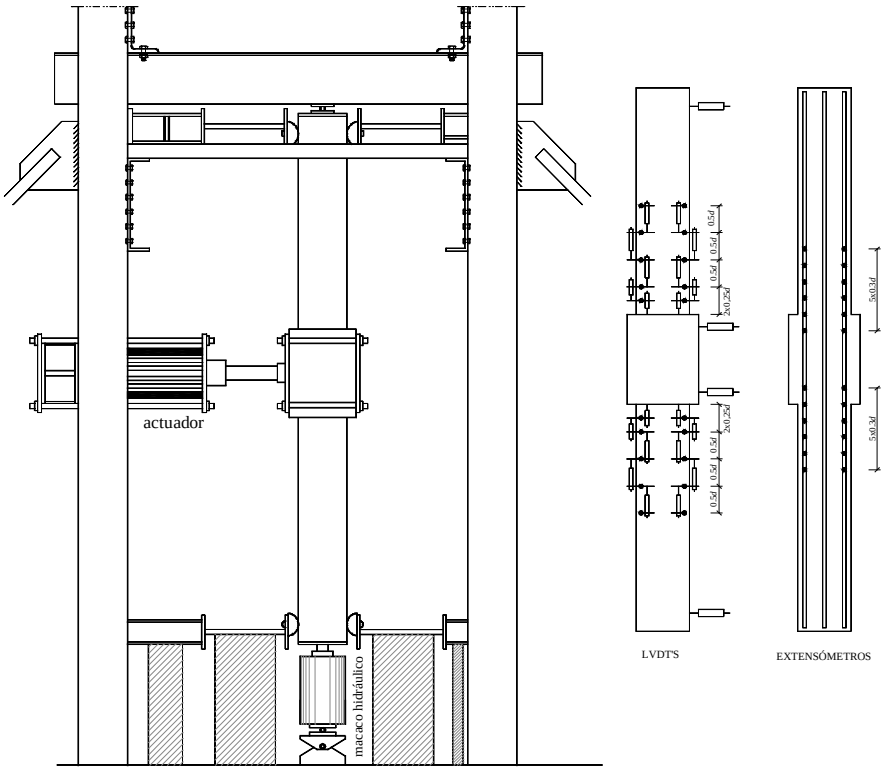


Figura 3.9 – Configuração de ensaio usada por Lu *et al.* (1999).

Ho e Pam (2003) ensaiaram pilares sujeitos a baixa carga axial de compressão que foi mantida quase constante ao longo do ensaio, aplicada entre duas vigas rígidas horizontais (acção na inferior e reacção na superior).

Tal como se mostra na Figura 3.10, os autores desta configuração optaram por colocar o provete em posição invertida e em vez de optarem, como é mais usual, por impor deslocamentos horizontais, optaram por impor rotações na extremidade do pilar em resultado da imposição de deslocamentos verticais da viga onde está ligado o pilar em estudo.

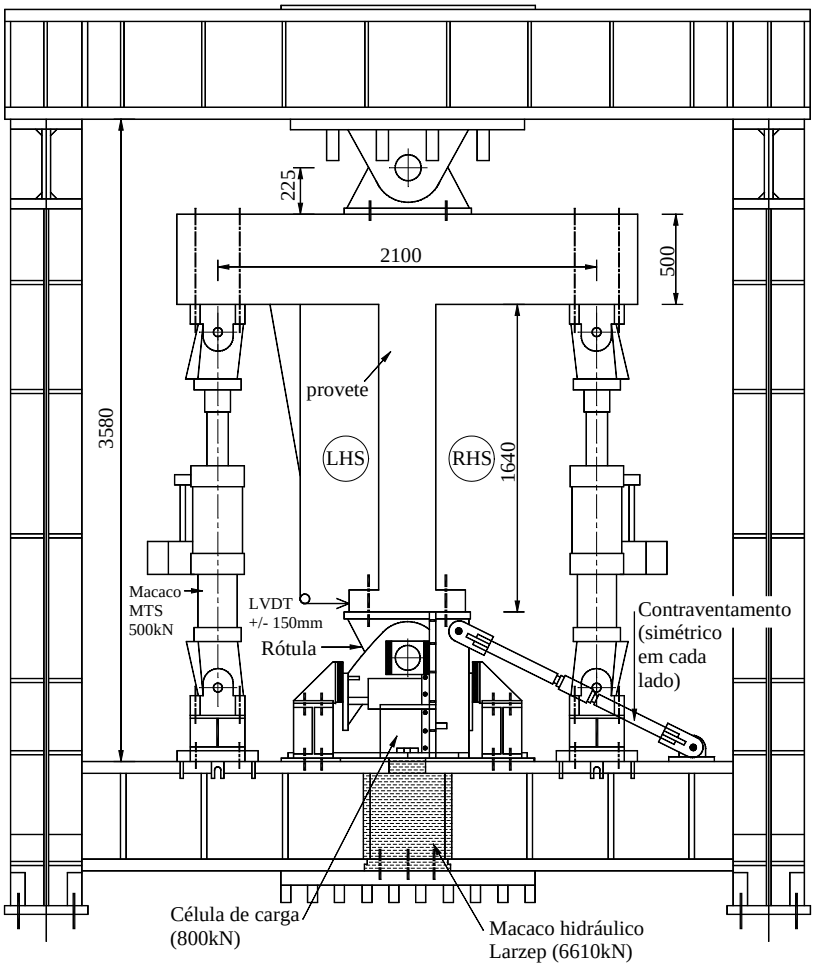


Figura 3.10 – Configuração de ensaio usada por Ho e Pam (2003).

3.2.3 Aplicação de Carga Axial através de Pesos

A aplicação da carga axial através de pesos, como o próprio nome indica, consiste na colocação em cima da cabeça dos pilares de um volume de um material, com uma massa que produza um peso igual à carga pretendida.

Na bibliografia consultada, as duas maneiras mais correntes de materializar este procedimento são: i) recorrendo a placas de aço que se vão sobrepondo até atingir o nível de esforço pretendido; ii) prevendo que os próprios provetes sejam construídos com um volume do mesmo material ("cabeçote") dimensionado para que o seu peso constitua a carga axial.

No caso das placas de aço, deve ser atendida a sua estabilidade durante o ensaio e, tanto quanto possível, devem ser posicionadas de forma a reduzir o desvio entre o seu centro de gravidade e a vertical do eixo do provete na sua secção onde está aplicado o actuador horizontal. Só desta forma serão atenuadas as variações parasitas de esforços e poderá ser realmente simulado, e directamente calculado, o efeito P-Δ. Em relação ao caso do "cabeçote" em betão deve ser acrescentado que, em princípio, os pesos construídos não podem ser reutilizados noutros pilares o que pode encarecer significativamente as campanhas experimentais. Ambos os casos apresentam limitações sérias quando se pretende ensaiar pilares sujeitos a elevados níveis de esforço axial.

Recorrendo à colocação de pesos, de placas de aço, Abdullah e Takiguchi (2003) realizaram um ensaio que simula condições semelhantes ao de um pilar inserido num pórtico: sujeito a cargas laterais cíclicas; carga axial constante; e deformada em curvatura dupla (bi-encastrado). A fixação dos maciços de fundação ao pavimento rígido foi realizada através de parafusos e a parte superior (“cabeçote”) foi ligada a um sistema que só permite deslocamentos horizontais e impede a rotação na extremidade superior do pilar (Figura 3.11).

A carga axial foi aplicada através da colocação de diferentes quantidades de placas de aço. Para reduzir a tendência de rotação da cabeça do pilar, os autores previram a aplicação da carga lateral (actuador hidráulico) a meia altura do pilar através de um braço, em forma de L, que transmite a carga ao topo do pilar de forma indirecta, o que obriga a cabeça do pilar a não rodar. A explicação das razões para este tipo de procedimento na aplicação das acções laterais foi incluída na secção 3.2.4)

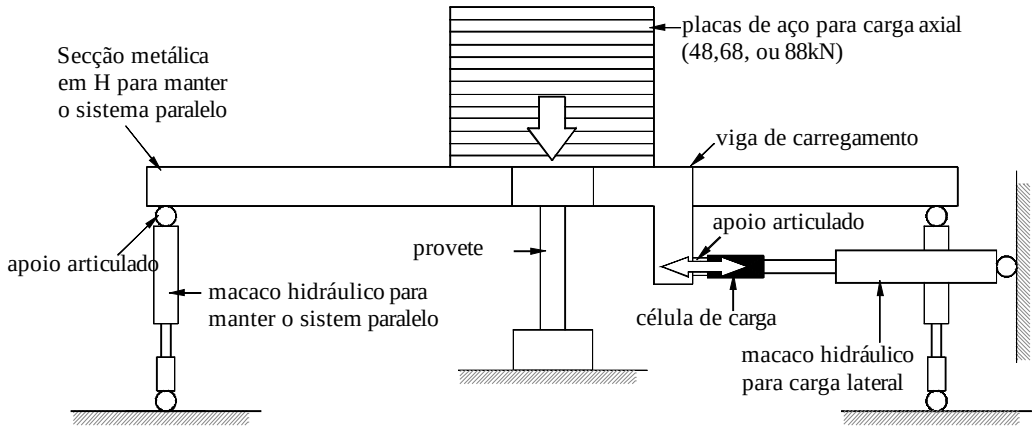


Figura 3.11 – Configuração de ensaio usada por Abdullah e Takiguchi (2003).

Orozco e Ashford (2002) sugeriram a configuração de ensaio de pilares que se apresenta na Figura 3.12. O provete foi produzido de modo a que o peso do "cabeçote" induzisse o esforço axial pretendido, foi fixado ao pavimento rígido com recurso a tirantes de aço de alta resistência e o actuador hidráulico, com capacidade de 979 kN e curso de ± 610 mm, foi colocado entre o cabeçote do pilar e uma parede rígida de reacção.

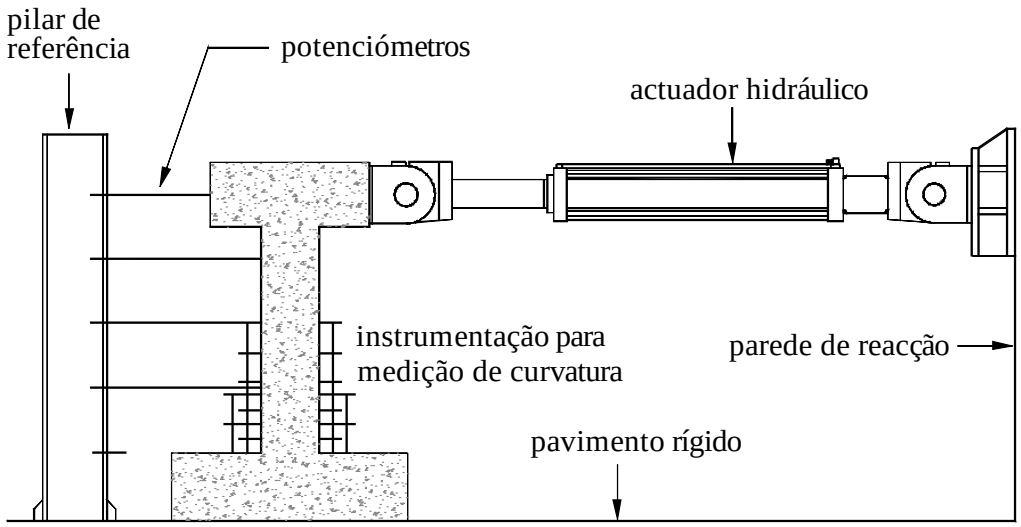


Figura 3.12 – Configuração de ensaio usada por Orozco e Ashford (2002).

3.2.4 Aplicação de Carga Axial através de Mecanismos

O recurso a mecanismos para aplicação da carga axial é normalmente ponderado nos casos em que só se dispõe de actuadores de pequena capacidade e se pretende ampliar essa acção através de um sistema de alavancas.

Dada a complexidade dos esquemas adoptados por alguns autores, também foram incluídas, neste grupo, as configurações de ensaio que utilizam braços em L para aplicação da carga lateral, associada ou não a sistemas do tipo pantógrafo (aparelho utilizado para fazer transferência de figuras e que também pode ser regulado de modo a executar ampliações e reduções nas proporções desejadas) que têm por função simular situações de ensaio sem rotação da cabeça do pilar (deformadas com dupla curvatura).

Em seguida apresentam-se algumas das configurações de ensaio consultadas que, dadas as suas características particulares, não são passíveis de grandes generalizações.

A Figura 3.13 mostra a forma como Joen e Park (1990) idealizaram o carregamento para ensaio de pilares de betão pré-esforçados. As duas extremidades são articuladas e a linha que as une permanece vertical durante todo o ensaio. A carga axial é aplicada na extremidade inferior. Os momentos são aplicados por imposição da rotação do bloco de fundação, movido por dois sistemas: um actuador ligado a um braço diagonal; e por contrapesos pousados noutro braço do outro lado do provete.

Para reproduzir de uma forma mais realista os efeitos P-Δ nos ensaios experimentais (Figura 3.14), os autores desta configuração Mander *et al.* (1999), acharam necessário assegurar que a carga axial permaneça vertical durante o ensaio. Foi o que implementaram na Universidade de Nova Iorque, Buffalo onde adoptaram o esquema de aplicação da carga vertical através de um sistema de vigas em alavanca e o sistema de dois actuadores laterais (um horizontal e outro que pode ser colocado na diagonal) que imprimem deslocamentos horizontais iguais e estão aplicados exactamente nas cotas onde estão as vigas da acção axial. Este esquema determina que a parte superior do pilar, e respectiva carga axial, permaneça vertical e permite que, por variação da inclinação do actuador lateral, se simulem diferentes componentes verticais da acção sísmica.

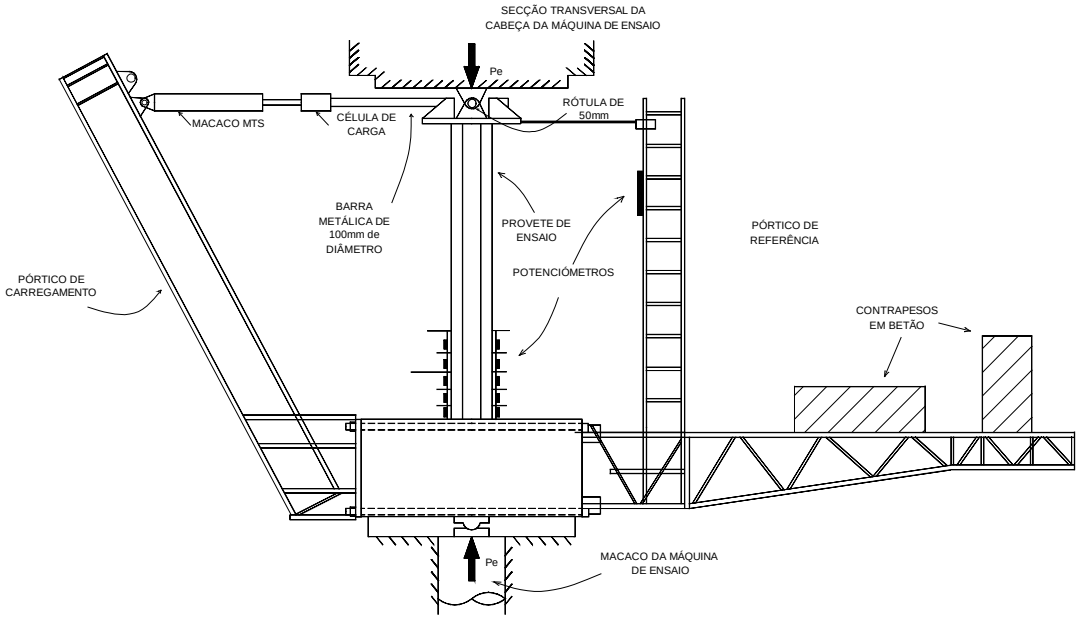


Figura 3.13 – Configuração de ensaio usada por Joen e Park (1990).

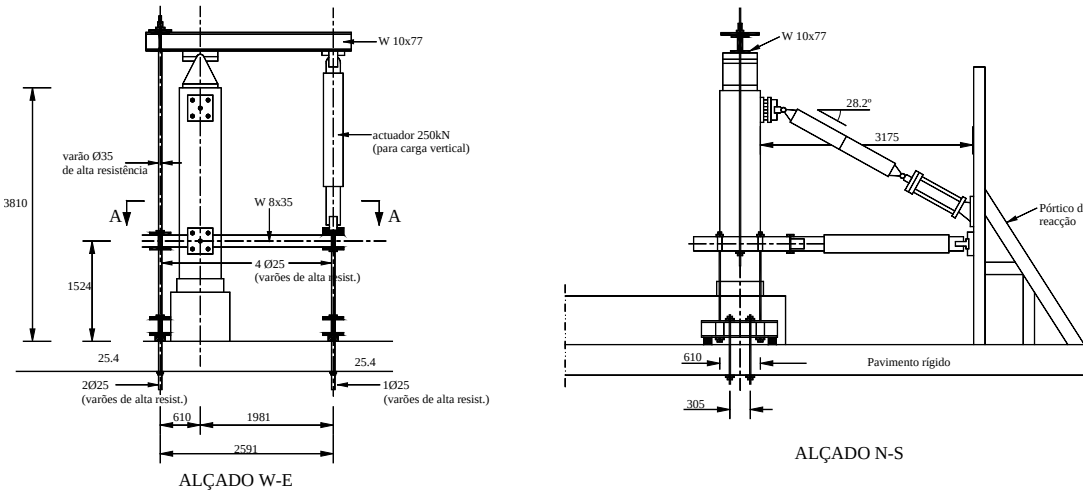


Figura 3.14 – Configuração de ensaio proposta por Mander *et al.* (1999).

Xiao *et al.* (1999) usaram uma configuração de ensaio, idêntica a outras já descritas na bibliografia, à qual introduziram algumas alterações, tal como se pode ver na Figura 3.15, tendo sido usados provetes com maciços fortemente armados em ambas as extremidades para ligar à viga de reacção no pavimento e todo o mecanismo de aplicação da carga lateral. O sistema de carregamento axial usado recorreu a tirantes de alta resistência pré-esforçados aplicados pelo exterior e a força horizontal foi

aplicada através de um braço de carregamento em forma de L associado ao sistema pantógrafo para não permitir rotações acidentais e manter as condições de carregamento. Na análise dos resultados, a força horizontal considerada foi obtida através da soma algébrica da carga horizontal aplicada com a componente horizontal da força axial a actuar no mesmo instante.

Ma *et al.* (2000), Esmaeily-Ghasemabadi e Xiao (2002), entre outros, adoptaram um esquema de ensaio de pilares de betão armado, idêntico ao anterior mas mais simplificado, que permite diferentes tipos de abordagem: carga axial constante aplicada por um actuador vertical, através de um sistema de alavanca que possibilita a ampliação da força; carga lateral cíclica quasi-estática aplicada pelo actuador lateral que pode assumir várias inclinações, o que implica que a carga axial seja proporcional à carga lateral.

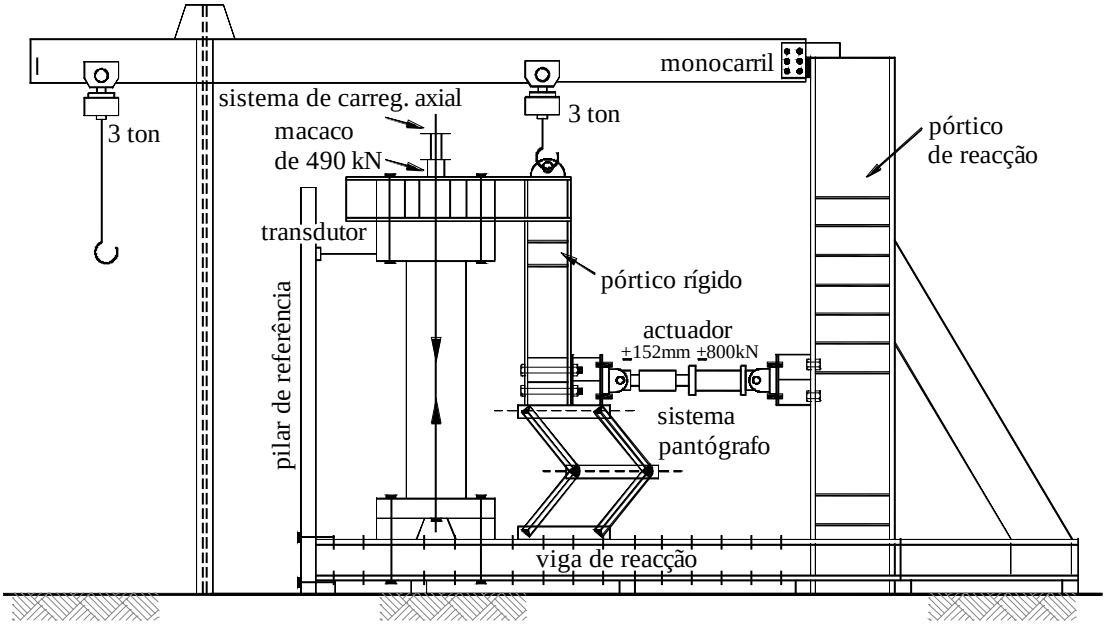


Figura 3.15 – Configuração de ensaio adoptada Laboratório de Estrutura da USC.

Fukuyama *et al.* (2000) apresentaram uma configuração de ensaio especialmente concebida para ensaiar pilares ao corte. Para cumprir este objectivo os autores planearam um esquema que contemplou provetes curtos bi-encastrados aos quais foi aplicada a carga axial constante e a acção lateral de corte cíclica. Apresentam-se na Figura 3.16 os detalhes da configuração onde se evidencia a forma como a carga

lateral foi aplicada através de uma viga em L associada a um pantógrafo para corrigir possíveis rotações da cabeça do pilar.

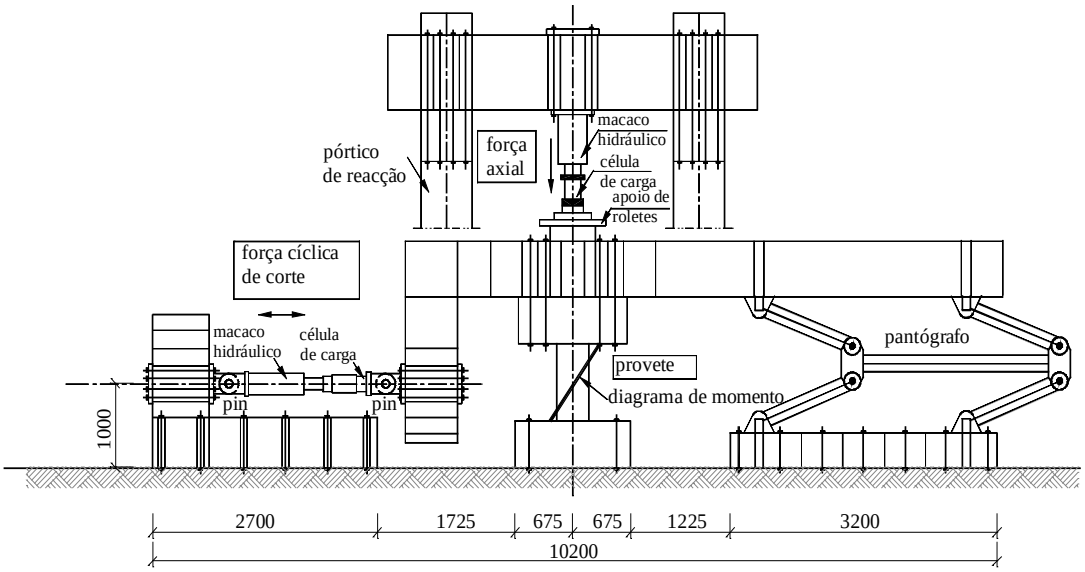


Figura 3.16 – Configuração de ensaio proposta por Fukuyama *et al.* (2000).

No Instituto de Pesquisas em Edifícios japonês (BRI - Building Research Institute) (Lee *et al.* (2003)) foi, também, desenvolvido um sistema de ensaio semelhante. Também neste foi considerada a simulação de pilares bi-encastrados realizada por interposição de um braço em L associado a um pantógrafo para transmissão do carregamento lateral cíclico controlado pelos deslocamentos. A força axial constante foi aplicada através de um actuador ligado a um pórtico de reacção vertical.

3.2.5 Apreciação geral

Depois da apresentação das configurações de ensaio incluídas neste capítulo pode fazer-se uma sistematização das vantagens e desvantagens de cada uma delas (Quadro 3.1 – adaptado de Rodrigues (2005)):

Quadro 3.1 – Comparação das principais características das diferentes configurações de ensaio

Tipo de aplicação da carga axial	Vantagens	Inconvenientes
Pré-esforço de tirantes entre a base e a cabeça do provete Solução mais corrente	- Solução pouco dispendiosa - Facilidade de execução - Estudo de carregamento cíclico sob determinada carga axial	- Risco de má interpretação dos resultados (efeitos P-δ) - Não permite carregamento cíclico axial
Actuador hidráulico contra um pórtico de reacção vertical	- Possibilidade de ajuste da carga axial durante o ensaio - Possibilidade de carregamento axial cíclico	- Risco de parte da força cíclica horizontal mobilizar a rigidez do pórtico de reacção vertical - Ligação entre o actuador e o provete de execução delicada
Pesos aplicados na cabeça dos provetes	- Simplicidade - Rigor absoluto na simulação pretendida	- Manusear com grandes cargas tanto antes do ensaio como aquando de eventuais colapsos do sistema
Mecanismos de aplicação indirecta da carga	- Equipamentos hidráulicos de menor capacidade - Possibilita o carregamento axial proporcional	- Sistema de aplicação da carga axial relativamente complexo - Não possibilita o carregamento axial variável

3.3 CONFIGURAÇÃO DE ENSAIO - LESE

A configuração de ensaio instalada no LESE foi concebida de forma a permitir a o ensaio de pilares de edifícios à escala real (de pontes já foram realizados à escala 1:4) aos quais podem ser aplicadas, simultaneamente, uma carga axial controlada e duas acções horizontais cíclicas ortogonais (de intensidade e sentido variável e independentes entre si).

Em comparação com outras configurações de ensaio, descritas na bibliografia, deve ser referido que a grande vantagem e novidade deste sistema de ensaio está na possibilidade de realizar ensaios de

pilares de BA sujeitos à **flexão desviada**,

por aplicação das acções horizontais bidireccionais associadas a um

esforço axial independente das restantes acções,

aplicado segundo uma linha **vertical que se mantém inalterada**,

e portanto sem interferência nos resultados por efeito da variação do seu ponto de aplicação e direcção ao longo do ensaio (efeito P-δ). Aliás, foi o objectivo da concretização simultânea destas três condições que conduziu ao desenvolvimento da configuração de ensaio instalada no LESE, impossível de concretizar em qualquer uma das outras referidas na secção anterior.

Paralelamente, como premissas iniciais da concepção do sistema também foram definidas: a máxima rentabilização do espaço onde foi instalado; e a versatilidade tanto em relação ao tipo de elementos a ensaiar como em relação à quantidade e tipo de medidas a adquirir. Daqui resultou a necessidade do desenvolvimento de um sistema de aquisição e controlo próprio, que a equipe de utilizadores conheça perfeitamente e que permita a sua adequação às necessidades do momento.

Até agora, os tipos de elementos já ensaiados com esta configuração, e que de alguma forma também serviram de teste do próprio sistema, foram: pilares encastrados num bloco de fundação e paredes. No entanto, com ligeiras adaptações, será possível ensaiar outro tipo de elementos estruturais como, por exemplo, nós de pórticos.

3.3.1 Descrição geral da configuração

A configuração de ensaio desenvolvida no LESE – acompanhar a descrição com a observação da Figura 3.17 (onde se apresenta um esquema do sistema) e da Figura 3.18 (onde se mostra uma vista geral com um pilar pronto a ser testado) – em traços gerais é constituído por três estruturas principais:

pórtico de reacção vertical metálico;

pórtico de reacção horizontal metálico; e

parede de reacção horizontal em BA, reforçada com perfis metálicos;

que servem de reacção aos actuadores hidráulicos:

vertical com capacidade de 700 kN; e

horizontais com 100 kN, 200 kN ou 500 kN de capacidade;

ligados aos respectivos sistemas de transmissão da carga

axial constituído por duas placas de deslizamentos de baixo atrito; e

laterais constituído por um "cabeçote" que possibilita empurrar e puxar;

controlados por um

sistema de controlo dos actuadores

especialmente desenvolvido para corresponder às necessidades específicas dos ensaios e um

sistema de aquisição

capaz de registar os valores medidos pelas células de carga, LVDTs e extensómetros ou outros sensores.

Em boa verdade, nesta fase do desenvolvimento e implementação do sistema, a aplicação da carga vertical foi realizada manualmente por manobra local de uma válvula, apenas controlada através de um sensor de pressão existente na câmara da bomba que abastece o respectivo actuador.

Aproveitando as condições oferecidas pelo laboratório onde o ensaio foi instalado, tanto as sapatas dos provetes como os pórticos de reacção foram amarrados para o pavimento rígido – laje de betão armado com 60 cm de espessura com a pré-existência de uma malha quadrada de furos afastados de 1.0 m – através de tirantes de aço de alta resistência com 26 mm de diâmetro, pré-tensionados de forma a prevenir a ocorrência de deslocamentos ou rotações indesejáveis.

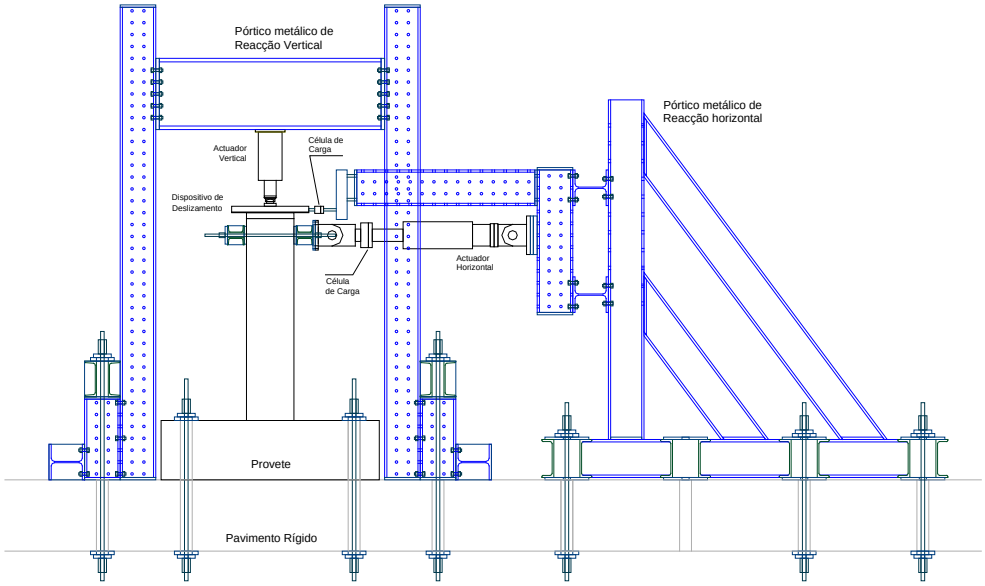


Figura 3.17 – Esquema da configuração de ensaio LESE.

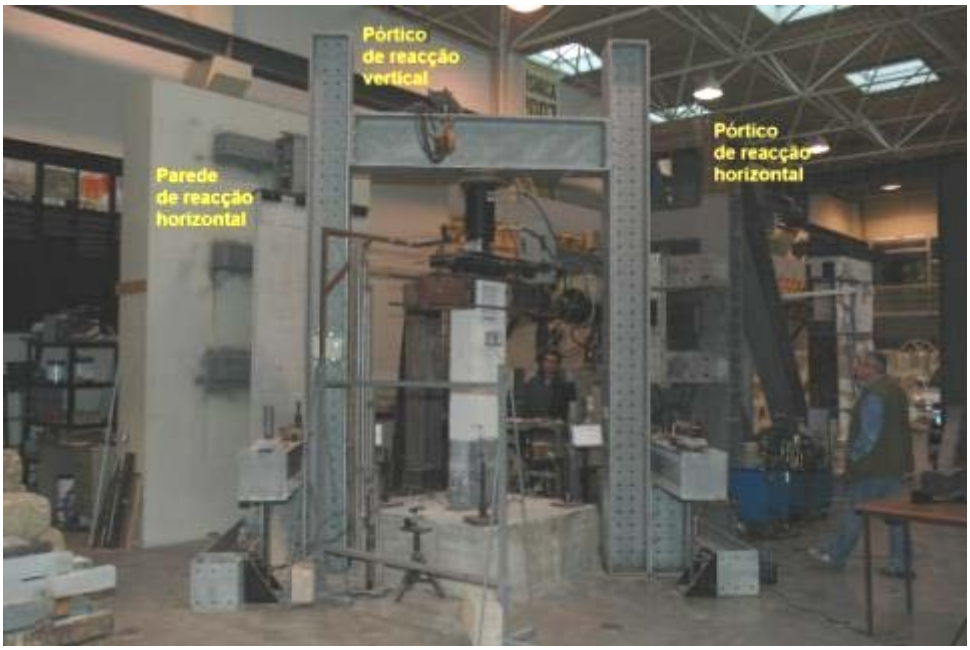


Figura 3.18 – Vista geral da configuração de ensaio LESE.

3.3.2 Sistema de aplicação da carga vertical

A carga vertical é aplicada por intermédio de um actuador hidráulico interposto entre a viga do pórtico de reacção vertical e a cabeça do pilar (Figura 3.19). Nesta fase de desenvolvimento da configuração de ensaio, para além de se pretender que a força vertical seja mantida constante, pretendeu-se que fossem respeitadas, entre outras, três premissas essenciais:

permitir os movimentos da cabeça do pilar em duas direcções ortogonais;
manter inalterada a vertical de aplicação do esforço axial; e
aplicar uma carga vertical constante (nesta fase de evolução do sistema).

Figura 3.19 – Sistema de aplicação da carga vertical.

Para o efeito, optou-se por um dispositivo de deslizamento formado por duas placas metálicas com boa resistência ao esmagamento e baixo atrito entre as faces de contacto. Para o efeito, foi colocado nas superfícies de contacto um acabamento constituído por uma chapa fina de aço inox e outra constituída por uma solução mista onde predomina o teflon.

Como se pode verificar por observação da Figura 3.19:

a **placa inferior** apoia-se directamente no topo do pilar (com interposição de uma folha de chumbo para aumentar o atrito e acomodar eventuais irregularidades);

a **placa superior** pousa na placa inferior e recebe a carga do actuador vertical por intermédio de uma calote esférica onde se encosta o embolo do actuador, para permitir a rotação do topo do pilar (rotação máxima de 8%).

Para manter inalterada a vertical da carga, a placa superior também está ligada externamente de forma a impedir quaisquer movimentos horizontais, devidamente instrumentada para medir a força mobilizada entre as duas placas e desta forma corrigir a força horizontal aplicada ao pilar durante o ensaio.

Durante o ensaio, a pressão do óleo do sistema hidráulico deve manter-se constante na câmara superior do actuador, de forma a garantir que o esforço axial aplicado não varia significativamente.

3.3.2.1 Fixação dos provetes e dos pórticos de reacção

Mesmo ainda na fase inicial de instalação surgiu a preocupação em definir a melhor forma como deveriam ser pré-esforçados os tirantes de alta resistência. O sistema adoptado inclui porcas de fixação nas extremidades, que fixam os pórticos de reacção e os próprios provetes de ensaio ao pavimento rígido, de maneira a aproveitar, por mobilização do atrito na interface laje/elemento, a sua máxima capacidade na restrição dos movimentos no plano horizontal e eventuais levantamentos.

Para facilitar todo este procedimento e tornar versátil a troca de provetes, optou-se pela utilização de um macaco hidráulico da marca ENERPAC (Holl-O-Cylinder) RCH - 603 com a capacidade máxima para 60 toneladas que estica os varões e possibilita o aperto das porcas depois de pré-instalada a aludida carga. Para tal foi necessário construir um dispositivo específico – mesa de reacção, prolonga e anilha espessa (Figura 3.20) – onde o macaco assenta e ao mesmo tempo permite o acesso à porca de aperto junto da ancoragem.

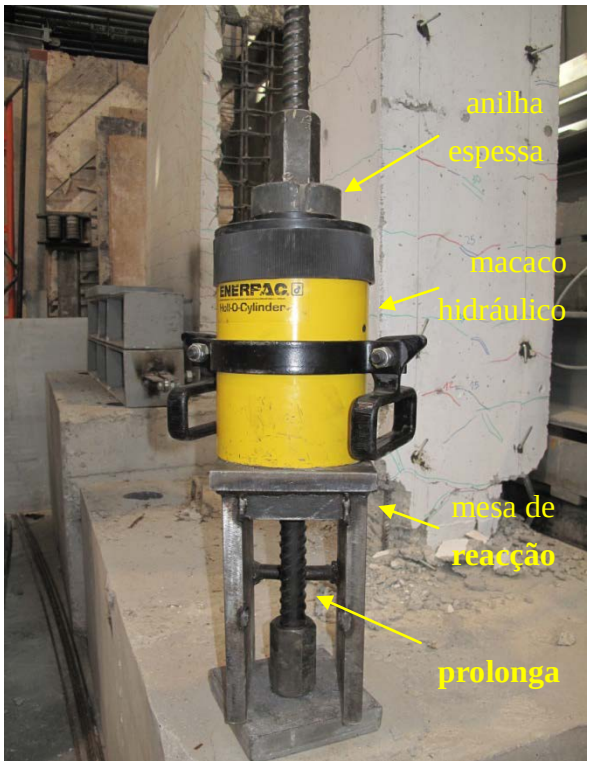


Figura 3.20 – Macaco hidráulico e acessórios usados nas fixações à laje rígida.

O controlo da força exercida foi realizado através da deformação do êmbolo do macaco e pela verificação da pressão do óleo na câmara da bomba. No caso da fixação dos provetes também foram instaladas medidores da carga instalada nos varões de ancoragem, que garantem a efectiva instalação da força prevista e permitem a monitorização de todo o processo.

No entanto, logo durante a realização dos primeiros ensaios verificou-se que o pórtico de reacção horizontal, quando solicitado a reagir às cargas aplicadas ao provete, experimentava movimentos horizontais com valores não negligenciáveis.

Verificada a impossibilidade de controlar esses movimentos apenas através da mobilização do atrito, foram construídos quatro fixadores especialmente concebidos para o efeito (Figura 3.21), soldados aos perfis da base do pórtico e apertados por parafusos directamente para a laje. Por segurança, os parafusos foram dimensionados para resistir por corte à totalidade de esforço rasante que aí é transferido para o pavimento rígido, deixando os varões Dywidag apenas a resistir ao levantamento.

Figura 3.21 – Dispositivo de bloqueio do pórtico de reacção horizontal.

No que diz respeito ao pórtico vertical detectou-se que oscilava em função do deslocamento horizontal imposto ao provete em ensaio. Numa primeira fase considerou-se que esses movimentos horizontais da parte superior do pórtico também eram provocados pelos deslocamentos impostos ao provete e optou-se por também colocar dois bloqueadores de deslocamento horizontal em cada pé do pórtico (Figura 3.22).

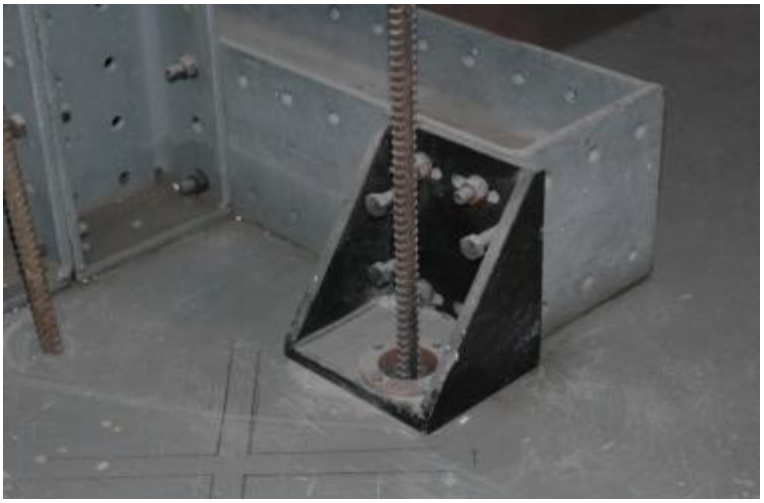


Figura 3.22 – Dispositivo de bloqueio do pórtico de reacção vertical.

Cada bloqueador é constituído por uma peça metálica aparafusada à base do pé do pórtico e ligada a um tubo rígido que, por sua vez, encaixa (em forma de cunha)

noutro tubo rigidamente colado com resina epóxida a um negativo pré-existente no pavimento rígido do laboratório.

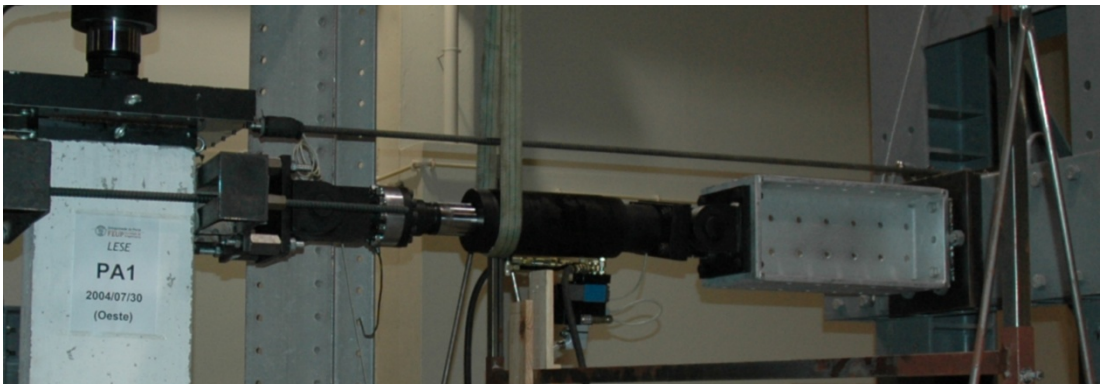
3.3.2.2 Sistema de medição da força de atrito

O sistema de transmissão da força vertical através de duas placas metálicas com baixo atrito entre as superfícies de contacto implica que se meça a força horizontal que ainda assim se transmite da placa inferior à placa superior. Para realizar essa medição foi instalada uma célula de carga (100 kN) suportada numa barra de elevada rigidez axial fixada ao pórtico de reacção horizontal (considerado como referência imóvel) e à placa superior de forma a permitir que ela rode livremente acompanhando a deformação que o provete vai experimentando.

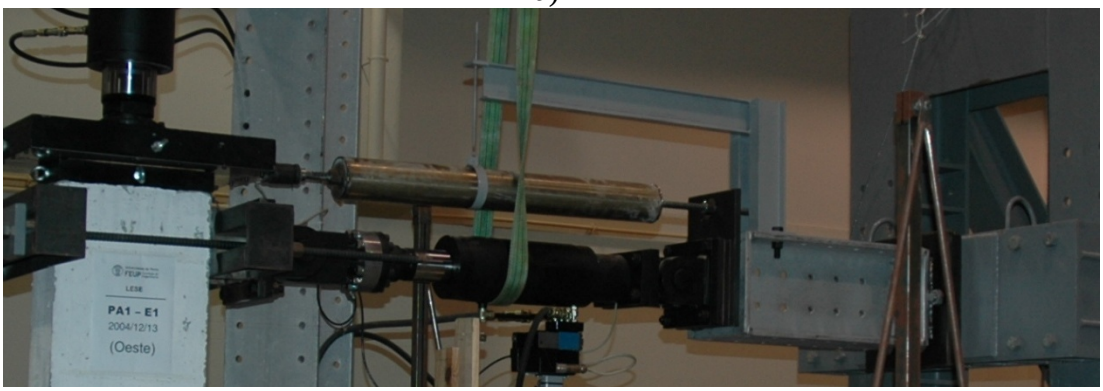
Este sistema de medição do atrito foi dos aspectos que mais evoluiu até se chegar à solução actualmente em actividade. As alterações foram realizadas quer no que diz respeito à rigidez da barra de suporte da célula de carga, quer no que se refere à maneira e ponto de ligação à célula de carga e à placa (forma como permite a articulação do sistema):

1ª Evolução – Inicialmente considerou-se suficiente que a barra apenas tivesse elevada rigidez axial, materializada por uma barra de aço, e que a baixa rigidez à flexão não interferiria com a rotação da placa e por isso a opção de a ligar a um ponto que tem evidentes deslocamentos verticais (Figura 3.23 – a)). Este sistema não resultou devido a que a rotação da placa, associado ao esforço axial, provocou a instabilidade da barra.

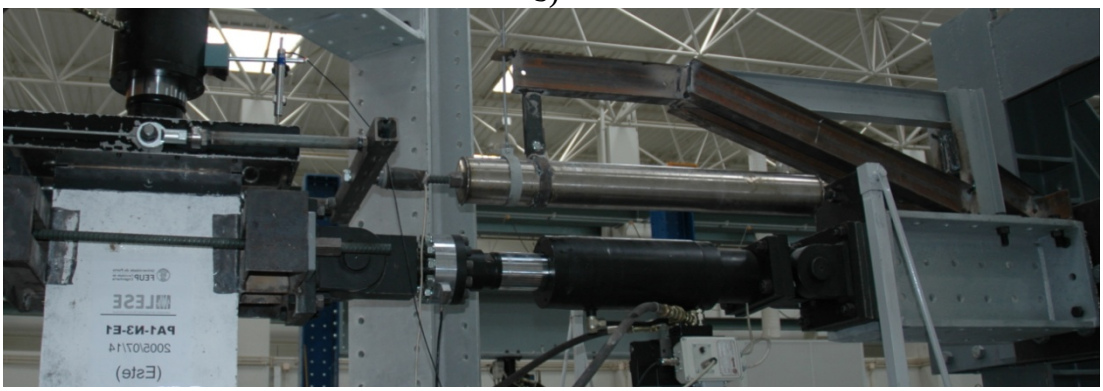
2ª Evolução – Verificada a necessidade de reforçar a barra foi realizado o seu envolvimento por um tubo circular preenchido com argamassa e reduzido o seu comprimento através do seu apoio em mais pontos (Figura 3.23 – b). Manteve-se a fixação à placa porque se admitiu que a sua rotação poderia ser absorvida junto da célula de carga, tendo-se verificado que não resultou devido à sensibilidade da célula de carga a este tipo de movimentos.



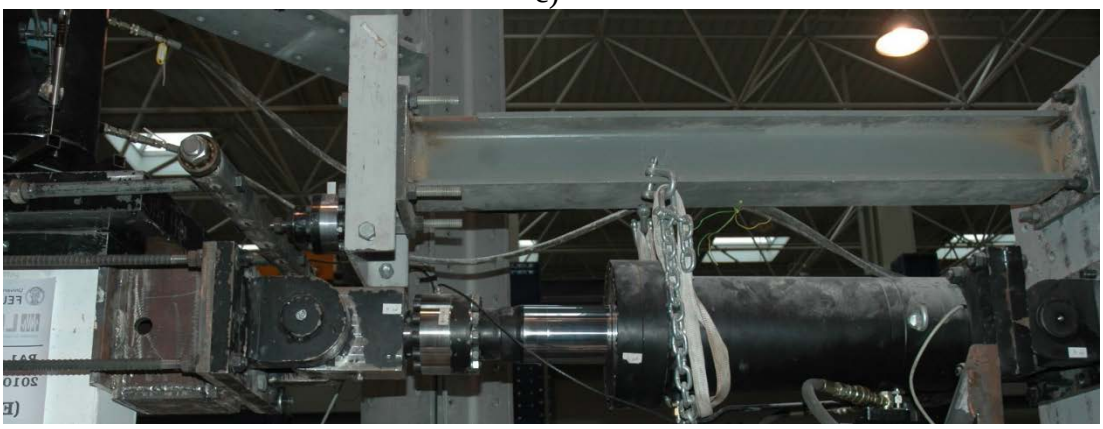
a)



b)



c)



d)

Figura 3.23 – Fases da evolução do sistema de medição da força de atrito

3ª Evolução – Para obviar ao efeito do movimento da placa concebeu-se um esquema em forquilha que permitiu transferir para as pontas alinhadas com o eixo de rotação o respectivo ponto de apoio (Figura 3.23 – c)). Nesta fase, também se decidiu tornar o apoio intermédio mais eficaz, particularmente no que diz respeito à possibilidade anterior de facilmente permitir que a barra subisse.

4ª Evolução – Finalmente, porque nesta fase ainda se procurava uma interpretação para alguns resultados, decidiu-se eliminar quaisquer dúvidas em relação à fiabilidade das leituras da célula de carga. Foi então que a barra passou a perfil (primeiro HEB300 porque estava disponível e mais tarde foi ligeiramente aligeirado) com rigidez axial e de flexão que não deixasse qualquer dúvida quanto à sua eficácia (Figura 3.23 – d)).

3.3.2.3 Controlo do esforço axial aplicado

Esta configuração de ensaio foi concebida para que o esforço axial aplicado ao provete fosse constante ao longo de todo o ensaio.

Mas na realidade, durante a procura de justificação para os primeiros resultados obtidos com este sistema de ensaio, verificou-se que o valor da força aplicada pelo actuador vertical não podia ser constante, como se pretendia, ou então as leituras do manómetro e transdutor de pressão existente na câmara da bomba de óleo não podiam estar correctas. Realizados alguns testes adicionais, chegou-se à conclusão que, apesar do projecto do sistema apontar em sentido contrário, a empresa que fabricou os equipamentos colocou uma válvula de retenção no circuito de admissão. Como consequência disto, o êmbolo do actuador vertical ficou impossibilitado de se ajustar aos movimentos verticais induzidos pelo efeito geométrico dos deslocamentos horizontais do provete (Figura 3.24).

Dito de outra forma, o aumento da pressão do óleo na câmara do actuador vertical, e consequentemente um aumento do esforço axial, resulta do facto de o ponto de aplicação da força vertical ser fixo em planta e a deformação do pilar (obtida pela imposição de deslocamentos horizontais) obrigar o êmbolo do actuador vertical a recuar. Ora, como os medidores da pressão estão localizados na câmara da bomba e a válvula de retenção (indevidamente instalada) isolou o óleo na câmara superior do

actuador, não foi possível detectar esta falha directamente através da instrumentação instalada.

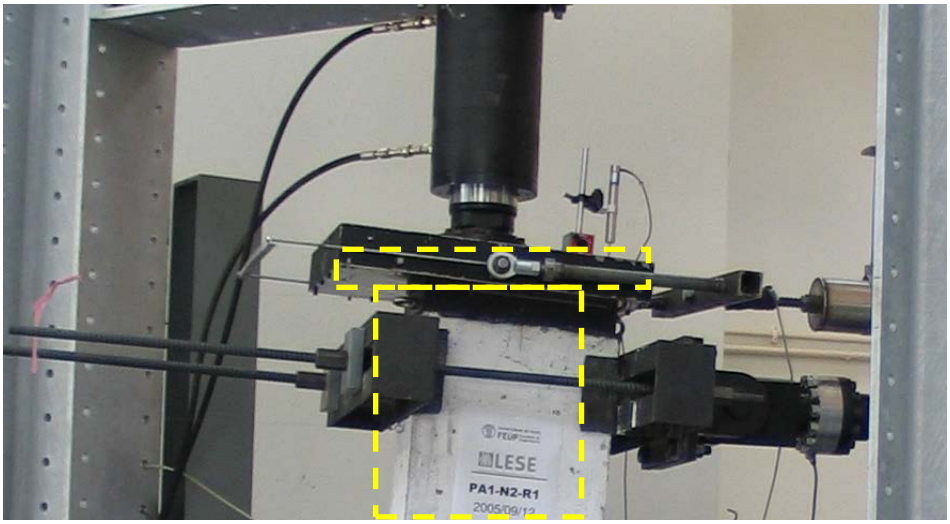


Figura 3.24 – Efeito geométrico dos deslocamentos horizontais dos provetes.

3.3.2.4 Instrumentação de controlo do sistema

Durante os primeiros ensaios houve a preocupação em instalar alguns dispositivos de medida dos deslocamentos em pontos considerados de referência de modo a permitir uma melhor identificação de todos os aspectos que poderiam ter influência nos resultados obtidos.

Foram considerados os seguintes pontos de referência:

- o deslocamento horizontal do ponto de reacção do actuador hidráulico no pórtico de reacção horizontal – Figura 3.25 – a);
- o deslocamento horizontal devido ao movimento da base do pórtico de reacção vertical – Figura 3.25 – b);
- o deslocamento horizontal devido a um eventual escorregamento da base do provete em ensaio (relembra-se que os pórticos de reacção foram equipados com dispositivos anti-escorregamento enquanto que os provetes não) – Figura 3.26-a-1;
- o deslocamento relativo entre a placa de deslizamento inferior e o provete;
- a rotação das placas de deslizamento – Figura 3.26-a-2-3.

Em relação às leituras realizadas no pórtico de reacção horizontal (Figura 3.25-a) verificou-se que os deslocamentos sofridos eram muito pouco significativos.

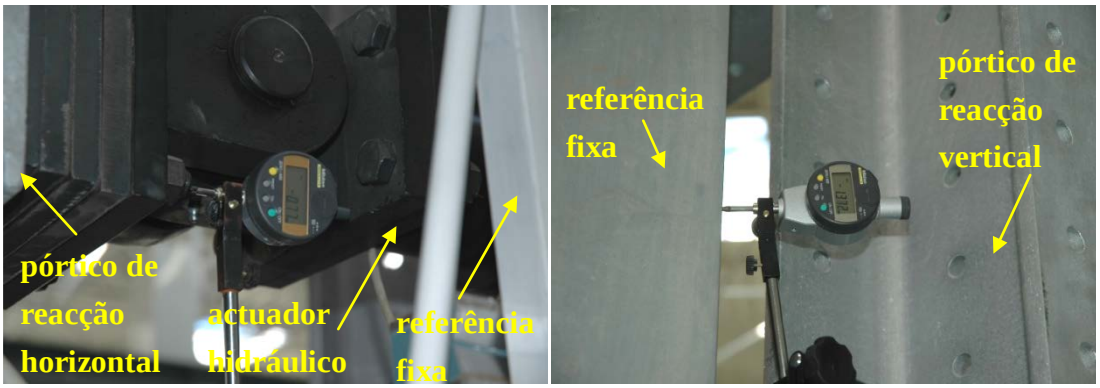
No entanto esta verificação não foi totalmente abandonada uma vez que se continuou a avaliar a deformabilidade geral do sistema de aplicação e reacção da carga horizontal através da medida relativa entre o transdutor interno do actuador (controlo do deslocamento imposto) e um LVDT externo colocado à mesma cota (Figura 3.26-a-2). De facto, constatou-se que existem pequenas diferenças entre as duas leituras que cresce com o aumento da força horizontal de uma forma linear, o que mostra o comportamento elástico do sistema. Neste contexto, para garantir maior rigor nos resultados, optou-se por utilizar as leituras do LVDT externo como referência para a apresentação dos resultados experimentais.

Quanto às leituras realizadas no pórtico de reacção vertical, referidas na Figura 3.25-b, verificou-se que eram significativas havendo, por isso, a necessidade de avaliar a sua influência nos resultados finais. No sentido de identificar a causa destes deslocamentos tão significativos, admitiu-se uma primeira possibilidade, a que parecia mais provável, da placa de deslizamento inferior (que acompanha os movimentos do pilar) transmitir deslocamentos à placa superior. Avaliados os deslocamentos da placa superior (Figura 3.26-a-4) verificou-se que com esses deslocamentos não era possível justificar o movimento do pórtico vertical. Posteriormente concluiu-se que esse movimento era devido exclusivamente ao efeito de rotação das placas de deslizamento que passou a ser avaliado (Figura 3.26-a-6), juntamente com a medição do deslocamento horizontal do pórtico de reacção vertical na direcção do deslocamento, de forma a contemplar todo o sistema directamente no actuador (Figura 3.26-a-5). Este assunto será retomado e melhor discutido na secção 3.3.3.2.

Já as leituras do escorregamento da base do provete (Figura 3.26-a-1) e as do deslocamento relativo entre placa de deslizamento inferior e o provete (Figura 3.26-a-2-3), por precaução, foram sempre monitorizadas.

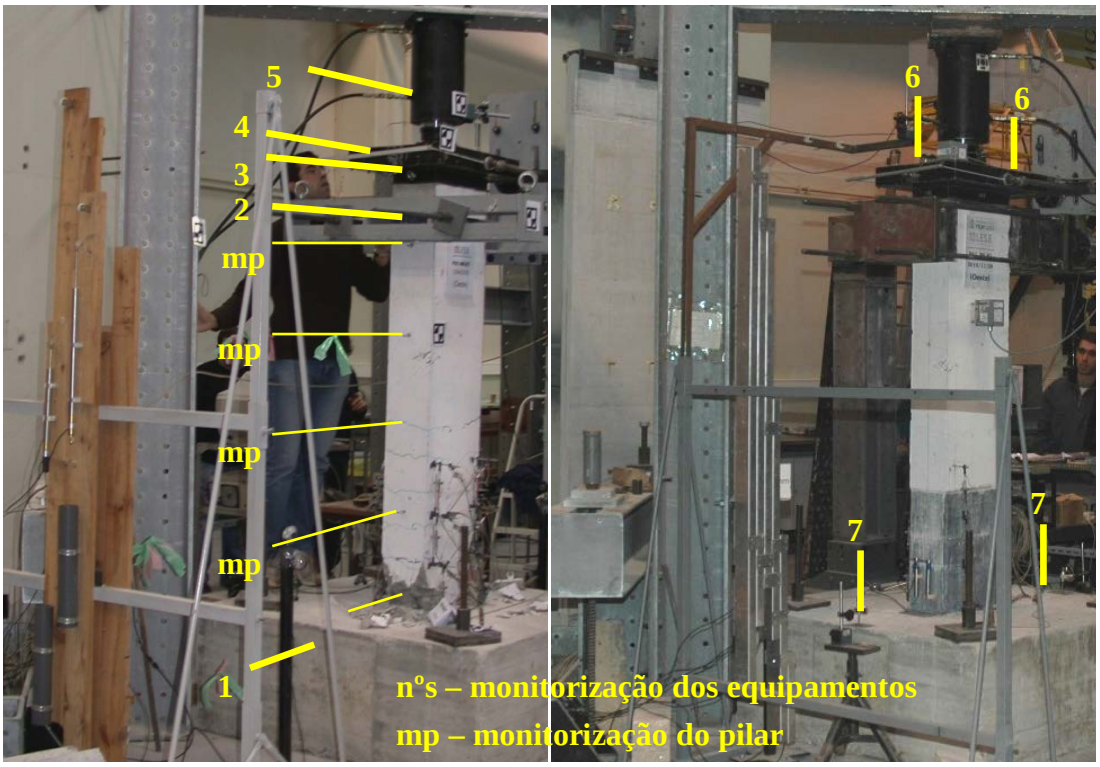
A determinada altura também se considerou importante verificar se a rotação da fundação tinha influência no comportamento do pilar em ensaio. Essa necessidade foi particularmente sentida no ensaio dos pilares ocos (ensaiados pela mesma época) de muito maior rigidez à flexão e portanto muito mais sensíveis a este efeito. Para o caso dos pilares maciços verificou-se que este efeito da rotação da fundação pode ser desprezado. De qualquer forma deve ser referido que o ensaio de provetes que

exijam carregamentos horizontais maiores deve ser inicialmente monitorizado através de dois LVDTs colocados no topo da sapata, um de cada lado do pilar (Figura 3.26 – a-7), e verificado se essa parcela de rotação é significativa para ser deduzida à componente de deslocamento horizontal imposto.



a) Horizontal b) Vertical

Figura 3.25 – Monitorização dos pórticos de reacção.



a) aspecto inicial b) aspecto actual

Figura 3.26 – Monitorização das placas de deslizamento e do provete

Para a fixação dos LVDTs exteriores de leitura dos deslocamentos horizontais foi utilizado como referencial fixo um pórtico metálico colocado fora da influência dos restantes sistemas (Figura 3.26), onde foram montados os LVDTs, colocados na vertical e ligados ao ponto a medir através de um fio metálico que passa por uma roldana. Nesta montagem foram utilizados LVDTs de grande alcance sem mola, portanto incapazes de acompanhar os deslocamentos em ambas as direcções. Para ultrapassar esta dificuldade, bem como, para garantir que o fio fica mantido sob tensão constante, foi suspenso um peso ligado à ponta do LVDT e alinhado na sua vertical. Numa primeira fase o sistema de fixação teve um aspecto mais improvisado com tábuas de madeira aparafusadas ao pórtico (Figura 3.26 – a)) e, depois de comprovado o seu bom desempenho, foi posteriormente alterado para calhas metálicas (Figura 3.26 – b)) o que melhorou não só a sua robustez como, principalmente, melhorou a sua versatilidade por se tornar muito mais simples a sua adaptação a novas situações de ensaio.

3.3.2.5 Sistema de Aquisição e Controlo

Os movimentos do actuador horizontal foram comandados por um sistema de controlo da National Instruments (NI) composto por um chassis PXI, comandado por intermédio de um programa informático, com rotinas escritas em LabVIEW, desenvolvido especialmente para corresponder aos requisitos definidos.

A aquisição de dados foi igualmente suportada por outro sistema PXI equipado com cartas de aquisição e condicionamento de sinal, que permite a leitura directa dos dados a partir dos extensómetros, células de carga, LVDTs ou outro qualquer tipo de aparelhos analógicos amplificados ou sensores digitais, sendo o software de aquisição igualmente desenvolvido em LabVIEW.

Para melhor percepção do funcionamento de todo o conjunto, apresenta-se um esquema na Figura 3.27, onde, para além dos sistemas de controlo (incluindo bombas e actuadores hidráulicos) e de aquisição, estão representados três quadros eléctricos fundamentais no bom desempenho global – um de alimentação e condicionamento de sinal (Quadro 1); outro ligado ao controlo (Quadro 2); e outro ligado à aquisição (Quadro 3) – bem como a indicação do sentido da informação de circulação da informação entre todos os componentes do sistema.

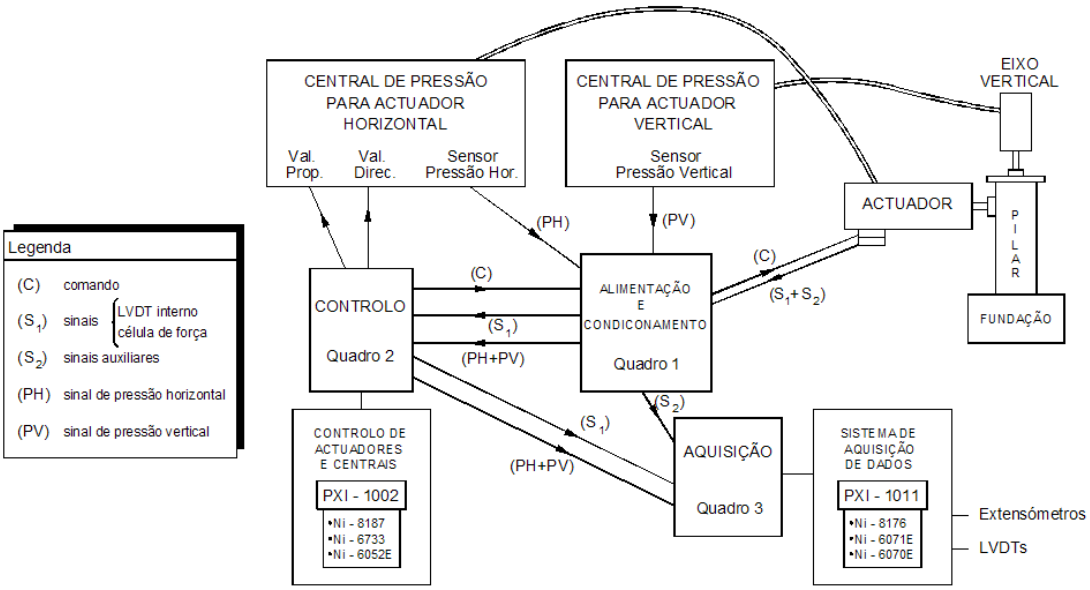


Figura 3.27 – Esquema de funcionamento dos sistemas de controlo e aquisição.

Estes quadros permitem maior fiabilidade e organização nas diversas ligações existentes entre os sistemas de controlo e aquisição, centrais de pressão e actuadores. Adicionalmente também estão representadas as ligações hidráulicas de óleo entre as centrais de pressão, vertical e horizontal, e os respectivos actuadores hidráulicos, realizadas através de mangueiras de pressão normal neste tipo de sistemas (até 350 bar, aproximadamente).

3.3.3 Ensaios preliminares de calibração

Sendo uma configuração de ensaio implementada de novo foi necessário realizar alguns testes preliminares para conhecer o seu comportamento e averiguar se os pressupostos de projecto se verificavam.

Em particular no caso em apreço, uma vez que incorpora a implementação de um sistema de transmissão da carga vertical inovador, por maioria de razão devia ser bem avaliada a fiabilidade do conjunto e, em particular, da forma como se considerou a determinação da força de atrito entre as placas de deslizamento.

Inicialmente considerou-se que durante a realização dos primeiros ensaios seria possível, em paralelo com o teste do provete, realizar as verificações necessárias.

Verificou-se, no entanto, um problema no fabrico da bomba do actuador hidráulico vertical (foi colocada indevidamente uma válvula de retenção no circuito de admissão) que provocou aumentos muito significativos na força vertical aplicada aos pilares que não foram detectados directamente através da leitura dos equipamentos de medição, mas através da análise dos resultados onde a força horizontal atingia valores aparentemente incompreensíveis. Admitiu-se, imediatamente, que o equipamento estivesse a aplicar um esforço axial variável, hipótese que foi rejeitada pelo fabricante do equipamento, embora mais tarde se tivesse concluído o contrário.

Passou-se, então, à procura de outras possíveis razões que pudessem afectar os resultados, procurando separar os possíveis factores, nomeadamente:

a deficiente determinação da força de atrito entre as placas de deslizamento;

a incorrecta avaliação da influência da oscilação do pórtico vertical.

Estas avaliações, em particular a primeira, permitiu identificar que o equipamento não estava a funcionar correctamente e providenciar a respectiva correcção.

Seguidamente, apresentam-se os detalhes destas avaliações, os respectivos efeitos no sistema e as correcções que implicam nos resultados do ensaio dos provetes, que passaram a servir de padrão para as correcções de resultados de todos os ensaios posteriormente realizados.

3.3.3.1 Avaliação do Atrito entre as Placas de Deslizamento

Para conhecer em concreto as características das placas de deslizamento, ainda antes de avançar para os ensaios propriamente ditos mas recorrendo à montagem do primeiro pilar de ensaio, pretendeu-se avaliar os níveis de força de atrito atingidos na sua interface, registados na célula de carga aí colocada para o efeito, em função de crescentes valores de esforço axial aplicados ao pilar.

Procedeu-se então da seguinte forma: para vários níveis de esforço axial foram aplicados deslocamentos horizontais (correspondentes a um ciclo completo) com pequena amplitude (3 mm para não danificar o provete instalado), apenas o suficiente para provocar o deslizamento entre as duas placas metálicas. Esta sequência foi repetida duas vezes em condições idênticas para todos os níveis de força vertical (e mais quatro vezes para o nível de 200 kN para confirmação) o que permitiu retirar os

resultados que se apresentam no Quadro 3.2 com representação gráfica na Figura 3.28 (Rodrigues *et al.* (2004)).

Quadro 3.2 – Relação entre o esforço axial e a força de atrito

Força Vertical (kN)	0	50	75	100	125	150	175	200	
Força de Atrito (kN) (Valor Máximo)	0.00	2.37	5.36	6.94	7.11	8.96	10.89	11.79	**Ensaio 1**
	0.00	2.18	4.98	6.48	7.48	8.86	10.99	11.25	**Ensaio 2**

Foram ainda realizados mais três ensaios com esforço axial de 200 kN e um ciclo completo com 5 mm de amplitude (ainda com o pilar a funcionar em fase elástica), tendo os resultados obtidos confirmado os valores apresentados, com desvios em torno do ajuste linear da mesma ordem de grandeza.

Da análise dos resultados, pode concluir-se que o coeficiente de atrito entre as placas de deslizamento do sistema de aplicação da carga vertical é de aproximadamente 6 %, com muito ligeiras oscilações em torno deste valor.

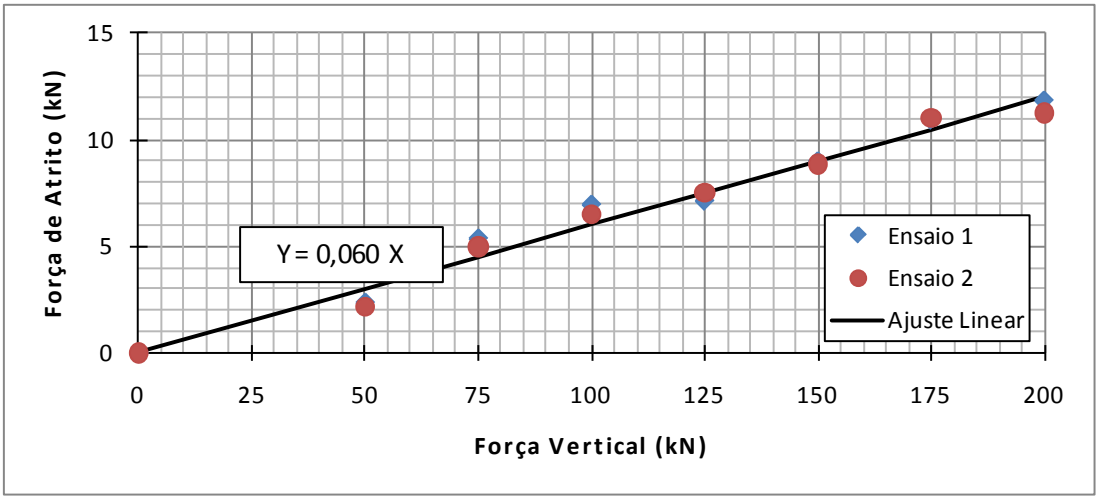


Figura 3.28 – Relação entre o esforço axial e a força de atrito.

3.3.3.2 Avaliação do sistema de transmissão da força vertical

Pretendeu-se com esta avaliação identificar e caracterizar todos os factores que influenciam os resultados do ensaio, quer os obtidos directamente nas leituras realizadas na instrumentação colocada quer os obtidos de forma indirecta.

Como já foi anteriormente referido, durante a realização dos ensaios foi perceptível que o pórtico vertical se movia em torno dos apoios. Era nítido também que esse movimento era provocado pelo deslocamento horizontal do actuador vertical ligado à placa de deslizamento superior. Apesar da placa de deslizamento estar impedida de se deslocar horizontalmente, ainda assim, havia deslocamentos do actuador vertical que não tinham a sua origem directa na força horizontal.

A justificação para este efeito deve-se ao facto da placa superior ao rodar em torno de um ponto fixo a meia altura implicar deslocamentos da sua face superior à qual o actuador vertical se encontra ligado (a extremidade esférica do êmbolo do actuador vertical encaixa na calote esférica da placa). Como se mostra na Figura 3.29 quando, por exemplo, o pilar se desloca para a direita, a placa de deslizamento roda, no sentido dos ponteiros do relógio, em torno do seu ponto central que está fixo na direcção horizontal, obrigando o correspondente ponto na vertical da face superior, afastado de aproximadamente de 10 cm, a empurrar o actuador vertical também para o lado direito.

Foi então necessário idealizar um ensaio que permitisse calibrar todo o sistema, concretizado através da instalação (Figura 3.30 – a) de um pilar em aço com rótula na base que, mantendo as condições de ensaio, apenas necessita de aplicar uma força horizontal para fazer deslizar as placas e deformar o pórtico. A instrumentação instalada (para medição de forças e deslocamentos) possibilitou a avaliação da

- fiabilidade das medições da força de atrito;
- desempenho do sistema para grandes deslocamentos horizontais;
- influência do movimento do pórtico vertical.

Nesta montagem, com o pilar metálico articulado na base, o somatório dos momentos produzido por todas as forças aplicadas ao sistema, em relação à rótula da base, é nulo. Então, se se admitir que o actuador vertical está perfeitamente alinhado com a base do pilar, a força horizontal vai ser totalmente transmitida para a barra rígida ligada à placa de deslizamento superior e ao pórtico de reacção vertical. Trata-se de um problema simples de avaliação do equilíbrio em que apenas estão

envolvidas estas três forças horizontais, para além da existente na rótula da base do pilar.

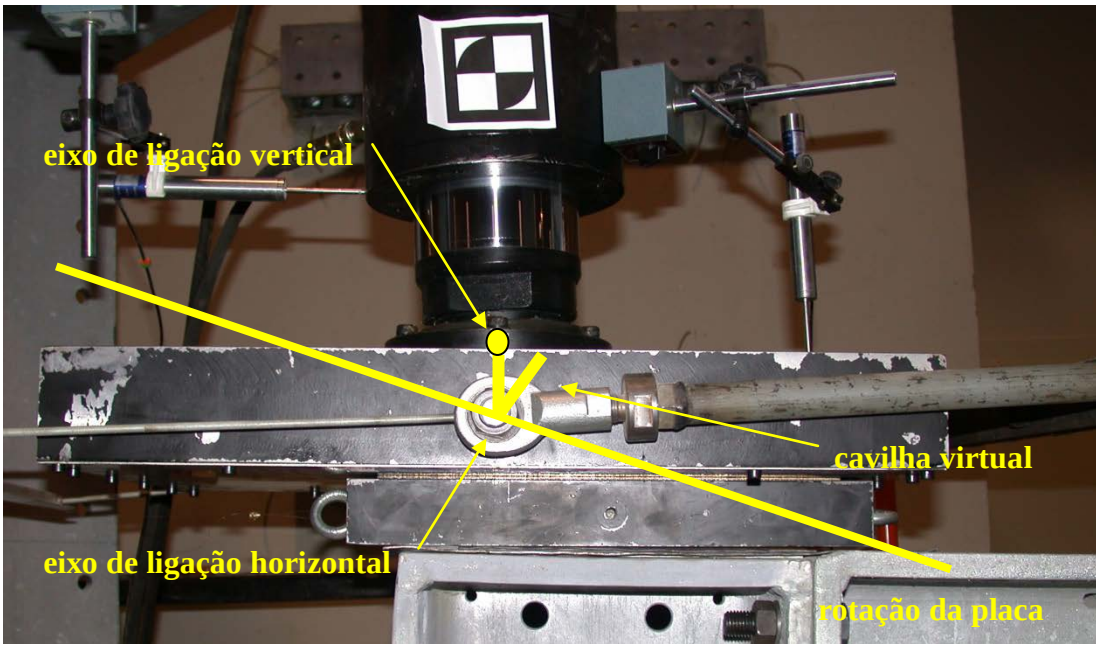
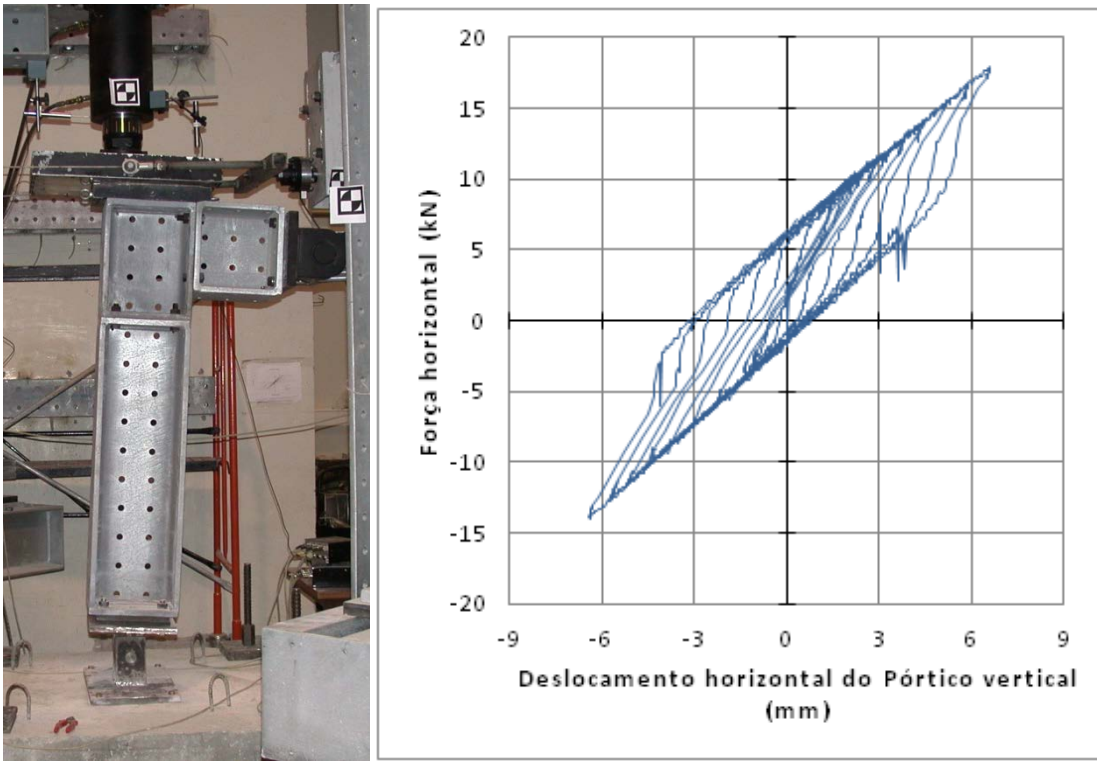


Figura 3.29 – Explicação das oscilações do pórtico vertical.



a) Vista geral b) Resultados

Figura 3.30 – Ensaio preliminar com pilar metálico

Como as forças do actuador horizontal e na barra rígida são medidas directamente nas respectivas células de carga, é possível determinar a força absorvida pelo pórtico vertical através diferença para o momento da base que tem de ser nulo.

Para melhor avaliar a rigidez horizontal do pórtico de reacção vertical apresenta-se na Figura 3.30 – b) um diagrama que relaciona a referida força horizontal (a que produz um momento na base que anula os momentos produzidos pelas outras forças) com o deslocamento horizontal medido directamente no pórtico vertical. Essa figura apresenta uma histerese com duas linhas inclinadas paralelas, afastadas de um determinado valor, que representa a rigidez horizontal do pórtico de reacção vertical, aproximadamente igual a 2.2 kN/mm. A distância entre as duas rectas, que representa um afastamento da origem em ambas as direcções, acontece por causa da excentricidade que se verifica na calote esférica de ligação entre o actuador vertical e a placa de deslizamento superior por acção da força horizontal aplicada. Ou seja, a força horizontal faz com que as tensões transmitidas na calote esférica encostem mais a um lado quando actua num determinado sentido e encostem ao outro lado, quase repentinamente, quando inverte o sentido da actuação.

A determinação da rigidez horizontal do pórtico vertical foi repetida para vários níveis de carga vertical (entre 0 e 250 kN) e verificou-se que os respectivos valores não variaram significativamente do valor aqui apresentado. Já os afastamentos das rectas dependem, como é natural, da força vertical, encontrando-se este efeito incluído nas leituras da célula que mede o atrito.

3.4 APRECIAÇÃO GERAL

O sistema idealizado e implementado no LESE (Laboratório de Engenharia Sísmica e Estrutural) e que permite a aplicação simultânea de uma carga vertical e uma, ou duas ortogonais, cargas cíclicas horizontais (de grandeza e sentido variável), revelou-se fiável e versátil no ensaio de elementos estruturais sujeitos à flexão composta ou desviada. Até ao momento já foram experimentados, com bons resultados, pilares de edifícios à escala real e de pontes com uma escala de 1:4.

A maior novidade desta configuração de ensaio está no sistema de aplicação da carga axial através de placas de deslizamento e que lhe confere a particularidade de manter

a carga axial numa posição vertical fixa. Por não haver nenhuma experiência neste tipo de dispositivo, foi necessário fazer uma série de testes preliminares que permitissem conhecer todas as forças transmitidas através do sistema. Para o efeito foi montado um pilar metálico articulado na base (que só transmite cargas axiais), e desta forma não interferir com o valor da carga horizontal aplicada. Desta forma, depois de interpretar o funcionamento do conjunto e avaliar o nível das forças envolvidas no atrito e no deslocamento pórtico vertical, foi possível calibrar todos os componentes do sistema.

CAPÍTULO 4

ENSAIOS EXPERIMENTAIS

4.1 INTRODUÇÃO

A caracterização do comportamento estrutural das estruturas sujeitas à acção de sismos, bem como a definição dos diferentes tipos de patologias, pode ser realizada através da observação das consequências em estruturas sujeitas a essas acções ou por avaliação dos resultados em ensaios realizados para o efeito. No entanto, desde que representativa da realidade, a possibilidade de considerar a segunda hipótese permite o conhecimento mais concreto e mensurável.

Este capítulo é integralmente dedicado à apresentação da campanha experimental, levada a cabo no Laboratório de Engenharia Sísmica e Estrutural (LESE) da Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto (FEUP), com o objectivo de avaliar o comportamento de pilares de betão armado sujeitos a acções cíclicas horizontais testados tal como originalmente construídos e depois de reforçados com diferentes técnicas de aplicação simples e uso corrente.

Para o efeito foi desenvolvida de raiz uma configuração de ensaio que desde início se perspectivou para possibilitar o ensaio de pilares sujeitos a acções aplicadas segundo dois eixos horizontais ortogonais (biaxiais) associadas e, como não podia deixar de ser, a uma acção axial em relação ao eixo dos pilares, neste caso constante. Para possibilitar o desiderato de aplicação das duas acções horizontais em simultâneo com a acção axial vertical foi projectado um sistema de deslizamento entre duas placas que se interpõem entre o aplicador da carga vertical e o topo do pilar como se descreveu em 3.3.

Depois de ultrapassadas as questões ligadas ao projecto e implementação dos equipamentos para a realização dos ensaios foi necessário proceder à definição dos modelos a ensaiar que, como premissas iniciais, deviam simultaneamente:

servir os objectivos definidos para este trabalho;
enquadrar-se dentro das limitações (dimensões e força) do *setup* disponível;
acompanhar os interesses do grupo de investigação onde se insere.

Neste sentido, foi usado como referência o estudo realizado sobre um pórtico de BA à escala real, construído e testado no ELSA – European Laboratory for Safety Assessment – em Ispra, Itália, no âmbito do projecto Europeu ECOEST II/ICONS (Carvalho *et al.* (1999)) onde foram considerados os pressupostos de cálculo e especificações construtivas adoptadas pelas anteriores regulamentações, em vigor até finais da década de setenta princípios da de oitenta, e portanto representativos de uma boa parte das construções existentes.

Depois de ponderados os aspectos anteriormente referidos, chegou-se à definição final das características geométricas e dos materiais a adoptar na campanha experimental: dois tipos de pilar – PA1 e PA2 – construídos à escala real; ambos com 0.20 x 0.40 m de secção transversal; altura de 1.72 m que corresponde a metade da altura entre pisos corrente; ensaiados nas duas direcções principais de inércia e com diferentes quantidades de armaduras longitudinais (mais armadura longitudinal no provete testado na menor inércia).

As posteriores reparações e reforços dos pilares foram definidos tendo em atenção os reforços adoptados no pórtico ICONS, bem como nas práticas correntes de reforço realizadas pela empresa STAP que colaborou neste estudo. Em síntese, na base dos pilares, na zona de formação da rótula plástica, foram realizados reforços com:

mantas de CFRP;
mantas de CFRP com laminados longitudinais ligados à base;
cintas metálicas;
cintas metálicas com cantoneiras nos cantos;
cintas metálicas com cantoneiras nos cantos ligadas à base.
chapa de aço ligada à base.

Para cumprir outro dos aspectos definidos como objectivo do trabalho, num dos casos ensaiados, o reforço foi aplicado ao pilar tal como fabricado, ou seja ainda sem ter sofrido qualquer dano. Desta forma pretendeu-se que a avaliação do desempenho do reforço incidisse não sobre a possibilidade de funcionar como reparação mas como reforço de estruturas sem qualquer dano sísmico prévio.

4.2 BREVE REFERÊNCIA AO PÓRTICO ICONS

Para facilitar a melhor percepção do enquadramento desta campanha experimental, seguidamente apresenta-se uma breve descrição do pórtico ICONS, particularmente no que diz respeito à sua geometria, disposições construtivas e materiais constituintes. Depois disso, em relação à campanha experimental realizada no âmbito deste trabalho, apresentam-se as definições geométricas, características dos materiais, cargas verticais e história de deslocamentos cíclicos, estimativas da capacidade resistente e instrumentação realmente utilizada.

O pórtico plano de betão armado ensaiado em Ispra (Carvalho *et al.* (1999), Varum (2003)) é representativo de uma estrutura constituída por: pórticos paralelos afastados de 5 m, com 4 pisos com pé direito de 2.7 m cada, 3 vãos, o da esquerda e central igual a 5 m e o da direita com 2.5 m (Figura 4.1), tendo sido projectado para resistir às cargas gravíticas e uma carga lateral nominal de 8% do seu peso. Na circunstância não foram usados métodos de dimensionamento mais recentes e realizadas as sobreposição de armaduras exactamente sobre as zonas críticas.

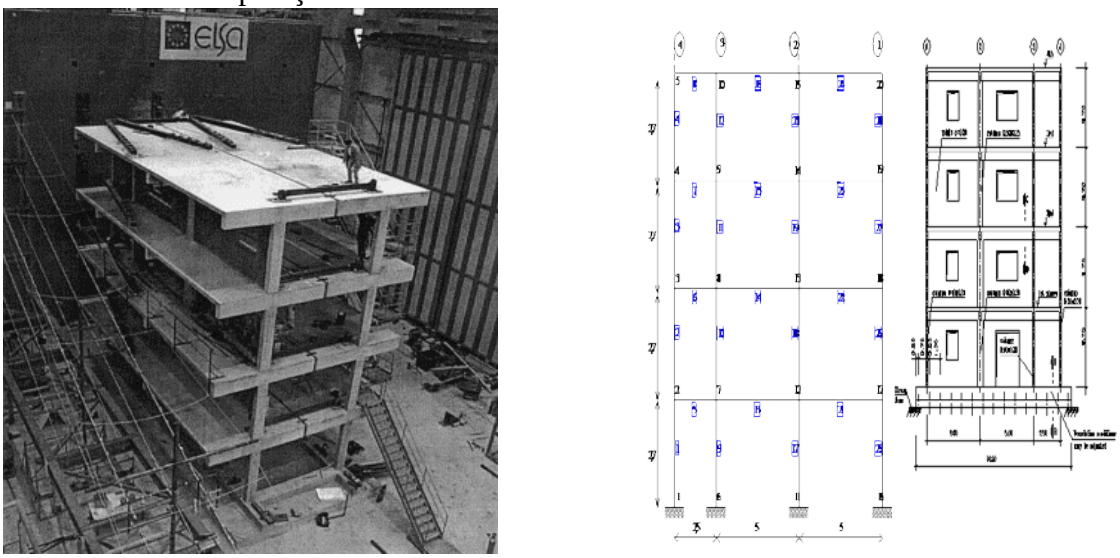


Figura 4.1 – Imagem e desenho do pórtico ICONS (Carvalho *et al.* (1999))

Quanto às secções dos pilares adoptadas, são todas rectangulares com dimensões de

- 0.60 x 0.25 m^2 – pilar interior esquerdo até ao segundo piso;
- 0.50 x 0.25 m^2 – pilar interior esquerdo acima do segundo piso;
- 0.20 x 0.40 m^2 – pilar exterior esquerdo e interior direito em toda a altura;
- 0.20 x 0.30 m^2 – pilar exterior direito também constante em toda a altura.

Nos ensaios realizados no LESE, numa primeira fase, foram seleccionadas duas secções coincidentes com as utilizadas no alinhamento 1 e 3.

No fabrico do pórtico foi utilizado um betão com uma resistência relativamente baixa da classe C16/20 e um tipo de aço macio de fabrico Italiano (classe FeB22k) com características reais, obtidas a partir de resultados experimentais em varões de 12 e 16 mm, de fsy = 343.6 MPa e Es = 204.5 GPa.

Sobre este pórtico foram realizados três ensaios pseudo-dinâmicos equivalentes à simulação de três sismos com períodos de retorno de 475, 975 e 2000 anos (Carvalho *et al.* (1999)).

Com o objectivo de melhor aproximar as condições de ensaio às condições reais de serviço da estrutura, de forma a simular as acções a que normalmente uma estrutura deste tipo está sujeita, foram aplicadas uma série de cargas adicionais colocadas sobre as lajes dos pisos. Também foi previsto no planeamento global de ensaios a realizar sobre a mesma estrutura o posterior estudo do seu comportamento com os vãos preenchidos com paredes de alvenaria de tijolo furado.

4.3 DESCRIÇÃO DOS PILARES ENSAIADOS

Na concepção da campanha experimental foi considerado como referência o pórtico *ICONS* estudado no *ELSA*, construído com base nos pressupostos de cálculo e especificações construtivas adoptadas pelas anteriores regulamentações em vigor até finais da década de setenta princípios da de oitenta e, portanto, representativo de uma boa parte as construções existentes.

Depois de associada a necessária adequação às capacidades existentes no LESE foi elaborada uma estratégia que resultou na opção de estudar, antes e depois do reforço, dois tipos de pilar – PA1 e PA2 – com a mesma secção (0.20 x 0.40 m^2), mas com diferentes quantidades de armadura longitudinal e ensaiados com a acção horizontal aplicada segundo as duas direcções principais de inércia:

- o PA1 ensaiado na direcção da <u>maior inércia</u> com 6 ϕ 12; e
- o PA2 ensaiado na direcção de <u>menor inércia</u> com 8 ϕ 12.

Neste trabalho para identificação dos provetes foi usada a seguinte nomenclatura com o significado das siglas:

PA# – **pilares** maciços da **primeira** campanha realizada no LESE seguido de um número que representa a direcção em que o ensaio foi realizado (**1** é a direcção que mobiliza a maior inércia da secção e **2** a menor inércia), ao que se acrescentou,

N# – nº de ordem de cada tipo anteriormente definido,

e para distinguir o ensaio de pilares originais e reforçados adicionou-se a referência

E# – ensaio sobre um pilar original seguido do nº ordem; ou

R# – ensaio sobre um pilar Reforçado seguido do nº ordem,

que resultou por exemplo nas referências: PA1-N4-R2 (pilar maciço, da 1ª campanha experimental, 4º provete do tipo PA1, 2º reforço); ou PA2-N1-E1 (pilar maciço, da 1ª campanha experimental, primeiro provete do tipo PA2, 1º ensaio).

Para esta campanha foram construídos 10 provetes, 6 para a direcção da maior inércia (1) e 4 para a direcção da menor inércia (2), construídos em quatro fases e agrupados por séries de betonagem, para distinguir as diferenças entre os materiais e condições de betonagem. As três primeiras séries de betonagem foram realizadas especificamente para este trabalho, enquanto que a quarta pertence a outra programação que se encontra em execução no mesmo laboratório (por isso a designação PB#), com o objectivo de estudar o comportamento de pilares sujeitos à flexão desviada (Rodrigues *et al.* (2011)). A geometria dos pilares PB# é idêntica à que adiante se apresenta para os pilares PA1 (Figura 4.2), o que significa que na direcção 2 estes pilares têm menos um varão de armadura longitudinal em cada face.

No Quadro 4.1 apresentam-se de forma sistemática a totalidade de provetes construídos e nos Quadros 4.2 e Quadro 4.3 a totalidade dos ensaios realizados, ou seja incluindo também a apresentação dos ensaios realizados sobre pilares reforçados.

Sumariamente, as evoluções 1 a 4 referidas nos quadros anteriores dizem respeito à forma como se foi aperfeiçoando o sistema de medição da força de atrito entre as placas de deslizamento. Paralelamente, e talvez mais importante, esta informação do nível de evolução da configuração de ensaio permite que se faça a distinção entre os ensaios realizados com carga vertical variável (evolução 1 a 3) e constante (evolução 4)

Quadro 4.1 – Pilares originais construídos

Betonagens	**PA1** direcção da maior inércia	**PA2** direcção da menor inércia
1ª Série de betonagem	PA1-N1	PA2-N1
2ª Série de betonagem	PA1-N2 PA1-N3 PA1-N4	PA2-N2
3ª Série de betonagem	PA1-N5 PA1-N6 PA12-N1	PA2-N3 (PA2-N4)
4º Série de betonagem	PB1-N1	PB2-N2

Quadro 4.2 – Pilares PA1 ensaiados (originais e reforçados)

Pilar PA1	**Tipo de reforço** (zona da rótula plástica)	**Nível de evolução da configuração de ensaio** *****
PA1-N1-E1		Evolução 1
PA1-N1-R1	Manta **CFRP** Empalme das armaduras	Evolução 1
PA1-N1-R2	**Empalme** das armaduras	Evolução 1
PA1-N1-R3	**Solda** das armaduras	Evolução 3
PA1-N2-E1		Evolução 1
PA1-N2-R1	**Cintas** de aço (barras)	Evolução 2

(Continua)

(Continuação do Quadro 4.2)

Pilar PA1	**Tipo de reforço** (zona da rótula plástica)	**Nível de evolução da configuração de ensaio** *****
PA1-N3-E1		Evolução 2
PA1-N3-R1	**Cintas** de aço (barras) **Cantoneiras** cantos **Sem** ligação à base	Evolução 2
PA1-N3-R2	**Cintas** de aço (barras) **Cantoneiras** cantos **Com** ligação à base	Evolução 3
PA1-N4-E1	(não foi realizado – obj. testar reforço sem dano prévio)	
PA1-N4-R1	Manta **CFRP**	Evolução 2
PA1-N4-R2	Manta **CFRP** **Laminados** longitudinais **Com** ligação à base	Evolução 4
PA1-N5-E1		Evolução 3
PA1-N5-R1	Manta **CFRP** (**dobro**)	Evolução 4
PA1-N6-E1		Evolução 4
PA1-N6-R1	Manta **CFRP**	Evolução 4
PA12-N1-E1		Evolução 4
PB1-N1-E1		Evolução 4

(* ver 3.3.2.2 – página 3.29)

Quadro 4.3 – Pilares PA2 ensaiados (originais e reforçados)

Pilar PA2	**Tipo de reforço** (zona da rótula plástica)	**Nível de evolução da configuração de ensaio** *
PA2-N1-E1		Evolução 1
PA2-N1-R1	Encamisamento **aço** (chapa) **Com** ligação à base	Evolução 4
PA2-N2-E1		Evolução 2
PA2-N2-R1	Manta **CFRP** **Laminados** longitudinais **Com** ligação à base	Evolução 4
PA2-N3-E1	(Ensaio à fadiga)	Evolução 4
PB2-N2-E1		Evolução 4

(* ver 3.3.2.2 – página 3.29)

4.3.1 Geometria e disposições construtivas

As características geométricas e disposição das armaduras dos pilares – PA1 e PA2 – ensaiados na campanha experimental e que interessa apresentar constam da Figura 4.2. Resumidamente, tratam-se de protótipos

construídos à escala real,

com secção transversal rectangular de 0.20 x 0.40 m^2,

com uma altura desde o topo até à fundação de 1.72 m,

encastrados num bloco de BA com 1.30 x 1.30 x 0.50 m^3,

ensaiados nas duas direcções de inércia principais:

PA1 na direcção de maior inércia e

PA2 na direcção de menor inércia.

As disposições de armadura são as seguintes:

PA1 com 6 varões de 12 mm (2 em cada face paralela ao eixo neutro); e

PA2 com 8 varões de 12 mm (4 em cada face paralela ao eixo neutro);

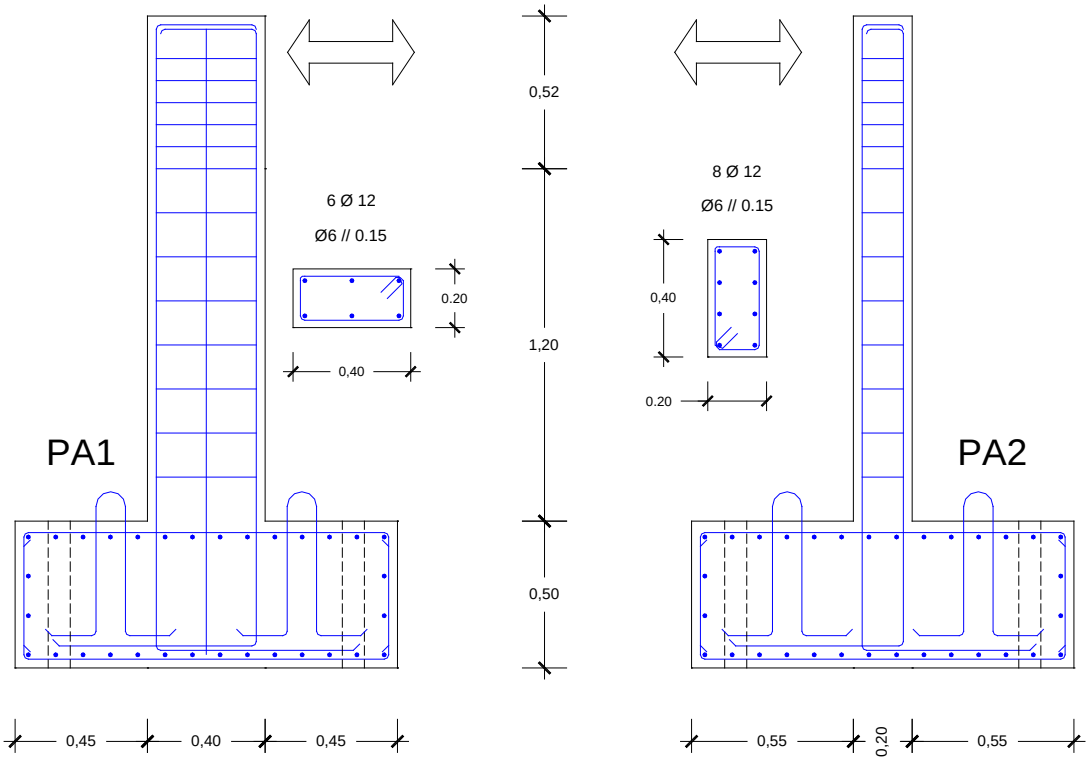


Figura 4.2 – Geometria e disposições construtivas dos pilares PA

Por causa do mecanismo de transmissão da acção horizontal adoptado o ponto de aplicação da acção horizontal ficou ligeiramente abaixo do topo do pilar a uma cota entre 1.55 e 1.60 m da base. Também nessa zona onde amarra o aparelho de transmissão da acção horizontal foi previsto metade do espaçamento entre estribos para garantir a melhor transmissão dos esforços aí concentrados.

Os blocos de encastramento, com dimensões adequadas às condições de fixação existentes no laboratório, foram armados com varões de 10 mm dimensionados de forma a garantir que resistiriam muito mais do que os pilares a que dão apoio.

4.3.2 Fabrico dos provetes

O fabrico dos provetes foi realizado em ambiente real de obra para, desta forma, se contribuir para reproduzir o mais realisticamente possível as características das estruturas construídas na época em estudo (Figura 4.3).

a) b)

Figura 4.3 – Fabrico dos provetes

As armaduras foram montadas em estaleiro, atadas com arame (sem recurso a soldas) e as cofragens realizadas em obra usando processos idênticos às restantes cofragens. As betonagens foram realizadas em duas fases: primeiro, como se pode observar na Figura 4.3-a, o bloco de encastramento onde também são visíveis os negativos que permitem a posterior fixação em laboratório; e logo de seguida, como se apresenta na Figura 4.3-b, depois de colocada e alinhada a respectiva cofragem, a betonagem do pilar.

Os provetes foram descofrados, no mínimo, uma semana depois da betonagem e permaneceram em obra até completarem, pelo menos, 28 dias de idade, para que a cura se realizasse nas condições da restante construção.

4.3.3 Caracterização dos materiais

No planeamento e projecto dos pilares foi definido como objectivo utilizar materiais com características o mais aproximadas possível dos utilizados na construção do pórtico ICONS que por sua vez pretendem ser representativos dos tipos de materiais utilizados por volta da década de setenta (ver secção 4.3 – C16/20 – A400).

No entanto, tratando-se da produção de betão em ambiente pouco controlado e sem estudo prévio da composição e até do aço que se pretende comparar com outro de origem italiana, conseguir materiais com características próximas das pretendidas pode revelar-se muito difícil de atingir.

Para contornar esta dificuldade, optou-se por definir objectivos mais latos e praticáveis, a saber: betão de baixa resistência e aço com características o mais próximas possíveis. Depois de construídos os provetes, os materiais empregues foram devidamente ensaiados para conhecer as propriedades efectivamente presentes.

Como adiante se verá, a comparação das características dos materiais usados neste trabalho com os empregues no pórtico ICONS resulta que, tanto no que diz respeito ao betão como ao aço, ambos são de melhor qualidade (C 16/20 passou para C 30/35 e fsyd = 344 MPa passou para valores na ordem fsyd = 440 MPa). Portanto, na eventual comparação entre os resultados experimentais dos pilares aqui realizados com os realizados em ISPRA deve ser atendido este facto das características dos materiais utilizados serem razoavelmente diferentes.

4.3.3.1 Características do betão

Na amassadura dos betões aplicados nos pilares fabricados os procedimentos utilizados estão de acordo com a norma NP ENV – 206 e utilizados os seguintes materiais: cimento Portland tipo I, classe 32.5; agregados naturais com maior dimensão do agregado de 22 mm de diâmetro; água potável; e superplastificante com alto teor fluidificante (Woerment FM 21).

Para cada amassadura foram efectuados três cubos de 15 cm de aresta que, próximo da realização dos respectivos testes sobre os pilares, foram ensaiados à compressão numa das duas prensas usadas (ou da FEUP ou da ESTG-IPVC), ambas servo comandadas e com controlo por deslocamento a uma velocidade de 0.02 mm/s.

No ensaio de cubos à compressão verifica-se um efeito de cintagem conferido pelos pratos da prensa. Neste caso considerou-se que a tensão máxima não confinada pode ser cerca de 80% dos valores confinados obtidos directamente. No Quadro 4.4 apresentam-se, para cada série de betonagem, os valores médios da resistência última à compressão betão, já corrigidos do efeito do confinamento bem como dos valores que lhes deram origem.

Quadro 4.4 – Betão: Resistência última à compressão

Série de Betonagens	Resistência última à compressão *fc* (em cubos)				***fcm*** (MPa)
	Cubo 01	Cubo 02	Cubo 03	média	
1ª Série	41.65	42.45	44.25	42.8	34.2
2ª Série	40.97	39.9	40.43	40.4	32.3
3ª Série	39.49	38.73	41.04	39.8	31.8
4º Série	44.89	51.08	49.08	48.4	38.7

Com estes valores de resistência à compressão os betões empregues na produção dos pilares podem ser enquadrados nas classes definidas pelo EC2: C35/40 nas três primeiras séries e C40/45 para a quarta série.

4.3.3.2 Características do aço

As características mecânicas determinadas para o aço (Quadro 4.5) foram obtidas a partir de ensaios de tracção realizados sobre provetes de material igual aos usados na construção dos pilares. O ensaio foi realizado numa máquina electromecânica de teste universal servo comandada existente na FEUP, e seguindo o estipulado na norma Portuguesa NP-EN 10002-1, de 1990.

Quadro 4.5 – Aço: Comportamento à tracção

Série de betonagem	**Armadura longitudinal** (provete)	**Tensão de cedência** f_{sy} (MPa)	**Resistência última** f_{su} (MPa)	**Extensão última** ε_{sy} (‰)
1ª Série	1	441	552	20.87
	2	441	550	20.54
	3	448	556	23.52
	média	443	553	21.64
2ª Série	1	452	559	21.94
	2	449	553	22.47
	3	440	538	21.2
	média	447	550	21.87
3ª Série	1	428	537	21.59
	2	440	542	22.93
	3	433	538	21.21
	média	434	539	21.91
4º Série	1	436	544	22.4
	2	435	548	20.15
	3	427	543	21.74
	média	433	545	21.43
Módulo de elasticidade (Es) com valores muito próximos de 200 GPa				

Muito resumidamente no fabrico dos pilares foram empregues varões: de 12 mm nas armaduras longitudinais; de 6 mm nas armaduras transversais; e de 10 mm nos blocos de fundação.

Os resultados dos ensaios de caracterização do comportamento das armaduras longitudinais à tracção, em particular as grandezas que permitem caracterizá-lo, estão apresentados no Quadro 4.5. Em relação às restantes armaduras empregues, num caso por se tratar de armaduras transversais e no outro por estar dimensionado muito pelo lado da segurança, não se considerou importante realizar o estudo exaustivo das suas características. Apenas foram realizados ensaios de determinação da resistência última que deu como resultado valores da mesma ordem de grandeza dos obtidos para as armaduras longitudinais.

4.3.4 Estimativa das capacidades resistentes

No planeamento da campanha experimental um dos aspectos também avaliado foi a estimativa da capacidade resistente dos pilares em função das geometrias, níveis de armaduras e cargas axiais definidas. No entanto, já depois dos provetes fabricados, essa estimativa foi ajustada às propriedades dos materiais entretanto determinadas (ver secção 4.3.3) que forneceu os parâmetros de referência necessários à configuração dos equipamentos e à monitorização dos resultados experimentais, que o sistema de aquisição disponibiliza em tempo real.

No caso deste tipo de pilares, com reduzida rigidez à flexão, o esforço condicionante é o momento flector, embora também se apresentem os resultados do esforço transverso considerando que apenas o betão resiste. A estimativa da capacidade resistente à flexão foi avaliada na secção da base através de cálculos simples e considerando o comportamento dos materiais proposto pelo EC2.

No Quadro 4.6 apresentam-se os valores da estimativa da capacidade resistente dos pilares estudados associados aos valores que caracterizam as respectivas secções resistentes e valores reduzidos. As características dos materiais usados nesta avaliação decorrem dos resultados que se apresentaram nos quadros Quadro 4.4 e Quadro 4.5: f_{cd} = 32 MPa nos pilares PA#; f_{cd} = 39 MPa nos pilares PB#;; f_{sy} = 440 MPa. Para facilitar a comparabilidade entre os dois tipos de esforços, os valores da resistência à flexão são apresentados em função da força horizontal que produz esses momentos na base dos pilares.

A explicação para os níveis de carga axial adoptados está na secção 4.4.3 juntamente com a apresentação da lei dos deslocamentos horizontais impostos no topo do pilar.

Quadro 4.6 – Valores de referência e capacidade resistente

Pilar		PA1	PA2	PA12	PB1	PB2
Área de betão (A_c = b x h)		0,20 x 0,40	0,40 x 0,20	0,20 x 0,40	0,20 x 0,40	0,40 x 0,20
N.º varões Arm. long. (As)		6 ϕ 12 (As = 6,79 cm^2)	8 ϕ 12 (As = 9,05 cm^2)	8 ϕ 12 (As = 9,05 cm^2)	6 ϕ 12 (As = 6,79 cm^2)	6 ϕ 12 (As = 6,79 cm^2)
Taxa de armadura (ρ = As/Ac x 100)		0,85 %	1,13 %	1,13 %	0,85 %	0,85 %
Carga axial (kN)		170	500	170	170	170
Esf. axial reduzido ($\nu = N / (b.h.f_c)$)		0,066	0,195	0,066	0,055	0,055
Resistência à flexão (kN)	Cedência	50	40	60	50	23
	Última	60	45	70	60	27
Resistência ao corte do betão (kN)		70	70	70	80	80

4.3.5 Instrumentação

A instrumentação aplicada foi pensada de forma a cumprir duas funções fundamentais:

monitorizar o provete através da medição de deslocamentos exteriores, forças aplicadas e de reacção e extensões das armaduras;

e controlar o sistema de ensaio através da medição de deslocamentos e forças de reacção que servem para avaliar a sua fiabilidade e posterior correcção dos resultados.

Os aspectos relacionados com o controle do sistema de ensaio foram tratados no capítulo 3 onde se descreveu ao pormenor as características e o funcionamento da configuração de ensaio utilizada.

Com a instrumentação exterior dos provetes, fundamentalmente, pretendeu-se medir todos os movimentos quer sejam devidos a:

deformações por flexão;
rotações por flexão;
deformações por corte; ou
escorregamentos ou levantamentos em relação aos referenciais fixos,

através da leitura de um conjunto de transdutores de deslocamentos (LVDTs) instalados ao longo de toda a altura (incluindo na base e topo dos pilares) e nas faces dos pilares.

Quanto às deformações por flexão, elas podem ser avaliadas ao longo do comprimento do pilar, através dos LVDTs, na Figura 4.4 designados por 1, que medem o deslocamento horizontal a várias cotas, o que possibilita a definição o desenvolvimento completo da configuração do pilar deformado.

A medição da rotação da secção da base, a mais solicitada, foi realizada de forma indirecta através dos LVDTs instalados na vertical (ver Figura 4.4 referência 2) fixados nas faces de topo do pilar a cota muito baixa (7,5 e 15 cm da face do bloco de fundação).

O conjunto de LVDTs que possibilita a determinação das deformadas produzidas pelo esforço transverso (aproximadamente constante em todo o pilar), também permite o melhor conhecimento das deformações produzidas pelos momentos flectores na zona da rótula plástica. Como se pode observar na Figura 4.4 o conjunto LVDTs designados por 3 E e 3 O, instalados nas faces laterais do pilar, é composto por elementos montados na vertical, horizontal e duas diagonais. Os transdutores verticais, à imagem do que se passa com os LVDTs designados por 2, podem complementar a informação em relação à rotação das secções coincidentes com as respectivas fixações. Associando os valores das leituras destes LVDTs verticais aos diagonais (os horizontais só servem para correcções) pode calcular-se a posição da fixação em cada instante. Por diferença para a posição teórica da deformada provocada exclusivamente pela flexão, obtém-se a componente da deformada provocada pelo esforço transverso.

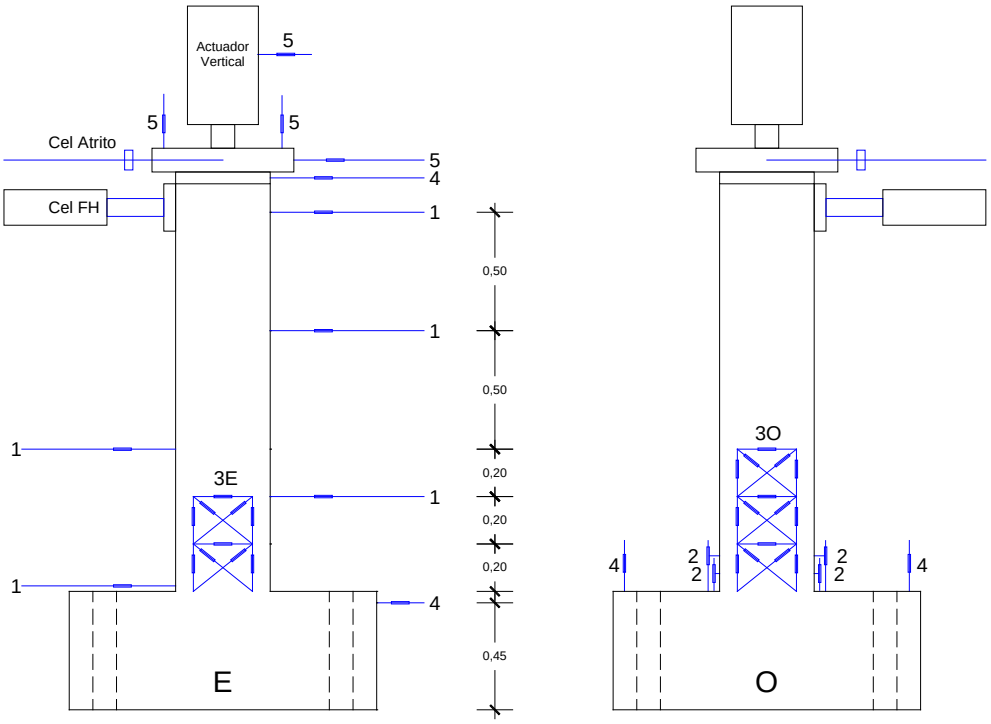
Os restantes transdutores referenciados por 4 e 5 ainda mencionados na Figura 4.4 foram instalados para monitorizar: (4) a eventualidade de ocorrerem escorregamentos

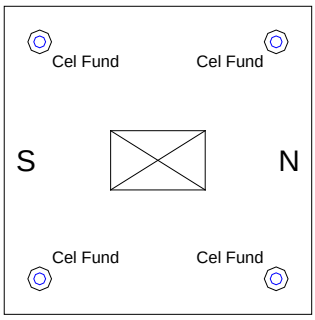
ou levantamento da base do provete em relação ao pavimento rígido ou, no seu topo, escorregamentos em relação à placa inferior de deslizamento; e (5) o comportamento do sistema de transmissão da carga vertical (ver Capítulo 3).

Também foram utilizadas células de carga ligadas ao sistema de aquisição para registo das principais forças envolvidas: associada ao actuador horizontal a Cel FH (Figura 4.4) também ligada ao sistema de controlo do ensaio fornecendo a informação necessária para que se realizem os deslocamentos impostos; associada à haste de fixação horizontal da placa de deslizamento superior (Cel Atrito da mesma figura) para medição da força de atrito que se desenvolve com a placa inferior; e as Cel Fund, montadas no meio dos varões de elevada resistência que fixam as bases dos provetes, para garantir que a força que gera a força de atrito com a laje de pavimento esteja efectivamente aplicada.

A distribuição dos aparelhos de medida mostrados em esquema na Figura 4.4 foi utilizada na generalidade dos ensaios realizados. No entanto, da mesma forma que a configuração de ensaio evoluiu com a experiência acumulada, também a instrumentação foi ajustada às necessidades. Nalguns casos, a instrumentação foi retirada por se considerar que as suas leituras eram irrelevantes, como é o caso dos LVDTs verticais na extremidade da base de fundação e os diagonais nas faces do pilar depois de se concluir que, como era de esperar, nestes casos de baixa rigidez à flexão as deformações por corte não têm qualquer relevância. Noutros casos foram acrescentadas medições de movimentos em pontos que se revelaram importantes, por exemplo: a rotação das placas de deslizamento; e o deslocamento do actuador vertical para correcção dos resultados da força horizontal com a força mobilizada pela rigidez de todo o sistema de reacção.

Também deve ser referido que nos provetes, da primeira e segunda séries de betonagem, foi colado nas armaduras longitudinais um conjunto de extensómetros eléctricos, em locais estrategicamente escolhidos na zona da rótula plástica. Este tipo de dispositivos, por ser composto por um material que varia a sua resistência proporcionalmente com a deformação a que está sujeito, serve especificamente para medir pequenas deformações, no caso a extensão das armaduras. No entanto, não se conseguiu que os registos das leituras fossem minimamente consistentes com a realidade que deviam representar. Este tipo de problemas é bastante comum acontecer, como descreve Delgado (2009), pelo que se decidiu deixar de os colocar nas restantes séries entretanto betonadas.





Legenda:

1- LVDTs – deformação por flexão
2- LVDTs – rotação por flexão
3- LVDTs – nas faces Este e Oeste
4- LVDTs – escorregamento ou levantamento
5- LVDTs – sistema de ensaio
Cel FH - célula de carga – Força Horizontal
Cel Atrito - célula de carga – reacção Atrito
Cel Fund - célula de carga – ancoragem da Fundação

Figura 4.4 – Disposição dos LVDTs e das Células de Carga

Por fim foram realizados registos de imagem para memória futura em fotografia e vídeo. O registo fotográfico foi realizado preferencialmente durante os períodos de paragem do último ciclo de cada amplitude de deslocamentos impostos. O registo em vídeo foi realizado durante o decurso total dos ensaios, em geral através de quatro *webcams* apontadas para as quatro faces do pilar na zona da rótula plástica e outra a fazer uma filmagem geral do ensaio.

4.4 DESCRIÇÃO DOS PROCEDIMENTOS EXPERIMENTAIS

No que diz respeito ao nível de carga vertical, por razões já explicadas no capítulo 3, houve um conjunto de pilares em relação aos quais foi aplicada uma força axial que variou ao longo do ensaio sem que tenha sido registada essa variação. Sem a possibilidade de dispor directamente os níveis de carga atingidos em cada instante estabeleceu-se uma estratégia indirecta para a sua avaliação, baseada na capacidade máxima da secção, que, como se verá adiante, permitiu atingir o objectivo de uma forma muito consistente.

4.4.1 Procedimentos de preparação dos ensaios

Antes do início do ensaio propriamente dito, é necessário realizar um conjunto de tarefas de preparação, fixação e instrumentação dos provetes, a saber:

pintura com tinta branca (par fazer realçar as fendas);

fixação do provete ao pavimento rígido;

aperto do dispositivo de transmissão da carga horizontal (cabeçote) e ligação, sem aperto, do respectivo actuador hidráulico;

colocação do dispositivo de transmissão da carga vertical (placas de deslizamento e haste de fixação horizontal) e encosto do respectivo actuador hidráulico;

instalação e ligação dos dispositivos de medida ao sistema de aquisição (instrumentação);

instalação das câmaras de vídeo.

Às quais se acrescenta, mas agora numa fase imediatamente anterior à da realização do ensaio, um conjunto de verificações, realizado exactamente pela ordem definida, que minimizem a ocorrência de alguma não conformidade, a saber:

verificação de todas as ligações por rosca (parafusos de aço e varões de alta resistência roscados) para averiguar da existência de eventuais folgas;

verificação de todas as ligações hidráulicas;

teste do sistema de aquisição e respectivos instrumentos de medida;

teste do sistema de controlo;

verificação dos equipamentos de filmagem e fotografia;

4.4.2 Procedimentos durante os ensaios

Os procedimentos aplicados durante os ensaios experimentais, incluindo as realizadas antes e depois à aplicação da lei de deslocamentos cíclicos, são as deguintes:

fazer um registo fotográfico global do provetes e da configuração de ensaio;

arrancar com os sistemas de vídeo, aquisição e controlo;

dar pressão aos sistemas hidráulicos;

aplicação da carga axial;

aperto do actuador horizontal ao dispositivo de transmissão da carga e da haste de fixação horizontal da placa de deslizamento superior (com o cuidado de não deixar nenhuma força residual na respectiva célula de carga).

Durante a aplicação das acções horizontais, os procedimentos foram restringidos, a menos de alguma anomalia não prevista, aos períodos de paragem que sempre se realizam no final dos trajectos, para positivo e negativo, dos terceiros ciclos de cada amplitude de deslocamento aplicada, a saber:

marcação das fendas (verde até 15 mm, azul até 20 mm, vermelho até 40 mm e preto depois de 40 mm de deslocamento imposto);

registo fotográfico de todas as faces do pilar.

No final do ensaio, por rotura do provete ou por não ser possível aplicar maiores amplitudes de deslocamento horizontal (limitado pelas placas de deslizamento) aplicam-se os procedimentos finais até ao encerramento dos sistemas:

colocar o pilar na posição vertical;

descarregar a carga vertical;

desligar todos os sistemas (vídeo, controlo e aquisição);

registo fotográfico global final.

4.4.3 Cargas axiais e história dos deslocamentos cíclicos impostos

Os ensaios experimentais foram realizados por imposição de deslocamentos horizontais aplicados no topo dos pilares que previamente já se encontravam sujeitos a uma carga axial.

Tal como se passou em relação a todas as definições entretanto apresentadas, também as acções aplicadas foram inspiradas no pórtico ICONS, com as necessárias adaptações às circunstâncias da simulação real, realizada num pórtico completo, para o estudo do comportamento de um só elemento (pilar) em que a carga vertical não decorre das acções que aí descarregam nem as acções horizontais correspondem a um sismo real.

Partindo desta base, que determina uma carga axial por piso de aproximadamente 170 kN, e ponderando a possibilidade de vir a considerar o reforço dos níveis inferiores e superiores do pórtico, foram decididos dois níveis de carga vertical que corresponde ao

nível superior do pórtico (um piso de carga) – PA1 – 170 kN ; e

segundo nível do pórtico (três pisos de carga) – PA2 – 500 kN,

(ver respectivos esforços axiais reduzidos no Quadro 4.6) em função do tipo de pilar, conforme se considera a direcção de maior inércia para reforçar essencialmente a ductilidade ou a menor inércia para também reforçar a resistência.

No que diz respeito à acção horizontal aplicada através da imposição de deslocamentos houve três aspectos que presidiram à sua definição: realizar três ciclos completos para cada amplitude; prever ciclos intermédios de amplitude mais baixa; e fazer com que a extensão das armaduras seja atingida nos dois tipos de pilares aproximadamente no mesmo ciclo (também se ajustou para existirem ciclos intermédios de igual amplitude). No Quadro 4.7 estão apresentadas as duas sequências dos valores das amplitudes das histórias dos deslocamentos horizontais impostos, concretizadas em forma de gráfico na Figura 4.5.

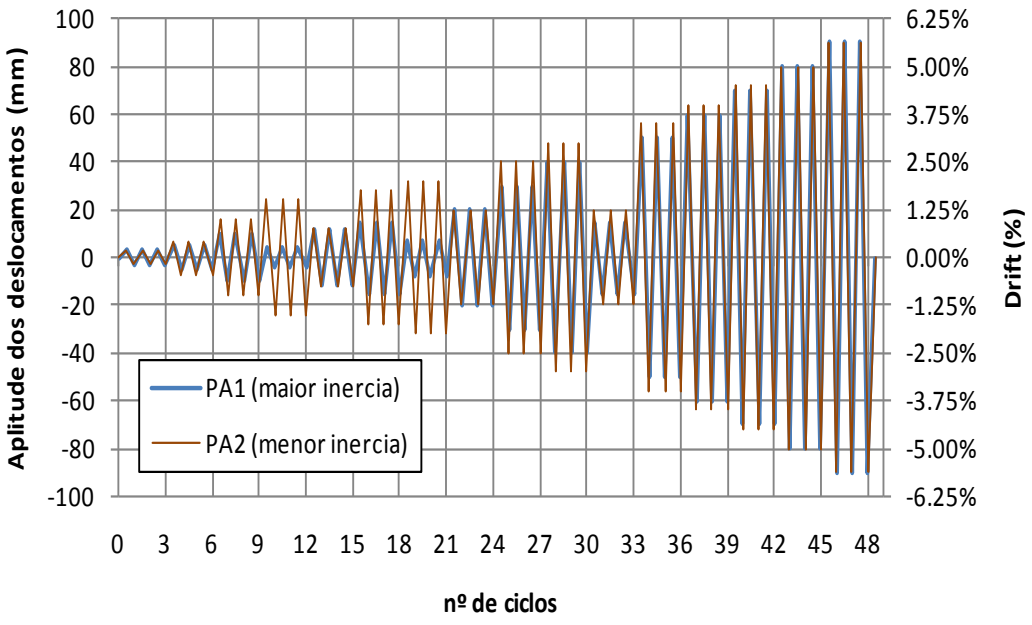


Figura 4.5 – Gráfico da lei dos deslocamentos cíclicos impostos

Quadro 4.7 – Amplitude dos deslocamentos cíclicos impostos

Nº Ciclo	**PA1**		**PA2**	
	Deslocamento (mm)	*Drift* (%)	Deslocamento (mm)	*Drift* (%)
1	3	0,19	3	0,19
2	5	0,31	7	0,44
3	10	0,63	16	1,00
4	4	0,25	24	1,50
5	12	0,75	12	0,75
6	15	0,94	28	1,75
7	7	0,44	32	2,00
8	20	1,25	20	1,25
9	30	1,88	40	2,50
10	40	2,50	48	3,00
11	15	0,94	20	1,25
12	50	3,13	56	3,50
13	60	3,75	64	4,00
14	70	4,38	72	4,50
15	80	5,00	80	5,00
16	90	5,63	90	5,63

Como já se referiu, o controlo do ensaio foi realizado pelo transdutor de deslocamentos interno do actuador horizontal, no entanto, este deslocamento, por incluir as deformações do próprio actuador e do todo o sistema de reacção, não é necessariamente o deslocamento que é aplicado ao pilar. Por isso considerou-se que o deslocamento que efectivamente se verificou no topo do pilar foi o que resultou das leituras realizadas por outro transdutor colocado à mesma cota mas ligado a um referencial externo.

4.4.4 Avaliação do esforço axial aplicado

Pelas razões apresentadas na secção 4.3 uma parte significativa dos ensaios foi realizada sem que o valor do esforço axial permanecesse próximo de constante, como estava previsto, e sem que existisse a respectiva monitorização que permitisse quantificar essa variação. Mas, dada a influência deste factor nos resultados, para que se possa fazer a discussão dos diferentes ensaios experimentais, envolvendo a comparação com as simulações numéricas, é necessário conseguir uma avaliação o mais rigorosa possível do nível do esforço axial que em cada momento está aplicado.

Depois de algumas tentativas, que não foram conclusivas, para atingir esse objectivo através da análise de resultados experimentais que indirectamente nos fornecessem essa informação, como por exemplo os valores das forças instaladas nos varões Dywidag de fixação dos provetes à laje, pareceu mais interessante explorar a possibilidade de determinar a carga axial instalada à custa do equilíbrio numérico da secção da base onde está instalado um momento conhecido (força horizontal aplicada no topo do pilar, corrigida do atrito entre as placas de deslizamento e da rigidez do pórtico vertical, vezes a distância entre a base e o ponto de aplicação da força). Assim, conhecidas as características mecânicas dos materiais empregues e todas as forças que produzem momentos na base (neste caso só a força horizontal porque a vertical está alinhada com a base) é possível determinar, sem grande margem de erro, a correspondente carga axial envolvida.

Para facilitar o processo, construiu-se um gráfico (Figura 4.6) que, para cada um dos modelos ensaiados, representa a variação dos momentos flectores em função do esforço axial instalado.

Analisando o valor da capacidade resistente da secção da base (através do valor da força horizontal aplicada no topo do pilar que a produz) obtido experimentalmente com o modelo PA1 (Figura 4.7), em que o esforço axial foi aplicado com um valor constante de 170 kN pode verificar-se que é próximo dos valores da capacidade resistente obtidos a partir da Figura 4.6. Esta proximidade de resultados permite validar o procedimento proposto para a avaliação do esforço axial nos ensaios em que esse valor não foi devidamente controlado.

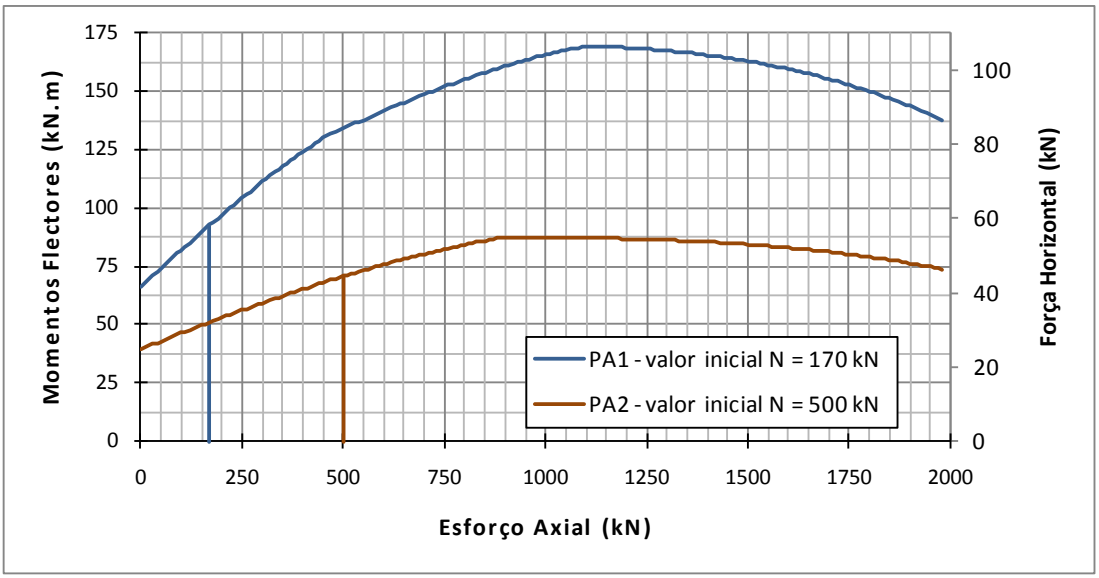


Figura 4.6 – Momento flector dos modelos PA1 e PA2 em função do esforço axial

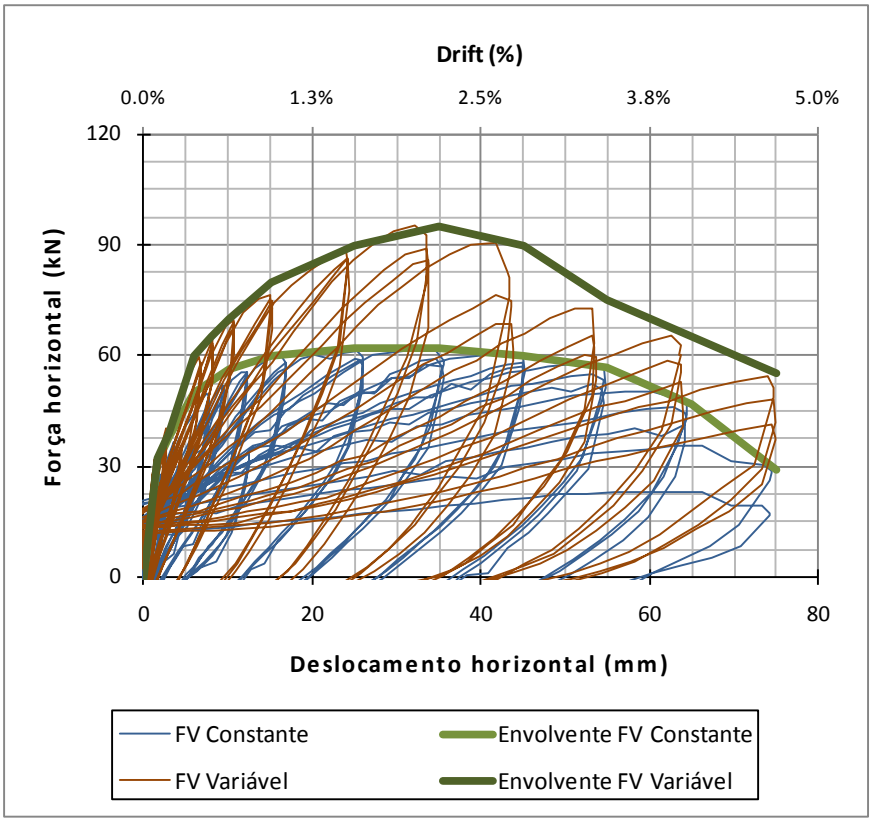


Figura 4.7 – Resultados do PA1 com esforço axial constante e variável.

No Quadro 4.8 apresenta-se a síntese dos valores que se consideram significativos na análise que se pretende realizar, em que se incluem os relativos ao modelo PA2 em que só existem resultados experimentais de ensaios em que o esforço axial variou. Em particular foram considerados os valores referentes às situações em que a secção se encontra no limite da sua resistência. Para situações anteriores a esse limite (deslocamentos horizontais inferiores a cerca de 15 mm), as equações usadas não são aplicáveis, para as situações posteriores (deslocamentos horizontais superiores a cerca de 55 mm) a degradação que se verifica na zona da rótula plástica não permite usar as leis de comportamento material admitidas na dedução das equações.

Quadro 4.8 – Valores previstos do esforço axial

Gama de Deslocamentos Horizontais (mm)	PA1			PA2	
		Força Horizontal (kN)	Força Axial (kN)	Força Horizontal (kN)	Força Axial (kN)
	Com N=170 kN	com N variável	previsão	com N variável	previsão
6	50	60			
8	53	65			
10	56	70			
15	60	80	450	40	400
25	62	90	600	45	550
35	62	95	750	50	700
45	60	90	600	50	700
55	57	75	350	40	400
65	47	65		30	

Em relação ao modelo PA1 verifica-se que o esforço axial atingiu valores na ordem dos 750 kN (50 kN superior à capacidade máxima do actuador vertical) e que o modelo PA2 difere do anterior de aproximadamente 50 kN.

4.5 DESCRIÇÃO DOS REFORÇOS REALIZADOS

Depois de realizada a análise preliminar de custo/benefício, e se foi decidido adoptar medidas de reforço estrutural, é necessário decidir sobre que tipos de reforços se devem utilizar. Os reforços empregues e o âmbito da intervenção deve, em princípio, tender a habilitar a estrutura a ter níveis de resistência sísmica e de ductilidade idênticos aos mais actuais padrões de desempenho, em função do risco sísmico considerado razoável para a situação em causa. Sabendo, como se sabe, que uma boa parte das estruturas construídas não tem adequadas capacidades para acomodar os movimentos sísmicos, é importante considerar a possibilidade de reforço das estruturas de forma a reduzir os riscos de perdas de vidas humanas e bens materiais.

Como contributo para esse objectivo, na campanha experimental implementada, procurou-se avaliar a eficiência de diferentes soluções de reforço de pilares de betão armado. Na selecção dessas soluções de reforço foi definido que deveriam ser respeitados alguns princípios base: recurso a empresas locais; adopção das técnicas e materiais que normalmente usam nas obras que realizam e que portanto dominam; e dimensionamento dos reforços através de critérios existentes, aproveitando para fazer a verificação da sua fiabilidade.

Foram então definidas as soluções de reforço que a seguir se apresentam, aplicadas na zona da rótula plástica, numa faixa de cerca de 0,40 m junto da base do pilar:

encamisamento com mantas de fibras de carbono – CFRP;
encamisamento com chapa de aço;
cintas em barras de aço;
cintas em barras de aço com cantoneiras ao longo das aresta dos cantos,

que, como se verá na apresentação dos resultados, originam ganhos de ductilidade, resistência e rigidez.

4.5.1 Critérios de dimensionamento dos reforços adoptados

No dimensionamento dos reforços por encamisamentos foram adoptados os critérios propostos por Priestley *et al.* (1996) e depois confrontados os resultados com a proposta de Monti *et al.* (2001). O dimensionamento dos reforços com cintas de aço foi realizado da mesma forma e, só no final, se procedeu à necessária adaptação às circunstâncias concretas, distribuindo adequadamente a quantidade de material calculada pelas barras que se pretende colocar.

Em pilares mal confinados, que se prevê poderem vir a ter grandes rotações nas rótulas plásticas, a prioridade deve ser o reforço da sua capacidade em ductilidade. A proposta adoptada preconiza o procedimento que relaciona a razão volumétrica de confinamento com a rotação plástica necessária, de forma que a seguir se apresenta.

Com base na análise plástica de rotura, estabelece-se a rotação plástica a considerar e calcula-se a respectiva curvatura plástica

$$\phi_p = \frac{\theta_p}{L_p} \tag{4.1}$$

função da rotação média θ_p e do comprimento da rótula plástica L_p determinado por (4.2)

$$L_p = g + 0.044\, f_y\, d_{bl} \tag{4.2}$$

onde g é a distância entre as faces do encamisamento medida no plano da deformação, f_y a tensão de cedência da armadura longitudinal em MPa e d_{bl} o diâmetro dos varões longitudinais.

A curvatura máxima necessária pode ser calculada a partir de (4.3)

$$\phi_m = \phi_y + \phi_p \tag{4.3}$$

em que se acrescenta à curvatura plástica a curvatura elástica que, por sua vez, pode ser obtida a partir da análise da curva momento-curvatura bi-linear, ou directamente a partir da equação (4.4).

$$\phi_y\, h = 2.14\, \varepsilon_y \pm 10\% \tag{4.4}$$

com a curvatura máxima necessária determina-se extensão máxima de compressão (ε_{cm})

$$\varepsilon_{cm} = \phi_m\, c \tag{4.5}$$

onde c é a profundidade do eixo neutro.

Finalmente obtêm-se a razão volumétrica de confinamento dada por

$$\rho_s = \varphi_j \, \varepsilon_{cm} \tag{4.6}$$

onde φ_j é uma relação que depende das características do material betão confinado pelas armaduras transversais e do material de reforço.

Mas essa razão volumétrica também pode ser obtida através da expressão (4.7)

$$\rho_s = 2 t_j \left[\frac{b+h}{b\,h} \right] \tag{4.7}$$

que, como era de esperar, depende da espessura do material de encamisamento t_j e das dimensões b e h da secção do pilar.

Por outro lado, se se pretendem dimensionar os reforços, não para os valores esperados das acções mas, de forma a aproveitar até ao limite as características dos materiais empregues, em vez da extensão máxima de compressão do betão (ε_{cm}), que se verifica quando se considera a curvatura máxima necessária, deve admitir-se a utilização da extensão do betão última (ε_{cu}) que, no caso dos encamisamentos com aço, se pode determinar com a expressão (4.8)

$$\varepsilon_{cu} = 0.004 + \frac{1.4 \rho_s \, f_{yh} \, \varepsilon_{su}}{f_{cc}^{'}} \tag{4.8}$$

e no caso dos encamisamentos com compósitos se pode admitir como sendo a equação obtida experimentalmente (4.9)

$$\varepsilon_{cu} = 0.004 + \frac{1.25 \rho_s \, f_{uj} \, \varepsilon_{uj}}{f_{cc}^{'}} \tag{4.9}$$

em que $f_{cc}^{'}$ é a tensão máxima do betão confinado pelas armaduras transversais, (calculada, por exemplo, com a sugestão de Mander *et al.* (1988)) e $f_{yh}, \varepsilon_{su}, f_{uj}, \varepsilon_{uj}$ são respectivamente as tensões e extensões últimas dos materiais de reforço escolhidos.

Finalmente, combinando as equações (4.8) ou (4.9) com a equação (4.7) obtém-se a espessura do encamisamento (t_j):

$$t_j = \frac{0.4(\varepsilon_{cu} - 0.004)\, f'_{cc}}{f_{ju}\, \varepsilon_{ju}} \left[\frac{b\,h}{b+h} \right] \tag{4.10}$$

para o caso de encamisamento com compósitos.

Se pretendermos que o encamisamento seja em aço, por causa da diferença que existe entre as equações (4.8) e (4.9) , basta substituir na equação (4.10) o valor 0,4 por 0,357.

4.5.2 Dimensionamento dos reforços

Com a excepção do reforço do Pilar PA1-N4-R1, todos os restantes reforços foram aplicados em pilares previamente ensaiados e depois reparadas as zonas danificadas (betão e armaduras), usando os procedimentos de reparação que irão ser abordados mais adiante. No entanto, no dimensionamento dos reforços já foi considerado que os betões de reparação empregues (microbetão) têm características mecânicas diferentes do betão original. Inicialmente no dimensionamento dos reforços foram usados os valores das características mecânicas fornecidos pelo fabricante. Posteriormente foram determinados os valores médios, que se apresentam no Quadro 4.9, através do ensaio de cubos fabricados para o efeito.

Quadro 4.9 – Betão de reparação: Dados para o dimensionamento do reforço

Resistência à compressão última	f_{cu}	70 MPa
Resistência à compressão confinado	f_{cc}	80 MPa
Extensão última	ε_{cu}	1.55 %
Módulo de elasticidade	Ec	40 GPa

4.5.2.1 Mantas de CFRP

Para o dimensionamento dos reforços dos pilares em CFRP é necessário conhecer o comportamento mecânico à tracção das mantas de compósito que vão ser empregues nos reforços. Neste caso foram usadas fibras de carbono com características de resistência que se apresentam no Quadro 4.10, e a proposta de dimensionamento sugerida por Priestley *et al.* (1996). Como segurança suplementar o resultado do dimensionamento foi confrontado com a proposta de Monti *et al.* (2001) que o confirmou tanto no que diz respeito ao número de camadas como no comprimento da banda a revestir.

Quadro 4.10 – Mantas de CFRP: Dados para o dimensionamento do reforço

Resistência à tracção	f_{ju}	3 800 MPa
Extensão última	ε_{ju}	1.55 %
Módulo de elasticidade	Ej	240 GPa
Espessura		0.117 mm
(Dados fornecidos pelo fabricante)		

O reforço dos pilares PA1 e PA2 foi realizado com três camadas de manta de compósito, de acordo com o resultado da expressão (4.10) para uma espessura total de 0.389 mm.

No caso do pilar PA1, na definição do comprimento da zona a confinar foi considerada a sugestão dos mesmos autores (maior valor entre: altura da secção transversal igual 0,40 m; e 0,25 da altura do pilar igual 0,40 m) ajustada ao melhor aproveitamento do material usado. Ora, como a largura do rolo da manta foi fornecido com 0,30 m decidiu-se adoptar 0,50 m de comprimento de encamisamento, que corresponde a uma zona de sobreposição de 0,10 m.

Quanto ao pilar PA2, como foram usados laminados longitudinais ligados à base, para garantir suficiente comprimento de colagem, também se decidiu considerar o mesmo comprimento de reforço

4.5.2.2 Cintas em aço

Tanto nos reforços com cintas de aço apenas, como nos reforços com cintas de aço ligadas entre si através de cantoneiras colocadas nos cantos, a definição do número de cintas não dependeu da quantidade de material mas da consideração de outro critério que se sobrepõe: fazer com que as cintas se localizem nos intervalos dos estribos, funcionando como densificação da armadura transversal (passou de um afastamento de 0,15 m para 0,075 m) na zona da rótula plástica.

No dimensionamento aceitaram-se as características dos aços fornecidas pelo fabricante que se apresentam no Quadro 4.11 e adaptou-se um procedimento que partiu da determinação de uma espessura através da equação (4.10), de Priestley et al. (1996) para encamisamentos contínuos (ajustada ao material em causa, a constante 0,4 foi substituída por 0,357) que multiplicada pela altura do encamisamento (0,40 m) fornece a área de material necessário aplicar. Depois, dividindo essa área pelo número de cintas (neste caso três) obtém-se a área de uma cinta (90 mm^2) que serviu para escolher a barra comercial que foi usada: barra 30 x 3 mm.

Quadro 4.11 – Cintas de aço: Dados para o dimensionamento do reforço

Resistência à tracção	f_{ju}	235 MPa
Extensão última	ε_{ju}	1,50 %
Módulo de elasticidade	Ej	200 GPa
(Dados fornecidos pelo fabricante)		

4.5.3 Procedimentos de aplicação dos reforços

Os procedimentos utilizados no âmbito deste trabalho foram sugeridos e realizados por funcionários experientes de uma empresa especializada neste tipo de intervenções e de acordo com as técnicas que habitualmente empregam nas obras que realizam.

Genericamente, o processo de reforço de pilares danificados passa primeiro pela reparação das zonas danificadas. No caso dos pilares ensaiados, as zonas danificadas

restringiram-se às zonas onde se formaram as rótulas plásticas junto da ligação com a base e a reparação, antes da aplicação do reforço, envolveu sempre o mesmo conjunto de operações:

Escoramento do pilar e delimitação da zona a reparar
Remoção do betão danificado
Saneamento da armadura longitudinal
Colocação da cofragem e betonagem
Preparação das superfícies

Por razões de segurança, os pilares, antes de se realizar qualquer tipo de trabalho de reparação, foram devidamente escorados, como mostra a Figura 4.8-a, com uma estrutura metálica especificamente montada para o efeito.

a) b)

Figura 4.8 – Escoramento do pilar e delimitação da zona a reparar

A zona a reparar foi definida após uma cuidadosa inspecção que identificou os locais onde existia betão com elevados níveis de fissuração ou já com partes destacadas (Figura 4.8-b). A extensão dessas zonas variou entre 0,25 m e 0,50 m, conforme os níveis de esforço axial e deslocamento horizontal aplicados no ensaio anterior. Quando aconteceram valores próximos da maior extensão de reparação, com idênticos valores à largura da banda da manta de CFRP definida, foi necessário proceder a algumas redefinições para que a transição entre betões não coincidisse com o limite do reforço.

A operação de remoção do betão desagregado inicia-se com a execução de um corte com a rebarbadora, horizontal, à cota definida na operação anterior e com uma profundidade que garanta que não atinge as armaduras. Depois, com recurso a um martelo eléctrico (Figura 4.9-a), retirando-se todo o betão desde o corte até à base, ficando o pilar com o aspecto que mostra a Figura 4.9-b, onde também se pode observar o entalhe por onde se realizará a betonagem.

a) b)

Figura 4.9 – Remoção do betão danificado

Depois de submetidas aos ensaios realizados as armaduras sofreram danos como os que se podem observar na Figura 4.9: encurvaram e alguns romperam, em todas as situações, como era de esperar, entre a base e o primeiro estribo que sempre resistiu sem revelar qualquer tipo de degradação.

Nestas circunstâncias, mesmo quando as armaduras não romperam durante o ensaio, considerou-se que seria necessário empalmar novas armaduras que garantam idênticos níveis de resistência dos originais. Para facilitar o processo, todas as armaduras foram cortadas sensivelmente a meio da zona encurvada e depois endireitadas para o alinhamento original. Os varões de empalme foram ancorados para a base através da sua colagem com uma resina epóxida dentro de furos realizados para o efeito (Figura 4.10-a) com 0,20 a 0,25 m de profundidade. Na outra extremidade foi aproveitada toda a extensão de betão removido (Figura 4.10-b) para

que a transmissão dos esforços por aderência se realize nas melhores condições e se garanta que não vão existir deslizamentos.

Depois de ensaiado um pilar só reparado com empalme das armaduras (PA1-N1-R2), o mesmo pilar foi novamente reparado (PA1-N1-R3) com o objectivo de testar a possibilidade de existirem ganhos relevantes na utilização de soldadura no aumento da eficiência da transmissão das forças entre as armaduras.

a) b)

Figura 4.10 – Saneamento das armaduras

Para garantir melhor aderência entre os materiais, antes da colocação da cofragem em chapa galvanizada, devidamente alinhada e de seladas as juntas com betume de pedra (Figura 4.11-a), todas as superfícies de contacto com o novo betão (betão antigo e armaduras) foram abundantemente molhadas. Só depois se realizou a betonagem na qual se utilizou um microbetão (Microbeton BS 91 ANCORA, fabricado pela TECNOCHEM) com boas características de aderência, durabilidade e de elevada resistência (35 MPa ao 1º dia e 60 MPa aos 28 dias), praticamente sem retracção e auto-campactável.

Cerca de dois dias depois procedeu-se à descofragem e posterior preparação das superfícies por polimento para remoção de eventuais resíduos de óleos descofrantes e restos salientes ou mal consolidados. Nesta fase e com recurso ao mesmo equipamento, também se aproveita para proceder ao boleamento das arestas (Figura

4.12-a) que se considera muito importante para aumentar o desempenho dos reforços, principalmente das mantas de CFRP. Finalmente, pode ser observado na Figura 4.12-b, o aspecto final dos pilares reparados e prontos a receber qualquer tipo de reforços.

a) b)

Figura 4.11 – Colocação da cofragem e betonagem

a) b)

Figura 4.12 – Preparação e aspecto final das superfícies

4.5.3.1 Mantas de CFRP

O reforço dos pilares por encamisamento realizou-se com fibras de matérias compósitos CFRP coladas com resinas epóxidas. Esta operação envolve a realização das seguintes tarefas: aplicação da resina primária impreguenante (Figura 4.13- a); aplicação da resina saturante (Figura 4.13-b); colar com resina as três camadas de manta de CFRP, sobrepondo as extremidades em cerca de 0,20 m (não confundir com a sobreposição em altura igual a 0,10 m) e tendo a preocupação de as desfasar em altura e lado (Figura 4.13-c); acabamento final com a pintura de uma última camada de resina (Figura 4.13-c)

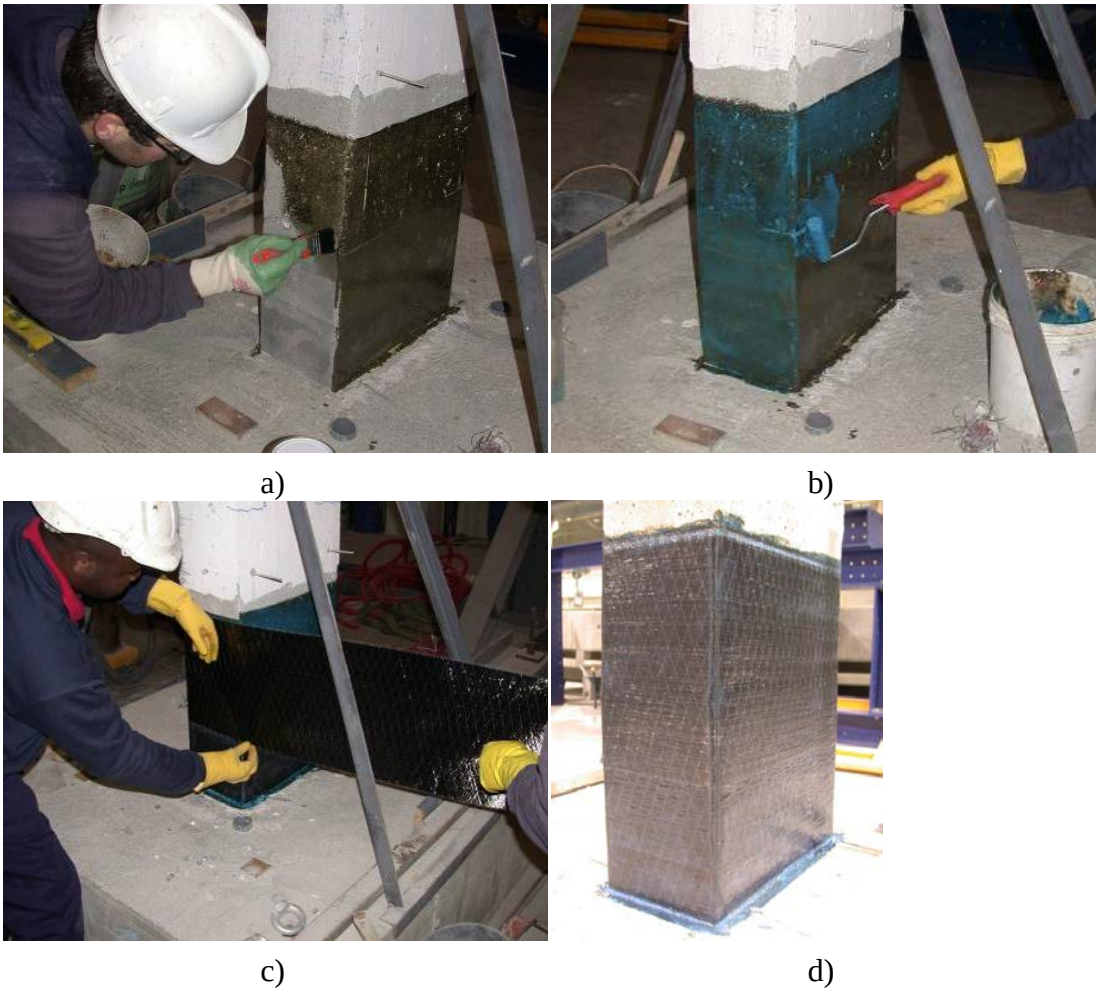


Figura 4.13 – Aplicação do reforço com mantas de CFRP

4.5.3.2 Cintas metálicas

As cintas metálicas foram preparadas em estaleiro em metades e soldadas “in situ” nas cotas previamente definidas (Figura 4.14-a). O vazio entre as cintas e o pilar foi preenchido com resina epóxida de dois componentes através dos tubos de injecção previamente colocados (Figura 4.14-b). Também foram realizados alguns rasgos afastados dos pontos de injecção para servirem de garantia do total preenchimento do espaço entre as cintas e o betão.

a) b)

Figura 4.14 – Aplicação do reforço com cintas de aço

Os reforços com cintas de aço ligadas por cantoneiras aplicadas nas arestas do pilar foram implementados de forma muito idêntica aos reforços realizados só com cintas de aço.

4.6 APRESENTAÇÃO DOS RESULTADOS EXPERIMENTAIS

Neste subcapítulo serão apresentados os resultados dos ensaios experimentais realizados com os provetes ainda por reforçar e depois de reforçados com diferentes tipos de técnicas. Esta fase será aproveitada para descrever, de uma forma mais individualizada, cada um dos ensaios realizados, deixando a interpretação dos

resultados e comparações entre si para depois de ser apresentada uma perspectiva global da campanha experimental realizada.

Resumidamente deve ser referido que foram construídos

6 pilares do tipo PA1 (direcção de maior inércia); e

4 pilares do tipo PA2 (direcção de maior inércia),

e ensaiados do tipo

PA1 – 6 originais + 10 reforços; e

PA2 – 4 originais + 2 reforços

Para cada um desses ensaios, isoladamente, será apresentado um conjunto de imagens que auxiliam a

descrição da evolução dos ensaios,

onde se realçam os aspectos de determinação visual, a saber:

a fissuração do betão de recobrimento (*cracking*);

o destacamento do betão de recobrimento (s*palling*);

a encurvadura dos varões (*buckling*);

a rotura do 1º varão de armadura longitudinal,

depois acompanhada, agora agrupados em conjuntos de pilares semelhantes, da apresentação da respectiva

resposta força/deslocamento

(gráfico histerético da força horizontal aplicada com os deslocamentos horizontais sofridos, ambos medidos no topo do pilar) e de um

quadro com valores de referência

onde se integram os danos observados com algumas medidas relevantes registadas, a saber os deslocamentos (e os respectivos *drifts*) para os quais ocorre:

a força máxima atingida

a força e deslocamento de cedência (*yielding*);

a força e deslocamento de rotura (convenção 80% força máxima atingida);

a ductilidade

(relação entre os deslocamentos de rotura convencionado e de cedência)

a força de rotura (real e não convencionada);

De entre todas as quantidades anteriormente mencionadas, eventualmente, a determinação do deslocamento de cedência (*yielding*) será o menos evidente e que portanto obriga ao recurso de um critério fiável e universal. Neste trabalho foi adoptado o critério proposto por Park (1988) apresentado em 2.4.5.1.

4.6.1 Pilares PA1 originais com carga axial variável

Nesta secção apresentam-se as descrições e resultados genéricos dos ensaios realizados aos pilares:

PA1-N2-E1;
PA1-N3-E1; e
PA1-N5-E1.

Estes pilares têm como características semelhantes serem:

originais (tal como construídos – *as built* – sem reforços ou danos prévios);
iguais dimensões (0,20 x 0,40);
ensaiados na direcção da maior inércia;
igual quantidade de armadura (2ϕ12 em cada face + 2ϕ12 a meio);
carga axial inicial de 170 kN, variável ao longo do tempo.

O pilar com a designação de PA1-N1-E1, o primeiro pilar ensaiado com esta configuração no laboratório LESE, também foi ensaiado em condições idênticas aos que se vão apresentar nesta secção. No entanto, porque aconteceram alguns problemas no controlo e aquisição que retiram a qualidade dos resultados obtidos, optou-se por não os incluir.

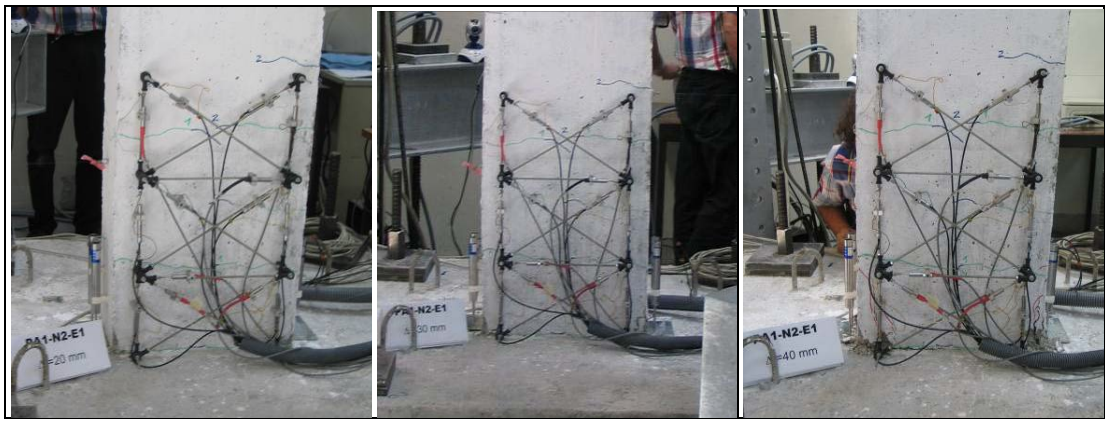
4.6.1.1 Pilar PA1-N2-E1

O pilar PA1-N2-E1 é um pilar original, sem reforço, ensaiado na direcção da maior inércia, como se mostra na Figura 4.15 onde se apresentam duas imagens: (a) uma do início do ensaio; e (b) outra da fase final, onde se pode observar a configuração da deformada e respectivos danos gerais.

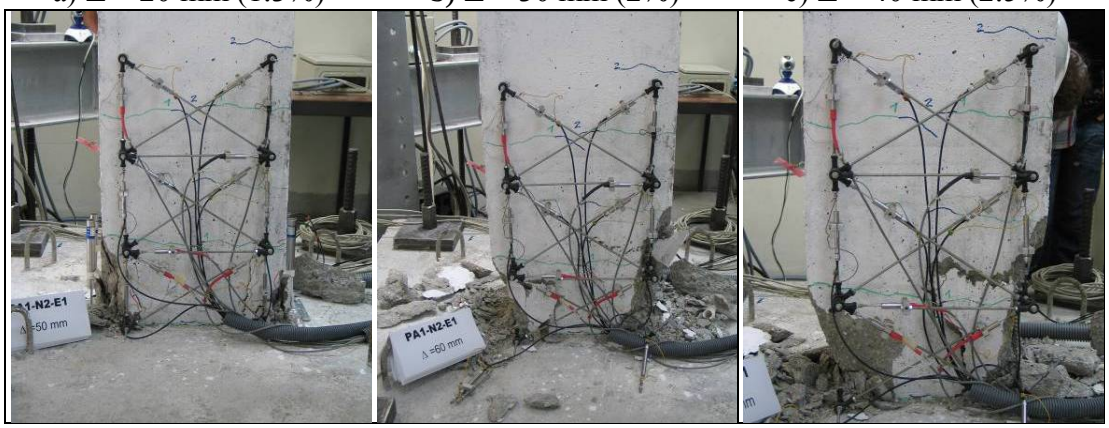
a) Início do ensaio b) Fim do ensaio – *drift* = 5%

Figura 4.15 – Vista geral do pilar PA1-N2-E1

Na Figura 4.16 pode verificar-se a evolução dos danos na zona da rótula plástica, através da observação das imagens que se consideraram mais representativas de todo o ensaio, obtidas para diferentes valores do deslocamento horizontal.

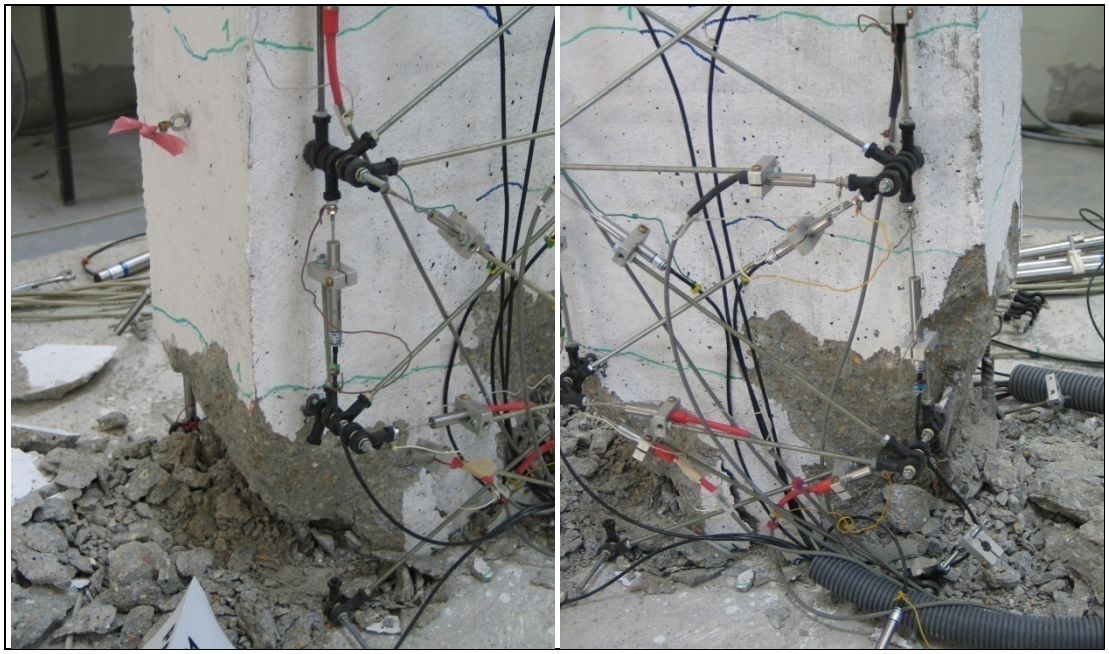


a) Δ = 20 mm (1.3%) b) Δ = 30 mm (2%) c) Δ = 40 mm (2.5%)



d) Δ = 50 mm (3%) e) Δ = 60 mm (3.7%) f) Δ = 70 mm (4.3%)

Figura 4.16 – Evolução dos danos do pilar PA1-N2-E1



a) Faces Norte e Poente b) Faces Sul e Nascente

Figura 4.17 – Zona da rótula plástica do pilar PA1-N2-E1

Desta sequência deve destacar-se:

a) Até Δ = 20 mm (drift = 1.3%)
   Inicio da fissuração nas secções mais próximas da base estendendo-se depois até cerca dos 60 cm de altura do pilar;
   Tendência para a concentração da abertura na fenda da base;

b) Para Δ = 30 mm (*drift* = 2%)
   Continuação da tendência para a concentração da abertura na fenda da base;
   Restante fissuração sem significativa evolução; e
   Início da degradação do betão no lado Sul;

c) Para Δ = 40 mm (*drift* = 2.5%)
   Continuação do processo anteriormente descrito; e
   Destacamento do betão de recobrimento (*spalling*) entre a base e o 1º estribo;
   Parece existir encurvadura das armaduras longitudinais (*buckling*) entre a base e o 1º estribo;

d) Para Δ = 50 mm (*drift* = 3%)
   Continuação do processo anteriormente descrito;
   Confirmação da encurvadura das armaduras longitudinais (*buckling*) entre a base e o 1º estribo;

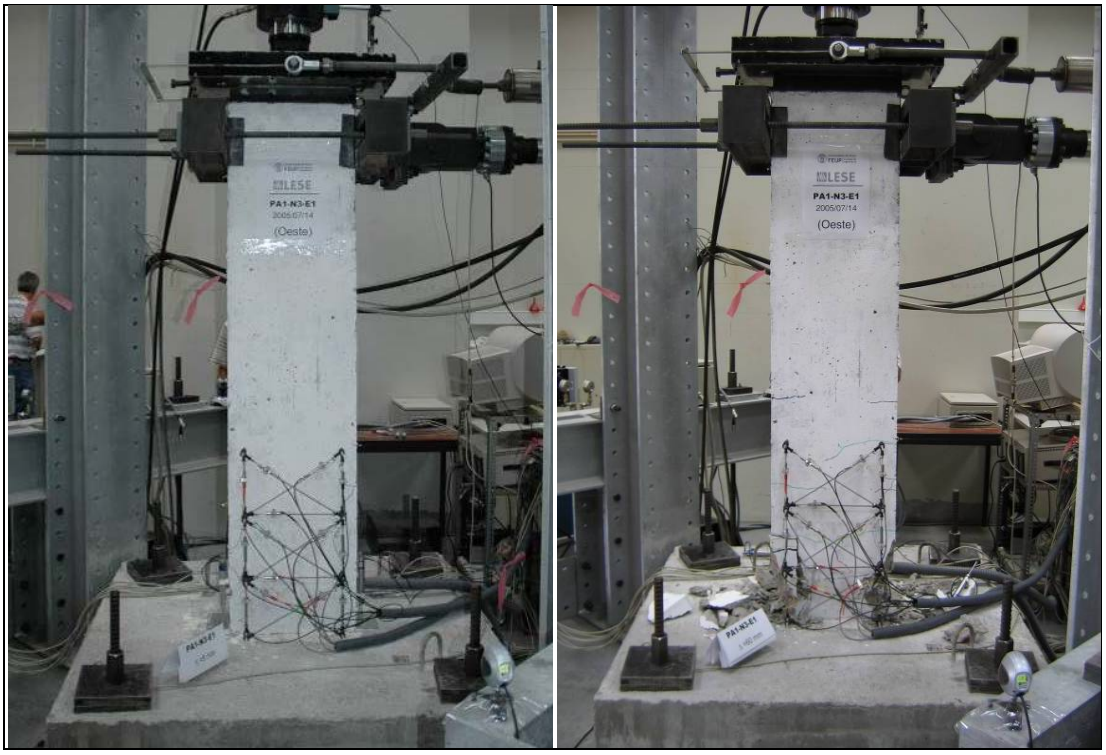
e) Para Δ = 60 mm (*drift* = 3.7%)
   Continuação do processo anteriormente descrito;
   Maior incidência do destacamento do betão no lado Sul, provocada pela encurvadura dos varões longitudinais também entre o 1º e 2º estribo;

f) Para Δ = 70 mm (*drift* = 4.3%)
   Continuação do processo anteriormente descrito;
   Rotura do 1º varão no canto sudeste;

g) Para Δ = 80 mm (*drift* = 5%)
   Rotura de mais dois varões;
   Comprimento da rótula plástica entre 15 cm e 20 cm (Figura 4.17)

4.6.1.2 Pilar PA1-N3-E1

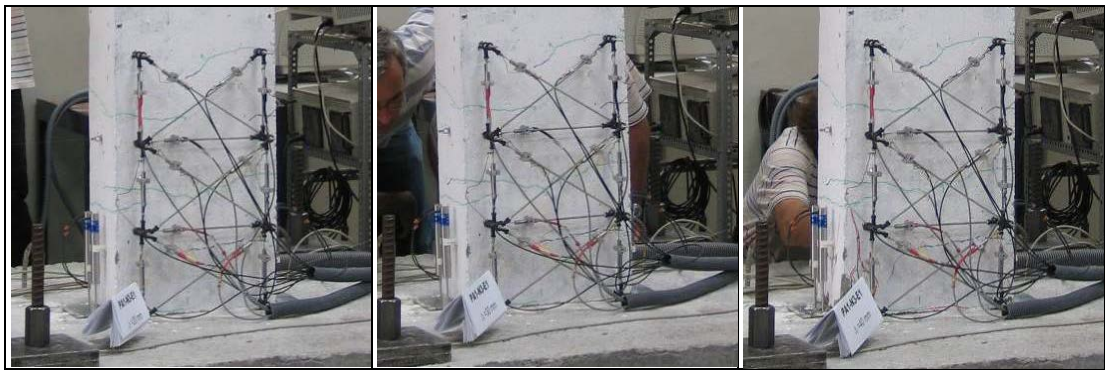
O pilar PA1-N3-E1 é um pilar original, sem reforço, ensaiado na direcção da maior inércia, como se mostra na Figura 4.18 onde se apresentam duas imagens: (a) uma do início do ensaio; e (b) outra da fase final, onde se podem observar danos finais verificados. A configuração da deformada foi idêntica à do pilar anterior.



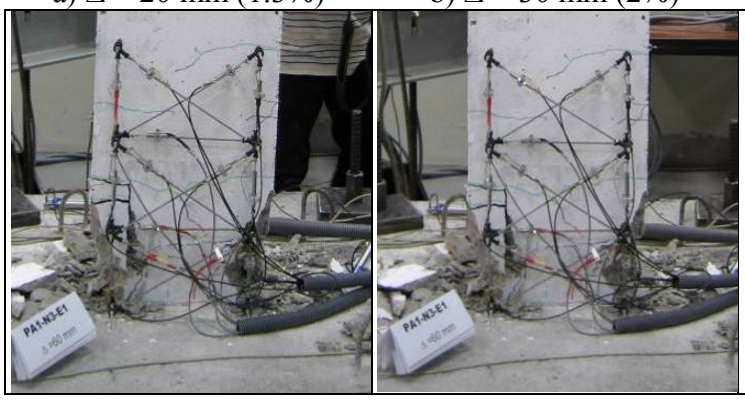
a) Início do ensaio b) Fim do ensaio – *drift* = 3,8%

Figura 4.18 – Vista geral do pilar PA1-N3-E1

Na Figura 4.19 pode verificar-se a evolução dos danos na zona da rótula plástica, através da observação das imagens que se consideraram mais representativas de todo o ensaio, obtidas para diferentes valores do deslocamento horizontal. Até aos 40 mm de deslocamento horizontal, a evolução do ensaio decorreu de forma muito idêntica ao anterior. A partir dessa fase, verificou-se que uma imperfeição de fabrico (recobrimento das armaduras muito diferente entre os dois lados) provocou a aceleração do processo que terminou aos 60 mm de deslocamento horizontal com a rotura do 1º varão de armadura. O valor do comprimento da rótula plástica pode ser considerado também igual ao anterior que, como se pode verificar através da observação da Figura 4.20, também se pode estimar entre os 15 e os 20 cm.

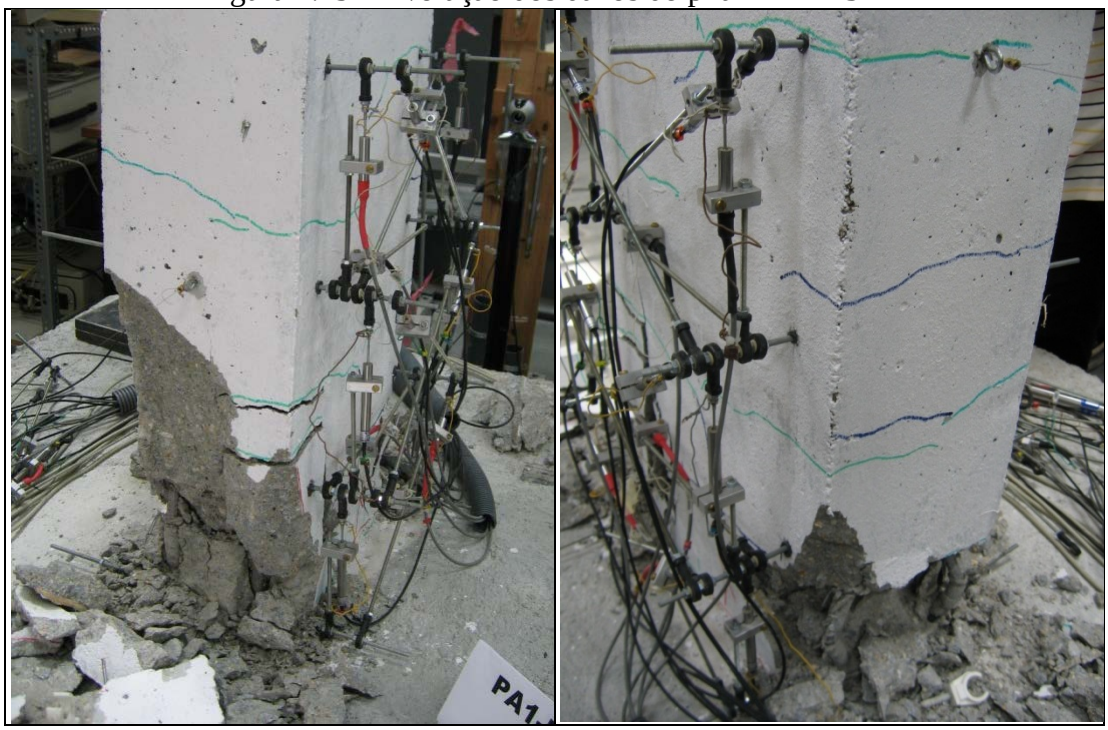


a) Δ = 20 mm (1.3%) b) Δ = 30 mm (2%) c) Δ = 40 mm (2.5%)



d) Δ = 50 mm (3%) e) Δ = 60 mm (3.7%)

Figura 4.19 – Evolução dos danos do pilar PA1-N3-E1



a) Face Norte b) Face Sul

Figura 4.20 – Zona da rótula plástica do pilar PA1-N3-E1

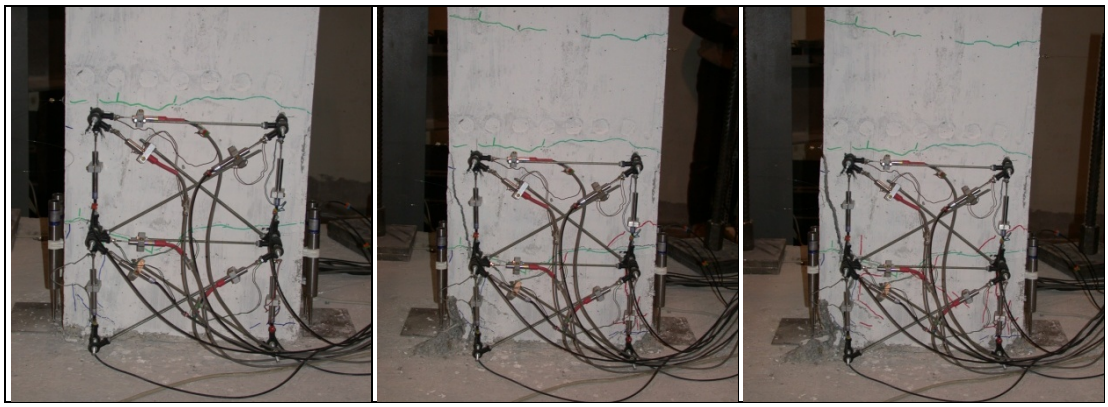
4.6.1.3 Pilar PA1-N5-E1

O pilar PA1-N5-E1 é um pilar original, sem reforço, ensaiado na direcção da maior inércia, como se mostra na Figura 4.21 onde se apresentam duas imagens: (a) uma do início do ensaio; e (b) outra da fase final, onde se pode observar a configuração da deformada e respectivos danos gerais.

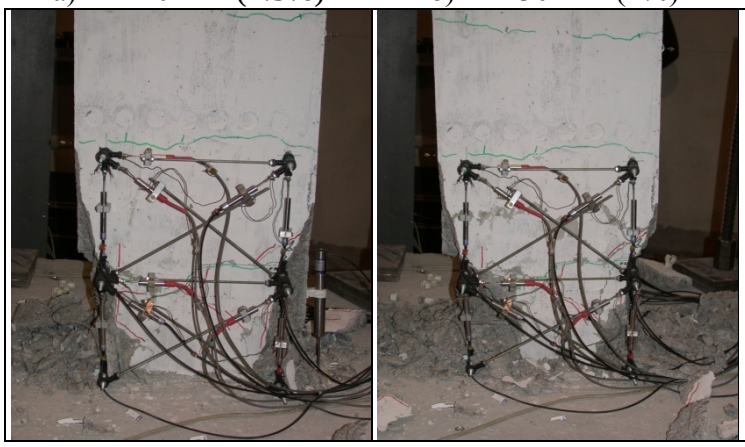
a) Início do ensaio b) Fim do ensaio – *drift* = 5%

Figura 4.21 – Vista geral do pilar PA1-N5-E1

Na Figura 4.22 pode verificar-se a evolução dos danos na zona da rótula plástica, através da observação das imagens que se consideraram mais representativas de todo o ensaio, obtidas para diferentes valores do deslocamento horizontal. Neste caso, voltou a verificar-se uma imperfeição de fabrico que justifica que a evolução do ensaio tenha decorrido de forma muito idêntica ao PA1-N3-E1. Inclusivamente, por causa do estribo inferior estar muito perto da base, o que provocou um aumento da resistência dessa zona, a encurvadura dos varões também aconteceu entre o 1º e o 2º estribo. Aparentemente a rótula plástica passou para essa zona do pilar, sem alteração do valor do seu comprimento que voltou a ser por volta dos 15 a 20 cm, distância sensivelmente igual à distância entre o 1º e 2º estribo onde ocorreu a encurvadura dos varões (Figura 4.23)



a) Δ = 20 mm (1.3%) b) Δ = 30 mm (2%) c) Δ = 40 mm (2.5%)



d) Δ = 50 mm (3%) e) Δ = 60 mm (3.7%)

Figura 4.22 – Evolução dos danos do pilar PA1-N5-E1

a) Face Norte b) Face Sul

Figura 4.23 – Zona da rótula plástica do pilar PA1-N5-E1

4.6.1.4 Resultados experimentais

Por observação do gráfico da Figura 4.24, em conjunto com os respectivos valores de referência que se apresentam no Quadro 4.12, verifica-se a muito razoável coincidência entre os resultados dos ensaios deste grupo. A força máxima atingida é sempre da mesma ordem de grandeza (cerca de 90 kN) e a quebra de resistência acontece para valores próximos (por volta dos 3% de *drift*).

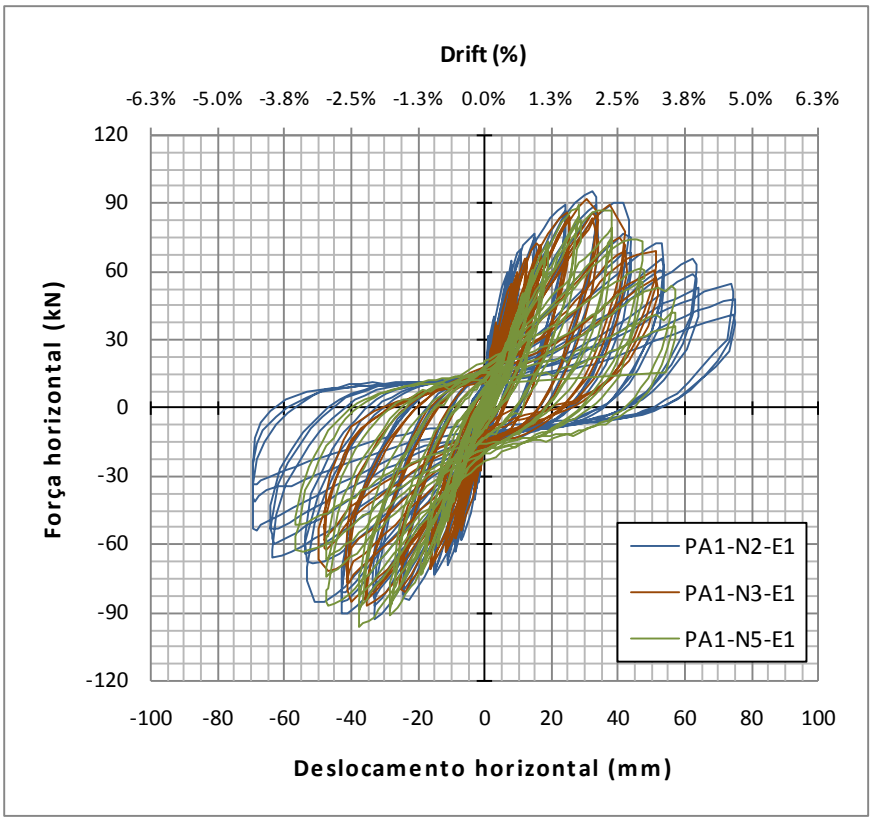


Figura 4.24 – Resultados experimentais dos pilares PA1 originais com carga axial variável

No entanto, no que se refere à rigidez inicial observa-se uma considerável diferença entre o pilar PA1-N5 e os restantes. Não podendo a justificação desta diferença ser atribuída à qualidade dos materiais, fica a possibilidade de o pilar ter sido danificado durante o fabrico ou transporte. Basta, por exemplo, que na carga ou descarga o pilar tenha sido levantado pelo topo e a tracção produzida pelo peso do bloco de fundação tenha fissurado o betão. Mas este assunto será retomado no capítulo seguinte, quando for abordada a comparação das rigidezes relativas entre os pilares originais e os reforços realizados.

Quadro 4.12 – Resumo dos valores de referência dos pilares PA1 originais com carga axial variável

				PA1-N2-E1		PA1-N3-E1		PA1-N5-E1	
Convencional	Cedência *(Yielding)*	F_y (kN)	+	75.1	73.0	72.4	71.4	70.3	71.0
			-	71.0		70.5		71.8	
		Δ_y (mm)	+	13.6	13.8	13.7	14.3	15.7	16.2
			-	13.9		15.0		16.6	
	Resistência última	F_u (kN)	+	75.4	74.6	74.9	73.0	70.4	73.1
			-	73.7		71.2		75.9	
		Δ_u (mm)	+	43.3	48.3	42.1	41.7	47.5	46.8
			-	53.3		41.3		46.1	
Real	Resistência máxima	F_{max} (kN)	+	94.3	93.2	93.6	91.3	88.0	91.4
			-	92.1		89.1		94.9	
		Δ_{max} (mm)	+	32.1	32.6	30.6	32.9	27.4	31.9
			-	33.0		35.2		36.5	
	Resistência última	$F_{u,real}$ (kN)	+	41.6	48.0	68.8	70.4	53.7	58.3
			-	54.4		71.9		63.0	
		$\Delta_{u,real}$ (mm)	+	74.1	71.3	51.1	50.5	56.9	56.7
			-	68.4		49.9		56.6	
Ductilidade		μ		3.2	3.5	3.1	2.9	3.0	2.9
				3.8		2.8		2.8	

Para melhor interpretação dos quadros do tipo do anterior deve ser referido que:

A referência “Real” significa que os valores decorrem de leituras directas, enquanto que as restantes foram determinadas por aplicação de uma convenção (o critério de cedência ver em 2.4.6e o critério de rotura ver em 2.4.7);

Para cada uma das quantidades determinada foram registados os valores de ambos os sentidos do movimento do actuador horizontal (positivo e negativo) com os quais se calculou o valor médio;

A ductilidade foi determinada através do quociente entre o deslocamento máximo e o deslocamento de cedência;

4.6.2 Pilares PA1 originais com carga axial constante

Nesta secção apresentam-se as descrições e resultados genéricos dos ensaios realizados aos pilares:

PA1-N6-E1; e

PB1-N1-E1.

Estes pilares têm como características semelhantes serem:

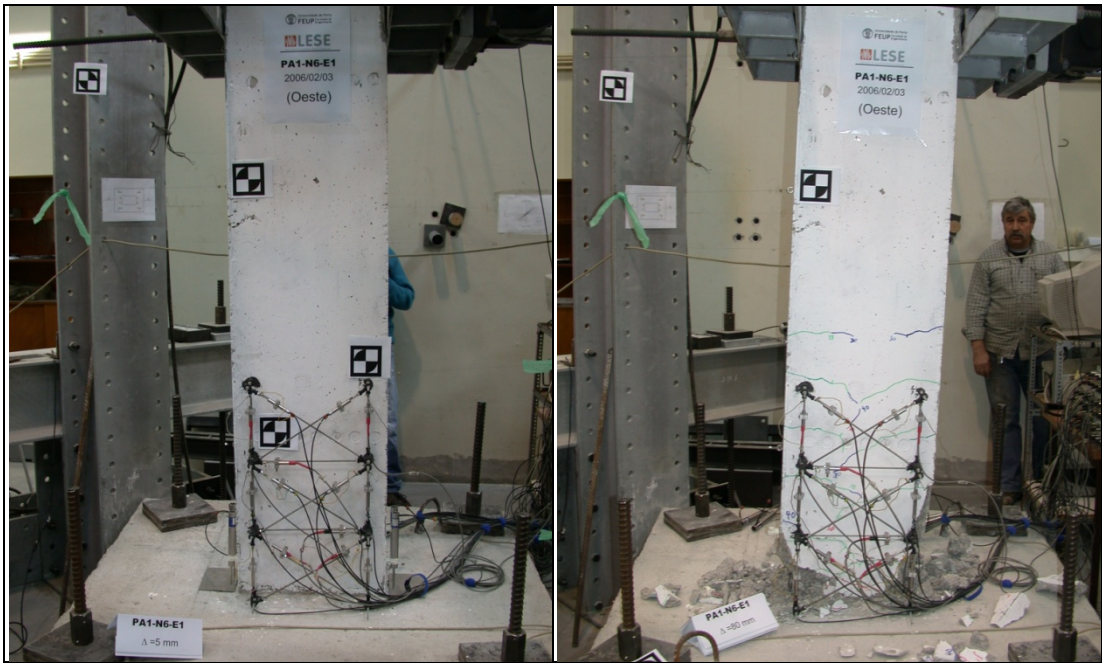
originais (tal como construídos – *as built* – sem reforços ou danos prévios);
iguais dimensões (0,20 x 0,40);
ensaiados na direcção da maior inércia;
igual quantidade de armadura (2ϕ12 em cada face + 2ϕ12 a meio);

carga axial de 170 kN, aproximadamente constante ao longo do tempo.

Relembra-se que o pilar PB1-N1-E1 não pertence a esta campanha experimental. Por esse motivo optou-se por não apresentar a descrição do ensaio, que será apresentada por outros autores incluída na respectiva série. Aqui apenas serão utilizados os resultados das medições para confronto e validação dos valores experimentais obtidos com o pilar PA1-N6-E1.

4.6.2.1 Pilar PA1-N6-E1

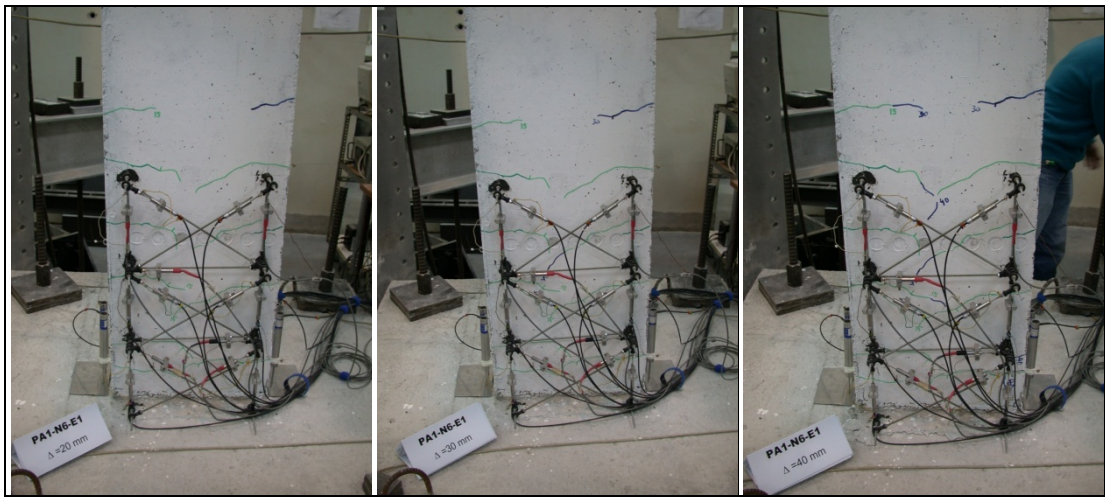
O pilar PA1-N6-E1 é um pilar original, sem reforço, ensaiado na direcção da maior inércia, como se mostra na Figura 4.25 onde se apresentam duas imagens: (a) uma do início do ensaio; e (b) outra da fase final, onde se pode observar a configuração da deformada e respectivos danos gerais.



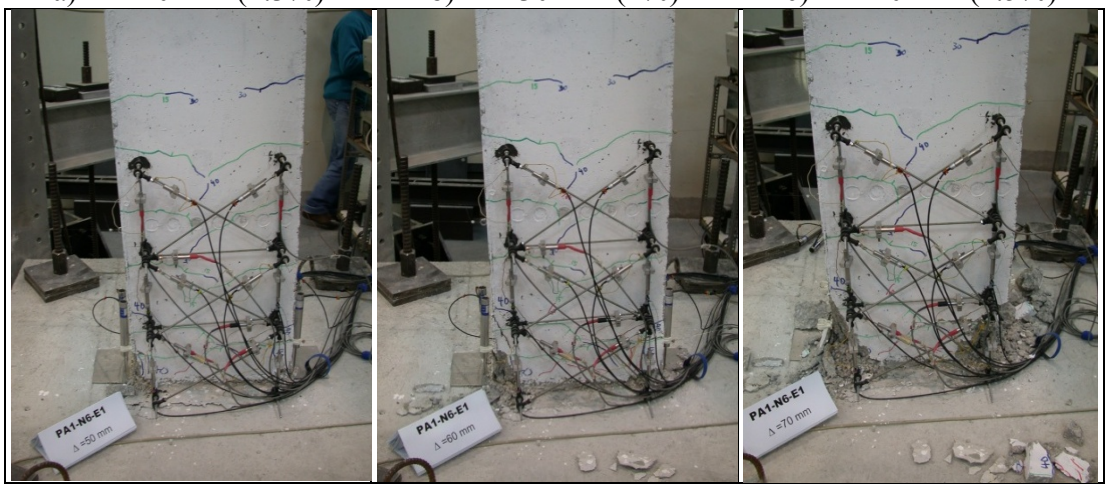
a) Início do ensaio b) Fim do ensaio – *drift* = 5%

Figura 4.25 – Vista geral do pilar PA1-N6-E1

Na Figura 4.26 pode verificar-se a evolução dos danos na zona da rótula plástica, através da observação das imagens que se consideraram mais representativas de todo o ensaio, obtidas para diferentes valores do deslocamento horizontal.

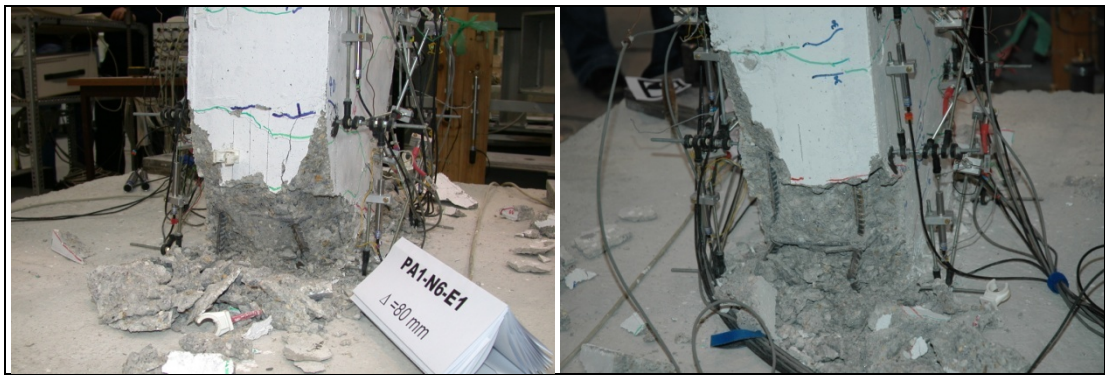


a) Δ = 20 mm (1.3%) b) Δ = 30 mm (2%) c) Δ = 40 mm (2.5%)



d) Δ = 50 mm (3%) e) Δ = 60 mm (3.7%) f) Δ = 70 mm (4.3%)

Figura 4.26 – Evolução dos danos do pilar PA1-N6-E1



a) Face Norte b) Face Sul

Figura 4.27 – Zona da rótula plástica do pilar PA1-N6-E1

Desta sequência deve destacar-se:

a) Até Δ = 20 mm (*drift* = 1.3%)
   Inicio da fissuração nas secções mais próximas da base estendendo-se depois até cerca dos 80 cm de altura do pilar;
   Tendência para a concentração da abertura na fenda da base;

b) Para Δ = 30 mm (*drift* = 2%)
   Continuação da tendência para a concentração das deformações na fenda da base e na fenda à cota do 1º estribo; e
   Restante fissuração sem significativa evolução;

c) Para Δ = 40 mm (*drift* = 2.5%)
   Continuação do processo anteriormente descrito; e
   Inicio da degradação do betão junto da base;

d) Para Δ = 50 mm (*drift* = 3%)
   Continuação do processo anteriormente descrito; e
   Destacamento do betão de recobrimento (*spalling*) junto da base;

e) Para Δ = 60 mm (*drift* = 3.7%)
   Continuação do processo anteriormente descrito;
   Progressão do destacamento do betão de recobrimento até ao 1º estribo;
   Encurvadura dos varões longitudinais (*buckling*) entre a base e o 1º estribo

f) Para Δ = 70 mm (*drift* = 4.3%)
   Continuação do processo anteriormente descrito;
   No lado sul a encurvadura dos varões longitudinais passou para o interior dos dois primeiros estribos
   Rotura do primeiro varão no lado sul, por volta deste deslocamento horizontal mas já no 1º ciclo da amplitude seguinte;

g) Para Δ = 80 mm (*drift* = 5%)
   Rotura de mais um varão;

   Comprimento da rótula plástica entre 15 cm e 20 cm (Figura 4.27), neste caso enviusada, no lado Norte entre a base e o 1º estribo e no lado Sul entre os dois primeiros estribos.

4.6.2.2 Resultados experimentais

Por observação do gráfico da Figura 4.28 (e do com os respectivos valores de referência) pode concluir-se que os diagramas forças - deslocamentos representativos dos dois ensaios pertencentes a este grupo são muito comparáveis.

De facto, os valores dos deslocamentos registados são diferentes porventura devido a alguma alteração na forma como se realizou a montagem do transdutor da série "PB" (fora das séries planeadas para este trabalho). No entanto esta diferença não prejudica a comparação dos resultados, uma vez que as envolventes são muito próximas em todo o seu desenvolvimento em particular os valores de referência: rigidez inicial; deslocamento de cedência (≈ 4 mm); e força máxima (≈ 60kN).

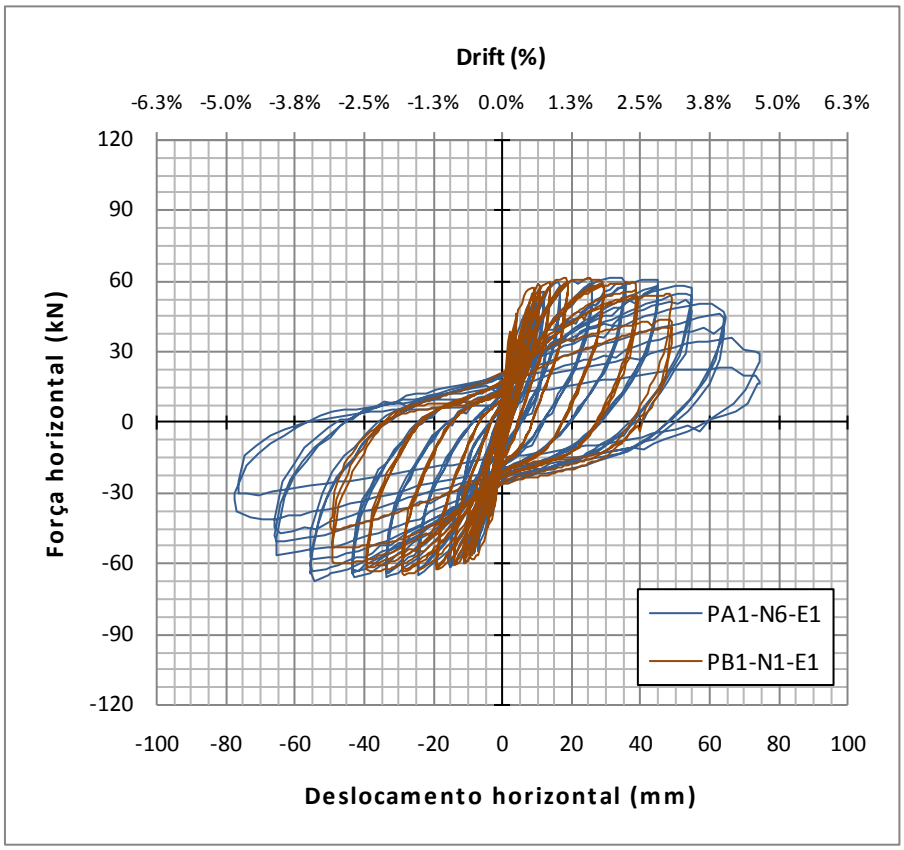


Figura 4.28 – Resultados experimentais dos pilares PA1 originais com carga axial constante

Quadro 4.13 – Resumo dos valores de referência dos pilares PA1 originais com carga axial constante

				PA1-N6-E1		PB1-N1-E1	
Convencional	Cedência *(Yielding)*	F_y (kN)	+	49.5	48.5	44.7	44.2
			-	47.4		43.6	
		Δ_y (mm)	+	4.3	4.1	3.7	3.8
			-	3.9		3.9	
	Resistência última	F_u (kN)	+	48.2	51.0	50.6	49.6
			-	53.8		48.7	
		Δ_u (mm)	+	64.7	65.0	48.2	47.8
			-	65.3		47.4	
real	Resistência máxima	F_{max} (kN)	+	60.3	63.7	63.2	62.1
			-	67.2		60.9	
		Δ_{max} (mm)	+	42.8	48.7	37.3	37.0
			-	54.6		36.6	
	Resistência última	$F_{u,real}$ (kN)	+	30.3	34.0	23.0	26.9
			-	37.7		30.9	
		$\Delta_{u,real}$ (mm)	+	73.5	75.1	48.2	47.8
			-	76.8		47.4	
Ductilidade		μ		15.0	15.9	13.0	12.6
				16.7		12.1	

4.6.3 Pilares PA1 reparados sem reforço e com carga axial variável

Nesta secção apresentam-se as descrições e resultados genéricos dos ensaios realizados aos pilares:

PA1-N1-R2 com reposição das armaduras longitudinais por colocação de novos varões empalmados para os existentes; e

PA1-N1-R3 com reposição das armaduras longitudinais por colocação de novos varões para além de empalmados também foram soldados.

Estes pilares têm como características semelhantes serem:

reparação do betão com microbetão;
iguais dimensões (0,20 x 0,40);
ensaiados na direcção da maior inércia;
igual quantidade de armadura (2ϕ12 em cada face + 2ϕ12 a meio);
carga axial inicial de 170 kN e variável ao longo do tempo.

A motivação para a realização deste grupo de ensaios foi a avaliação da influência que o betão de reparação (microbetão) e as técnicas possíveis de reposição das armaduras (R2 através de empalme e R3 com solda) têm no comportamento dos pilares.

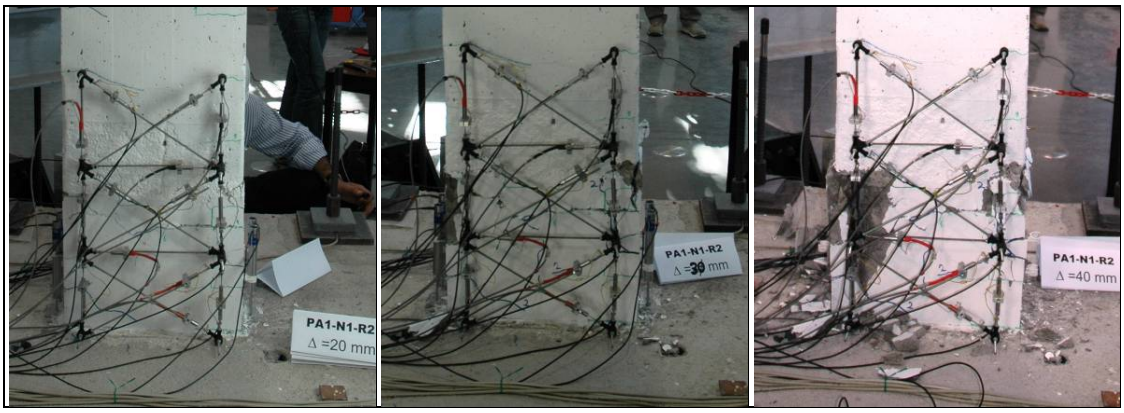
4.6.3.1 Pilar PA1-N1-R2

O pilar PA1-N1-R2 é um pilar reparado com microbetão e com reposição das armaduras realizada por colocação de varões adicionais empalmados cerca de 20 cm nos existentes, sem reforço, ensaiado na direcção da maior inércia, como se mostra na Figura 4.29 onde se apresentam duas imagens: (a) uma do início do ensaio; e (b) outra da fase final, onde se pode observar a configuração da deformada e respectivos danos gerais.

a) Início do ensaio b) Fim do ensaio – *drift* = 5%

Figura 4.29 – Vista geral do pilar PA1-N1-R2

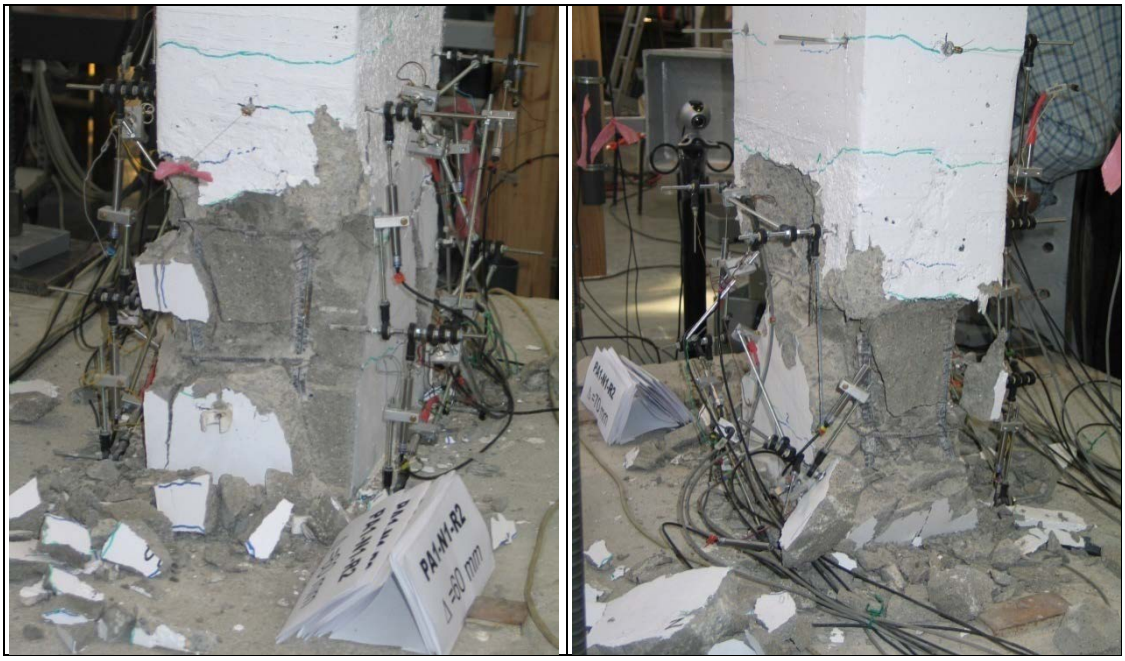
Na Figura 4.30 pode verificar-se a evolução dos danos na zona da rótula plástica, através da observação das imagens que se consideraram mais representativas de todo o ensaio, obtidas para diferentes valores do deslocamento horizontal.



a) Δ = 20 mm (1.3%) b) Δ = 30 mm (2%) c) Δ = 40 mm (2.5%)

d) Δ = 50 mm (3%) e) Δ = 60 mm (3.7%) f) Δ = 70 mm (4.3%)

Figura 4.30 – Evolução dos danos do pilar PA1-N1-R2



a) Face Norte b) Face Sul

Figura 4.31 – Zona da rótula plástica do pilar PA1-N1-R2

Desta sequência deve destacar-se:

a) Até Δ = 20 mm (*drift* = 1.3%)
   Inicio da fissuração principalmente nas secções próxima da base e de transição entre o betão original e o betão de reparação;

b) Para Δ = 30 mm (*drift* = 2%)
   Continuação da tendência para a concentração da abertura na fenda da base e de transição entre betões;
   Restante fissuração sem significativa evolução; e
   Início da degradação do betão nas zonas do empalme;

c) Para Δ = 40 mm (*drift* = 2.5%)
   Destacamento do betão (*spalling*) com início na zona do empalme (entre o 1º e 2º estribo) e se prolongou até à base;
   Neste caso não houve encurvadura das armaduras (*buckling*), que foi substituído pelo deslizamento, um sobre o outro, dos varões empalmados;
   A resistência das armaduras passou a ser a resistência que foi possível ainda mobilizar no deslizamento dos varões;
   Clara definição da rótula a meio da zona do empalme mas, porque o fenómeno passou a ser controlado pelo deslizamento, inviabilizou a possibilidade de se atribuir um valor ao seu comprimento (Figura 4.17);
   Por maioria de razão não verificou a rotura de nenhum dos varões;

d) Para Δ = 50 mm (*drift* = 3%), Δ = 60 mm (*drift* = 3.7%), Δ = 70 mm (*drift* = 4.3%)
   Continuação do processo anteriormente descrito;
   Alastramento do destacamento do betão para as faces laterais;

Até ao deslocamento imposto de 30 mm verificou-se o aparecimento de fendas generalizadas pilar pela parte inferior do pilar. No entanto, já nessa fase se verificava a tendência para concentrar as deformações na secção da base e na secção da transição entre betões. A seguir, as armaduras longitudinais empalmadas cederam e deslizaram entre si. Ora, este fenómeno provocou uma acentuada queda na resistência do pilar, provocada pela deficiente transmissão dos esforços do pilar à base. Ainda assim, aproveitando a força do deslizamento entre os varões, neste caso foi possível continuar com o ensaio até cerca dos 70 mm.

4.6.3.2 Pilar PA1-N1-R3

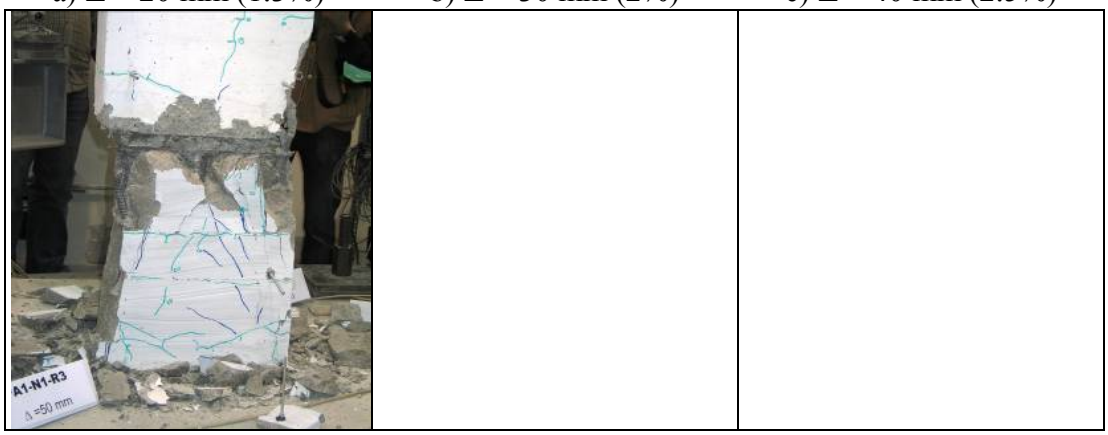
O provete PA1-N1-R3 é um pilar reparado com microbetão e com reposição das armaduras realizada por colocação de varões adicionais empalmados e soldados aos existentes, sem reforço, ensaiado na direcção da maior inércia. como se mostra na Figura 4.32 onde se apresentam duas imagens: (a) uma do início do ensaio; e (b) outra da fase final, onde se pode observar a configuração da deformada e respectivos danos gerais.

a) Início do ensaio b) Fim do ensaio – *drift* = 5%

Figura 4.32 – Vista geral do pilar PA1-N1-R3

Na Figura 4.33 pode verificar-se a evolução dos danos na zona da rótula plástica, através da observação das imagens que se consideraram mais representativas de todo o ensaio, obtidas para diferentes valores do deslocamento horizontal.

a) Δ = 20 mm (1.3%) b) Δ = 30 mm (2%) c) Δ = 40 mm (2.5%)



d) Δ = 50 mm (3%) e) Δ = 60 mm (3.7%) f) Δ = 70 mm (4.3%)

Figura 4.33 – Evolução dos danos do pilar PA1-N1-R3

a) Face Norte b) Face Sul

Figura 4.34 – Zona da rótula plástica do pilar PA1-N1-R3

Desta sequência deve destacar-se:

a) Até Δ = 20 mm (*drift* = 1.3%)
   Inicio da fissuração principalmente nas secções próxima da base e de transição entre o betão original e o betão de reparação;

b) Para Δ = 30 mm (*drift* = 2%)
   Continuação da tendência para a concentração da abertura nas fendas da base e de transição entre betões;
   Aparecimento de fissuração vertical, abaixo da transição entre betões, provavelmente provocadas pelo início da encurvadura das armaduras longitudinais (*buckling*);
   Destacamento do betão de recobrimento (*spalling*) da face norte;

c) Para Δ = 40 mm (*drift* = 2.5%)
   Continuação do processo anteriormente descrito;
   Generalização do destacamento do betão de recobrimento às duas faces e a toda a altura de betão reparado;
   Confirmação da encurvadura das armaduras entre o 2º e o 3º estribo;

d) Para Δ = 50 mm (*drift* = 3%)
   Concentração da rotação do pilar entre o 2º e 3º estribo, causada pela encurvadura dos varões longitudinais nessa zona;
   Comprimento da rótula plástica (que no final se localizou entre o 2º e 3º estribo) de aproximadamente 20 cm (Figura 4.34);
   Não se verificou a rotura de nenhum dos varões longitudinais.

Neste caso, até ao deslocamento horizontal de 30 mm a 40 mm, o comportamento do pilar foi normal e com ganhos de resistência assinaláveis devido à melhoria das características do betão e, principalmente, devido ao incremento da resistência das armaduras por causa da sua duplicação (para realizar o empalme) e solda.

Por causa dessa melhoria, a parte inferior do pilar, onde se realizou a ligação das armaduras, apesar de mais solicitado pelos momentos actuantes, resistiu melhor do que a zona imediatamente acima onde se veio a instalar a rótula plástica. A partir daí houve uma clara diminuição da capacidade resistente do pilar que inviabilizou a continuação do ensaio.

4.6.3.3 Resultados experimentais

A análise dos resultados, apresentados na forma de gráfico na Figura 4.35 e os respectivos valores de referência no Quadro 4.1, permite confirmar a sua correspondência com as observações realizadas.

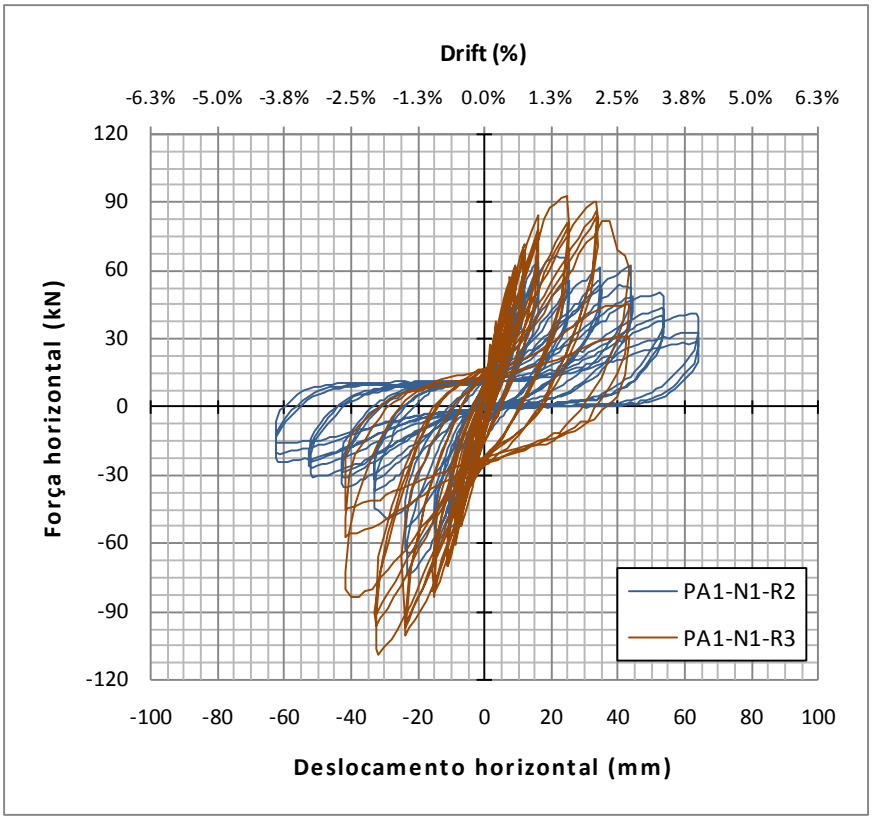


Figura 4.35 – Resultados experimentais dos pilares PA1 reparados sem reforço e com carga axial variável

Na primeira parte dos ensaios, até cerca de 10 mm de deslocamento horizontal, confirma-se que os pilares tiveram comportamentos muito idênticos. A partir desse valor, verifica-se que o pilar com armaduras ligadas com solda progrediu até níveis de resistência da ordem dos 90 kN, enquanto que o pilar onde as armaduras apenas foram empalmadas se ficou por níveis de resistência bastante inferiores, na ordem dos 70 kN.

No entanto, em relação ao pilar PA1-N1-R2, os resultados evidenciam que o deslizamento das armaduras longitudinais do lado Norte se iniciou no ciclo de 20 mm de amplitude, onde se verifica uma acentuada quebra da resistência, e não no ciclo de 40 mm como foi a percepção visual.

Quadro 4.14 – Resumo dos valores de referência dos pilares PA1 reparados sem reforço e com carga axial variável

				PA1-N1-R2		PA1-N1-R3	
Convencional	Cedência *(Yielding)*	F_y (kN)	+	53.6	56.1	71.4	70.6
			-	58.5		69.8	
		Δ_y (mm)	+	10.9	11.9	11.7	11.5
			-	12.9		11.2	
	Resistência última	F_u (kN)	+	53.5	55.6	73.6	79.0
			-	57.8		84.5	
		Δ_u (mm)	+	44.0	33.6	39.8	40.7
			-	23.2		41.5	
Real	Resistência máxima	F_{max} (kN)	+	66.9	69.6	92.0	98.8
			-	72.2		105.6	
		Δ_{max} (mm)	+	22.5	22.0	23.0	26.5
			-	21.6		29.9	
	Resistência última	$F_{u,real}$ (kN)	+	30.5	22.0	31.3	37.7
			-	13.4		44.1	
		$\Delta_{u,real}$ (mm)	+	64.0	63.3	39.8	40.7
			-	62.6		41.5	
Ductilidade		μ		4.0	2.8	3.4	3.5
				1.8		3.7	

As diferenças que se verificam nos trajectos do deslocamento para valores positivos e negativos, bastante mais evidentes no caso do pilar PA1-N1-R2, podem ser explicadas pelas diferenças geométricas que quem fez as reparações não pode atenuar. Trata-se da reparação de um pilar danificado, com uma pré-existência que muitas vezes condiciona o posicionamento das armaduras perfeitamente alinhadas. Esta dificuldade pode ser bastante atenuada se a reparação for acompanhada pela adopção de um reforço capaz de promover o confinamento dessa zona e proporcionar um funcionamento mais monolítico do conjunto.

4.6.4 Pilares PA1 reforçados com CFRP com carga axial variável

Nesta secção apresentam-se as descrições e resultados genéricos dos ensaios realizados aos pilares:

PA1-N1-R1 reparado e reforçado depois de danificado; e

PA1-N4-R1 reforço foi aplicado directamente sobre um provete original.

Estes pilares têm como características semelhantes serem:

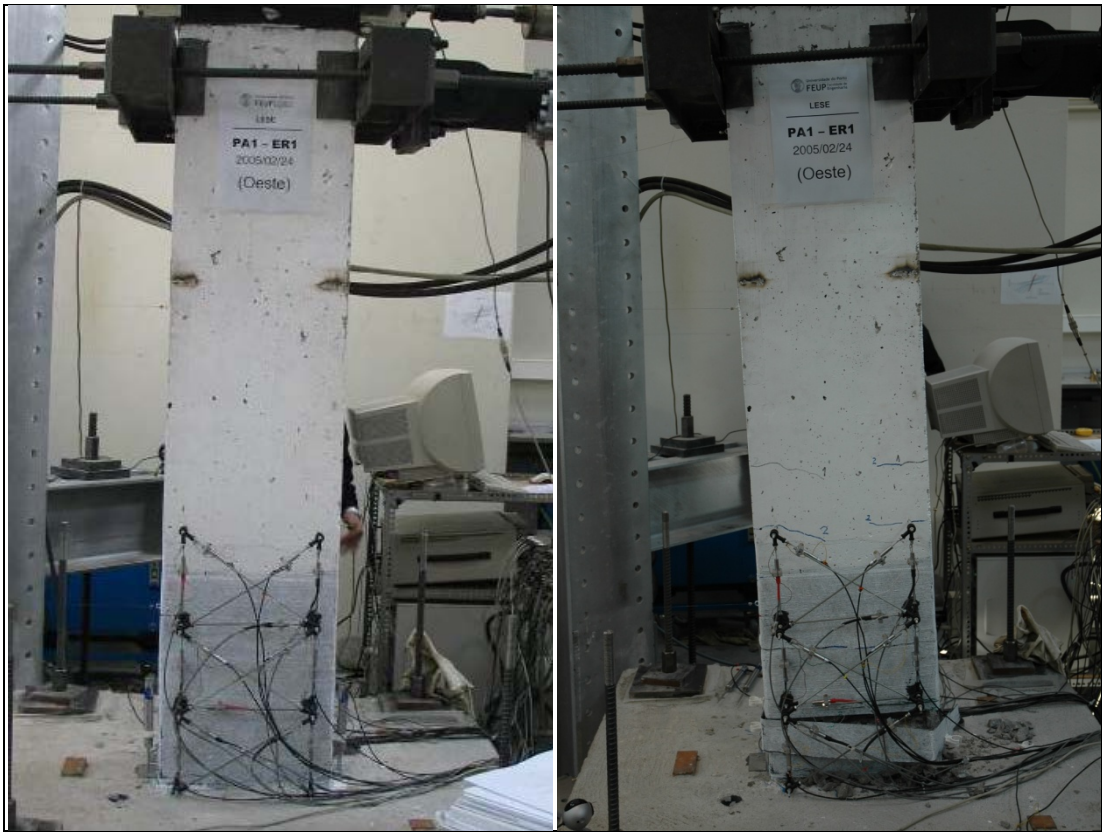
reforçados com mantas de fibras de carbono (encamisamento com CFRP)
iguais dimensões (0,20 x 0,40);
ensaiados na direcção da maior inércia;
igual quantidade de armadura (2ϕ12 em cada face + 2ϕ12 a meio);

carga axial inicial de 170 kN e variável ao longo do tempo.

Mais uma vez a motivação para a realização deste conjunto de ensaios foi a possibilidade de avaliar isoladamente o desempenho do reforço sem a interferência das novas características da zona reparada.

4.6.4.1 Pilar PA1-N1-R1

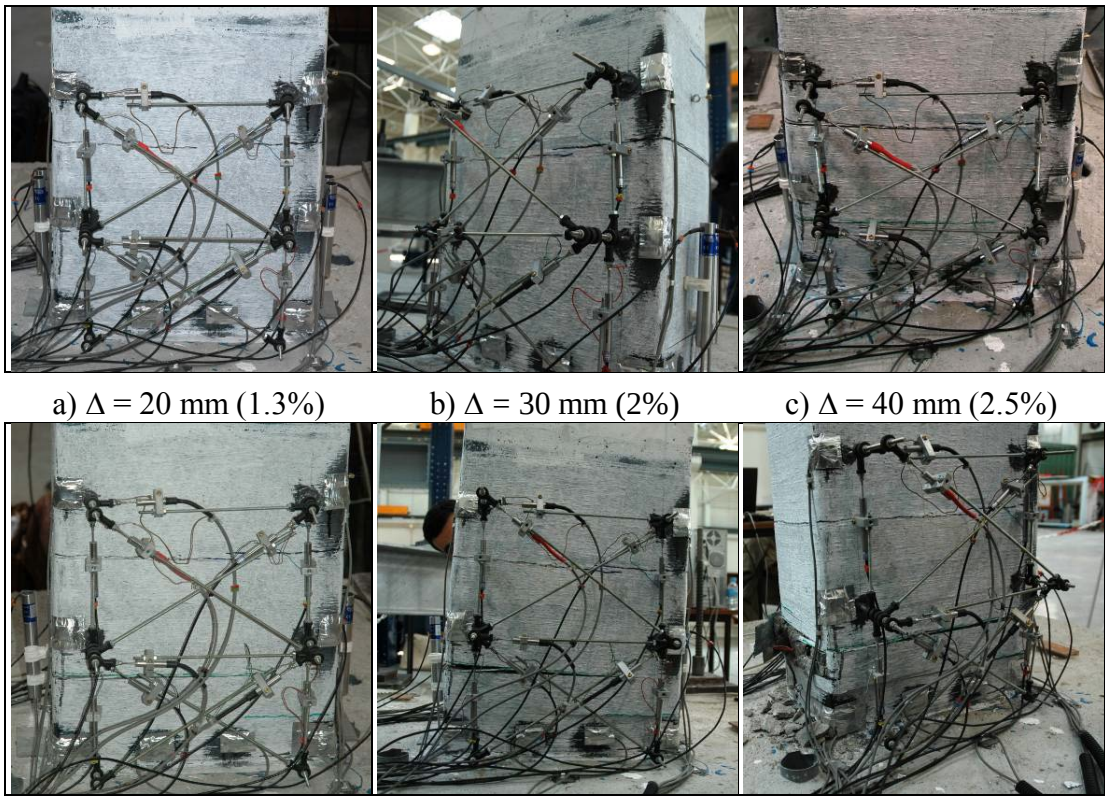
O pilar PA1-N1-R1 foi reparado e reforçado com mantas de CFRP, ensaiado na direcção da maior inércia, como se mostra na Figura 4.36 onde se apresentam duas imagens: (a) uma do início do ensaio; e (b) outra da fase final, onde se pode observar a configuração da deformada e respectivos danos gerais.



a) Início do ensaio b) Fim do ensaio – *drift* = 5%

Figura 4.36 – Vista geral do pilar PA1-N1-R1

Na Figura 4.37 pode verificar-se a evolução dos danos na zona da rótula plástica, através da observação das imagens que se consideraram mais representativas de todo o ensaio, obtidas para diferentes valores do deslocamento horizontal.



a) Δ = 20 mm (1.3%) b) Δ = 30 mm (2%) c) Δ = 40 mm (2.5%)

d) Δ = 50 mm (3%) e) Δ = 60 mm (3.7%) f) Δ = 70 mm (4.3%)

Figura 4.37 – Evolução dos danos do pilar PA1-N1-R1

a) Face Norte b) Face Sul

Figura 4.38 – Zona da rótula plástica do pilar PA1-N1-R1

Desta sequência deve destacar-se:

a) Até Δ = 20 mm (*drift* = 1.3%)
   Aparecimento de duas fendas aproximadamente coincidentes com as cotas dos dois primeiros estribos;
   Do lado norte também apareceu uma fenda a cerca de 8 cm da base;
   Tendência para a concentração deformação na abertura das fendas existentes;

b) Para Δ = 30 mm (*drift* = 2%)
   Continuação do processo anteriormente descrito;
   Rotura de um varão da armadura longitudinal no lado Sul;

c) Para Δ = 40 mm (*drift* = 2.5%), Δ = 50 mm (*drift* = 3%)
   Continuação do processo anteriormente descrito;
   Concentração da deformação nas fendas inferiores;

d) Para Δ = 60 mm (*drift* = 3.7%)
   Continuação do processo anteriormente descrito;
   Desagregação do betão na zona das fendas;

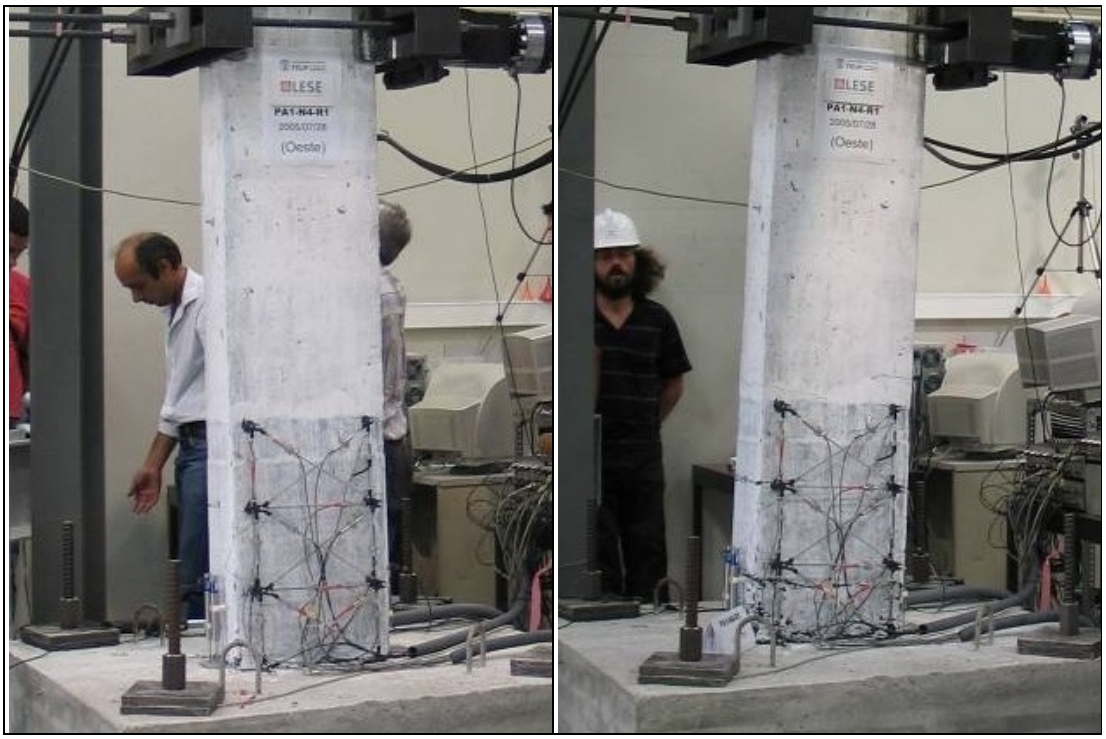
e) Para Δ = 70 mm (*drift* = 4.3%)
   Rotura da manta no canto sudoeste;
   Rotura de um varão da armadura longitudinal no lado Norte;
   Progressão do destacamento da fibra com o betão de recobrimento agarrado;

f) Para Δ = 80 mm (*drift* = 5%)
   Rotura da manta no canto noroeste;
   Comprimento da rótula plástica de aproximadamente 8 cm (entre a fenda a 7 cm da base e a fenda coincidente com o 1º estribo a 15 cm da base) (Figura 4.38).

O comportamento deste pilar foi muito condicionado pela cedência precoce de um varão da armadura longitudinal, tendo sido possível continuar, ainda assim, com o ensaio e obter a resposta, naturalmente com características diferentes nos dois sentidos de actuação da carga

4.6.4.2 Pilar PA1-N4-R1

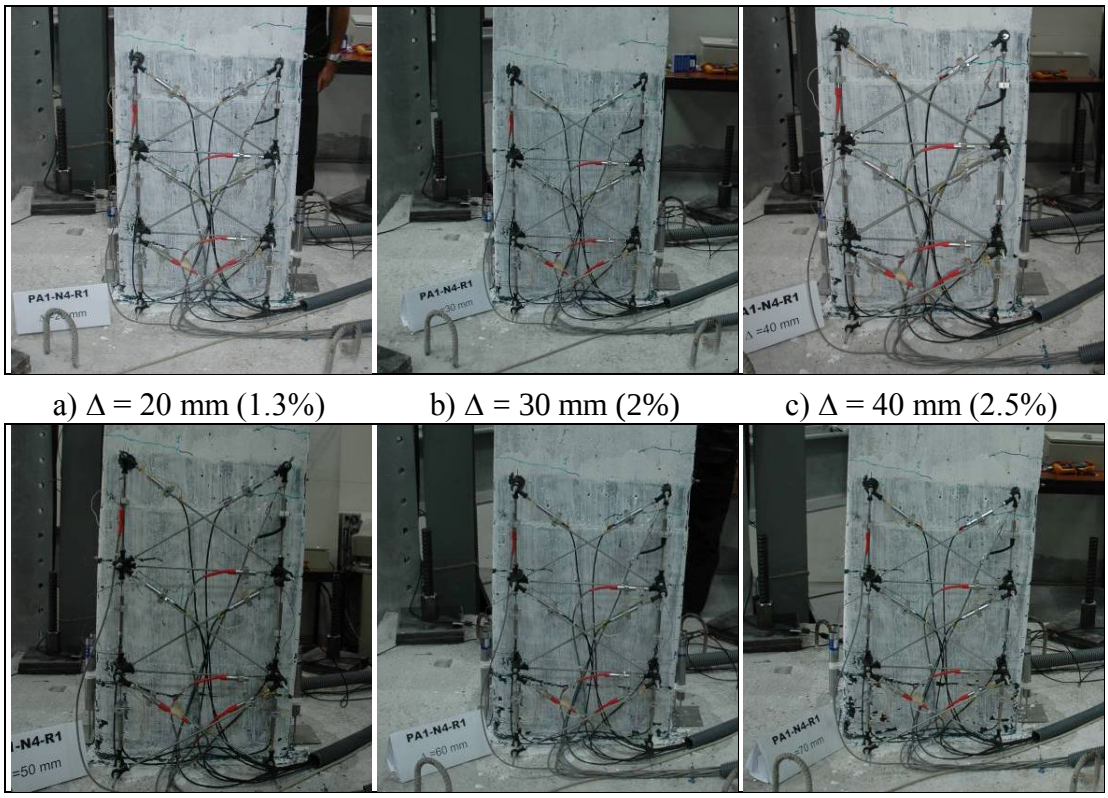
O pilar PA1-N4-R1 foi reforçado com mantas de CFRP sobre o original construído, sem ter sido submetido a qualquer acção prévia, ensaiado na direcção da maior inércia, como se mostra na Figura 4.39 onde se apresentam duas imagens: (a) uma do início do ensaio; e (b) outra da fase final, onde se pode observar a configuração da deformada e respectivos danos gerais.



a) Início do ensaio b) Fim do ensaio – *drift* = 5%

Figura 4.39 – Vista geral do pilar PA1-N4-R1

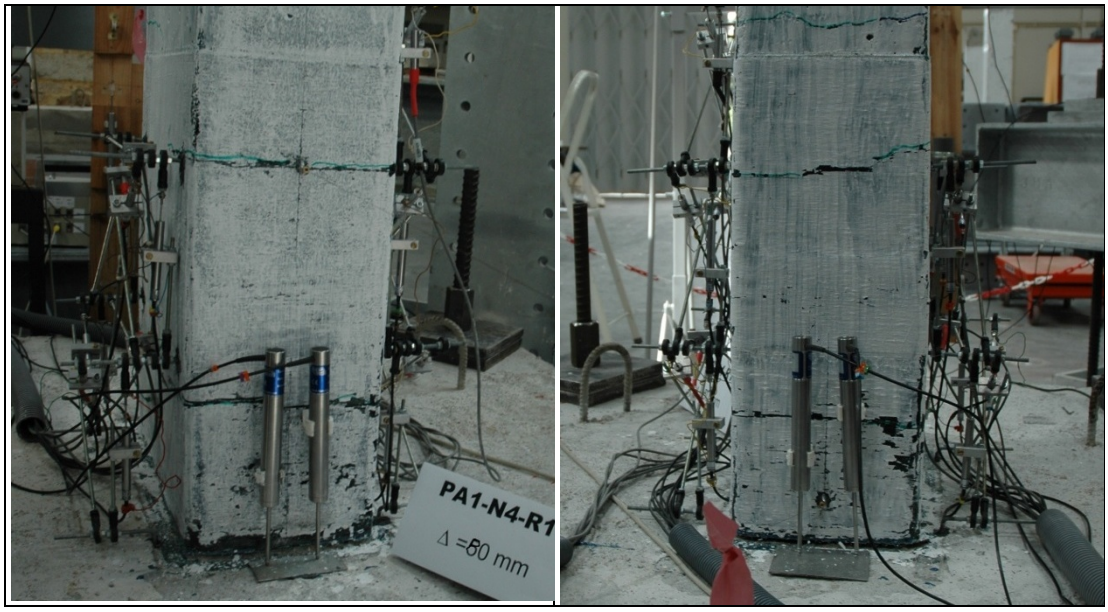
Na Figura 4.40 pode verificar-se a evolução dos danos na zona da rótula plástica, através da observação das imagens que se consideraram mais representativas de todo o ensaio, obtidas para diferentes valores do deslocamento horizontal.



a) Δ = 20 mm (1.3%) b) Δ = 30 mm (2%) c) Δ = 40 mm (2.5%)

d) Δ = 50 mm (3%) e) Δ = 60 mm (3.7%) f) Δ = 70 mm (4.3%)

Figura 4.40 – Evolução dos danos do pilar PA1-N4-R1



a) Face Norte b) Face Sul

Figura 4.41 – Zona da rótula plástica do pilar PA1-N4-R1

Desta sequência deve destacar-se:

a) Até Δ = 20 mm (*drift* = 1.3%)
   Aparecimento das primeiras fendas, na base, nas fibras e ligeiramente acima do reforço, coincidentes com as cotas dos estribos;
   Tendência para a concentração da abertura na fenda da base;

b) Para Δ = 30 mm (*drift* = 2%)
   Continuação do processo anteriormente descrito;
   Acentuação da tendência para a concentração da abertura na fenda da base e na fenda junto do 1º estribo;

c) Para Δ = 40 mm (*drift* = 2.5%)
   Continuação do processo anteriormente descrito;
   Ligeira generalização de micro fissuração entre a base e o 1º estribo;

d) Para Δ = 50 mm (*drift* = 3%), Δ = 60 mm (*drift* = 3.7%) e Δ = 70 mm (*drift* = 4.3%)
   Continuação do processo anteriormente descrito;

e) Para Δ = 80 mm (*drift* = 5%)
   Rotura de 2 varões no 3º ciclo desta amplitude, um do lado Norte e outro do lado sul;
   Manteve-se a concentração das deformações na fenda da base e, com menor dimensão, na fenda à cota do 1º estribo;
   As fibras resistiram até ao limite do deslocamento permitido pelo equipamento;
   Comprimento da rótula plástica de aproximadamente 15 cm (entre a base e o 1º estribo) (Figura 4.41).

Este ensaio teve um desenvolvimento típico, como era de esperar, por se tratar de um pilar original reforçado, sem percalços provocados pelos danos anteriores não detectados e corrigidos ou até pelo próprio processo de reparação que por vezes não consegue repor completamente as condições originais.

O reforço aplicado cumpriu perfeitamente a função de confinamento do pilar na zona da rótula plástica: aumentando a capacidade resistente da secção; não permitindo a desagregação do betão e fazendo com que o limite da resistência coincidisse com o limite da resistência das armaduras.

4.6.4.3 Resultados experimentais

Os gráficos força-deslocamento dos ensaios deste grupo de pilares que se apresentam na Figura 4.42, juntamente com os valores do Quadro 4.15 mostram as diferenças de comportamento entre o pilar original reforçado e o pilar reparado e reforçado depois de previamente danificado. Também ficam evidentes as diferenças em relação aos sentidos dos deslocamentos impostos que se verificam no modelo PA1-N1, só justificável pela cedência das armaduras de reparação em relação às originais, que se verificou para níveis de deslocamento ainda muito baixos (cerca de 30 mm).

De qualquer forma deve ser notado que, mesmo assim, à excepção dos níveis de carga atingidos, o resto do trajecto do gráfico na parte positiva pode considerar-se bastante normal, inclusivamente no que diz respeito ao efeito de aperto da curva (efeito de *pinching*). Por se tratar de um pilar reparado, parece que em determinada altura, como já foi referido, se verificou uma cedência provocada pelo deslizamento dos varões de reparação em relação aos originais, recuperando posteriormente a amarração e seguindo o trajecto normal.

Nestas circunstâncias, para avaliar os resultados deste grupo de pilares, a atenção vai centrar-se nos valores do lado negativo do gráfico. Como era de esperar, o comportamento do pilar reforçado sem danos prévios (PA1-N4) é melhor do que o pilar reforçado depois de danificado. Na primeira fase, enquanto maiores incursões de deslocamentos implicaram maiores forças aplicadas, o desenvolvimento do gráfico é muito idêntico. A partir daí, nota-se que o pilar sem dano prévio consegue um muito ligeiro ganho de resistência que se mantém até ao fim do ensaio.

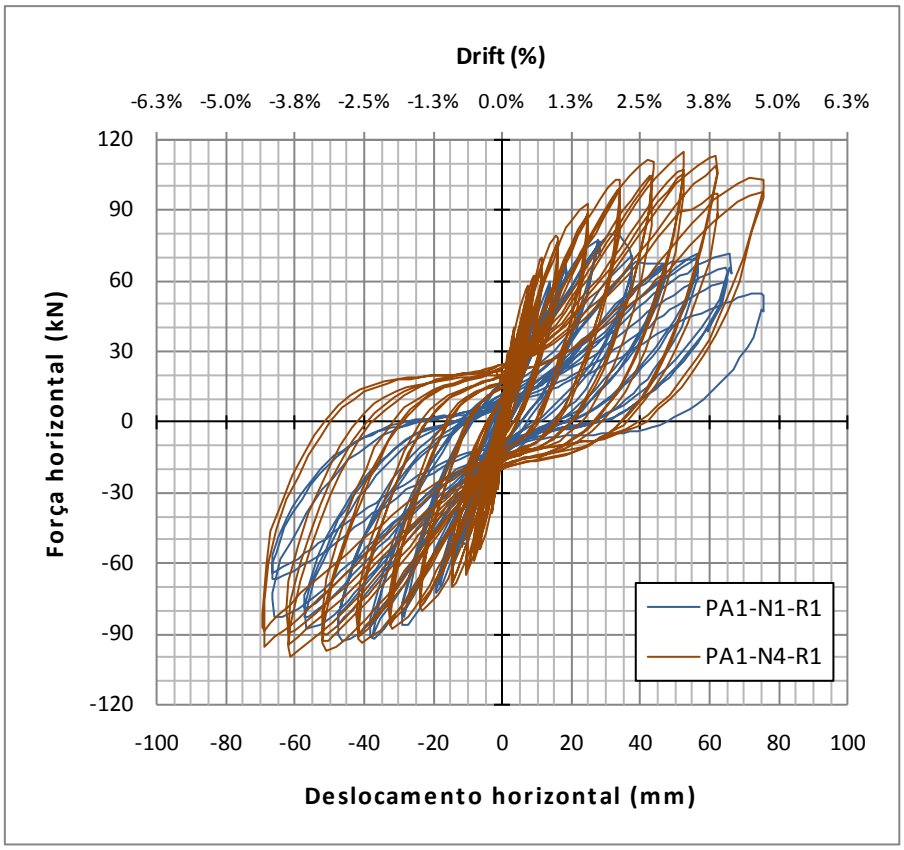


Figura 4.42 – Resultados experimentais dos pilares PA1 reforçados com CFRP com carga axial variável

A ductilidade do pilar original reforçado (PA1-N4-R1), não se distinguiu grandemente da do congénere reforçado depois de danificado (PA1-N1-R1,). Inclusivamente, através da análise do gráfico da Figura 4.42, parece que a força aplicada ao modelo N4 ainda poderia aguentar-se caso o ensaio progredisse fazendo com que a ductilidade que se apresenta no Quadro 4.15 não seja real. Chama-se a atenção que, tal como anteriormente se referiu, o ensaio não terminou por limitações do *setup* mas porque romperam dois varões de armadura longitudinal.

Quadro 4.15 – Resumo dos valores de referência dos pilares PA1 reforçados com CFRP com carga axial variável

				PA1-N1-R1		PA1-N4-R1	
Convencional	Cedência *(Yielding)*	F_y (kN)	+	68.6	69.0	68.9	67.0
			-	69.4		65.2	
		Δ_y (mm)	+	18.6	19.0	15.6	18.2
			-	19.3		20.8	
	Resistência última	F_u (kN)	+	64.2	69.3	90.8	85.3
			-	74.3		79.8	
		Δ_u (mm)	+	65.5	66.1	75.5	72.4
			-	66.7		69.2	
Real	Resistência máxima	F_{max} (kN)	+	80.3	86.6	113.5	106.7
			-	92.9		99.8	
		Δ_{max} (mm)	+	30.8	39.3	62.0	61.8
			-	47.8		61.6	
	Resistência última	$F_{u,real}$ (kN)	+	55.0	57.4	3.2	2.8
			-	59.8		2.4	
		$\Delta_{u,real}$ (mm)	+	75.0	70.6	75.5	72.4
			-	66.3		69.2	
Ductilidade		μ		3.5	3.5	4.0	4.0
				3.5		3.0	

4.6.5 Pilares PA1 reforçados com CFRP com carga axial constante

Nesta secção apresentam-se as descrições e resultados genéricos dos ensaios realizados aos pilares:

PA1-N4-R2 – reforçado com o encamisamento com mantas de CFRP igual ao dimensionamento realizado, acrescentado de laminados longitudinais ancorados na base;

PA1-N6-R1 – reforçado só com mantas de CFRP tal como dimensionadas; e

PA1-N5-R1 – também reforçado com CFRP mas com o dobro das folhas dimensionadas.

Estes pilares têm como características semelhantes serem:

reparados e reforçados com mantas de CFRP depois de ensaios anteriores

iguais dimensões (0,20 x 0,40);

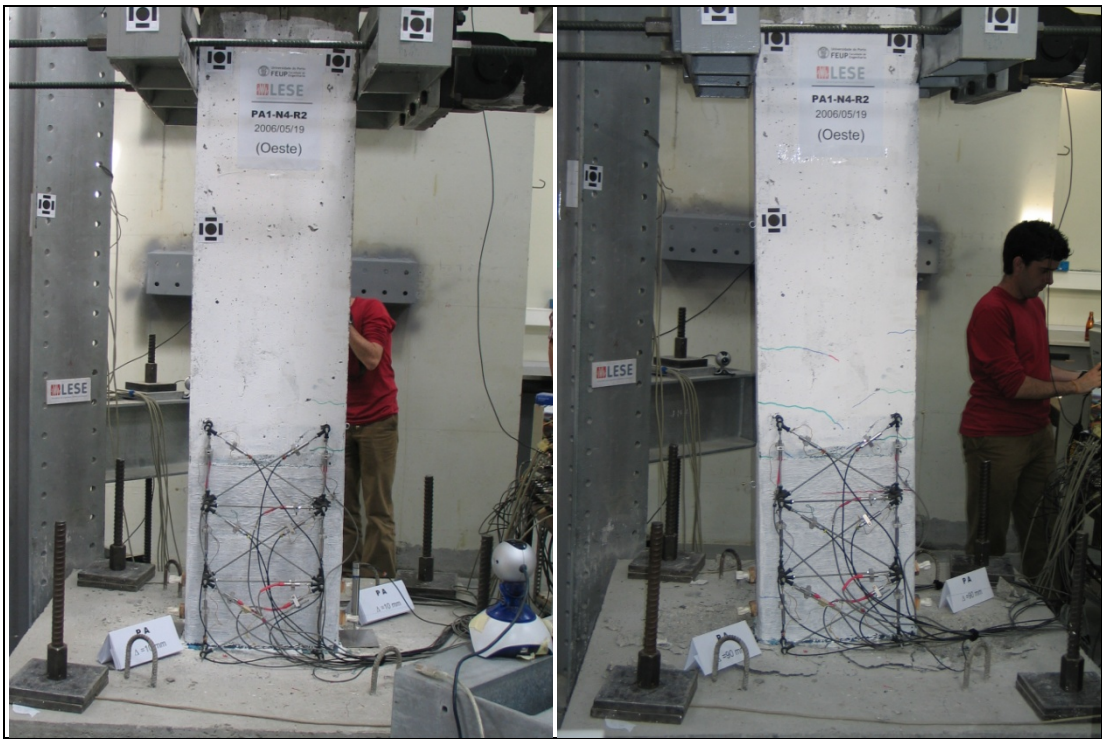
ensaiados na direcção da maior inércia;

igual quantidade de armadura (2ϕ12 em cada face + 2ϕ12 a meio);

carga axial de 170 kN, aproximadamente constante ao longo do tempo.

4.6.5.1 Pilar PA1-N4-R2

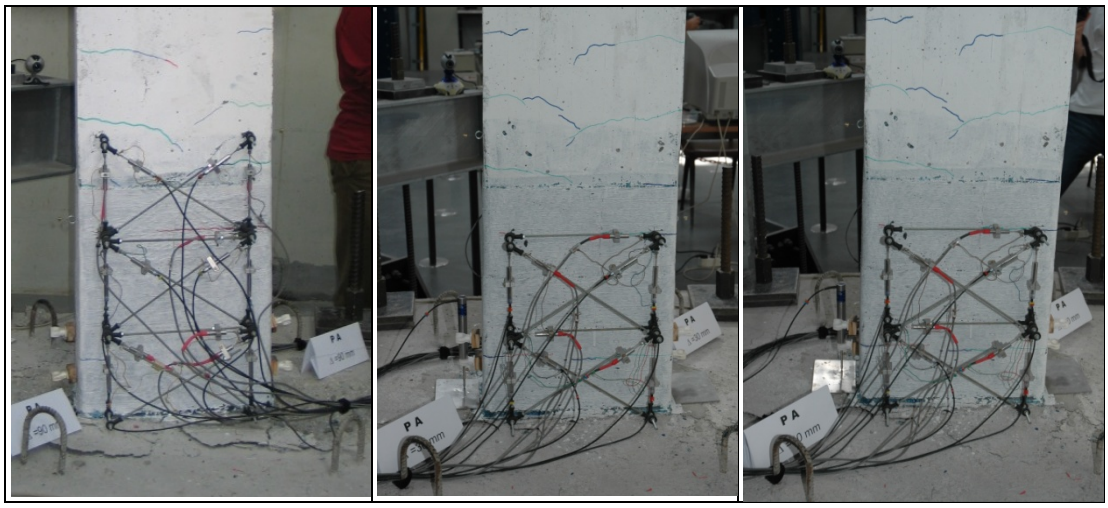
O pilar PA1-N4-R2 foi reparado e reforçado com mantas de CFRP e laminados ancorados na base, ensaiado na direcção da maior inércia, como se mostra na Figura 4.43 onde se apresentam duas imagens: (a) uma do início do ensaio; e (b) outra da fase final, onde se pode observar a configuração da deformada e respectivos danos gerais.



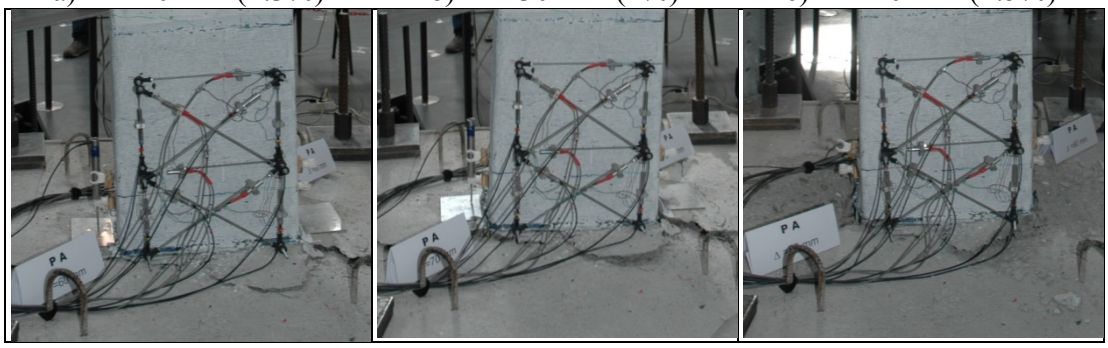
a) Início do ensaio b) Fim do ensaio – *drift* = 5,6%

Figura 4.43 – Vista geral do pilar PA1-N4-R2

Na Figura 4.44 pode verificar-se a evolução dos danos na zona da rótula plástica, através da observação das imagens que se consideraram mais representativas de todo o ensaio, obtidas para diferentes valores do deslocamento horizontal.

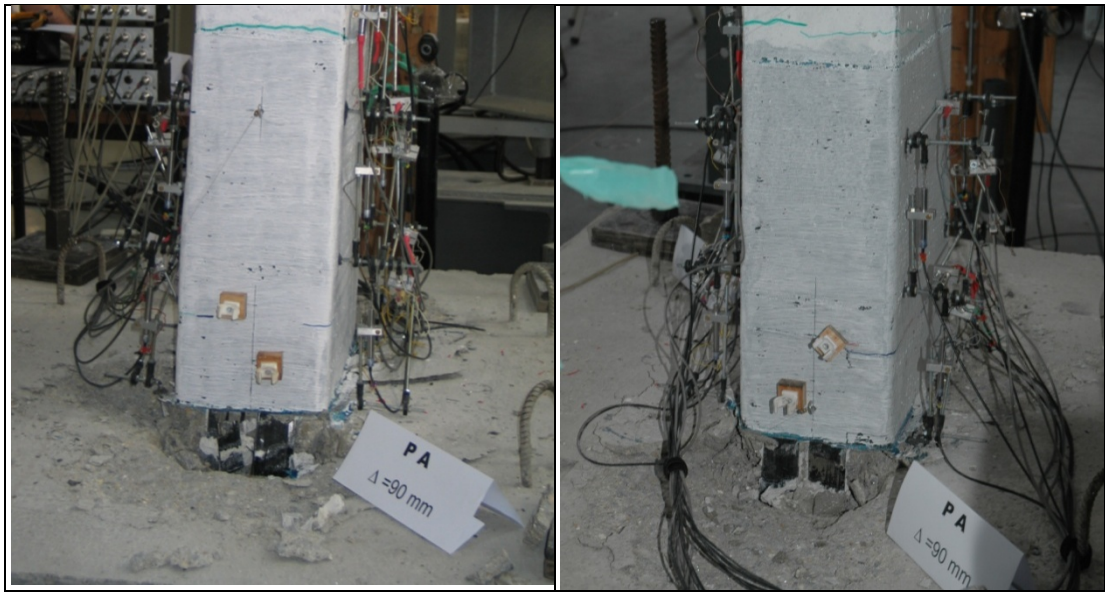


a) Δ = 20 mm (1.3%) b) Δ = 30 mm (2%) c) Δ = 40 mm (2.5%)



d) Δ = 60 mm (3.7%) e) Δ = 70 mm (4.3%) f) Δ = 80 mm (5%)

Figura 4.44 – Evolução dos danos do pilar PA1-N4-R2



a) Face Norte b) Face Sul

Figura 4.45 – Zona da rótula plástica do pilar PA1-N4-R2

Desta sequência deve destacar-se:

a) Até $\Delta = 20$ mm (*drift* = 1.3%)
   Aparecimento das primeiras fendas, acima do reforço, nas cotas aproximadas dos estribos;
   Concentração da deformação abaixo da secção da base, já no bloco de fundação;

b) Para $\Delta = 30$ mm (*drift* = 2%)
   Concentração da deformação abaixo da secção da base, com levantamento do betão de recobrimento do bloco de fundação arrastado pelos laminados;

c) Para $\Delta = 40$ mm (*drift* = 2.5%); $\Delta = 50$ mm (*drift* = 3%), e $\Delta = 60$ mm (*drift* = 3.7%)
   Continuação do processo anteriormente descrito;

d) Para $\Delta = 70$ mm (*drift* = 4.3%)
   Continuação do processo anteriormente descrito;
   Rotura do betão de recobrimento junto dos laminados o que limitou as deformações à sua zona da ancoragem;

e) Para $\Delta = 80$ mm (*drift* = 5%)
   Continuação do processo anteriormente descrito;
   Comprimento da rótula plástica talvez de aproximadamente 7 cm (altura do recobrimento do bloco de fundação) (Figura 4.45).

Enquanto os laminados estiveram ancorados no bloco de base (até aos 30 mm) o reforço do pilar provocou a dispersão das fendas para a sua periferia. Quando aconteceu a cedência da ancoragem, visível pelo levantamento do betão de recobrimento do bloco da base, as deformações passaram a concentrar-se nessa zona que, por já estar bastante degradada, ficou a funcionar como rótula plástica.

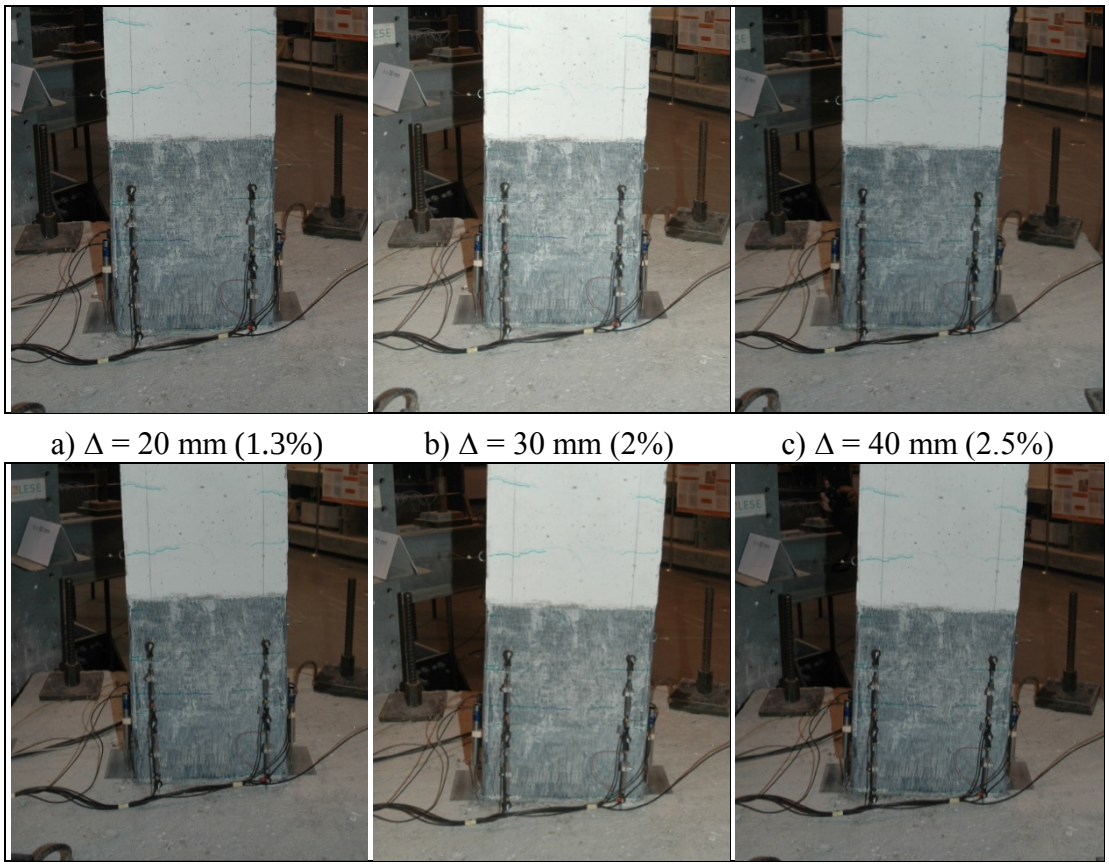
4.6.5.2 Pilar PA1-N6-R1

O pilar PA1-N6-R1 foi reparado e reforçado com mantas de CFRP, ensaiado na direcção da maior inércia, como se mostra na Figura 4.46 onde se apresentam duas imagens: (a) uma do início do ensaio; e (b) outra da fase final, onde se pode observar a configuração da deformada e respectivos danos gerais.

a) Início do ensaio b) Fim do ensaio – *drift* = 5,6%

Figura 4.46 – Vista geral do pilar PA1-N6-R1

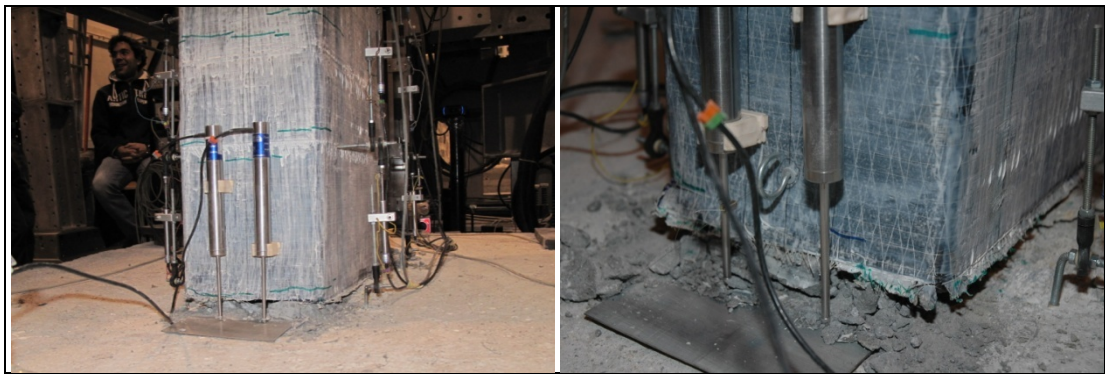
Na Figura 4.47 pode verificar-se a evolução dos danos na zona da rótula plástica, através da observação das imagens que se consideraram mais representativas de todo o ensaio, obtidas para diferentes valores do deslocamento horizontal.



a) Δ = 20 mm (1.3%) b) Δ = 30 mm (2%) c) Δ = 40 mm (2.5%)

d) Δ = 60 mm (3.7%) e) Δ = 70 mm (4.3%) f) Δ = 80 mm (5%)

Figura 4.47 – Evolução dos danos do pilar PA1-N6-R1



a) Face Norte b) Face Sul

Figura 4.48 – Zona da rótula plástica do pilar PA1-N6-R1

Desta sequência deve destacar-se:

a) Até $\Delta = 20$ mm (*drift* = 1.3%)
   Aparecimento das primeiras fendas, acima do reforço, aproximadamente à cota do estribo;
   Concentração da deformação na secção da base;

b) Para $\Delta = 30$ mm (*drift* = 2%)
   Concentração da deformação na secção da base;

c) Para $\Delta = 40$ mm (*drift* = 2.5%); $\Delta = 50$ mm (*drift* = 3%), $\Delta = 60$ mm (*drift* = 3.7%); e $\Delta = 70$ mm (*drift* = 4.3%)
   Continuação do processo anteriormente descrito;

d) Para $\Delta = 80$ mm (*drift* = 5%)
   Continuação do processo anteriormente descrito;
   Comprimento da rótula plástica, avaliado depois de retiradas as fibras e retirado o betão degradado, deve ser de aproximadamente 10 cm (distância entre a base e o primeiro estribo) (Figura 4.48).

Em traços gerais, a história deste ensaio resume-se à formação de uma fenda na base que foi progredindo e resistindo até ser atingido o limite de deslocamento que o equipamento consegue aplicar.

Sendo muito difícil de determinar completamente a zona de plastificação das armaduras, a observação da fenda da base parece indiciar que ocorreu na espessura do recobrimento do bloco da base.

4.6.5.3 Pilar PA1-N5-R1

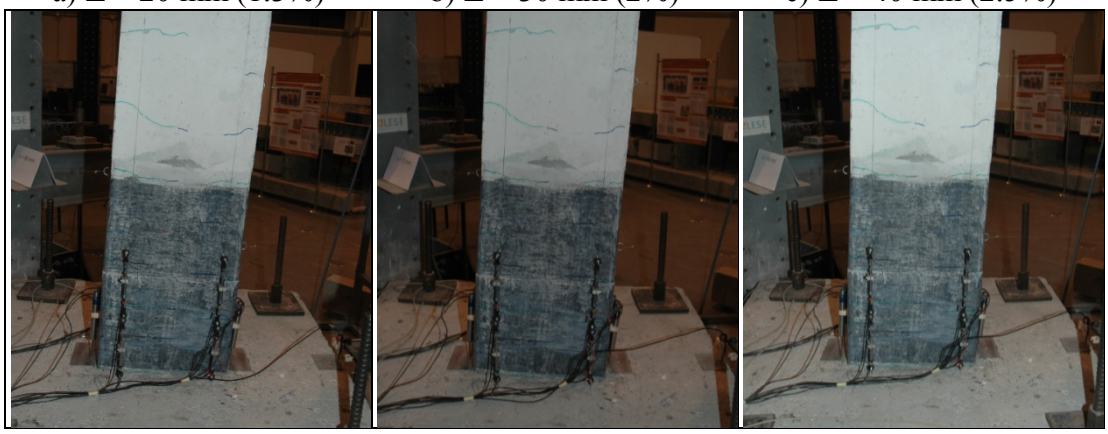
O pilar PA1-N5-R1 foi reparado e reforçado com mantas de CFRP com o dobro das folhas dimensionadas, ensaiado na direcção da maior inércia, como se mostra na Figura 4.49 onde se apresentam duas imagens: (a) uma do início do ensaio; e (b) outra da fase final, onde se pode observar a configuração da deformada e respectivos danos gerais.

a) Início do ensaio b) Fim do ensaio – *drift* = 5,5%

Figura 4.49 – Vista geral do pilar PA1-N5-R1

Na Figura 4.50 pode verificar-se a evolução dos danos na zona da rótula plástica, através da observação das imagens que se consideraram mais representativas de todo o ensaio, obtidas para diferentes valores do deslocamento horizontal.

a) Δ = 20 mm (1.3%) b) Δ = 30 mm (2%) c) Δ = 40 mm (2.5%)



d) Δ = 60 mm (3.7%) e) Δ = 70 mm (4.3%) f) Δ = 80 mm (5%)

Figura 4.50 – Evolução dos danos do pilar PA1-N5-R1

a) Face Norte b) Depois de retirado o reforço

Figura 4.51 – Zona da rótula plástica do pilar PA1-N5-R1

Desta sequência deve destacar-se:

a) Até Δ = 20 mm (*drift* = 1.3%)
   Aparecimento das primeiras fendas, acima do reforço, aproximadamente à cota dos estribos;
   Aparecimento de uma ligeira fenda na transição entre as mantas de CFRP inferiores e superiores;
   Concentração da deformação na secção da base;

b) Para Δ = 30 mm (*drift* = 2%)
   Concentração da deformação na secção da base;

c) Para Δ = 40 mm (*drift* = 2.5%) e Δ = 50 mm (*drift* = 3%),
   Continuação do processo anteriormente descrito;

d) Para Δ = 60 mm (*drift* = 3.7%);
   Continuação do processo anteriormente descrito;
   Rotura de dois varões da armadura longitudinal, primeiro no primeiro ciclo para Sul e depois no ciclo seguinte para Norte;

e) Para Δ = 70 mm (*drift* = 4.3%)
   Continuação do processo anteriormente descrito;

f) Para Δ = 80 mm (*drift* = 5%)
   Continuação do processo anteriormente descrito;
   Rotura de outro varão da face Sul;
   Comprimento da rótula plástica, avaliado depois de retiradas as fibras e retirado o betão degradado, deve ser de aproximadamente 10 cm (distância entre a base e o primeiro estribo) (Figura 4.51 b).

Se exceptuarmos o rompimento dos varões da armadura longitudinal, que ocorreu por volta dos 60 mm, a história deste ensaio é muito idêntica à do PA1-N6-E1. Apesar da rotura dos varões, o ensaio pode seguir até ao limite do equipamento com as fibras sem qualquer sinal de terem atingido o limite da sua capacidade.

4.6.5.4 Resultados experimentais

No gráfico da Figura 4.52 podem ser confrontados os resultados dos três ensaios realizados em pilares reforçados com fibras de carbono e com carga vertical constante. No Quadro 4.16 complementa-se essa informação com valores numéricos de referência.

Como referência, relembra-se que a resistência dos pilares originais ensaiados em idênticas condições foi de aproximadamente 60 kN.

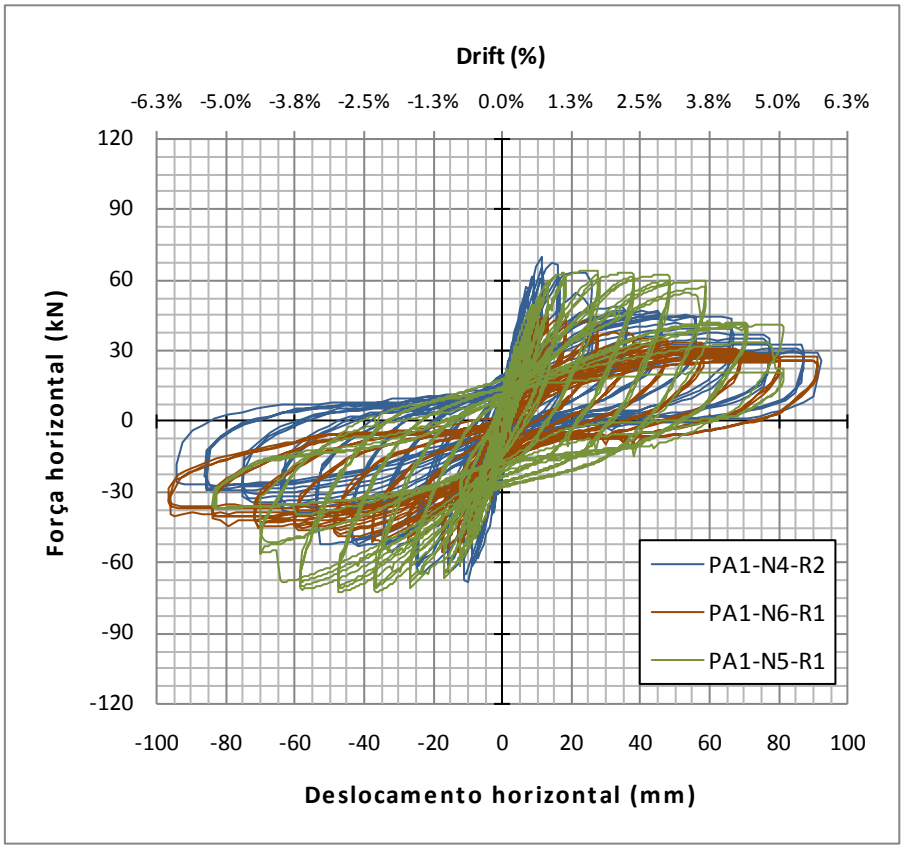


Figura 4.52 – Resultados experimentais dos pilares PA1 reforçados com CFRP com carga axial constante

Verifica-se que: o pilar reforçado com mantas de fibras de carbono e laminados (N4), enquanto os laminados funcionaram ancorados na base, atingiu um nível até ligeiramente superior ao original; por manifesta deficiência na reparação das armaduras danificadas que não conseguiu repor as condições iniciais, o pilar reforçado só com mantas de carbono (N6) apenas atingiu cerca de 50 kN de resistência mas adquiriu uma apreciável ductilidade; já o pilar também reforçado só com mantas de CFRP mas em dobro das do anterior (N5) atingiu o valor de

referência e até o ultrapassou no lado negativo do gráfico, tendo sido, no entanto, a sua capacidade reduzida devido a uma rotura precoce de varões longitudinais.

Repare-se que no final, todos os ensaios tendem para valores de resistência idênticos: o N6 sem grande perda de resistência; o N4 depois de perder a ancoragem dos laminados; e o N5 depois de se terem cedido dois varões da armadura longitudinal.

As diferenças de resistência que se verificam no início do ensaio dos dois pilares reforçados com CFRP sem laminados (N6 normal e N5 com o dobro das fibras) não podem ser justificadas pelo ganho que a colocação do dobro da quantidade de fibras produz nas características do betão. Aliás, observando o comportamento exterior de ambos os reforços durante o ensaio, se existir esse ganho, com certeza que será insignificante. Nestas circunstâncias admite-se que a reparação das armaduras (localização dos varões de empalme) tenha influenciado o posicionamento das armaduras em PA1-N6 reduzindo a altura útil da secção e, consequentemente, a capacidade resistente do pilar.

As diferenças de valores que se verificam nos resultados apresentados no Quadro 4.16 estão em correspondência com as diferenças de comportamento dos respectivos pilares provocadas pela cedência prematura das armaduras de reparação em relação às originais.

Quadro 4.16 – Resumo dos valores de referência dos pilares PA1 reforçados com CFRP com carga axial constante

				PA1-N4-R2		PA1-N6-R1		PA1-N5-R1	
Convencional	Cedência *(Yielding)*	F_y (kN)	+	69.8	68.8	32.6	29.4	56.8	57.3
			-	67.8		26.2		57.8	
		Δ_y (mm)	+	5.2	4.9	4.3	4.1	7.3	7.0
			-	4.5		3.9		6.6	
	Resistência última	F_u (kN)	+	55.8	55.0	38.7	38.5	74.0	74.0
			-	54.3		38.4		74.1	
		Δ_u (mm)	+	25.7	39.0	67.0	69.4	58.9	58.7
			-	52.3		71.8		58.5	
Real	Resistência máxima	F_{max} (kN)	+	69.8	68.8	48.4	48.2	64.1	67.7
			-	67.8		48.0		71.3	
		Δ_{max} (mm)	+	11.3	10.8	11.7	11.5	24.9	29.7
			-	10.2		11.3		34.5	
	Resistência última	$F_{u,real}$ (kN)	+	29.4	60.2	32.2	32.4	26.4	31.5
			-	91.1		32.6		36.7	
		$\Delta_{u,real}$ (mm)	+	22.5	58.4	91.0	93.7	78.8	80.4
			-	94.4		96.3		81.9	
Ductilidade		μ		4.9	8.0	15.6	16.9	8.1	8.4
				11.6		18.4		8.9	

4.6.6 Pilares PA1 reforçados com cintas de aço com carga axial variável

Nesta secção apresentam-se as descrições e resultados genéricos dos ensaios realizados aos pilares:

PA1-N2-R1 – reforçado com cintas de aço de acordo com o dimensionamento anteriormente realizado;

PA1-N3-R1 – reforçado com a mesma quantidade de cintas de aço mas com essas cintas ligadas entre si através de cantoneiras localizadas nos cantos da secção (outra particularidade foi o facto da reparação das armaduras ter conduzido à duplicação da sua área activa); e

PA1-N3-R2 – reforçado com a mesma quantidade de cintas de aço ligadas por cantoneiras ancoradas na base.

Estes pilares têm como características semelhantes serem:

reparados e reforçados com cintas de aço depois de danificado;

iguais dimensões (0,20 x 0,40);

ensaiados na direcção da maior inércia;

igual quantidade de armadura (2ϕ12 em cada face + 2ϕ12 a meio);

carga axial inicial de 170 kN e variável ao longo do tempo.

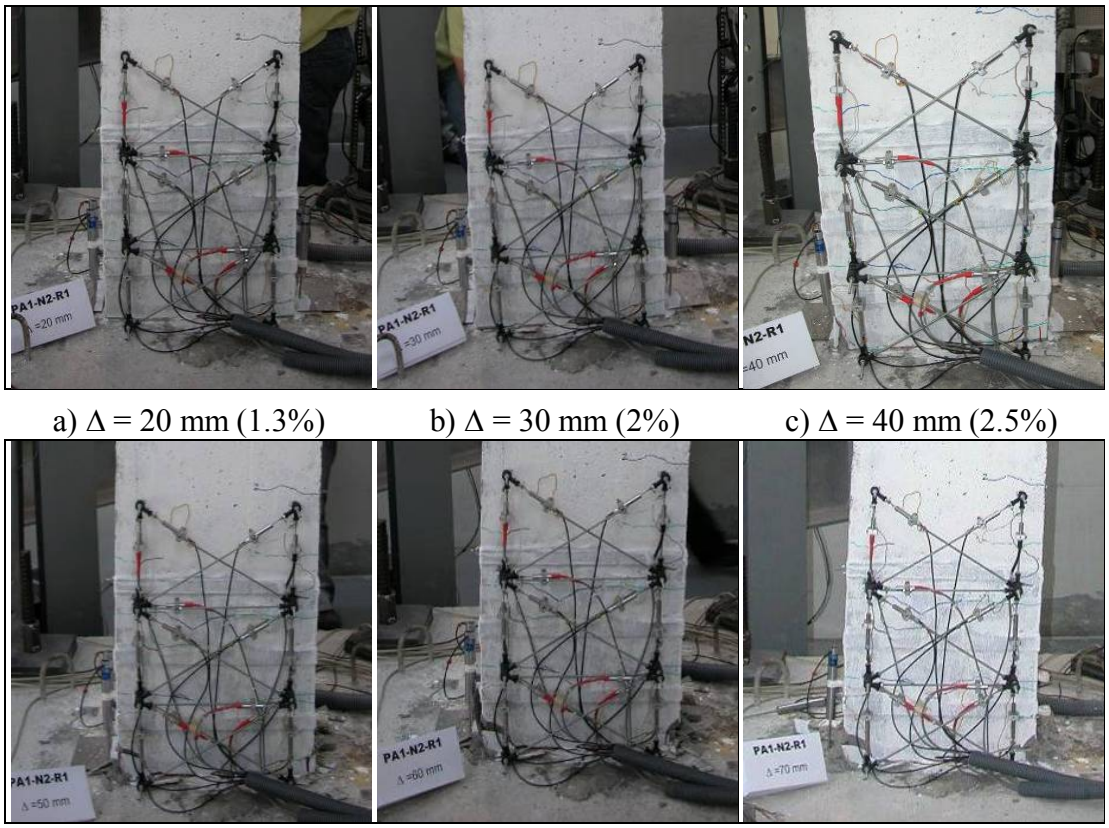
4.6.6.1 Pilar PA1-N2-R1

O pilar PA1-N2-R1 foi reparado e reforçado com cintas de aço, ensaiado na direcção da maior inércia, como se mostra na Figura 4.53 onde se apresentam duas imagens: (a) uma do início do ensaio; e (b) outra da fase final, onde se pode observar a configuração da deformada e respectivos danos gerais.

a) Início do ensaio b) Fim do ensaio – *drift* = 5,6%

Figura 4.53 – Vista geral do pilar PA1-N2-R1

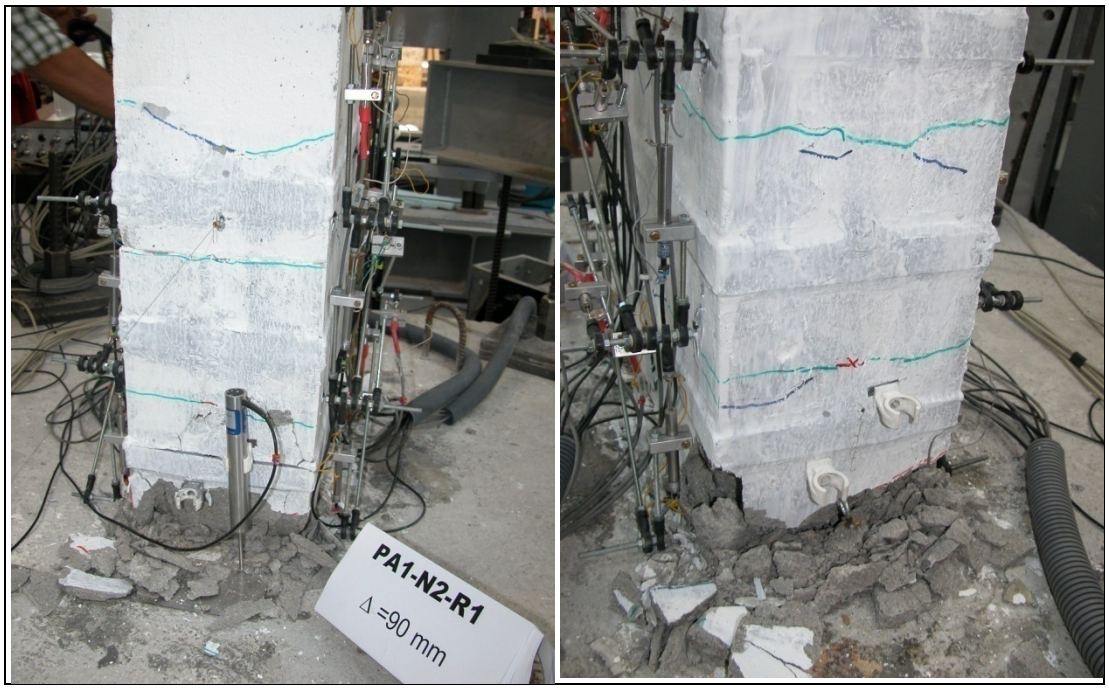
Na Figura 4.54 pode verificar-se a evolução dos danos na zona da rótula plástica, através da observação das imagens que se consideraram mais representativas de todo o ensaio, obtidas para diferentes valores do deslocamento horizontal.



a) Δ = 20 mm (1.3%) b) Δ = 30 mm (2%) c) Δ = 40 mm (2.5%)

d) Δ = 60 mm (3.7%) e) Δ = 70 mm (4.3%) f) Δ = 80 mm (5%)

Figura 4.54 – Evolução dos danos do pilar PA1-N2-R1



a) Face Norte b) Face Sul

Figura 4.55 – Zona da rótula plástica do pilar PA1-N2-R1

Desta sequência deve destacar-se:

a) Até Δ = 20 mm (*drift* = 1.3%)
   Aparecimento das primeiras fendas, uma entre cada uma das cintas de reforço, mais ou menos coincidentes com os estribos, outra acima dos reforços, também coincidente com a zona do estribo e ainda, a mais significativa, na secção da base;

b) Para Δ = 30 mm (*drift* = 2%), Δ = 40 mm (*drift* = 2.5%)
   Continuação do processo anteriormente descrito;
   Concentração da deformação na fenda da base;

c) Para Δ = 50 mm (*drift* = 3%)
   Continuação do processo anteriormente descrito;
   Inicio da degradação do betão junto da secção da base;

d) Para Δ = 60 mm (*drift* = 3.7%)
   Continuação do processo anteriormente descrito;
   Destacamento do betão de recobrimento (*spalling*) entre a secção da base e a primeira cinta;
   Encurvadura das armaduras longitudinais (*buckling*) entre a secção da base e a primeira cinta;

e) Para Δ = 70 mm (*drift* = 4.3%) e Para Δ = 80 mm (*drift* = 5%)
   Continuação do processo anteriormente descrito;

f) Para Δ = 90 mm (*drift* = 5.5%)
   Continuação do processo anteriormente descrito;
   Rotura do 1º varão não aconteceu dentro dos limites dos deslocamentos permitidos pelo equipamento;
   Comprimento da rótula plástica 12 cm (entre a base e a primeira cinta) (Figura 4.55).

Como apreciação geral verifica-se que o reforço confina as secções mais solicitadas, prolongando o funcionamento monolítico sem degradação e a concentração das deformações na secção da base. Particularmente, este tipo de reforço, por estar aplicado entre os estribos, tem uma acção muito importante em evitar que as armaduras encurvem (*buckling*) o que, por permanecerem alinhadas, também se repercute no não destacamento do betão.

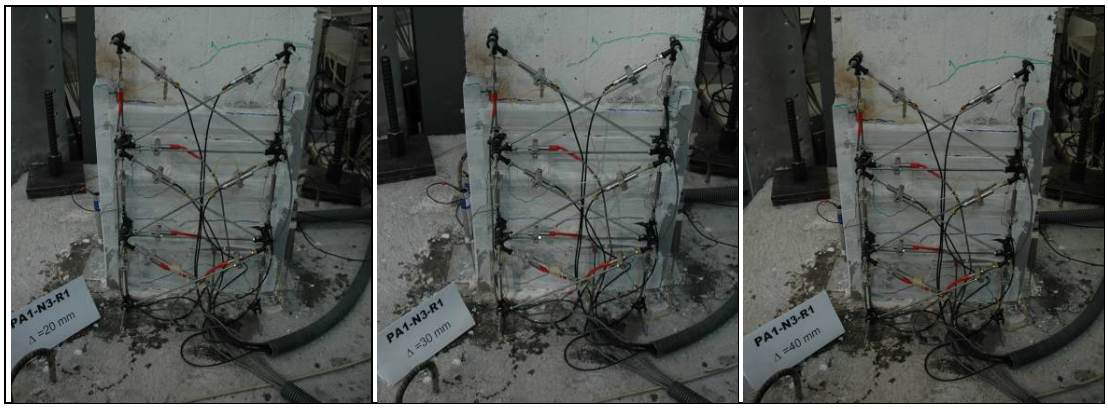
4.6.6.2 Pilar PA1-N3-R1

O pilar PA1-N3-R1 foi reparado e reforçado com cintas de aço ligadas entre si com cantoneiras nos cantos, ensaiado na direcção da maior inércia, como se mostra na Figura 4.56 onde se apresentam duas imagens: (a) uma do início do ensaio; e (b) outra da fase final, onde se pode observar a configuração da deformada e respectivos danos gerais.

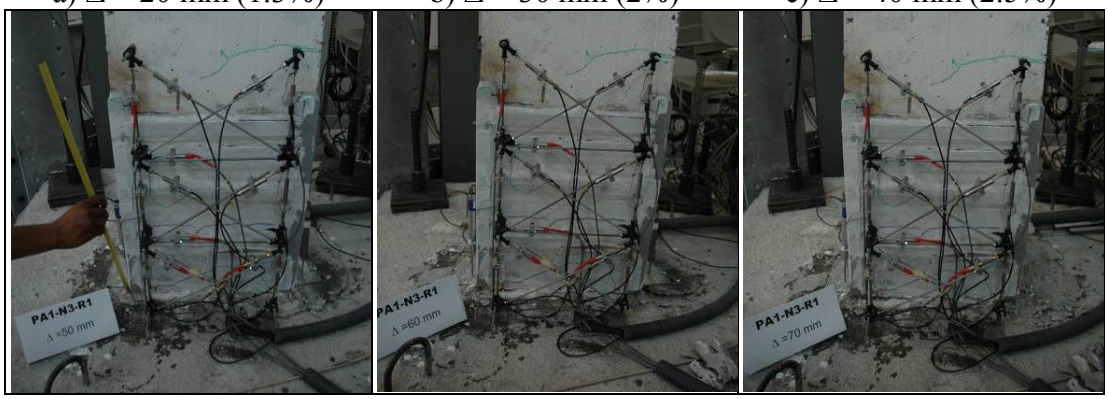
a) Início do ensaio b) Fim do ensaio – *drift* = 5,6%

Figura 4.56 – Vista geral do pilar PA1-N3-R1

Na Figura 4.57 pode verificar-se a evolução dos danos na zona da rótula plástica, através da observação das imagens que se consideraram mais representativas de todo o ensaio, obtidas para diferentes valores do deslocamento horizontal.

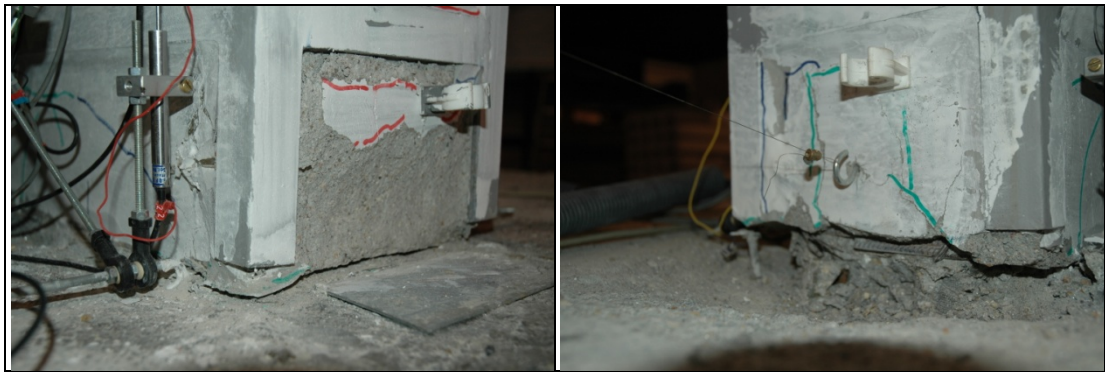


a) Δ = 20 mm (1.3%) b) Δ = 30 mm (2%) c) Δ = 40 mm (2.5%)



d) Δ = 60 mm (3.7%) e) Δ = 70 mm (4.3%) f) Δ = 80 mm (5%)

Figura 4.57 – Evolução dos danos do pilar PA1-N3-R1



a) Face Norte b) Face Sul

Figura 4.58 – Zona da rótula plástica do pilar PA1-N3-R1

Desta sequência deve destacar-se:

a) Até Δ = 20 mm (*drift* = 1.3%)
   Início da fenda da base;
   Aparecimento das primeiras fendas, muito ligeiras, uma entre a 2ª e a 3ª fenda e outra logo acima da última cinta;
   (Nota – nas imagens da Figura 4.58, os restos de betão que se podem observar só muito ligeiramente afastados do pilar, estão aí desde início do ensaio e têm origem na preparação do pilar e não na degradação provocada pelo ensaio)

b) Para Δ = 30 mm (*drift* = 2%)
   Concentração da deformação na fenda da base;
   Levantamento do betão de recobrimento do bloco de fundação;

c) Para Δ = 40 mm (*drift* = 2.5%) e Δ = 50 mm (*drift* = 3%)
   Continuação do processo anteriormente descrito;
   Concentração da deformação na fenda da base;

d) Para Δ = 60 mm (*drift* = 3.7%)
   Continuação do processo anteriormente descrito;
   Rotura do recobrimento do bloco da base pelo alinhamento das faces do pilar;
   Destacamento do betão de recobrimento (*spalling*), no lado Norte, entre a secção da base e a primeira cinta;

e) Para Δ = 70 mm (*drift* = 4.3%)
   Destacamento do betão de recobrimento (*spalling*), no lado Sul, entre a secção da base e a primeira cinta;
   Encurvadura das armaduras longitudinais (*buckling*), se existiu, não foi possível visualizar:

f) Para Δ = 80 mm (*drift* = 5%)
   Continuação do processo anteriormente descrito;
   Rotura do 1º varão no lado Norte;
   Comprimento da rótula plástica de aproximadamente 10 cm (recobrimento do bloco de fundação mais uns 3 cm de pilar) (Figura 4.58).

Este tipo de reforço, que considera a colocação de cantoneiras nos cantos para ligar as cintas entre si, quando comparado com o anterior, aparentemente produz o mesmo

tipo de efeito: confina o betão; provoca a concentração das deformações na secção da base; evita a encurvadura das armaduras; e retarda o destacamento do betão.

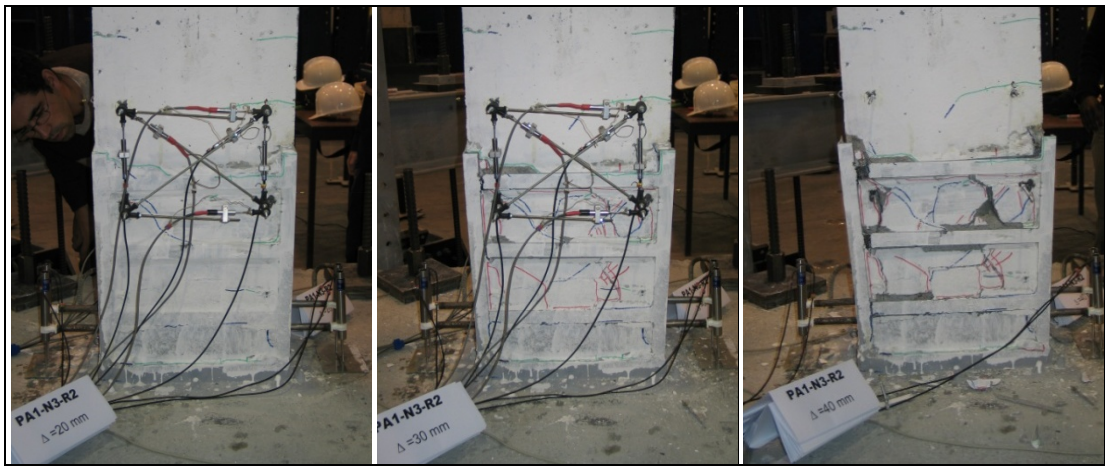
4.6.6.3 Pilar PA1-N3-R2

O pilar PA1-N3-R2 foi reparado e reforçado com cintas de aço ligadas com cantoneiras ancoradas na base, ensaiado na direcção da maior inércia, como se mostra na Figura 4.59 onde se apresentam duas imagens: (a) uma do início do ensaio; e (b) outra da fase final, onde se pode observar a configuração da deformada e respectivos danos gerais.

a) Início do ensaio b) Fim do ensaio – *drift* = 5,6%

Figura 4.59 – Vista geral do pilar PA1-N3-R2

Na Figura 4.60 pode verificar-se a evolução dos danos na zona da rótula plástica, através da observação das imagens que se consideraram mais representativas de todo o ensaio, obtidas para diferentes valores do deslocamento horizontal.



a) Δ = 20 mm (1.3%) b) Δ = 30 mm (2%) c) Δ = 40 mm (2.5%)

d) Δ = 50 mm (3%) e) Δ = 60 mm (3.7%) f) Δ = 70 mm (4.3%)

Figura 4.60 – Evolução dos danos do pilar PA1-N3-R2

a) Face Norte b) Face Sul

Figura 4.61 – Zona da rótula plástica do pilar PA1-N3-R2

Desta sequência deve destacar-se:

a) Até Δ = 20 mm (*drift* = 1.3%)
   Aparecimento das primeiras fendas, junto da cinta superior;
   Movimento do pilar mais controlado pelas deformações junto da base (yielding penetration) visíveis através do levantamento do betão de recobrimento do bloco de fundação;

b) Para Δ = 30 mm (*drift* = 2%)
   A fissuração estendeu-se da cinta superior até à 1ª cinta, principalmente entre a entre as duas cintas e cima;
   Movimento ainda muito controlado pela deformação da base;
   Rotura da cinta superior;

c) Para Δ = 40 mm (*drift* = 2.5%)
   Rápido aumento da degradação da zona entre as duas cintas superiores;
   Movimento do pilar passou ser controlado pela rótula que entretanto se definiu nessa zona;
   Rompeu a 2ª cinta a contar de cima;
   Destacamento do betão de recobrimento (*spalling*) entre a 1ª e 3ª cinta;
   Encurvadura das armaduras longitudinais (*buckling*) entre as duas cintas de cima;

d) Para Δ = 50 mm (*drift* = 3%)
   Rompeu a 3ª cinta a contar de cima;
   A rótula desceu e estabilizou entre a 1ª e 3ª cinta;

e) Para Δ = 60 mm (*drift* = 3.7%) e Δ = 70 mm (*drift* = 4.3%)
   Continuação do processo acima descrito;

f) Para Δ = 80 mm (*drift* = 5%)
   Continuação do processo acima descrito;
   Não se observou a rotura de nenhum varão;
   Comprimento da rótula plástica 15 cm (entre a 1ª e 3ª cinta) (Figura 4.61).

Esta descrição leva a concluir que, numa primeira fase – até 30 mm – o reforço conseguiu resistir e manter confinado o betão. Nesta fase, o reforço permitiu que os esforços fossem transmitidos à base concentrando ai o grosso das deformações.

De seguida – entre os 30 e 40 mm – com o rompimento das duas cintas superiores (por efeito do corte provocado pela deformação do pilar que tende a levantar as cintas no lado da tracção em relação às cantoneiras que não acompanham o movimento por estarem ancoradas na base) fragilizou essa zona que, apesar de menos solicitada, ficou menos resistente que o resto do pilar até à base. As deformações passaram a concentrar-se nessa zona.

Com o aumento da amplitude dos deslocamentos impostos – entre os 40 e 50 mm – por causa dos mesmos efeitos rompeu a cinta seguinte a contar de cima. Com essa zona ainda mais fragilizada e mais solicitada por estar mais abaixo, a zona de maiores deformações desceu e acomodou-se às novas circunstâncias.

Depois disto – dos 50 mm até ao final – apenas se verificou a evolução dos danos até à completa degradação do betão entre 1ª e última cinta.

4.6.6.4 Resultados experimentais

Observando a Figura 4.62 e o Quadro 4.17 onde constam os resultados dos ensaios dos pilares reforçados com cintas de aço, detecta-se muito facilmente que uma das linhas tem valores anormalmente altos. Trata-se do pilar reforçado com cintas de aço ligadas por cantoneiras sem ligação à base (PA1-N3-E1). Como é óbvio, não foi o reforço que provocou este incremento de resistência. A justificação terá que ser encontrada na forma como foram reposicionadas as armaduras anteriormente danificadas. De facto, para evitar recorrer à ancoragem das armaduras de empalme, verificou-se que em dois dos quatro varões da armadura longitudinal por estarem muito curtos foram soldados em vez de sobrepostos. Ora, para além da alteração das características do aço, a forma como foi feita a reposição das armaduras, fez com que a área de aço duplicasse, fazendo com que ficassem activas, ao longo das secções onde existe sobreposição, as armaduras originais e as de emenda.

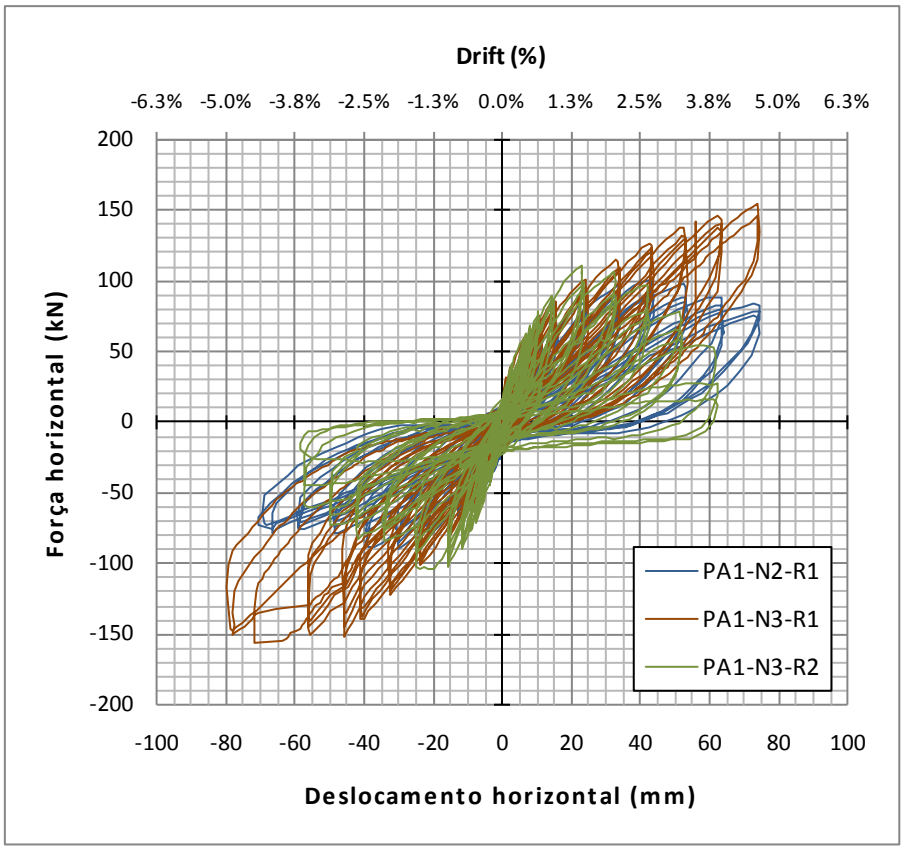


Figura 4.62 – Resultados experimentais dos pilares PA1 reforçados com Aço com carga axial variável

Em relação aos outros dois pilares, ambos reforçados com cintas de aço mas o PA1-N3-R2 também reforçado com cantoneiras ligadas à base, tiveram idênticos comportamentos no que diz respeito ao nível de resistência atingido. No entanto, no pilar com ligação à base, por causa da precoce rotura das cintas, a degradação do betão e a encurvadura das armaduras da zona da rótula plástica que apareceu bastante mais precocemente, revelou ter bastante maior degradação da resistência do que o pilar sem ligação à base.

Quadro 4.17 – Resumo dos valores de referência dos pilares PA1 reforçados com Aço com carga axial variável

				PA1-N2-R1		PA1-N3-R1		PA1-N3-R2	
Convencional	Cedência *(Yielding)*	F_y (kN)	+	64.4	64.3	110.8	113.8	67.9	69.7
			-	64.3		116.7		71.5	
		Δ_y (mm)	+	13.8	13.2	22.9	22.8	13.2	12.7
			-	12.6		22.7		12.1	
	Resistência última	F_u (kN)	+	79.4	74.3	121.3	121.4	86.8	83.5
			-	69.2		121.5		80.2	
		Δ_u (mm)	+	74.3	70.4	73.7	76.7	42.3	41.3
			-	66.6		79.6		40.3	
Real	Resistência máxima	F_{max} (kN)	+	99.3	92.9	151.6	151.7	108.5	104.4
			-	86.5		151.9		100.2	
		Δ_{max} (mm)	+	40.7	34.5	72.3	58.9	21.5	20.2
			-	28.2		45.5		18.8	
	Resistência última	$F_{u,real}$ (kN)	+	84.4	79.0	151.6	151.7	19.3	22.9
			-	73.5		151.9		26.5	
		$\Delta_{u,real}$ (mm)	+	74.3	70.4	72.3	58.9	62.4	58.8
			-	66.6		45.5		55.1	
Ductilidade		μ		5.4	5.3	3.2	3.4	3.2	3.3
				5.3		3.5		3.3	

4.6.7 Pilares PA2 originais com carga axial variável

Nesta secção apresentam-se as descrições e resultados genéricos dos ensaios realizados aos pilares:

PA2-N1-E1; e

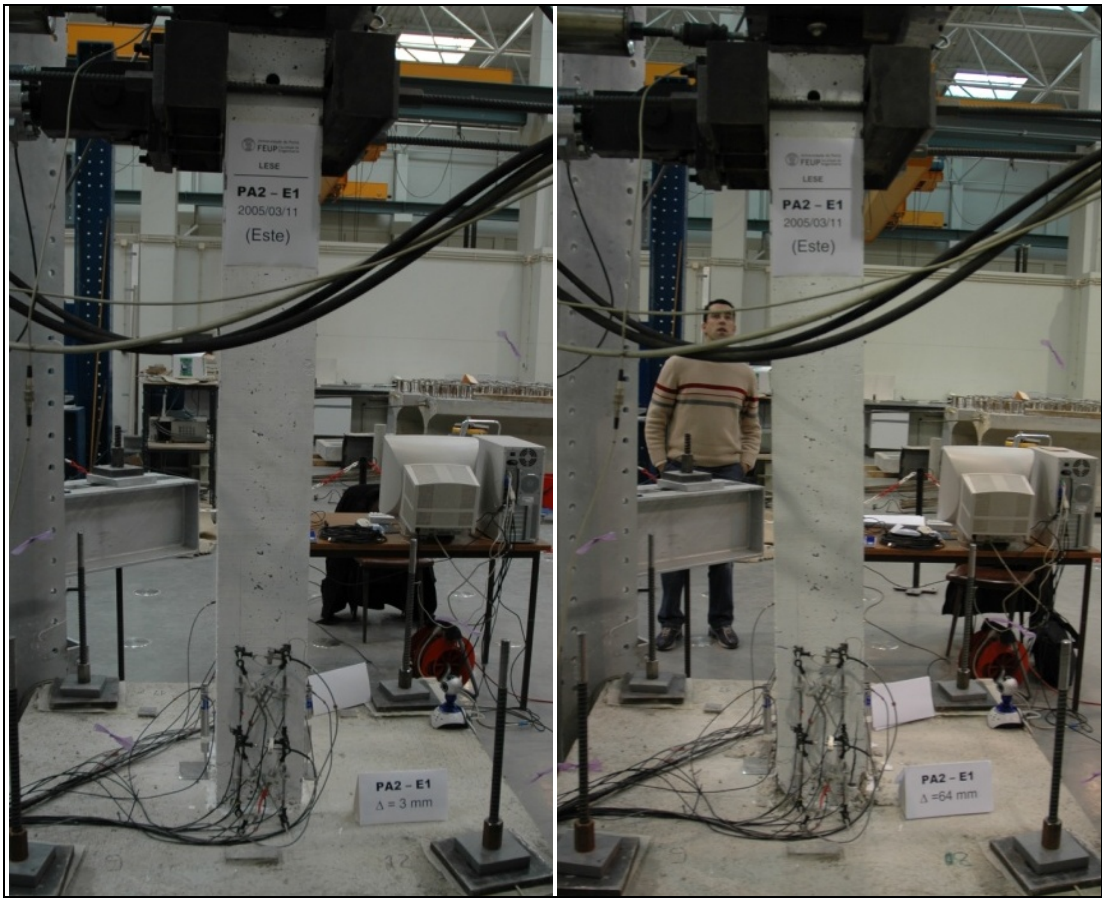
PA2-N2-E1.

Estes pilares têm como características semelhantes serem:

originais (tal como construídos – *as built* – sem reforços ou danos prévios);
iguais dimensões (0,40 x 0,20);
ensaiados na direcção da menor inércia;
igual quantidade de armadura (4ϕ12 em cada face);
carga axial inicial de 500 kN, variável ao longo do tempo.

4.6.7.1 Pilar PA2-N1-E1

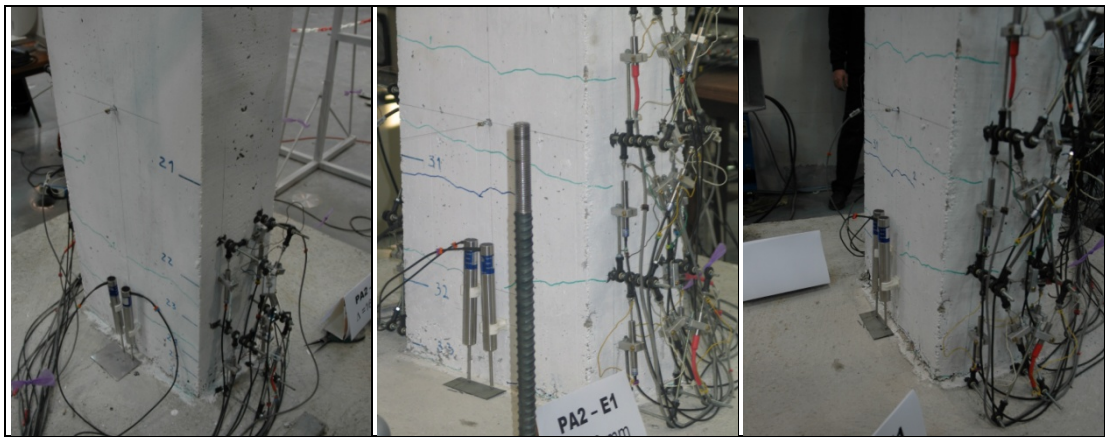
O pilar PA2-N1-E1 é um pilar original, sem reforço, ensaiado na direcção da menor inércia, como se mostra na Figura 4.63 onde se apresentam duas imagens: (a) uma do início do ensaio; e (b) outra da fase final, onde se pode observar a configuração da deformada e respectivos danos gerais.



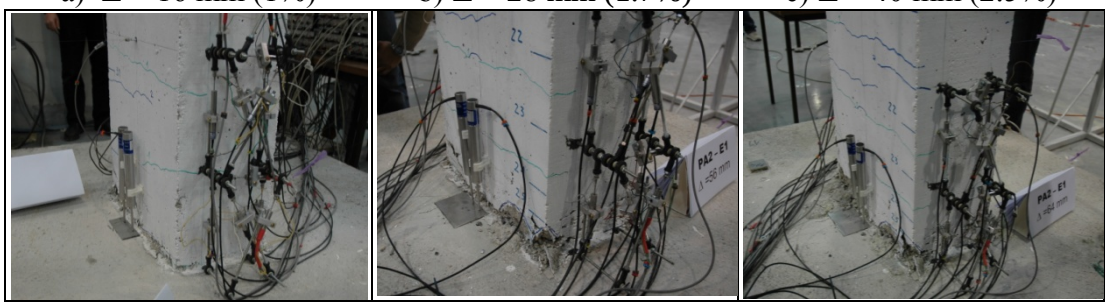
a) Início do ensaio b) Fim do ensaio – *drift* = 5%

Figura 4.63 – Vista geral do pilar PA2-N1-E1

Na Figura 4.64 pode verificar-se a evolução dos danos na zona da rótula plástica, através da observação das imagens que se consideraram mais representativas de todo o ensaio, obtidas para diferentes valores do deslocamento horizontal.



a) Δ = 16 mm (1%) b) Δ = 28 mm (1.7%) c) Δ = 40 mm (2.5%)



d) Δ = 48 mm (3%) e) Δ = 56 mm (3.5%) f) Δ = 64 mm (4%)

Figura 4.64 – Evolução dos danos do pilar PA2-N1-E1

a) Face Norte b) Face Sul

Figura 4.65 – Zona da rótula plástica do pilar PA2-N1-E1

Desta sequência deve destacar-se:

a) Até Δ = 16 mm (*drift* = 1%)
   Aparecimento das primeiras fendas, sensivelmente coincidentes com as cotas dos primeiros três estribos;
   Mas rapidamente se notou a concentração da deformação na secção da base;

b) Para Δ = 28 mm (*drift* = 1.7%). Δ = 40 mm (*drift* = 2.5%) e Δ = 48 mm (*drift* = 3%)
   Muito ligeira progressão da fissuração;
   Continuação da concentração da deformação na secção da base;
   Início ligeiro do esmagamento do betão na face do lado Norte

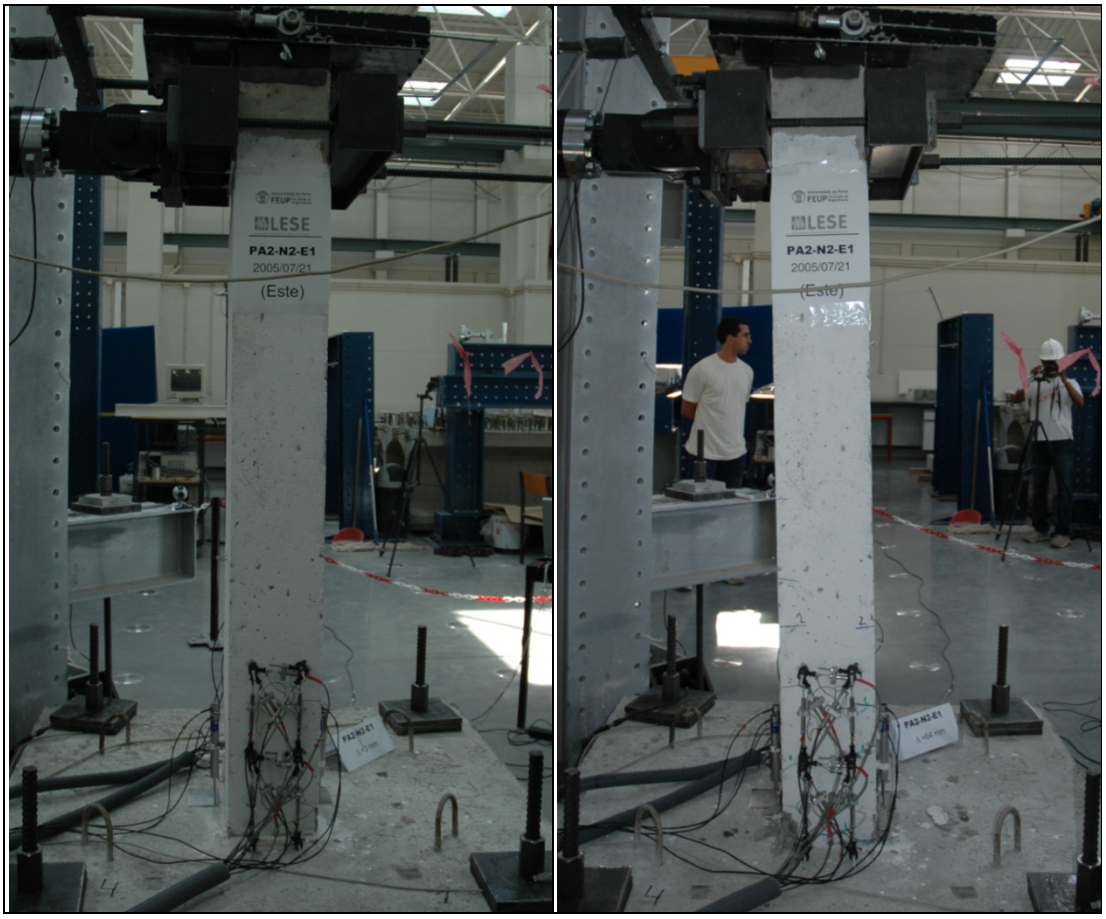
c) Para Δ = 56 mm (*drift* = 3.5%)
   Continuação do processo anteriormente descrito;
   Destacamento do betão de recobrimento (*spalling*) entre a base e cerca de 5 cm;

d) Para Δ = 64 mm (*drift* = 4%)
   Continuação do processo anteriormente descrito;
   Comprimento da rótula plástica próximo de 5 cm presumido depois de retirado o betão degradado (Figura 4.65).
   Não possível verificar a existência de encurvadura das armaduras longitudinais (*buckling*);
   Nem se constatou a rotura de varões da armadura longitudinal;

Da observação deste ensaio pode admitir-se que, a partir dos 16 mm de deslocamento, todo o processo foi regulado pelas deformações da armadura e do betão na secção da base e adjacentes. Por causa das dimensões da secção do pilar e da direcção do ensaio, só depois dos 48 mm de imposição de deslocamento é que o betão começou a evidenciar alguma degradação (secção com maior base que proporciona uma maior área de betão comprimida, associada à maior quantidade de armadura que auxilia o betão na resistência à compressão e pequeno braço do momento que provoca menores níveis de resistência mas também menores deformações).

4.6.7.2 Pilar PA2-N2-E1

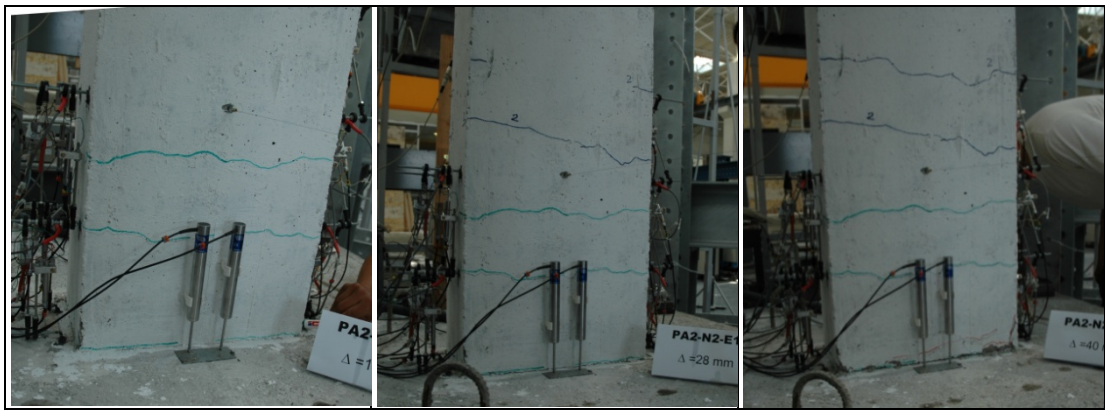
O pilar PA2-N2-E1 é um pilar original, sem reforço, ensaiado na direcção da menor inércia, como se mostra na Figura 4.66 onde se apresentam duas imagens: (a) uma do início do ensaio; e (b) outra da fase final, onde se pode observar a configuração da deformada e respectivos danos gerais.



a) Início do ensaio b) Fim do ensaio – *drift* = 5%

Figura 4.66 – Vista geral do pilar PA2-N2-E1

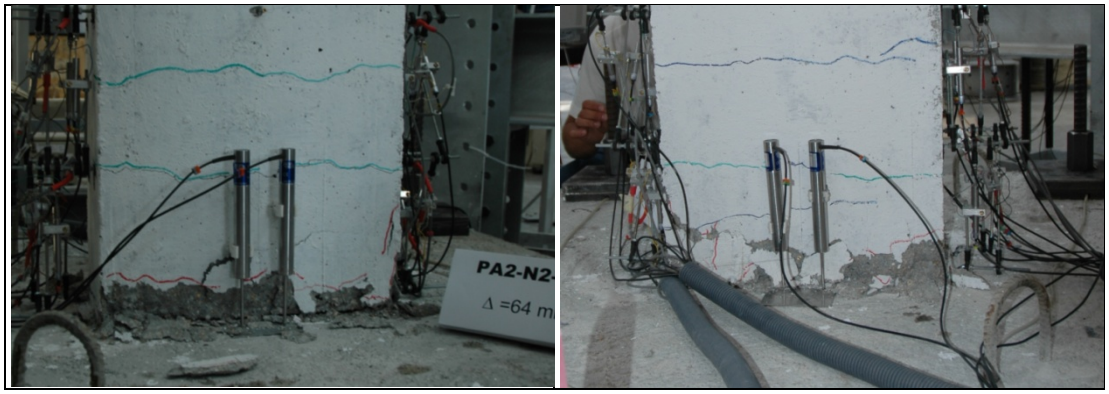
Na Figura 4.67 pode verificar-se a evolução dos danos na zona da rótula plástica, através da observação das imagens que se consideraram mais representativas de todo o ensaio, obtidas para diferentes valores do deslocamento horizontal.



a) Δ = 16 mm (1%) b) Δ = 28 mm (1.7%) c) Δ = 40 mm (2.5%)

d) Δ = 48 mm (3%) e) Δ = 56 mm (3.5%) f) Δ = 64 mm (4%)

Figura 4.67 – Evolução dos danos do pilar PA2-N2-E1



a) Face Norte b) Face Sul

Figura 4.68 – Zona da rótula plástica do pilar PA2-N2-E1

Desta sequência deve destacar-se:

a) Até Δ = 16 mm (*drift* = 1%)
   Aparecimento das primeiras fendas, sensivelmente coincidentes com as cotas dos primeiros três estribos;
   Mas rapidamente se notou a concentração da deformação na secção da base;

b) Para Δ = 28 mm (*drift* = 1.7%). Δ = 40 mm (*drift* = 2.5%) e Δ = 48 mm (*drift* = 3%)
   Muito ligeira progressão da fissuração;
   Continuação da concentração da deformação na secção da base;
   Início ligeiro do esmagamento do betão na face do lado Norte

c) Para Δ = 56 mm (*drift* = 3.5%)
   Continuação do processo anteriormente descrito;
   Destacamento do betão de recobrimento (*spalling*) entre a base e cerca de 5 cm;

d) Para Δ = 64 mm (*drift* = 4%)
   Continuação do processo anteriormente descrito;
   Comprimento da rótula plástica próximo de 5 cm presumido depois de retirado o betão degradado (Figura 4.68).
   Não possível verificar a existência de encurvadura das armaduras longitudinais (*buckling*);
   Nem se constatou a rotura de varões da armadura longitudinal;

Como se pode verificar através das imagens e da descrição por nível de deslocamento imposto o ensaio deste pilar decorreu de forma idêntica ao anterior.

E portanto, resumidamente, a partir dos 16 mm de deslocamento, verificou-se a concentração das deformações na secção da base. Só a partir dos 48 mm é que o betão começou a evidenciar alguma degradação.

4.6.7.3 Resultados experimentais

No caso deste grupo de pilares – acompanhar a descrição com o gráfico da Figura 4.69 e valores do Quadro 4.18 – como primeira observação deve ser realçado que os resultados dos ensaios comparam muito bem entre si. Avaliando qualquer dos aspectos que se pretenda considerar: rigidez elástica; nível de resistência atingido (≈ 50 kN); a degradação da resistência; o efeito de aperto do gráfico (*pinching*), verifica-se a proximidade entre as respostas obtidas.

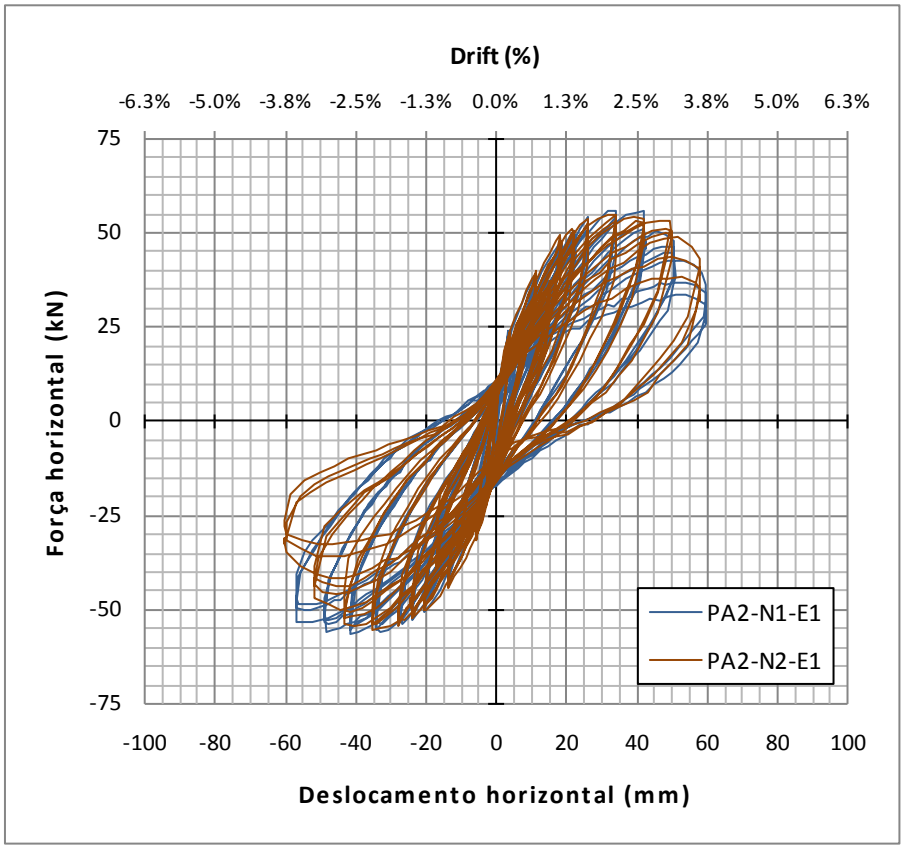


Figura 4.69 – Resultados experimentais dos pilares PA2 originais com carga axial variável

Apenas nos últimos ciclos (facto que não se detectou através da observação do ensaio), para valores da amplitude do deslocamento na ordem dos 60 mm, se verifica que a perda de resistência é, no caso de pilar N1, mais significativa quando a acção horizontal é positiva (Norte), enquanto que, para o pilar N2, essa mesma perda de capacidade se revela com a carga no sentido contrário (Sul).

Quadro 4.18 – Resumo dos valores de referência dos pilares PA2 originais com carga axial variável

				PA2-N1-E1		PA2-N2-E1	
Convencional	Cedência *(Yielding)*	F_y (kN)	+	37.0	38.4	38.6	38.4
			-	39.8		38.3	
		Δ_y (mm)	+	12.6	11.7	11.2	11.7
			-	10.7		12.2	
	Resistência última	F_u (kN)	+	39.8	39.0	40.4	39.9
			-	38.1		39.4	
		Δ_u (mm)	+	53.4	52.5	50.8	50.6
			-	51.6		50.4	
Real	Resistência máxima	F_{max} (kN)	+	54.8	55.3	54.8	54.9
			-	557		55.0	
		Δ_{max} (mm)	+	37.5	37.3	38.9	38.5
			-	37.0		38.1	
	Resistência última	$F_{u,real}$ (kN)	+	24.6	31.2	27.3	25.3
			-	37.8		23.2	
		$\Delta_{u,real}$ (mm)	+	62.4	58.1	59.2	59.0
			-	53.9		58.8	
Ductilidade		μ		4.2	4.5	4.5	4.3
				4.8		4.1	

4.6.8 Pilares PA2 originais e carga axial constante

Nesta secção apresentam-se as descrições e resultados genéricos dos ensaios realizados aos pilares:

PA2-N3-E1 com carga axial de 500 kN; e

PB2-N2-E1 com carga axial de 170 kN.

Estes pilares têm como características semelhantes serem:

originais (tal como construídos – *as built* – sem reforços ou danos prévios);
iguais dimensões (0,40 x 0,20);
ensaiados na direcção da menor inércia; e

igual quantidade de armadura (4ϕ12 em cada face).

Relembra-se que também o pilar PB2-N2-E1 não pertence a esta campanha experimental. Por esse motivo optou-se por não apresentar a descrição do ensaio que será realizada por outros autores inserida na respectiva série. Aqui apenas serão utilizados os resultados das medições para confronto e validação dos valores experimentais obtidos com o pilar PA2-N3-E1.

4.6.8.1 Pilar PA2-N3-E1

O pilar PA2-N3-E1 é um pilar original, sem reforço, ensaiado na direcção da menor inércia, como se mostra na Figura 4.70 onde se apresentam duas imagens: (a) uma do início do ensaio; e (b) outra da fase final, onde se pode observar a configuração da deformada e respectivos danos gerais.

Dada a experiência dos anteriores pilares, apesar da diferença na carga vertical, assumiu-se que, com esta configuração de ensaio, não seria possível levar este tipo de pilares até à rotura. Sem perder informação importante para as comparações entre resultados dos ensaios, ajustou-se o procedimento de forma a incluir o estudo da fadiga através da implementação de um maior número de ciclos – 20 em vez de 3 a partir dos 48 mm – dentro das mesmas amplitudes normalmente adoptadas.

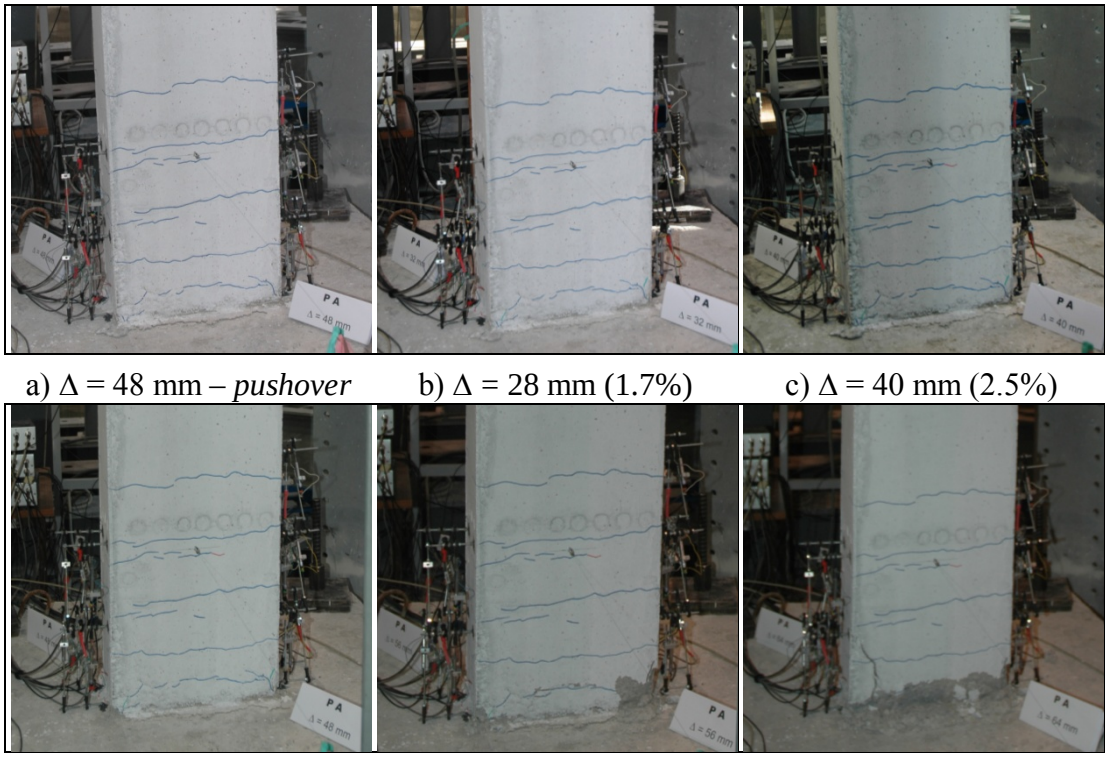
a) Início do ensaio b) Fim do ensaio – *drift* = 5%

Figura 4.70 – Vista geral do pilar PA2-N3-E1

Ainda com base na experiência adquirida com os anteriores ensaios deste tipo de pilares, acompanhada por alguma sustentação numérica que considerou a não variação do esforço axial, aproveitou-se este ensaio para realizar uma avaliação do *pushover*, em ambos os sentidos até aos 48 mm de imposição de deslocamento, com uma boa garantia de que o betão não seria muito danificado. Como adiante se verá na

Figura 4.71 a), de facto assim foi. O *pushover* aplicado não danificou de forma significativa e evidente o betão na zona da rótula plástica.

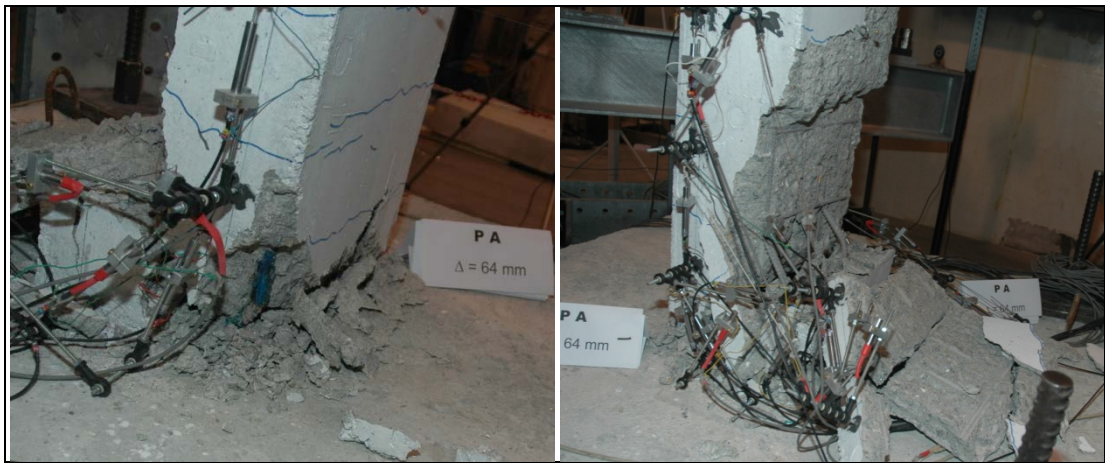
Na Figura 4.71 pode verificar-se a evolução dos danos na zona da rótula plástica, através da observação das imagens que se consideraram mais representativas de todo o ensaio, obtidas para diferentes valores do deslocamento horizontal.



a) Δ = 48 mm – *pushover* b) Δ = 28 mm (1.7%) c) Δ = 40 mm (2.5%)

d) Δ = 48 mm (3%) e) Δ = 56 mm (3.5%) f) Δ = 64 mm (4%)

Figura 4.71 – Evolução dos danos do pilar PA2-N3-E1



a) Face Norte b) Face Sul

Figura 4.72 – Zona da rótula plástica do pilar PA2-N3-E1

Desta sequência deve destacar-se:

a) Para Δ = 48 mm (*drift* = 3%) - *pushover*
   Aparecimento de fendas, sensivelmente coincidentes com as cotas dos primeiros três estribos;
   Concentração da deformação na secção da base;

b) Para Δ = 28 mm (*drift* = 1.7%). Δ = 40 mm (*drift* = 2.5%) e Δ = 48 mm (*drift* = 3%)
   Muito ligeira progressão da fissuração;
   Continuação da concentração da deformação na secção da base;
   Início ligeiro do esmagamento do betão na face do lado Norte

c) Para Δ = 56 mm (*drift* = 3.5%)
   Continuação do processo anteriormente descrito;
   Destacamento do betão de recobrimento (*spalling*) entre a base e cerca de 5 cm;

d) Para Δ = 64 mm (*drift* = 4%)
   Continuação do processo anteriormente descrito;
   Ao 3º ciclo deu-se a rotura da secção, com o destacamento do betão de recobrimento da face Sul entre a base e o 3º estribo;
   Comprimento da rótula plástica presumida de cerca de 5 cm (Figura 4.72).
   Não possível verificar a existência de encurvadura das armaduras longitudinais (*buckling*);
   Nem se constatou a rotura de varões da armadura longitudinal.

A forma como evoluiu o ensaio deste pilar foi condicionado pelas opções de carregamento adoptadas (deslocamentos horizontais impostos no topo pilar): *pushover* inicial até 48 mm de deslocamento horizontal; retoma da mesma história de deslocamentos impostos aos restantes pilares deste tipo (ente Δ = 16 mm e 48 mm); avaliação da fadiga por repetição das restantes amplitudes (20 vezes cada para amplitudes de 48, 56 e 64 mm). A experiência adquirida com os pilares anteriores contribuiu para a definição do valor de 48 mm de *pushover* de forma a garantir que não fossem atingidos níveis elevados de degradação do betão (antes do *spalling*).

A aplicação do deslocamento inicial de 48 mm (*pushover*) conduziu a que todos os danos de fissuração (fendas coincidentes com os três primeiros estribos) e tipo de deformação (concentração da deformação na base) se revelassem neste ciclo.

Nos ciclos posteriores, até aos ciclos de avaliação da fadiga, verificou-se que a fissuração progrediu muito ligeiramente e que a deformação do pilar foi fundamentalmente realizada è custa da deformação das secções junto da base.

No primeiro ciclo já incluído na avaliação da fadiga (48 mm) o comportamento do pilar manteve-se igual aos anteriores. Na seguinte amplitude (56 mm), já nas últimas repetições, verificou-se o início da degradação do betão junto da secção da base. A rotura da secção deu-se na terceira repetição do ciclo com a amplitude seguinte (64 mm). Observando a forma como a rotura aconteceu – troço de pilar entre a base e o 1º estribo sofreu uma distorção para Norte, arrastando com ele o betão de recobrimento da face Sul entre a base e o 3º estribo – indicia que a degradação do betão entretanto observada provocou a sua rotura por corte causada pela redução da quantidade de material a resistir. Este deslizamento da secção próxima da base ainda provocou três efeitos que corroboram a justificação apresentada: encurvadura repentina dos varões todos no mesmo sentido (Norte); que arrastou o betão de recobrimento do lado Sul; e deslocamento vertical do pilar por assentamento da secção de cedência na base de fundação.

4.6.8.2 Resultados experimentais

Na apresentação deste grupo de dois ensaios estão incluídos resultados de um pilar que não pertence à campanha experimental realizada no âmbito deste trabalho. Os resultados do pilar da série PB2 apenas foram considerados para eventual confrontação com os da série PA2. No entanto, antes de se seguir para a análise dos resultados experimentais, deve ser ressalvado que existem diferenças nas condições de ensaio que podem comprometer, pelo menos em parte, a concretização deste desiderato, a saber, em relação ao PB2: o provete tem menos um varão em cada face; o ensaio do pilar foi realizado sem *pushover* no início; e os valores da carga axial e história dos deslocamentos usados no ensaio foram iguais aos usados na série PA1. Se em relação à história dos deslocamentos impostos, em princípio, as diferenças encontradas poderiam não inviabilizar a comparação (são atingidas amplitudes idênticas embora em tempos diferentes), já as diferenças entre a quantidade de armadura e entre o esforço axial aplicado (170 kN em vez de 500 kN), tal como foi discutido em 4.4.4, com certeza que causará muito relevantes diferenças na resposta em flexão composta.

Aproveitando a existência dos resultados do pilar PB2-N2-E1, apresentam-se na Figura 4.73 as respostas desse pilar juntamente com a parte anterior à avaliação da fadiga do pilar PA2-N3-E1. Posteriormente, na Figura 4.74, será apresentada, isoladamente, a resposta total do ensaio com a avaliação da fadiga até à rotura. No Quadro 4.19 estão mencionados os valores numéricos de referência que auxiliam na avaliação e interpretação dos gráficos.

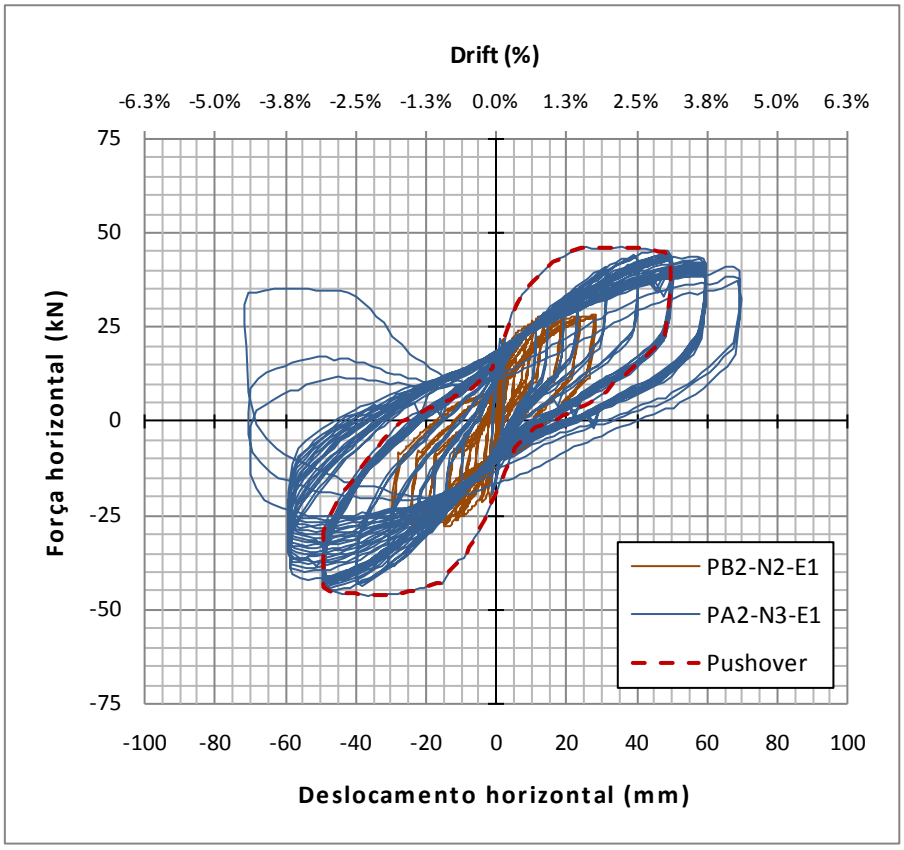


Figura 4.73 – Resultados experimentais dos pilares PA2 originais e carga axial constante

Em relação ao ensaio *pushover* do pilar PA2-N3-E1, pode referir-se que as curvas revelam que o comportamento do pilar foi muito idêntico em ambos os sentidos e que passou pelas fases típicas deste tipo de resposta caracterizadas por diferentes rigidezes: até à fissuração que coincidiu com a amplitude de deslocamento próxima dos 3 mm (amplitude dos três primeiros ciclos de ajuste); até à plastificação das armaduras que ocorreu por volta dos 15 mm; e a rigidez plástica que neste caso foi persistentemente quase horizontal até ao início do processo de degradação que aconteceu maioritariamente no lado negativo dos deslocamentos.

Quadro 4.19 – Resumo dos valores de referência dos pilares PA2 originais e carga axial constante

				PA2-N3-R1		PB2-N2-E1	
Convencional	Cedência *(Yielding)* (*)	F_y (kN)	+	45.5	45.6	24.8	24.7
			-	45.6		24.6	
		Δ_y (mm)	+	14.6	29.4	7.7	8.2
			-	15.3		8.6	
	Resistência última	F_u (kN)	+	37.3	38.0	22.2	22.3
			-	38.6		22.3	
		Δ_u (mm)	+	69.4	64.0	28.3	28.9
			-	58.6		29.5	
Real	Resistência máxima	F_{max} (kN)	+	46.6	47.5	27.7	27.8
			-	48.3		27.9	
		Δ_{max} (mm)	+	46.2	45.9	12.5	13.0
			-	45.6		13.5	
	Resistência última	$F_{u,real}$ (kN)	+	37.3	18.7	27.7	27.8
			-	0.0		27.9	
		$\Delta_{u,real}$ (mm)	+	69.4	69.6	28.3	28.9
			-	69.7		29.5	
Ductilidade		μ		2.4	2.2	3.7	3.5
				2.0		3.4	

(*) Valores medidos na curva do *pushover* e não na histerese

Considerando as características dos materiais usados, o valor da resistência máxima atingida neste ensaio (cerca dos 47,5 kN) corresponde à resistência que se obtém com o equilíbrio da secção da base (ver 4.4.4).

Como se pode talvez melhor observar na Figura 4.74, os ciclos que se seguiram depois do deslocamento do *pushover*, percorreram trajectos com uma rigidez igual à rigidez definida pela amplitude máxima do *pushover*. Pode parecer redundante mas

de facto não é. Senão vejamos: se não tivesse existido o *pushover*, a envolvente da histerese iria tender a acompanhar o trajecto do *pushover*; neste caso porque existiu a incursão plástica, a rigidez remanescente no pilar não mais superou a rigidez correspondente ao deslocamento do *pushover*.

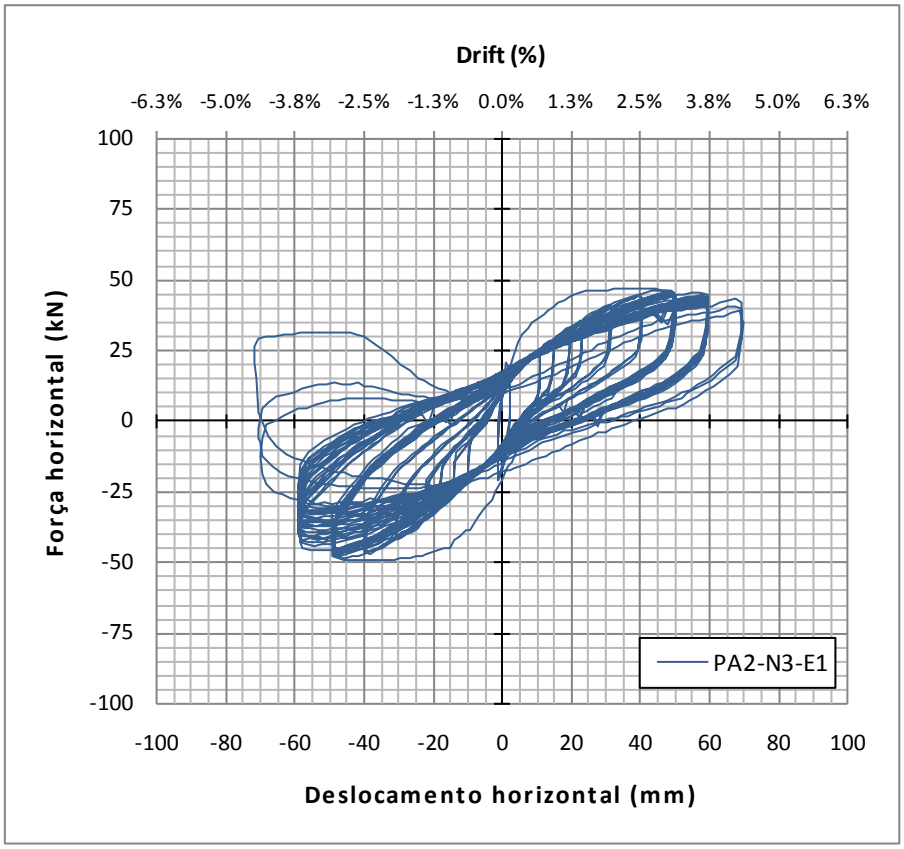


Figura 4.74 – Resultados experimentais do pilar PA2-N3-E1 levado à ruína por fadiga

Agora incluindo na análise os resultados de pilar PB2 pode observar-se que, por causa do nível de carga axial aplicada (170 kN) a resistência máxima desceu para valores próximos de 28 kN, cerca de 20 kN abaixo do PA2. Por outro lado, a transição para a rigidez fendilhada acontece para idênticos valores e a envolvente da histerese antes da plastificação parece acompanhar a envolvente do ensaio PA2.

Em relação à avaliação da fadiga (Figura 4.74) observa-se uma assimetria entre o lado positivo e negativo dos deslocamentos horizontais que não foi detectada visualmente durante o ensaio. Avaliando os ciclos repetidos vinte vezes, com amplitudes superiores ao deslocamento do *pushover*, percebe-se que o lado positivo manteve o nível de resistência, enquanto que o lado negativo a partir do deslocamento de 56 mm degradou consecutivamente a resistência até à rotura já no início dos ciclos de 64 mm de amplitude.

4.6.9 Pilares PA2 reforçados com aço e com carga axial constante

Nesta secção apresentam-se as descrições e resultados genéricos dos ensaios realizados aos pilares:

PA2-N1-R1 – reparado e reforçado com encamisamento de chapa de aço; e

PA2-N2-R1 – reparado e reforçado com cintas de aço com cantoneiras ligadas à base.

Estes pilares têm como características semelhantes serem:

iguais dimensões (0,40 x 0,20);

ensaiados na direcção da menor inércia;

igual quantidade de armadura (4ϕ12 em cada face);

carga axial de 500 kN, aproximadamente constante ao longo do tempo.

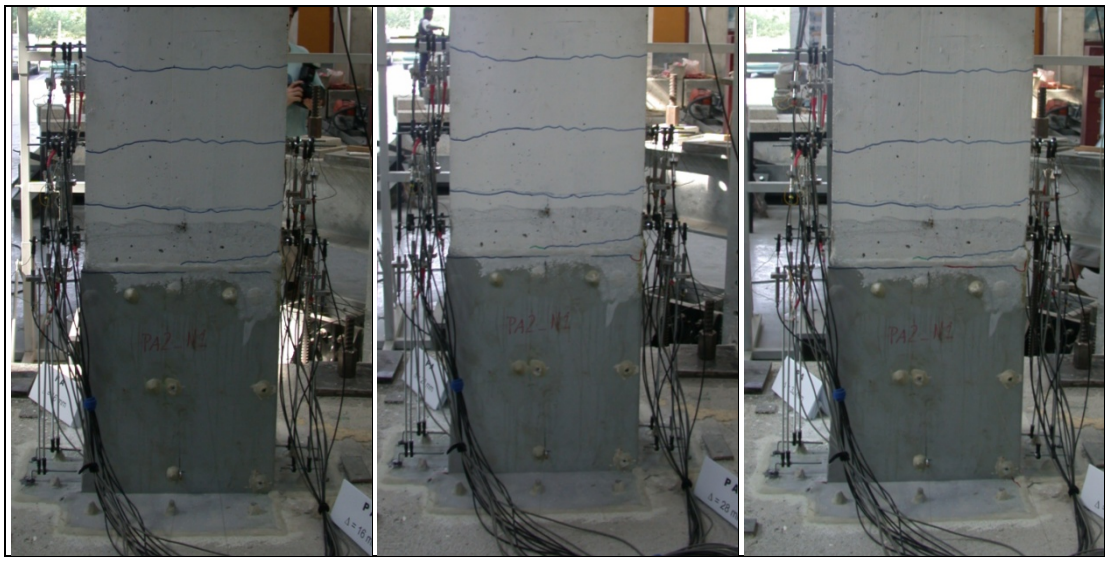
4.6.9.1 Pilar PA2-N1-R1

O pilar PA2-N1-R1 é um pilar reforçado com um encamisamento da zona da rótula plástica com chapa de aço, ensaiado na direcção da menor inércia, como se mostra na Figura 4.75 onde se apresentam duas imagens: (a) uma do início do ensaio; e (b) outra da fase final, onde se pode observar a configuração da deformada e respectivos danos gerais.

a) Início do ensaio b) Fim do ensaio – *drift* = 5%

Figura 4.75 – Vista geral do pilar PA2-N1-R1

Na Figura 4.76 pode verificar-se a evolução dos danos na zona da rótula plástica, através da observação das imagens que se consideraram mais representativas de todo o ensaio, obtidas para diferentes valores do deslocamento horizontal.

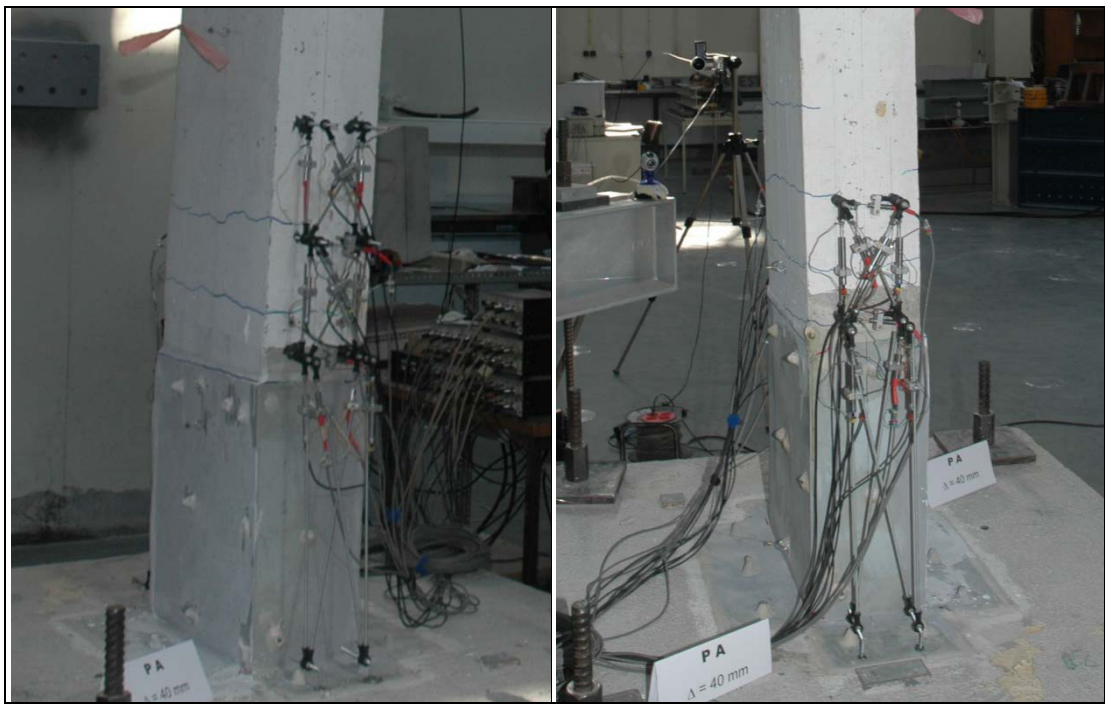


a) Δ = 16 mm (1%) b) Δ = 28 mm (1.7%) c) Δ = 40 mm (2.5%)

Não atingiu	Não atingiu	Não atingiu

d) Δ = 48 mm (3%) e) Δ = 56 mm (3.5%) f) Δ = 64 mm (4%)

Figura 4.76 – Evolução dos danos do pilar PA2-N1-R1



a) Faces Norte e Oeste b) Faces Sul e Este

Figura 4.77 – Zona da rótula plástica do pilar PA2-N1-R1

Desta sequência deve destacar-se:

a) Até Δ = 16 mm (*drift* = 1%)
   Aparecimento das primeiras fendas, acima do reforço e coincidentes com a cota dos estribos (3 no lado Norte e 2 no lado Sul);
   Nos primeiros ciclos a deformação principal estava concentrada imediatamente acima do reforço mas rapidamente se transferiu para a secção da base;

b) Para Δ = 28 mm (*drift* = 1.7%) e Δ = 32 mm
   Ligeira progressão da fissuração nos locais anteriormente apontados;
   Continuação da concentração das deformações na base;

c) Para Δ = 40 mm (*drift* = 2.5%)
   Cedência dos varões do lado Norte que fez com que a força horizontal fosse rapidamente para valores próximo de zero;
   Neste ensaio, como a deformação se concentra na base, não existe aquilo a que se poderia designar como rótula plástica (Figura 4.77).
   Não possível verificar a existência de encurvadura das armaduras longitudinais (*buckling*);
   Nem verificar a rotura de varões da armadura longitudinal;

Neste ensaio, muito inicialmente, o reforço ainda bem ancorado na base funcionou como consola na qual estava encastrado o resto do pilar. Mas o tipo de ancoragem aplicado, com conectores muito desviados das faces do pilar, rapidamente cedeu e a concentração das deformações desceu para a zona da base do pilar. No entanto, o aumento da rigidez provocado pelo encamisamento produziu demasiada concentração de deformações na base e consequente cedência precoce dos varões da armadura longitudinal.

4.6.9.2 Pilar PA2-N2-R1

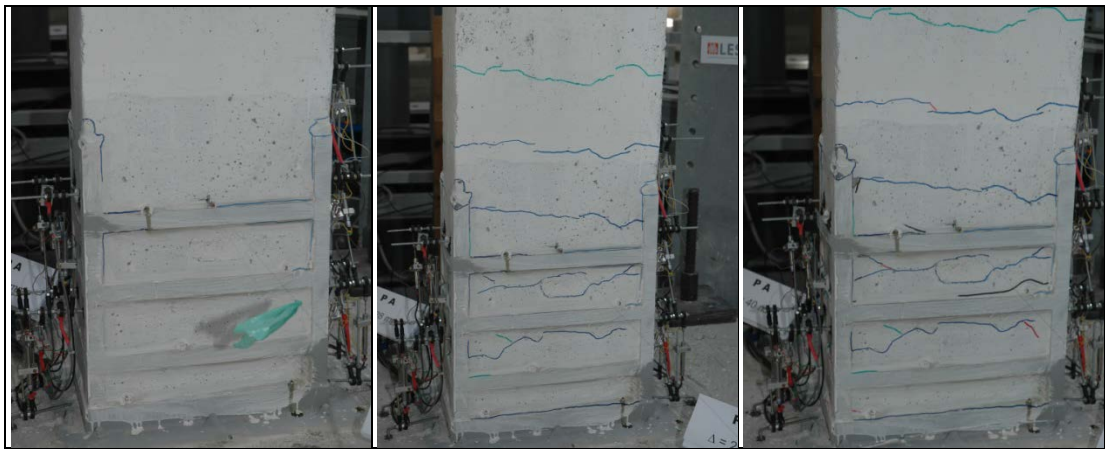
O pilar PA2-N2-R1 foi reparado e reforçado com cintas de aço ligadas com cantoneiras ancoradas na base, ensaiado na direcção da menor inércia, como se mostra na Figura 4.78 onde se apresentam duas imagens: (a) uma do início do ensaio; e (b) outra da fase final, onde se pode observar a configuração da deformada e respectivos danos gerais.

Também neste caso se considerou que seria aconselhável reforçar em resistência e não só em ductilidade através do aumento do confinamento. Por isso, voltou-se a optar pela aplicação do reforço ligado à base, e assim aumentar todas as capacidades do pilar, mas com menos quantidade de reforço de forma a não tornar o elemento tão rígido e incapaz de se deformar.

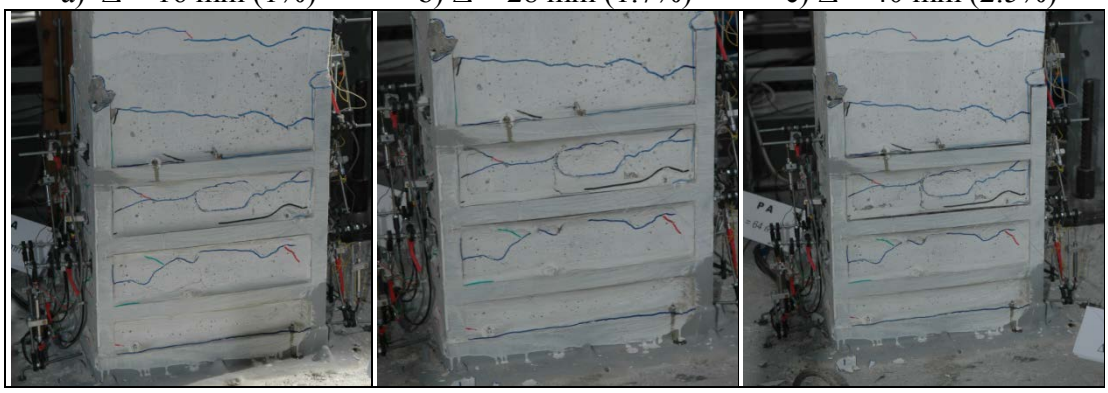
a) Início do ensaio b) Fim do ensaio – *drift* = 5%

Figura 4.78 – Vista geral do pilar PA2-N2-R1

Na Figura 4.79 pode verificar-se a evolução dos danos na zona da rótula plástica, através da observação das imagens que se consideraram mais representativas de todo o ensaio, obtidas para diferentes valores do deslocamento horizontal.

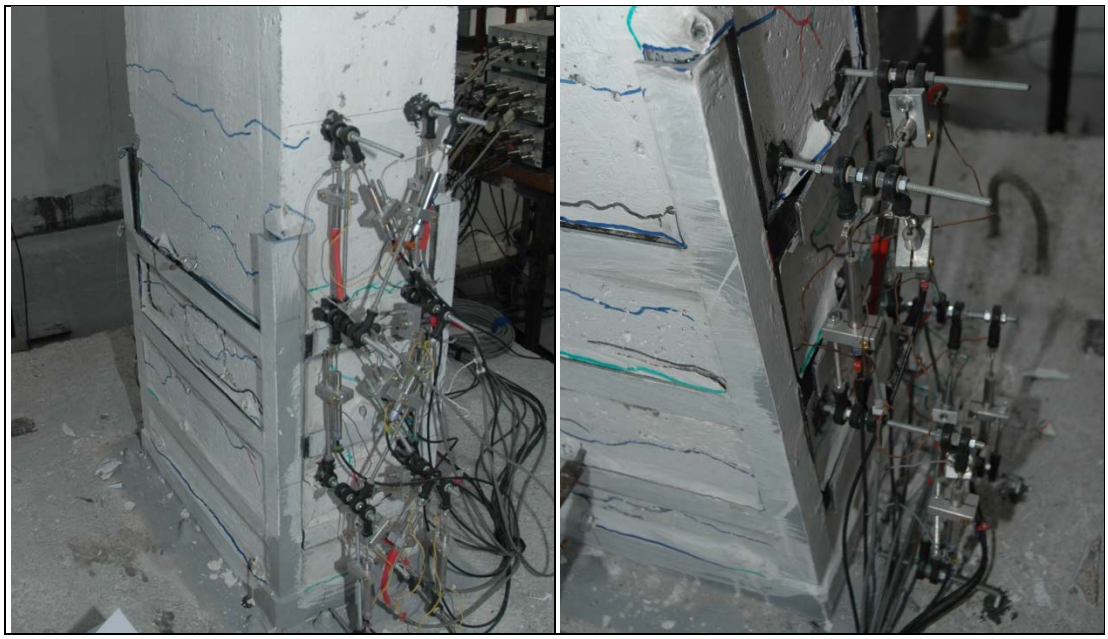


a) Δ = 16 mm (1%) b) Δ = 28 mm (1.7%) c) Δ = 40 mm (2.5%)



d) Δ = 48 mm (3%) e) Δ = 56 mm (3.5%) f) Δ = 64 mm (4%)

Figura 4.79 – Evolução dos danos do pilar PA2-N2-R1



a) Faces Norte e Poente b) Faces Sul e Nascente

Figura 4.80 – Zona da rótula plástica do pilar PA2-N2-R1

Desta sequência deve destacar-se:

a) Até Δ = 16 mm (*drift* = 1%)
   Aparecimento das primeiras fendas, acima da última cinta, no contorno das barras do reforço (deslizamento e destaque do betão em relação ao reforço);

b) Para Δ = 28 mm (*drift* = 1.7%)
   Generalização da fissuração acima da 2ª cinta até ao 3º estribo acima do reforço;
   Boa distribuição da deformação;

c) Para Δ = 40 mm (*drift* = 2.5%)
   Continuação do processo anteriormente descrito;
   Rotura da cinta superior e consequente destacamento do reforço;
   Concentração das deformações ao nível da 2ª cinta;

d) Para Δ = 48 mm (*drift* = 3%)
   Continuação do processo anteriormente descrito;
   Rotura da cinta abaixo da anterior;
   Concentração das deformações um pouco mais a baixo;

e) Para Δ = 56 mm (*drift* = 3.5%)
   Continuação do processo anteriormente descrito;

f) Para Δ = 64 mm (*drift* = 4%)
   Rotura do 1º varão no lado Norte;
   Comprimento da rótula plástica 10 cm (entre a 2ª e a 3ª cinta) (Figura 4.80).
   Não possível verificar a existência de encurvadura das armaduras longitudinais (*buckling*);
   Nem se constatou a rotura de varões da armadura longitudinal;

Neste caso, enquanto resistiu, o reforço funcionou muito bem, distribuindo a fissuração ao longo de um considerável comprimento de pilar, superior à altura do reforço. Mas a rotura das cintas por corte ocorreu bastante cedo o que conduziu à concentração das deformações em secções próximas da base. Durante todo o ensaio, a ancoragem resistiu às acções aplicadas impedindo a concretização da tendência de concentração das deformações na fenda da base.

4.6.9.3 Resultados experimentais

Pela análise dos gráficos força - deslocamento apresentados na Figura 4.81 e valores numéricos de referência dos resultados experimentais dos pilares PA2 reforçados pode concluir-se que o reforço por encamisamento com chapa de aço é consideravelmente menos eficiente quando comparado com o reforço com cintas de aço ligadas por cantoneiras à base.

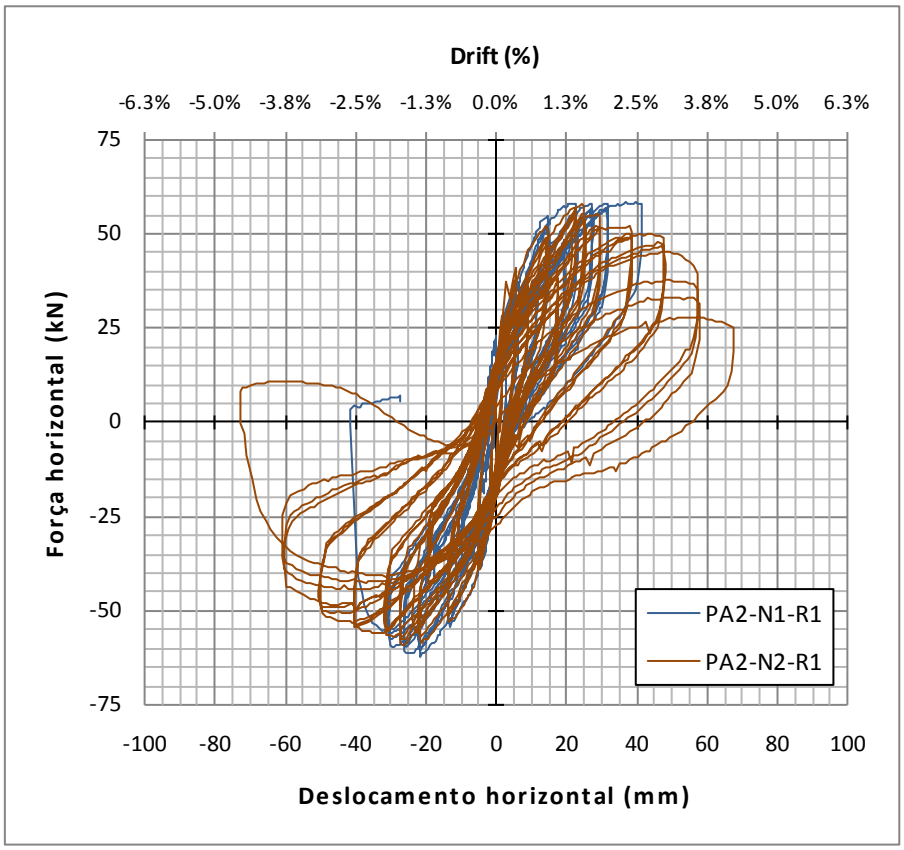


Figura 4.81 – Resultados experimentais dos pilares PA2 reforçados com aço e com carga axial constante

Nesta comparação é muito evidente que, até à rotura do pilar reforçado com chapa de aço, ambos os reforços tiveram idênticos comportamentos. Mas se assim é, não existe nenhuma vantagem em aplicar um reforço que gasta mais material e mão-de-obra, tem menor ductilidade e idêntica resistência (Quadro 4.20).

No reforço com cintas de aço ligadas por cantoneira à base, apesar do melhor comportamento, iniciou-se a rotura das cintas para níveis de deslocamento ainda relativamente baixos que provocou a descida da resistência. A sequência de rotura das cintas foi da superior para a inferior e foi o corte provocado pelas deformações

do pilar que o reforço ancorado na base não conseguiu acompanhar causando a rotura da solda e descolagem das barras.

Quadro 4.20 – Resumo dos valores de referência dos pilares PA2 reforçados com aço e com carga axial constante

				PA2-N1-R1		PA2-N2-R1	
Convencional	Cedência *(Yielding)*	F_y (kN)	+	51.7	52.1	38.8	38.9
			-	52.6		39.1	
		Δ_y (mm)	+	12.2	12.2	12.4	12.0
			-	12.1		11.6	
	Resistência última	F_u (kN)	+	46.0	47.0	45.2	45.6
			-	48.0		46.0	
		Δ_u (mm)	+	40.1	36.5	47.7	48.1
			-	32.8		48.6	
Real	Resistência máxima	F_{max} (kN)	+	57.5	58.8	56.5	57.0
			-	60.0		57.5	
		Δ_{max} (mm)	+	20.2	20.0	21.0	20.3
			-	19.9		19.5	
	Resistência última	$F_{u,real}$ (kN)	+	57.5	58.8	32.3	30.1
			-	60.0		28.0	
		$\Delta_{u,real}$ (mm)	+	41.1	37.0	60.2	58.7
			-	32.8		57.1	
Ductilidade		μ		3.3	3.0	3.8	4.0
				2.7		4.2	

4.7 APRECIAÇÃO GERAL

A comparação entre os resultados dos pilares testados na direcção da maior inércia (PA1, ver Quadro 4.21) com esforço axial constante e variável, permitiu concluir, como seria de esperar, que esse aumento do esforço axial ao longo do ensaio conduziu também a um acréscimo da força máxima atingida e a uma clara diminuição da ductilidade disponível.

Quadro 4.21 – Comparação de PA1 originais com carga vertical variável e constante

	Cedência *(Yielding)*		Resistência última		Ductilidade
PA1	F_y (kN)	Δ_y (mm)	F_u (kN)	Δ_u (mm)	μ
Originais com carga axial variável	72	15	74	46	3
Originais com carga axial constante	46	4	50	56	14

(valores médios)

Já em relação ao modelo testado na menor direcção de inércia (PA2 ver Quadro 4.22), salvaguardadas as particularidades do ensaio com carga constante, essa diferença no que diz respeito à ductilidade não se verificou. Ainda assim, no caso da carga vertical variável, o valor da força horizontal máxima foi superior em cerca de 20%

Quadro 4.22 – Comparação de PA2 originais com carga vertical variável e constante

	Cedência *(Yielding)*		Resistência última		Ductilidade
PA2	F_y (kN)	Δ_y (mm)	F_u (kN)	Δ_u (mm)	μ
Originais com carga axial variável	38	12	39	52	4
Originais com carga axial constante	46	15	38	64	4

(valores médios)

O ensaio dos pilares reparados sem reforço permitiram evidenciar a importância que deve ser dada à reparação das armaduras longitudinais. Os resultados obtidos revelaram genericamente soluções insatisfatórias, com roturas precoces e baixas ductilidades que motivam a necessidade de encontrar soluções mais fiáveis. Os

pilares reparados e reforçados também foram muito condicionados por este aspecto da reparação das armaduras.

Os reforços com CFRP permitiram concluir que genericamente são uma boa solução de reforço, cumprindo bem o papel de confinamento do betão na zona mais solicitada, conduzindo a valores de ductilidade disponível razoáveis (duplos no caso da força vertical constante e idênticos na variável) e forças últimas com valores próximos dos originais.

A ligação dos laminados à base associados ao reforço com CFRP não causou qualquer problema na ligação ao pilar mas foi pouco eficiente na ligação à base, ao contrário do reforço em aço com ligação à base realizado através de cantoneiras associadas a cintas metálicas que conduziu à rotura precoce das cintas de confinamento. Mais uma vez se verifica a importância das ligações, ora na base ora no próprio pilar, no desempenho dos reforços. Nestes casos devem ser tomadas precauções relativamente à ligação desses reforços às vigas ou fundações e serem eventualmente realizados em toda a altura do pilar, de modo a ser convenientemente transmitida a força desses reforços.

O reforço com CFRP aplicado a um pilar original, quando comparado com os restantes com carga vertical variável (originais sem reforço e mesmo com o reforçado depois de danificado) indicia grandes potencialidades se aplicado com força vertical constante, incrementando o valor da resistência mas principalmente atrasando significativamente o início da degradação da resistência.

Os dimensionamentos dos reforços realizados com base nos pressupostos indicados em 4.30 revelou-se o necessário e suficiente face às circunstâncias dos pilares ensaiados. O pilar reforçado com o dobro das mantas dimensionadas, de facto, teve melhores resultados mas não podem ser atribuídos à eficácia do reforço mas à reparação das armaduras longitudinais.

Os reforços com cintas metálicas, quando comparados com os de CFRP, parecem conduzir a ligeiramente piores soluções do que as com CFRP. Ainda assim, mesmo considerando que no caso do PA1-N3-R1 a reparação aumentou a quantidade de armadura longitudinal e nos outros o lado negativo cedeu precocemente, os resultados parecem ser bastante aceitáveis, quer no ligeiro incremento ou reposição da ductilidade como em força máxima.

No que diz respeito aos pilares ensaiados na direcção de menor inércia (PA2) foi mais difícil extrair conclusões uma vez que a configuração de ensaio não permite

explorar grandes ductilidades. O que acontece neste tipo de pilares é que por terem uma altura da secção pequena rapidamente a força vertical cai fora da secção o que inviabiliza a progressão do ensaio. Foi por esta razão que se decidiu fazer o ensaio do último provete com muitas repetições (20 em vez de 3) dos ciclos mais altos para aproveitar e analisar a fadiga neste tipo de pilares.

O ensaio da fadiga decorreu com muito pouca perda de resistência até que, para o *drift* já relativamente elevado de 3.8%, fragilizou internamente, sem nada transparecer externamente, e gradualmente perdeu resistência e no fim rompeu por corte na secção da base.

Em relação aos reforços adoptados nos modelos PA2, com o objectivo de também aumentar a resistência dos pilares, em ambos os casos foram previstas ligações à base. No caso da chapa de aço, o enorme aumento da rigidez na zona onde foi aplicado provocou a concentração das deformações para a transição reforço pilar e a rotura muito precoce das armaduras longitudinais. No caso do reforço com cintas de aço e cantoneiras ligadas à base aconteceu o mesmo fenómeno de rotura das cintas já verificado nos modelos PA1 e a consequente precoce redução de resistência.

CAPÍTULO 5

ANÁLISE COMPARATIVA E NUMÉRICA DOS ENSAIOS EXPERIMENTAIS

5.1 INTRODUÇÃO

Em paralelo com a campanha de ensaios experimentais, apresentada no capítulo anterior, foram também efectuadas simulações numéricas desses ensaios, de modo a melhor interpretar todos os fenómenos envolvidos e validar as várias ferramentas numéricas utilizadas. O presente capítulo é dedicado à análise dos resultados dos pilares ensaiados seguindo genericamente a sequência de apresentação definida no capítulo anterior, acrescentando as comparações que se considerem pertinentes na avaliação dos ganhos entre eles.

Nas modelações foram reproduzidas as exactas condições dos ensaios experimentais: acções axiais e deslocamentos impostos. Para além dos pilares originais, também foram estudados numericamente os pilares após reforço. Nas modelações numéricas dos pilares não reforçados foram usadas mais hipóteses de modelação, dos mais simples aos mais complexos e sob condições de carregamento monotónico e cíclico.

Nesta discussão pretende-se avaliar e comparar as respostas cíclicas dos diferentes pilares ensaiados e assim caracterizar o seu comportamento e avaliar a eficiência das diferentes soluções de reforço usadas.

Para facilidade de comparação dos resultados dos ensaios, foram utilizados critérios baseados em parâmetros que permitem uma comparação objectiva entre as respostas obtidas. Estes critérios assentam essencialmente na comparação do *drift*, energia dissipada e perda de rigidez descritos no capítulo 2.

5.2 MODELAÇÕES NUMÉRICAS ADOPTADAS

Na simulação numérica foram adoptadas duas ferramentas, uma que se baseia no modelo de não linearidade concentrada e outra no modelo de não linearidade distribuída.

Estas metodologias foram pormenorizadamente apresentadas no capítulo 2. No entanto, para facilitar o enquadramento das descrições que se seguem, far-se-á nesta secção uma breve referência aos principais aspectos que caracterizam essas metodologias juntamente com a apresentação dos parâmetros adoptados.

5.2.1 Modelo da não linearidade concentrada.

Nas simulações realizadas com este processo foi utilizado o programa PNL (Pórticos Não Linear) inicialmente desenvolvido por investigadores do grupo de estruturas da Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto (Costa (1989) e Varum (1995)) e posteriormente incrementado e utilizado por outros elementos do mesmo grupo que o testaram e actualizaram (Rocha *et al.* (2004), Romão (2002), Rodrigues (2005), Delgado *et al.* (2009)).

Neste programa o comportamento não linear está concentrado nas extremidades (rótulas plásticas) dos elementos estruturais onde ocorrem os principais fenómenos de fendilhação e plastificação das armaduras.

Na definição do comportamento não linear das rótulas plásticas o modelo apoia-se nas curvas momento-curvatura que definem o comportamento monotónico de secções de betão armado aproximadas a curvas trilineares (programa BIAX dos mesmos autores).

Com base nessas curvas, por aplicação de um conjunto de regras, obtém-se o respectivo comportamento histerético em ciclos de carga e descarga que considera: a degradação da rigidez (α); a degradação da resistência (β); e o efeito de aperto ou efeito de *pinching* (parâmetro da ductilidade generalizada γ),

Na aplicação destes modelos aos pilares descritos neste capítulo foram ajustados os parâmetros que a seguir se apresentam:

Primeiro foram caracterizados os comportamentos não lineares das secções dos pilares PA1 e PA2, definidas por imposição crescente de curvaturas (programa BIAX) e ajustando uma lei de carregamento monotónico trilinear;

Aos materiais betão e aço foram associados os modelos de Kent e Park modificado e Menegotto e Pinto, respectivamente;

No programa PNL, a imposição de deslocamentos foi conseguida através da aplicação de uma lei de deslocamentos na direcção pretendida, igual à experimental, a um apoio simples ;

No pilar PA1 foram utilizados os seguintes parâmetros caracterizadores da degradação de rigidez ($\alpha = 0.3$), do efeito de aperto ou de *pinching* ($\beta = 0.15$) e da degradação de resistência ($\gamma = 150$);

No pilar PA2 foram utilizados os seguintes parâmetros caracterizadores da degradação de rigidez ($\alpha = 0.1$), do efeito de aperto ou de *pinching* ($\beta = 0.05$) e da degradação de resistência ($\gamma = 0$);

Foram desprezados os efeitos de segunda ordem.

5.2.2 Modelo da não linearidade distribuída.

A aplicação deste modelo foi realizada através do programa, de acesso livre, SeismoStruct (SeismoSoft (2006)) . Este programa baseia-se no método de elementos finitos onde a modelação das secções é realizada através de fibras (no caso de betão e aço) que distribuem o comportamento não linear ao longo do seu comprimento.

Na aplicação aos pilares em estudo foram adoptadas as seguintes especificidades:

200 fibras por cada secção.

Apesar de pouco significativos, foram incluídos os efeitos de segunda ordem;

O material betão foi caracterizado pela relação constituída proposta por Mander (Nonlinear constant confinement concrete model);

O material aço foi definido pelo modelo de Menegotto e Pinto, incluindo o endurecimento introduzido por Filippou.

Os efeitos de Baushinger e de aperto nos ciclos de histerese foram ajustados ao comportamento experimental, considerando para o efeito o valor de 19.6 para o parâmetro R_0 no modelo do aço (R_0 representa a transição entre a rigidez inicial e de pós-cedência).

5.3 ANÁLISE DOS PILARES SEM REFORÇO

Nesta secção pretende-se analisar os resultados dos pilares originais sem reforço que servirão posteriormente como elementos de comparação para os restantes ensaios realizados com diferentes reforços.

Numa primeira fase serão analisados os pilares originais do modelo PA1, tanto os provetes ensaiados com esforço axial constante como o conjunto com esforço axial variável apresentando-se depois os pilares originais PA2, seguindo a mesma ordem dos anteriores.

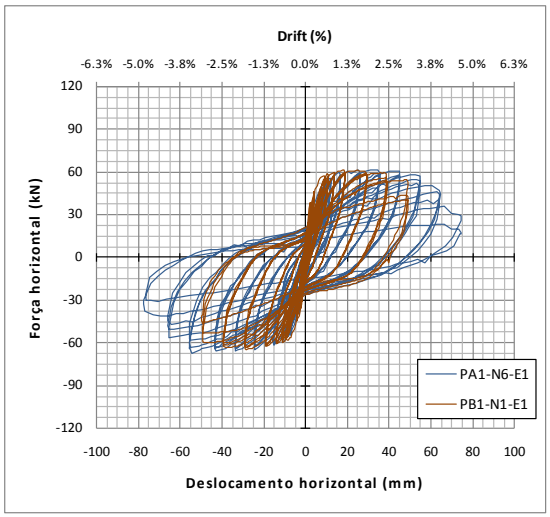
5.3.1 Pilares PA1 originais com carga axial constante

Para melhor percepção da análise que se pretende realizar, na Figura 5.1 a) começa-se por apresentar os resultados experimentais dos pilares descritos no capítulo 3: PA1-N6-E1; e PB1-N1-E1. Os restantes gráficos da Figura 5.1 dizem respeito às modelações numéricas realizadas: SeismoStruct e PNL, tanto na simulação do comportamento cíclico como monotónico (*pushover*). Na continuação da análise deste conjunto de pilares seguem-se os gráficos da Figura 5.2 onde se apresenta a evolução de alguns parâmetros de referência: rigidez inicial; energia dissipada acumulada; perda de rigidez relativa à rigidez máxima; e perda de rigidez relativa à rigidez de cedência.

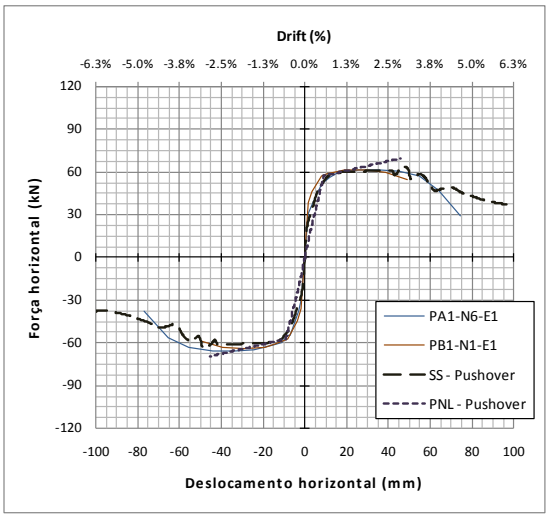
As respostas experimentais que este grupo apresenta são semelhantes e por isso considerou-se o provete PA1-N6 como referência tanto na comparação com as simulações numéricas como mais adiante nas comparações com os pilares reforçados.

Como é possível verificar por análise do gráfico da Figura 5.1 b), as respostas experimentais obtidas são muito idênticas e as modelações monotónicas ajustam-se muito bem, em particular a correspondente ao SeismoStruct que inclusivamente detectou com bastante precisão o início da perda de resistência para valores de *drift* da ordem 3.4%. Como o PNL parte da consideração do comportamento trilinear dos materiais (com último tramo depois da cedência) e como no caso de carregamentos monotónicos não intervém o parâmetro da degradação da rigidez, não é possível que detecte a perda de resistência. Inclusivamente nota-se que depois da cedência o PNL

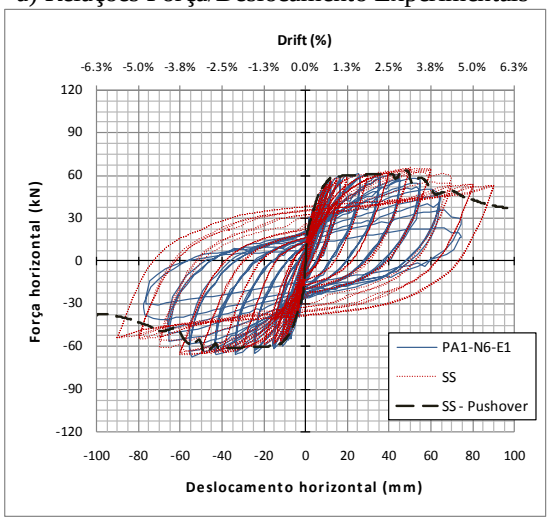
continua a ganhar resistência, desviando-se dos resultados experimentais, provocado pelo endurecimento das armaduras que fica completamente atenuado na simulação do comportamento cíclico.



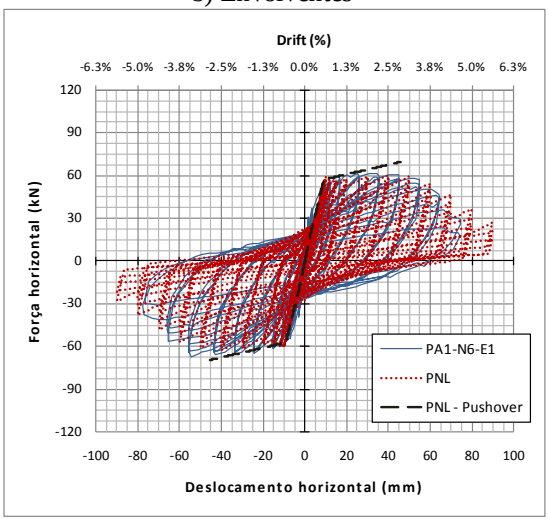
a) Relações Força/Deslocamento Experimentais



b) Envolventes



c) Comparação Experimental / Numérico (SeismoStruct)

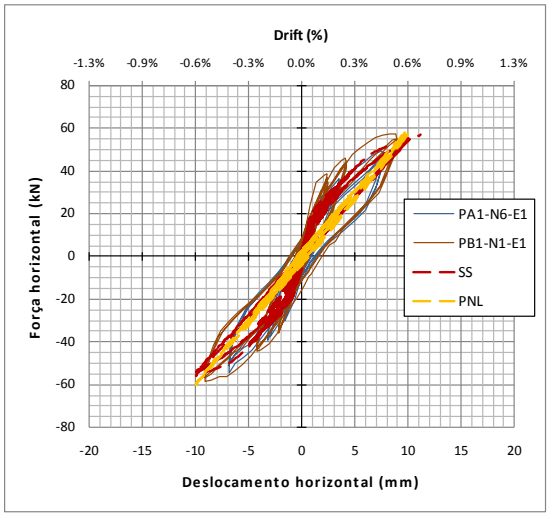


d) Comparação Experimental / Numérico (PNL)

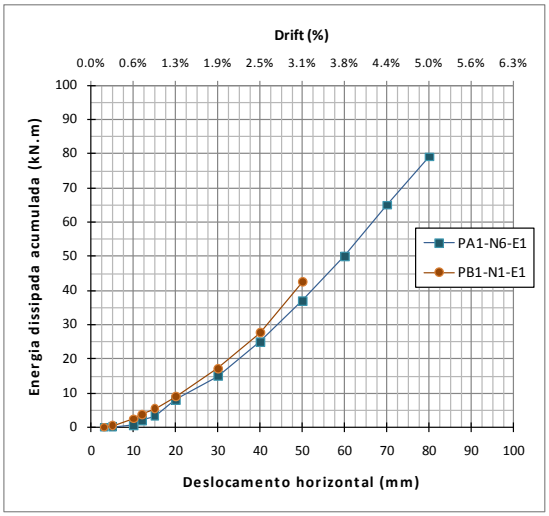
Figura 5.1 – Resultados dos pilares PA1 originais com carga axial constante – Parte 1

Quanto à rigidez inicial, mais uma vez o SeismoStruct se revela mais preciso na previsão do comportamento do princípio do movimento. Como se pode verificar na Figura 5.2 a), enquanto o PNL assume logo desde início uma rigidez secante igual à rigidez de cedência, o SeismoStruct inicia-se com uma rigidez próxima da rigidez anterior à fendilhação e só depois reduz ligeiramente para a rigidez de cedência.

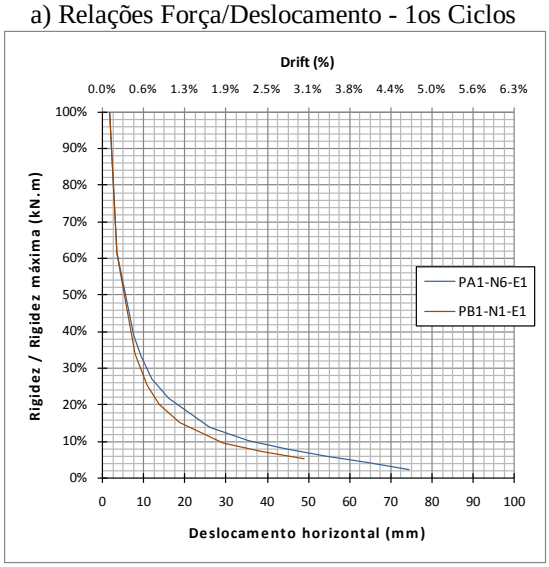
Quanto à energia dissipada e às perda de rigidez (Figura 5.2 b), c) e d)) confirmam a semelhança das respostas obtidas com os dois ensaios deste grupo. Os gráficos com a evolução destes parâmetros vão ser importantes na verificação dos ganhos que os reforços possibilitam.



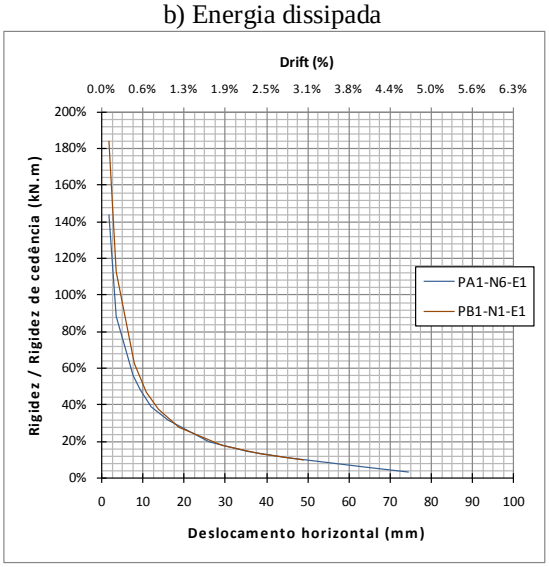
a) Relações Força/Deslocamento - 1os Ciclos



b) Energia dissipada



c) Perda da Rigidez Relativa
(em relação à rigidez máxima)



d) Perda da Rigidez Relativa
(em relação à rigidez de cedência)

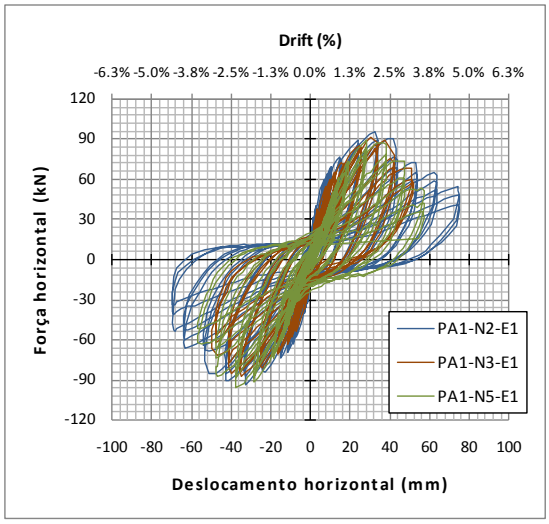
Figura 5.2 – Resultados dos pilares PA1 originais com carga axial constante – Parte 2

5.3.2 Pilares PA1 originais com carga axial variável

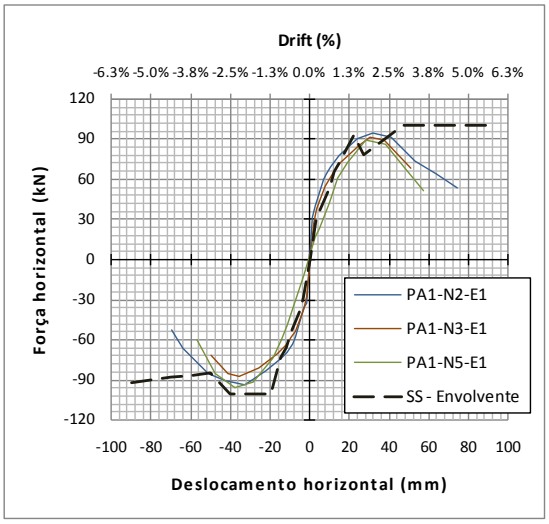
Neste conjunto de pilares – PA1-N2-E1, PA1-N3-E1, PA1-N5-E1 – foram obtidas respostas globalmente idênticas mas inicialmente o pilar PA1-N5 afastou-se dos restantes. Esta diferença, como já foi discutido no capítulo anterior, deve-se a um eventual dano que o pilar sofreu durante o seu fabrico ou transporte. Neste contexto, escolheu-se o pilar PA1-N2 para referência de comparação com a modelação numérica e os restantes pilares ensaiados.

A avaliação numérica do comportamento do conjunto de pilares ensaiados com esforço axial variável só foi realizada com a modelação do SeismoStruct aplicada à resposta cíclica. A variação da carga vertical foi modelada de acordo com os valores do Quadro 4.8 determinados especificamente para prever a sua variação nas circunstâncias em que ocorreu. Aliás, não é possível aplicar o PNL a este tipo de situações por não ser possível considerar diferentes leis de comportamento trilinear para cada nível de esforço axial aplicado.

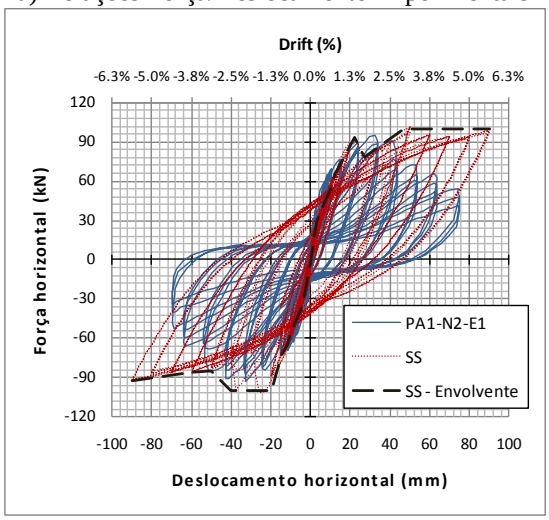
Até à cedência das armaduras, a modelação do SeismoStruct (Figura 5.3 a); b) e c)) parece ajustar-se perfeitamente à evolução dos resultados experimentais. Depois da cedência, inicia uma quebra da resistência, primeiro no lado positivo e depois no lado negativo, que recupera logo de seguida devido à progressão do esforço axial aplicado. Como já foi anteriormente referido, nos casos destes ensaios realizados com esforço axial variável é possível conhecer com elevada precisão o nível de carga atingido, sendo, no entanto, mais difícil conhecer a evolução que essa carga sofre ao longo do tempo. Isto porque o aumento da carga axial depende do deslocamento imposto pelo actuador vertical e, portanto, quanto maiores forem as amplitudes dos ciclos mais o pilar tende a comprimir o êmbolo. Acontece, no entanto, que a degradação que ocorre no betão dos pilares produz um alívio da pressão exercida no êmbolo. É este alívio provocado pela degradação dos materiais que é de muito difícil determinação, não permitindo obter uma lei de carga vertical rigorosamente ajustada ao que se passou na realidade.



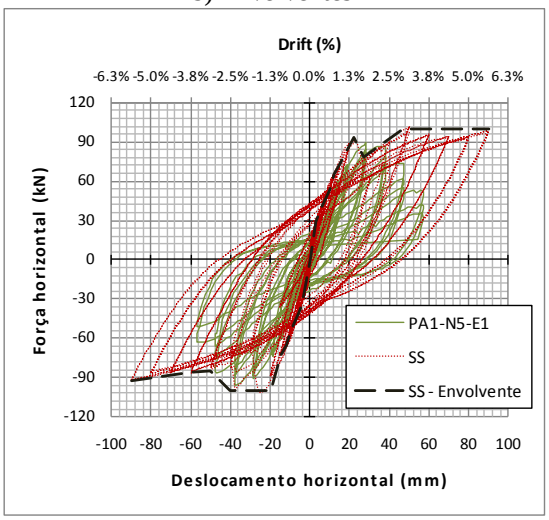
a) Relações Força/Deslocamento Experimentais



b) Envolventes



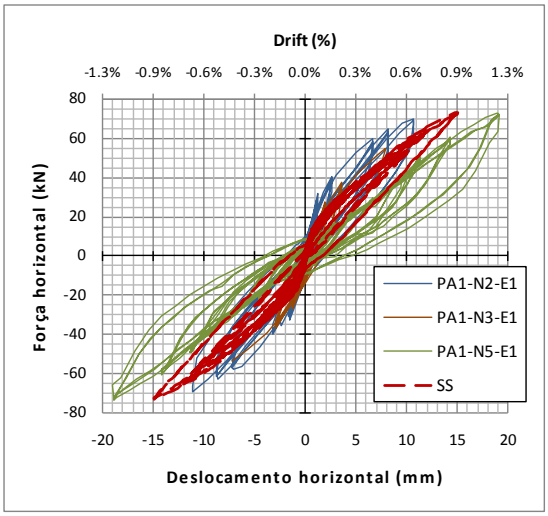
c) Comparação Experimental / Numérico (Pilar PA1-N2-E1)



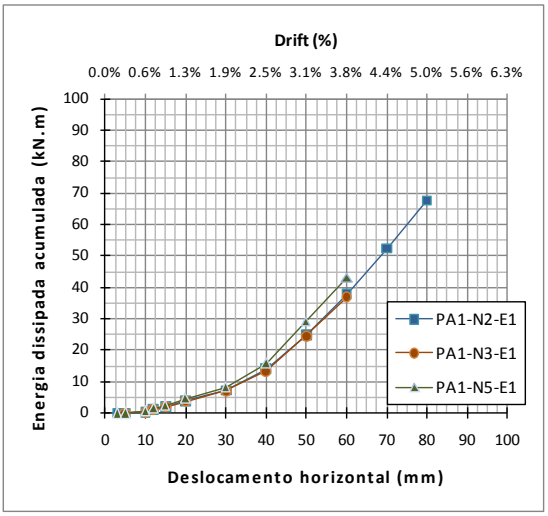
d) Comparação Experimental / Numérico (Pilar PA1-N5-E1)

Figura 5.3 – Resultados dos pilares PA1 originais com carga axial variável – Parte 1

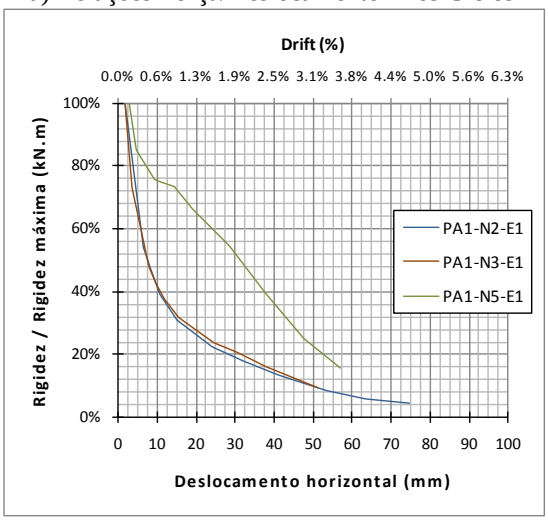
No entanto, excluindo esta dificuldade, como já foi referido, a simulação produzida pelo SeismoStruct até à cedência das armaduras é muito razoável, inclusivamente na previsão do ponto de fendilhação e das correspondentes rigidezes até ao patamar (Figura 5.4 a)).



a) Relações Força/Deslocamento - 1os Ciclos

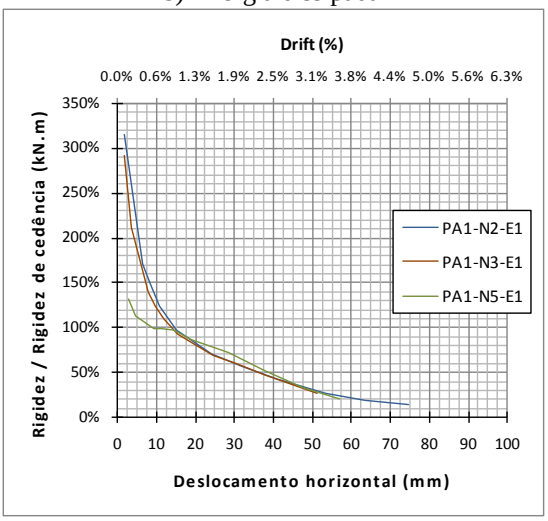


b) Energia dissipada



c) Perda da Rigidez Relativa

(em relação à rigidez máxima)



d) Perda da Rigidez Relativa

(em relação à rigidez de cedência)

Figura 5.4 – Resultados dos pilares PA1 originais com carga axial variável – Parte 2

A observação dos gráficos da energia dissipada acumulada e da perda de rigidez (Figura 5.4 b), c) e d)) permitem confirmar a boa semelhança entre os comportamentos dos pilares PA1-N2 e PA1-N3, e a interferência que um eventual dano prévio introduziu no comportamento do pilar PA1-N5.

5.3.3 Pilares PA2 originais e carga axial constante

A este grupo de pilares, ensaiados com carga axial constante, pertencem o provete PA2-N3 e o PB2-N2. Convém relembrar que o modelo PA2 faz parte do planeamento realizado no âmbito deste trabalho, enquanto que o PB2 pertence a uma série de ensaios realizada noutra investigação que decorreu no mesmo laboratório. Em relação a este grupo de pilares, todas as observações que se fizerem devem ter em consideração que a série PA2 foi prevista com a aplicação de 500 kN de esforço axial e a PB2 com 170 kN. Neste sentido, procurar-se-á incidir a análise em relação ao modelo PA2 ficando o PB2 como elemento de comparação quando assim se revelar pertinente.

Também é importante relembrar que o pilar PA2-N3 foi ensaiado com uma lei de deslocamentos impostos diferente dos seus congéneres. Depois de realizados dois ensaios do mesmo tipo sem que se conseguisse atingir a rotura por limitação do equipamento, este modelo foi aproveitado para associar ao estudo de mais dois aspectos: o *pushover* por imposição de um ciclo inicial com 48 mm de amplitude, a que corresponde um *drift* de 3%, e a fadiga por repetição (20x) dos ciclos originais, com amplitude superior à amplitude do *pushover*, até atingir a ruína.

Como primeira observação deve ser referido (ver Figura 5.5 a) e Figura 5.6 a)) que apesar das diferenças entre os esforços axiais aplicados, e excluindo o *pushover* inicial, o comportamento experimental dos pilares é muito semelhante até o PB2 atingir a plastificação das armaduras.

Na análise numérica do comportamento do pilar PA2-N3 foram considerados três cenários de carregamento: o monotónico (*pushover*); o cíclico com *pushover* inicial (só SeismoStruct); e o cíclico sem *pushover* inicial. Os resultados da implementação dos dois tipos de carregamento cíclico conduziram a respostas com um nível de aproximação muito idêntico. Nestas circunstâncias, uma vez que também se apresenta a modelação isolada do *pushover*, para facilitar a comparabilidade com os outros resultados experimentais optou-se pela apresentação das modelações numéricas que não consideram o *pushover* inicial.

O resultado dessas análises numéricas cíclicas pode ser observado na Figura 5.5 c) o SeismoStruct e d) o PNL onde se pode constatar que ambos os processos aproximam muito razoavelmente o trajecto dos resultados experimentais, seguindo uma envolvente da rigidez próxima da definida pela curva do *pushover*. Na realidade o

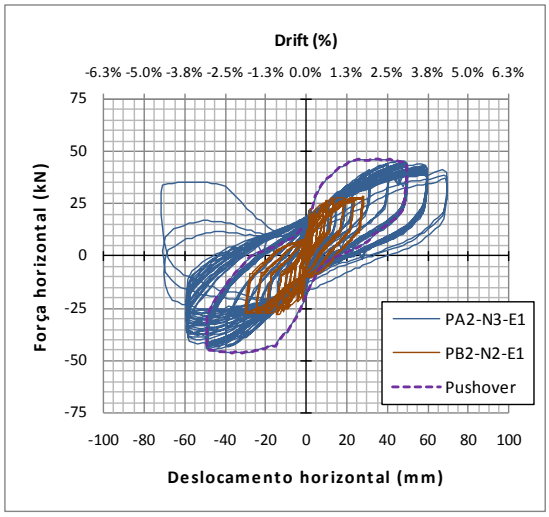
percurso depois do *pushover* segue um trajecto mais directo ao deslocamento máximo atingido nessa primeira incursão não linear. Relativamente ao resto do desempenho das modelações verifica-se que o PNL foi bastante mais rigoroso na simulação do efeito de aperto (*pinching*) enquanto o SeismoStruct se revelou mais uma vez muito preciso na determinação do início da redução da resistência.

Para este caso, a modelação monotónica (*pushover*) foi realizada através da modelação com o SeismoStruct e com o PNL. Como se pode verificar na Figura 5.5 c) ou d) essa simulação decalca quase na perfeição o trajecto da curva experimental. Mesmo na parte do gráfico que se refere a valores de deslocamento imposto superiores ao *pushover* experimental, pelo menos o lado positivo onde a secção resistiu bastante melhor, a simulação numérica acompanhou muito razoavelmente a degradação evidenciada nos ciclos subsequentes. Quanto à análise do *pushover* realizada com o PNL, dadas as simplificações inerentes ao método, com as condições iniciais definidas para este pilar, conseguiu simular bastante bem o *pushover* experimental.

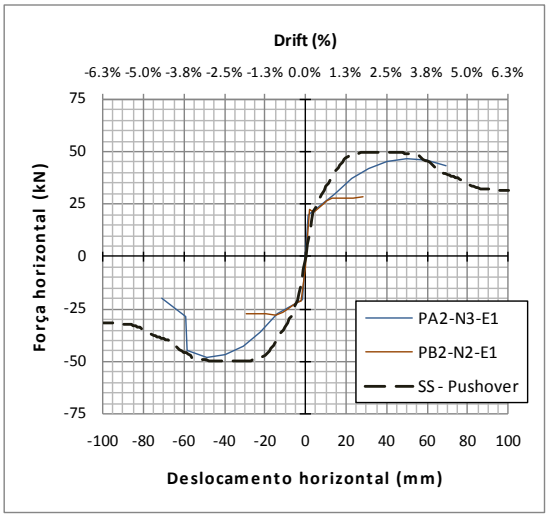
Na Figura 5.5 b), uma vez que aí se pretendeu representar a envolvente do carregamento cíclico posterior ao *pushover* inicial. Desta forma, pretende-se com este gráfico evidenciar as diferenças entre o comportamento do pilar com e sem *pushover* inicial. O que se verifica é que, como era de esperar, depois de atingida a rigidez de fissuração, o trajecto da envolvente cíclica desvia-se da curva do *pushover* e aproxima-se claramente do trajecto definido pela rigidez entre o aludido ponto de fissuração e a incursão máxima imposta no *pushover*.

Na Figura 5.6 a), onde está pormenorizado respectivo comportamento inicial, pode confirmar-se o desvio do trajecto do carregamento cíclico experimental em relação ao *pushover*. Também se pode observar o trajecto da envolvente da simulação cíclica do SeismoStruct que, também como seria de esperar, tende a seguir a trajectória do *pushover*.

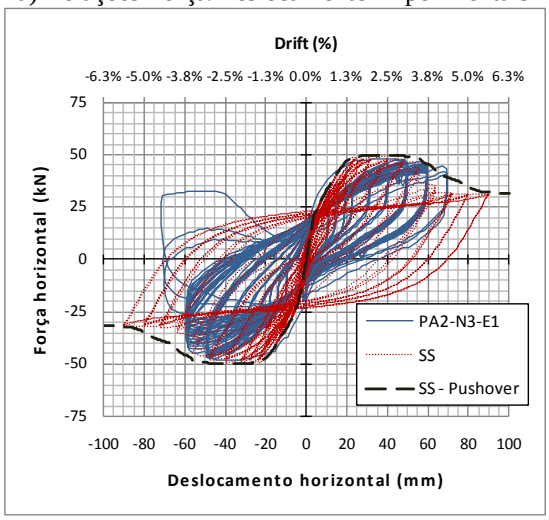
Quanto aos gráficos da energia dissipada acumulada e da perda de rigidez percebe-se que não são idênticos aos até agora apresentados. No gráfico da Figura 5.6 b), da energia dissipada acumulada por conjuntos de ciclos com a mesma amplitude (que também contempla a energia dissipada pelo *pushover* embora não esteja representada), verifica-se uma clara diferença entre a acumulação de energia nos ciclos de amplitude inferior ao *pushover* com três repetições e os de amplitude superior com vinte repetições.



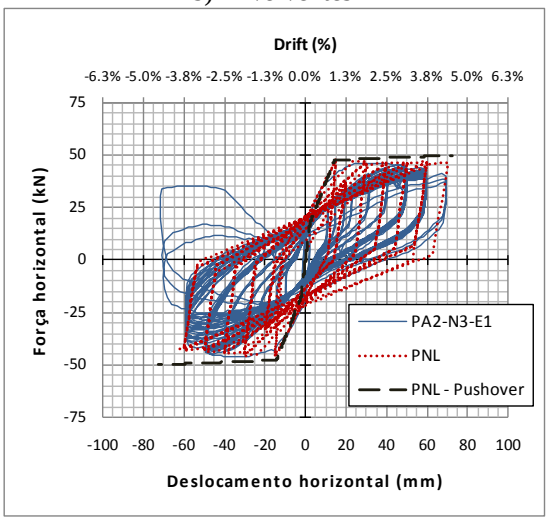
a) Relações Força/Deslocamento Experimentais



b) Envolventes



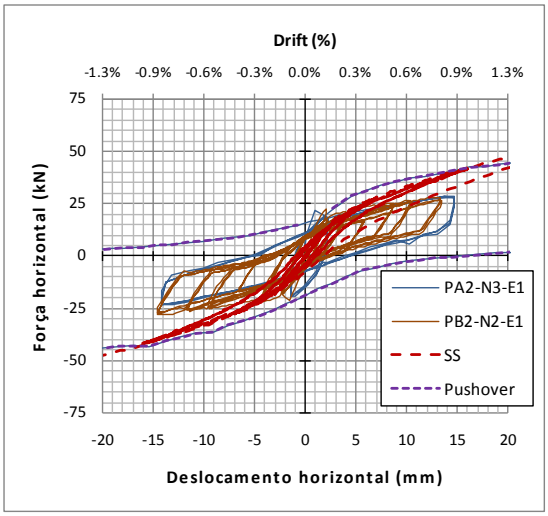
c) Comparação Experimental / Numérico (SeismoStruct)



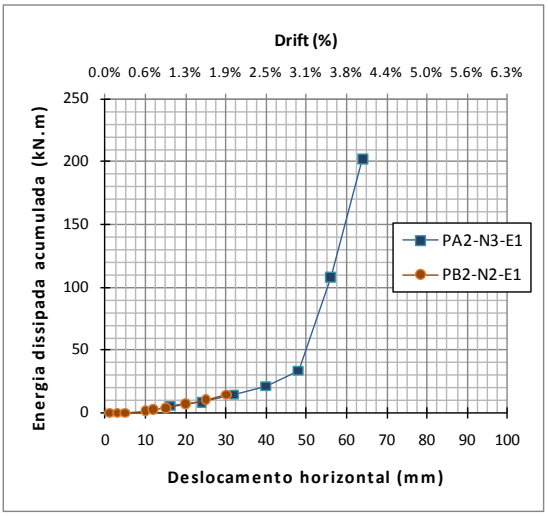
d) Comparação Experimental / Numérico (PNL)

Figura 5.5 – Resultados dos pilares PA2 originais e carga axial constante – Parte 1

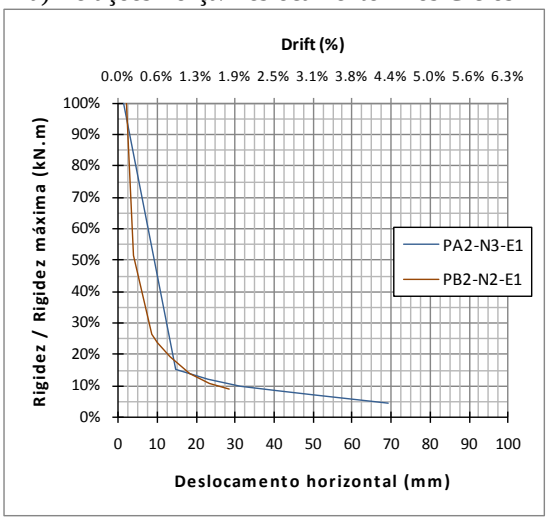
Nos gráficos da perda de rigidez (Figura 5.6 c) e d)) confirma-se que no *pushover* se verifica uma rigidez inicial superior às correspondentes de progressão mais lenta (450% da rigidez de cedência), bem como a quebra acentuada da rigidez que se verifica logo no ciclo seguinte ao *pushover*.



a) Relações Força/Deslocamento - 1os Ciclos

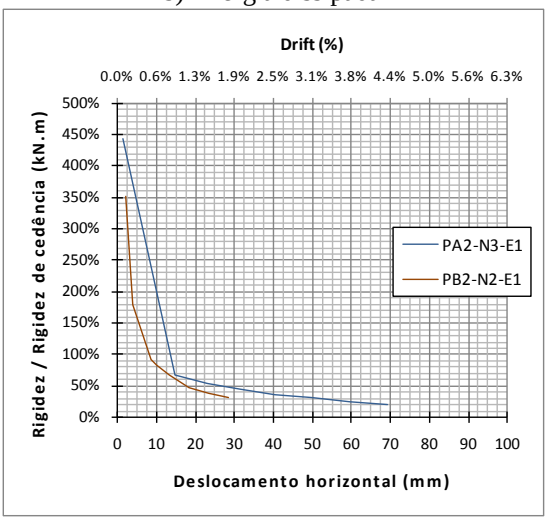


b) Energia dissipada



c) Perda da Rigidez Relativa

(em relação à rigidez máxima)



d) Perda da Rigidez Relativa

(em relação à rigidez de cedência)

Figura 5.6 – Resultados dos pilares PA2 originais e carga axial constante – Parte 2

5.3.4 Pilares PA2 originais com carga axial variável

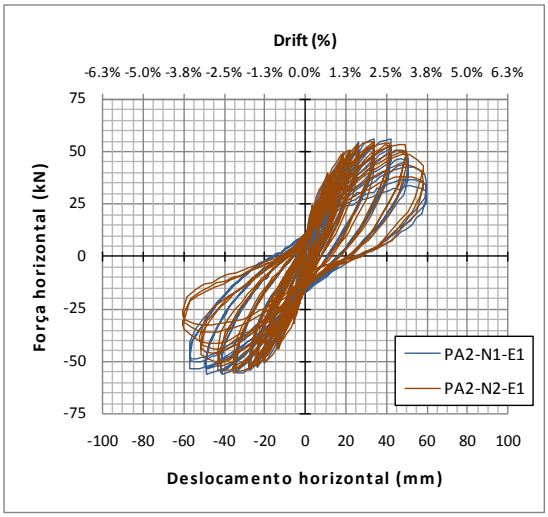
No caso deste conjunto de pilares – PA2-N1-E1, PA2-N2-E1 – como não vão servir de referência para comparações posteriores, entendeu-se não apresentar qualquer modelação numérica que simule o respectivo comportamento.

Mas se se observar a diferença que existe entre a força horizontal que é aplicada nos ensaios com e sem carga axial variável, (Figura 5.7 b)) verifica-se que é muito pequena na ordem dos 5 a 7 kN ou seja uma diferença de aproximadamente 10% (ver 4.4.4). O facto do pilar nesta direcção ser muito flexível origina que as deformações impostas interfiram menos no êmbolo vertical e que o esforço axial interfira pouco no momento resistente. Em conclusão, no caso dos pilares ensaiados no sentido da menor inércia, as diferenças entre os resultados dos que foram solicitados por cargas axiais variáveis e constantes não são significativas.

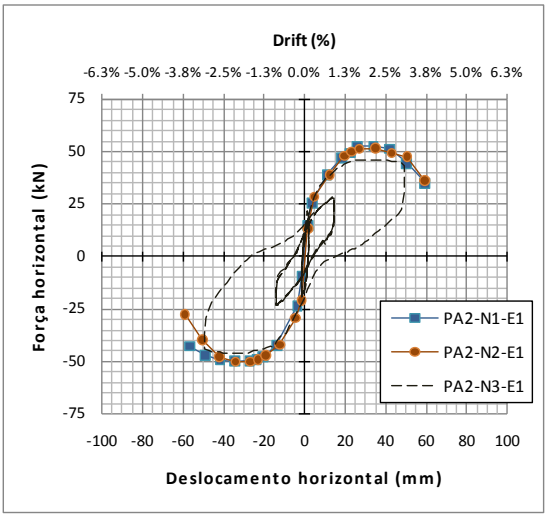
Esta constatação permite considerar a possibilidade de adoptar estes resultados como referência, em particular os da energia e da perda de rigidez, em vez dos resultados de pilar PA2-N3 ensaiados com um *pushover* inicial e ciclos de fadiga no final. É certo que, para valores mais extremos, a degradação da resistência deve implicar algumas diferenças não negligenciáveis. Mas de qualquer forma, melhor comparáveis do que os resultados do ensaio com *pushover* e fadiga.

Se fizermos a comparação dos resultados para os primeiros ciclos de ensaio (Figura 5.7 c)) verifica-se que as observações referidas no caso do ensaio com carga axial constante se aplicam a este caso, em particular note-se a coincidência entre a envolvente da curva força-deslocamento com o trajecto definido pelo *pushover* inicial.

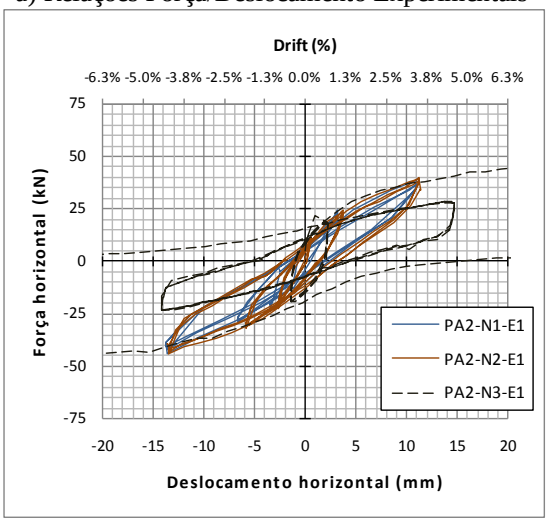
Em relação à energia dissipada (Figura 5.7 d)) constata-se que (enquanto é possível comparar: PA2 a partir dos 3% de *drift* entra no estudo da fadiga; e PB2 só foi ensaiado até aos 30 mm de deslocamento) no início, até aos 30 mm de deslocamento, existe um desfasamento entre as curvas dos ensaios com carga axial variável e constante. Verifica-se também que, essa diferença é mais provocada pelo ramo da descarga que, no caso dos ensaios com carga axial variável, revela um maior efeito de aperto (efeito de *pinching*).



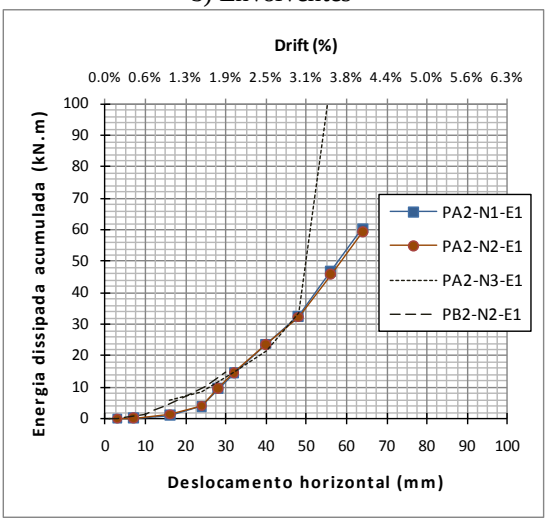
a) Relações Força/Deslocamento Experimentais



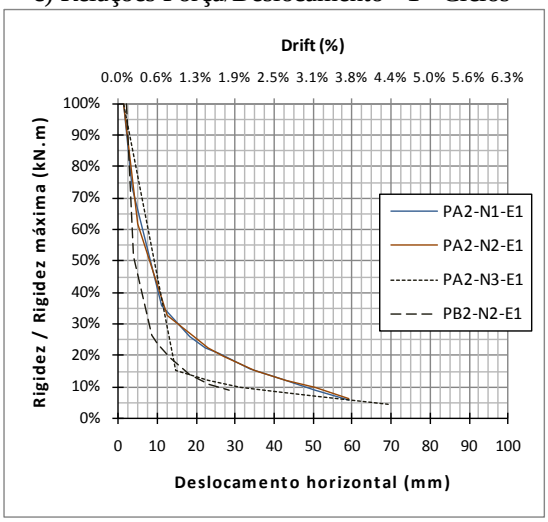
b) Envolventes



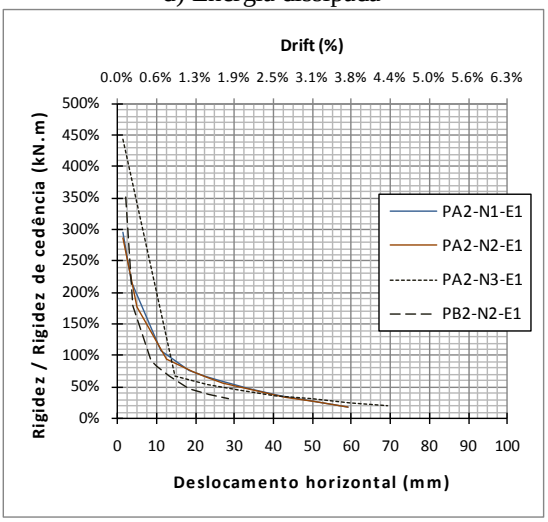
c) Relações Força/Deslocamento - 1os Ciclos



d) Energia dissipada



e) Perda da Rigidez Relativa
(em relação à rigidez máxima)



f) Perda da Rigidez Relativa
(em relação à rigidez de cedência)

Figura 5.7 – Resultados dos pilares PA2 originais com carga axial variável

Também no caso da perda de rigidez (Figura 5.7 e) e f)) se verificam diferenças entre os dois grupos ensaiados. Os pilares ensaiados com carga axial variável revelaram uma maior (ainda que ligeira, cerca de 10% superior) capacidade em manter a rigidez, que desaparece no final para *drifts* na ordem dos 3.5%. Note-se que a diferença percentual aqui apresentada é idêntica à diferença entre as forças horizontais aplicadas nos mesmos ensaios.

5.4 ANÁLISE DOS PILARES PA1 REFORÇADOS

Nesta secção pretende-se fazer uma análise comparativa dos resultados entre os espécimes do mesmo grupo e o pilar escolhido para referência sem reforço, evidenciando os aspectos mais relevantes do desempenho dos reforços utilizados. Em relação às modelações numéricas dos reforços, serão apresentadas considerações em relação às modelações realizadas para o efeito ou em relação às modelações de referência anteriormente apresentadas, salientando os aspectos que podem influenciar a sua aplicabilidade.

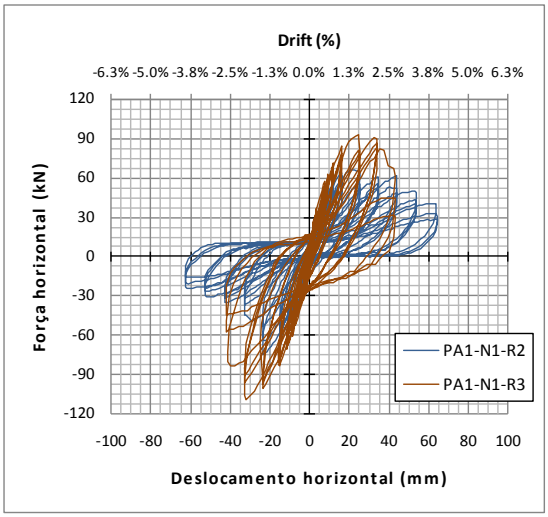
5.4.1 Pilares PA1 reparados sem reforço com carga axial variável

Este grupo de pilares é composto por dois ensaios do mesmo provete (R2 e R3) reparados depois de previamente danificados mas em relação aos quais se decidiu não aplicar qualquer reforço. Pretendeu-se com esta estratégia avaliar as diferenças entre desempenhos de reparações realizadas:

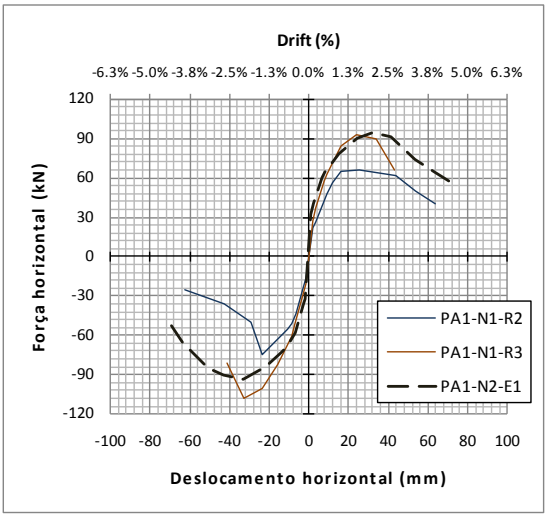
PA1-N1-R2 – por empalme das armaduras longitudinais

PA1-N1-R3 – por solda das armaduras longitudinais

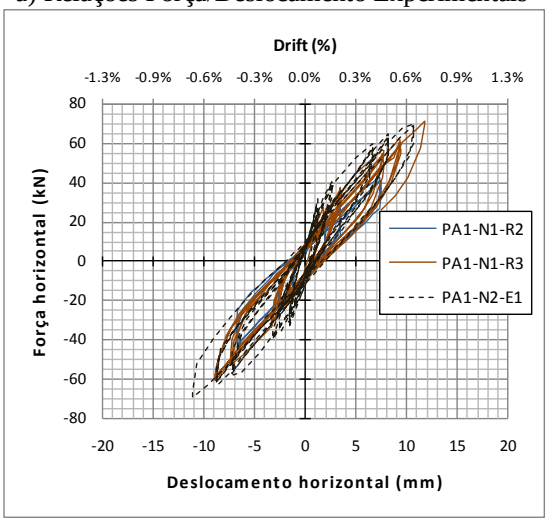
Como se pode verificar através da análise dos gráficos: o comportamento inicial das reparações (Figura 5.8 c)) é muito idêntico à referência original, não se notando alterações substanciais provocadas pela melhoria das características do betão.



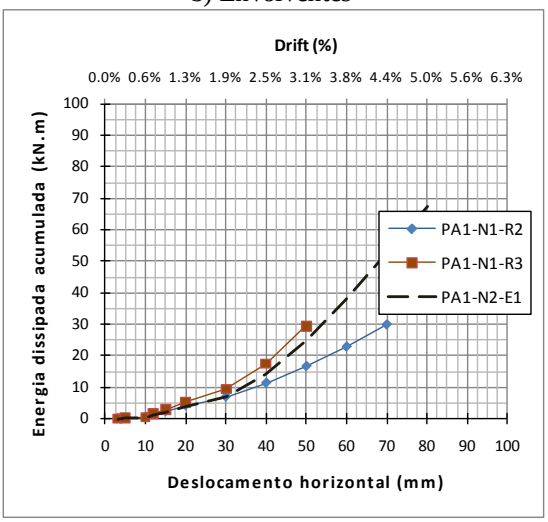
a) Relações Força/Deslocamento Experimentais



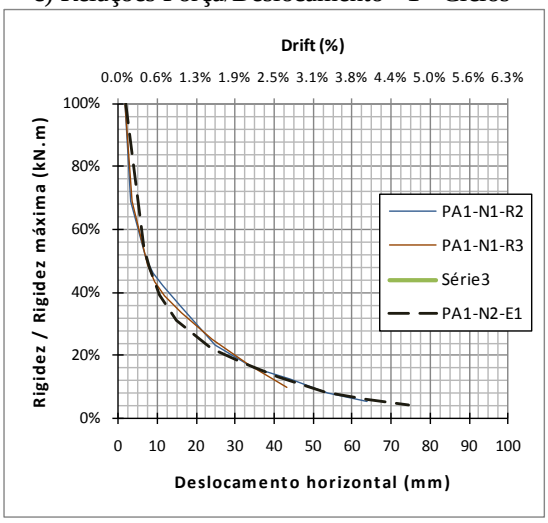
b) Envolventes



c) Relações Força/Deslocamento - 1os Ciclos

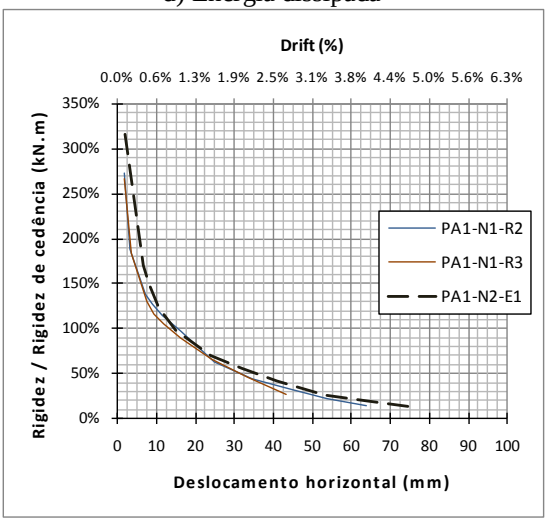


d) Energia dissipada



e) Perda da Rigidez Relativa

(em relação à rigidez máxima)



f) Perda da Rigidez Relativa

(em relação à rigidez de cedência)

Figura 5.8 – Resultados dos pilares PA1 reparados sem reforço com carga axial variável

Já para a fase seguinte (Figura 5.8 b)), depois da fissuração do betão, se nota que o pilar PA1-N1-R2 vai perdendo progressivamente rigidez provocada pelo deslizamento das armaduras empalmadas até que, por volta dos 1.5% de *drift* negativo, cede e perde claramente a capacidade resistente. No lado positivo o pilar consegue aguentar melhor sem cedências abruptas mas com valores de resistência cerca de 65% abaixo da referência.

O comportamento do pilar PA1-N1-R3 acompanha o comportamento da referência, até superando a capacidade resistente em cerca de 15% provavelmente por aumento da área de armadura que a solda consegue mobilizar, mas quando as soldas quebram produzem um tipo de rotura muito mais frágil.

Como era de esperar, o pilar com armaduras empalmadas revela uma capacidade de dissipação de energia bastante mais baixa (Figura 5.8 d)), enquanto que o pilar reparado com solda supera ligeiramente a reposição das condições originais do pilar.

A perda de rigidez relativa (Figura 5.8 d) e e)) é muito idêntica para todos os caos em confronto, embora talvez se pudesse admitir que o pilar com empalme evidenciasse uma perda de rigidez superior aos restantes. De facto é verdade que este pilar tem uma rigidez inferior, mas como os gráficos representam a perda de rigidez relativa e os valores em relação aos quais é calculada (rigidez máxima e de cedência) também baixam o resultado final é idêntico.

5.4.2 Pilares PA1 reforçados com CFRP com carga axial variável

Este conjunto de pilares diferencia-se entre si, não por causa do tipo de reforço ou técnica utilizada mas porque foi aplicado num dos casos a um pilar original e no outro a um pilar que sofreu danificação prévia provocada por um ensaio anterior:

PA1-N1-R1 – reforçado com CFRP depois de um ensaio prévio; e

PA1-N4-R1 – reforço de um pilar original com CFRP

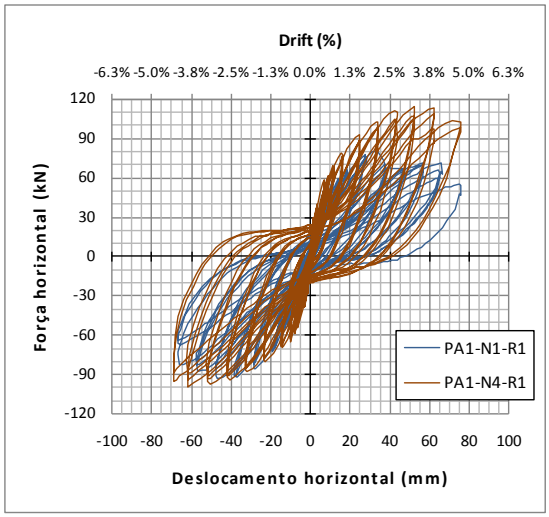
Quanto ao pilar original reforçado verifica-se que, até cerca de 2% a 2.5% de *drift* em relação a todos os aspectos avaliados (Figura 5.9), tem um comportamento em tudo idêntico ao pilar de referência sem reforço. Em resumo, até se atingir o valor máximo resistente do pilar de referência não se nota que o confinamento do betão produzido pelas mantas de CFRP influencie o comportamento pilar o que inclui

todas as fases até à cedência das armaduras. Já para valores superiores o efeito é muito relevante fazendo com que a capacidade resistente aumente em cerca de 10% a 15% e principalmente a ductilidade que, dadas as limitações do equipamento, não foi possível avaliar completamente. Neste caso o reforço revelou a sua eficiência no confinamento das secções mais solicitadas, controlando o destacamento do betão (*spalling*) e a encurvadura dos varões de armadura longitudinal (*buckling*).

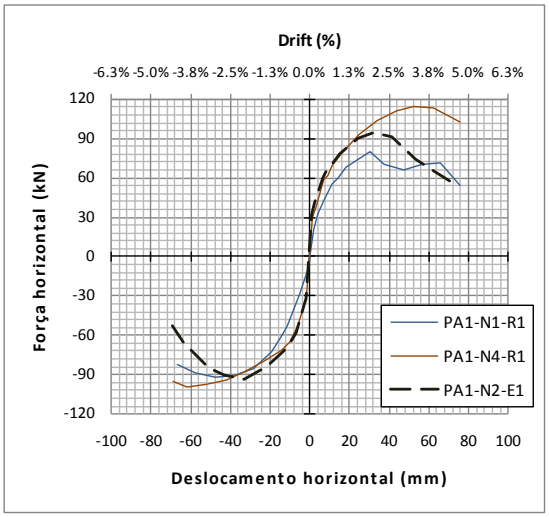
Já em relação ao pilar que foi reforçado depois de danificado se nota que a alteração das características das armaduras longitudinais produzidas pelo anterior ensaio influenciou, logo desde início, a rigidez do pilar (Figura 5.9 c)) que foi progressivamente reduzindo até ao *drift* correspondente ao valor máximo de resistência (Figura 5.9 b)). Este processo foi ainda mais evidente no lado positivo da curva onde se verificou que nem o valor da resistência foi possível repor.

Esta constatação mostrou mais uma vez a importância que a reposição das armaduras, ou de uma forma mais geral que a reparação dos danos, tem no contexto da aplicação de reforços que tenham como objectivo fundamental intervir através do confinamento do betão.

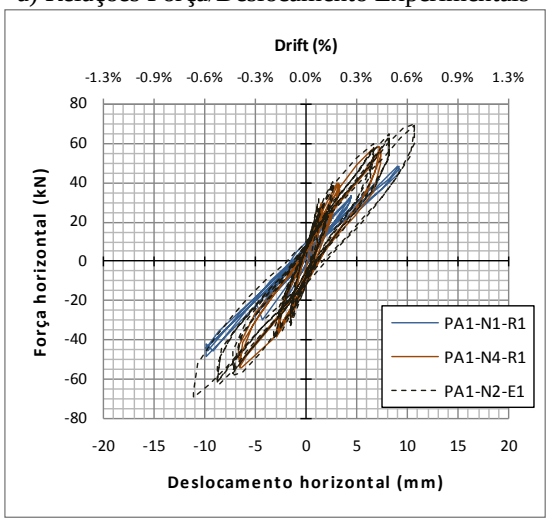
Todos estes aspectos conduziram a uma menor capacidade de dissipação de energia (Figura 5.9 d)) e a uma maior perda de rigidez visível principalmente no gráfico da (Figura 5.9 e)).



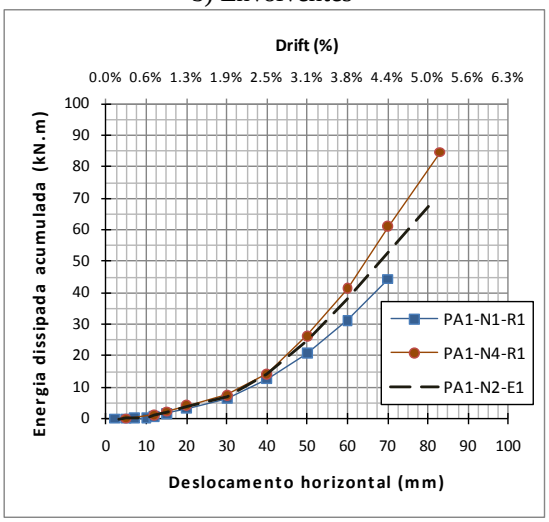
a) Relações Força/Deslocamento Experimentais



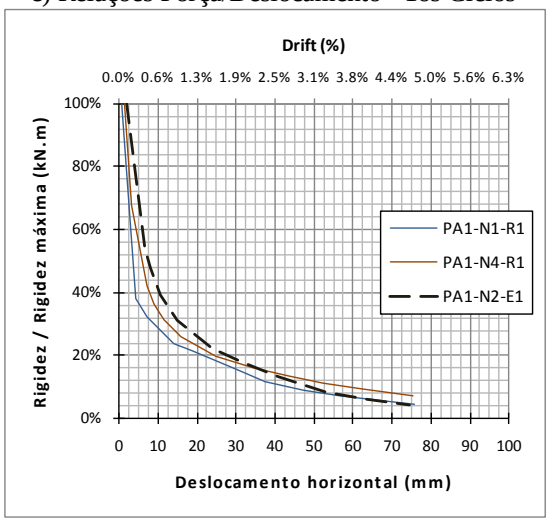
b) Envolventes



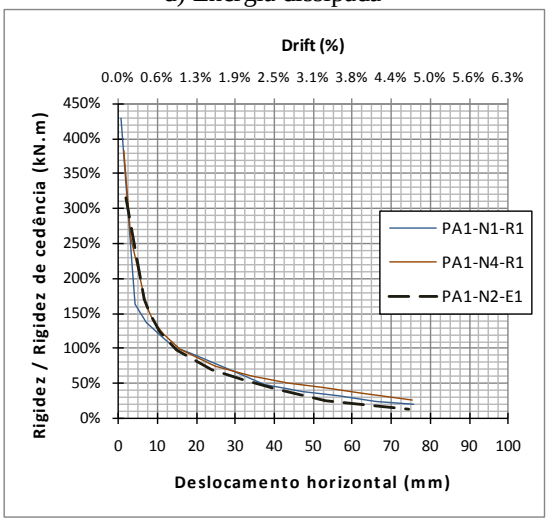
c) Relações Força/Deslocamento - 1os Ciclos



d) Energia dissipada



e) Perda da Rigidez Relativa
(em relação à rigidez máxima)



f) Perda da Rigidez Relativa
(em relação à rigidez de cedência)

Figura 5.9 – Resultados dos pilares PA1 reforçados com CFRP com carga axial variável

5.4.3 Pilares PA1 reforçados com CFRP com carga axial constante

Neste grupo de pilares foi adoptado o reforço da rótula plástica por encamisamento com mantas de CFRP. Nesses reforços foram introduzidas algumas variantes:

PA1-N4-R2 – encamisamento com CFRP e laminados ancorados na base
PA1-N6-R1 – encamisamento com CFRP
PA1-N5-R1 – encamisamento com CFRP com o dobro da espessura,

que, por comparação dos desempenhos, permite avaliar das suas potencialidades.

Genericamente pode concluir-se que os pilares sem reforço longitudinal apresentam uma rigidez inicial (Figura 5.10 c)) inferior à referência sem reforço (e em relação ao pilar PA1-N4-R2 com reforço longitudinal) em cerca de 15%. De facto, todos os pilares deste grupo foram previamente ensaiados e só depois reparados e reforçados, o que, como já foi referido no capítulo anterior, o posicionamento das armaduras de reparação devem ter alterado as condições geométricas das suas secções da base. É essa alteração que agora se faz repercutir na menor rigidez inicial que conferem aos pilares. O reforço longitudinal aplicado ao pilar PA1-N4-R2 atingiu um dos objectivos para que foi dimensionado e permitiu a reposição da rigidez original (o outro objectivo de aumento da resistência será discutido adiante).

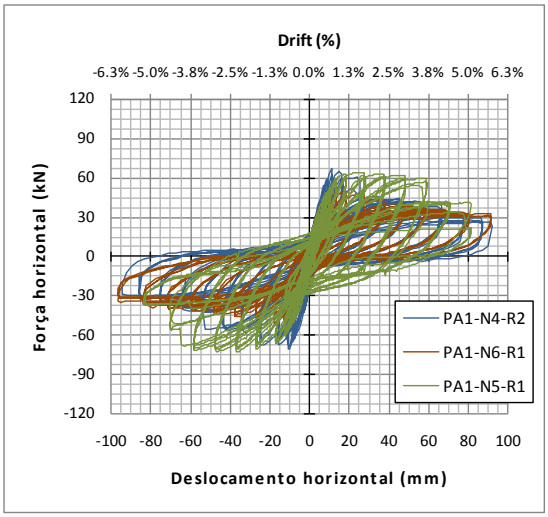
Em relação ao pilar PA1-N6-R1, reforçado com CFRP tal como dimensionado e sem qualquer variante, verifica-se que o seu comportamento global ficou abaixo do esperado. Inicialmente, até atingiu a resistência máxima (Figura 5.10 c)), ainda seguiu um trajecto normal de pilar reparado, em que a rigidez baixou ligeiramente em relação ao original. Para valores superiores a 0.6% de *drift* que corresponde à força máxima atingida, começaram a verificar-se cedências entre as armaduras originais e de reparação que provocou um abaixamento da resistência em cerca de 20 % (50 kN enquanto que a referência atingiu 60 kN). Nestas circunstâncias, como se pode verificar no gráfico da Figura 5.10 d), inicialmente, durante o trajecto elástico da força-deslocamento, a energia dissipada teve um comportamento que compara bem com a referência e desce significativamente a partir da altura em que não atinge a resistência esperada.

Passando à apreciação dos resultados do pilar reforçado com o dobro da espessura de fibras, o PA1-N5-R1, como primeira observação geral pode constatar-se que este reforço repôs as condições originais. Do ponto de vista da envolvente global (Figura 5.10 b)) o trajecto seguido pelo diagrama é genericamente igual à referência sem

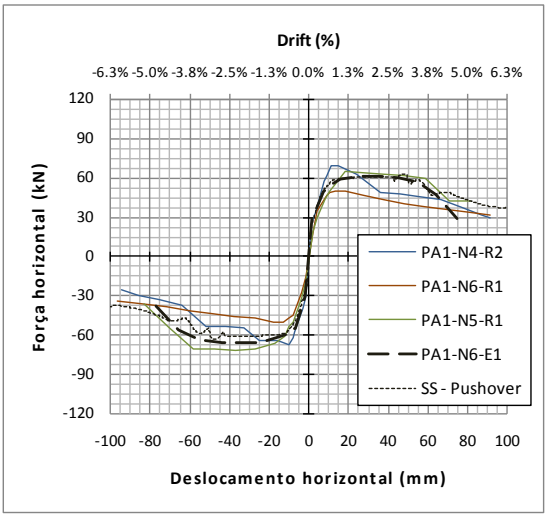
reforço, inclusivamente com ganho ligeiro de resistência em cerca de 5 kN. Porque repetiu o ponto em que se iniciou a quebra de resistência, também não houve alteração da ductilidade. Por causa da aludida pequena redução da rigidez inicial, que se manteve constante até à plastificação das armaduras (Figura 5.10 c)), a dissipação de energia (Figura 5.10 d)) desceu ligeiramente recuperando na parte final por via do ligeiro ganho da resistência.

Quanto ao pilar reforçado por encamisamento com mantas de CFRP e laminados ancorados na base, pilar PA1-N4-R2, a descrição dos resultados pode dividir-se em duas partes: antes e depois da rotura da ancoragem dos laminados. Na primeira fase a rigidez inicial (Figura 5.10 c)) foi superior à dos restantes pilares deste grupo e muito semelhante à do pilar de referência sem reforço, o que revela a reposição das condições inicias definidas no dimensionamento dos reforços. Já em relação à resistência máxima, o valor atingido foi da mesma ordem de grandeza da referência, o que, se se associar o que se passou depois dos laminados deixarem de actuar, em que a resistência baixou para valores próximos do pilar PA1-N6-R1, leva a concluir que as armaduras reparadas também não foram totalmente eficazes e que foram os laminados que possibilitaram que a resistência de referência fosse atingida.

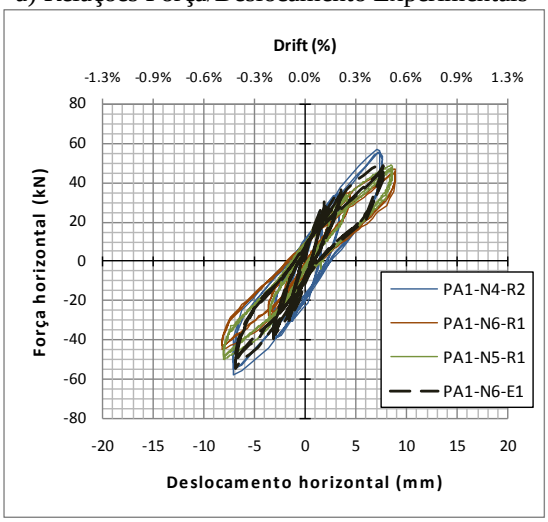
Como se pode contactar no gráfico da (Figura 5.10 e)), em nenhum dos casos se verificou uma variação na perda de rigidez relativa. Isto não significa que não tenha havido variações na rigidez, o que aconteceu é que elas foram compensadas pela redução equivalente da rigidez máxima. Já quando comparadas as rigidezes relativas à rigidez de cedência (Figura 5.10 f)), verifica-se que no caso do pilar reforçado sem variantes, mas em que as armaduras reparadas não resistiram devidamente, revela uma mais acentuada perda por causa da rigidez de cedência que é ligeiramente mais baixa.



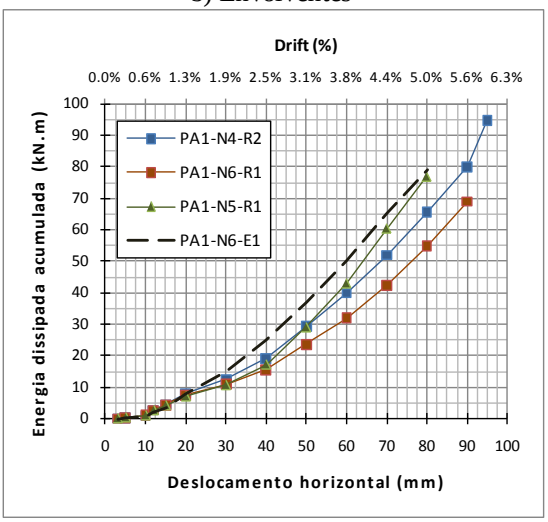
a) Relações Força/Deslocamento Experimentais



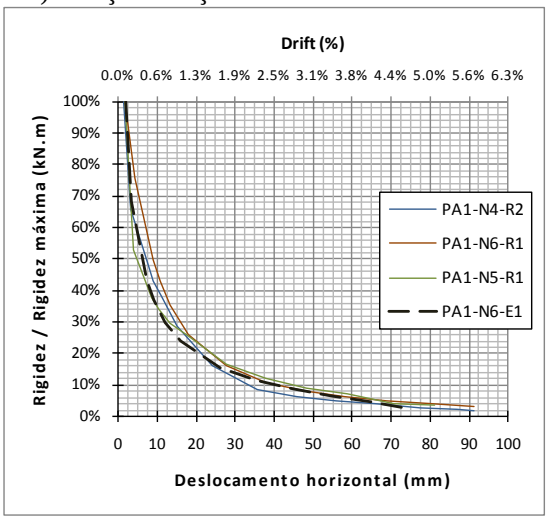
b) Envolventes



c) Relações Força/Deslocamento - 1os Ciclos

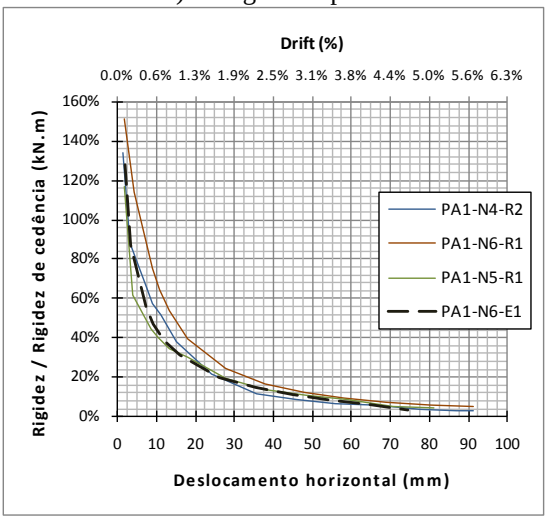


d) Energia dissipada



e) Perda da Rigidez Relativa

(em relação à rigidez máxima)



f) Perda da Rigidez Relativa

(em relação à rigidez de cedência)

Figura 5.10 – Resultados dos pilares PA1 reforçados com CFRP com carga axial constante

5.4.4 Pilares PA1 reforçados com aço com carga axial variável

No planeamento deste grupo de pilares foi prevista a possibilidade de comparação da eficiência de reforços em aço com:

PA1-N2-R1 – cintas entre os espaçamentos dos estribos;
PA1-N3-R1 – cintas ligados por cantoneiras nos cantos; e
PA1-N3-R2 – cintas com cantoneiras ancoradas na base;

Antes de qualquer outro comentário deve ser referido que neste grupo de reforços a reparação das armaduras foi realizada por empalme de varões com o mesmo diâmetro soldados às armaduras longitudinais originais que se encontravam afastadas de pelo menos 15 cm. No fundo esta reparação equivaleu à substituição das armaduras na zona mais solicitada. A excepção aconteceu com o pilar PA1-N3-R1 onde as armaduras, ainda que seccionadas, se encontravam com os topos muito próximos. Esta circunstância associada à constatação (Figura 5.11 a)) de que a resistência atingida não é compatível com a quantidade de armaduras longitudinais que se previa estarem a funcionar, leva-nos a concluir que solda dos varões foi realizada de forma a que, no final, a secção de armadura fosse aproximadamente dupla da original. Nesta circunstância a comparação dos resultados deste pilar fica bastante prejudicada mas, como se verá adiante, não completamente inviabilizada.

Comparando globalmente as respostas dos pilares, pode admitir-se que os reforços com cintas de aço são capazes de repor as condições originais, inclusivamente a rigidez inicial (Figura 5.11 c)) por causa da substituição das armaduras, se revelou igual à de referência.

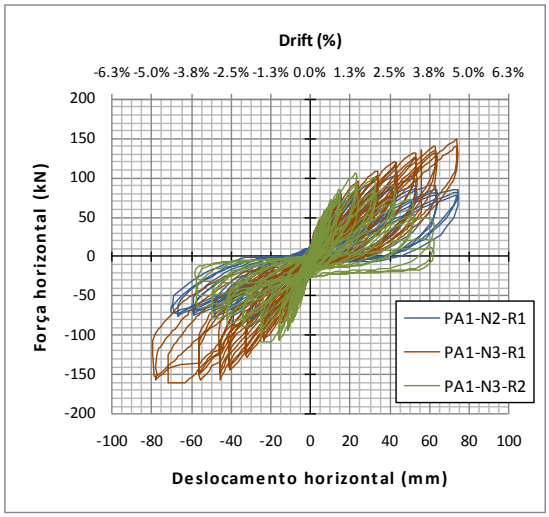
Observando os gráficos das Figura 5.11 a) c) e principalmente b) pode constatar-se que: o pilar PA1-N2-R1 tem um desenvolvimento idêntico à referência no lado negativo do gráfico e é aproximadamente simétrico no lado positivo; a menos de uma qualquer imperfeição do pilar que condicionou o seu comportamento no lado positivo, até próximo dos valores de resistência máxima, a comparação com a referência é muito boa; depois desses valores, por acção do esforço axial crescente, a degradação do betão condiciona o valor da própria carga vertical e o comportamento do pilar; ainda assim e nestas circunstância, a ductilidade não parece ser muito afectada.

O pilar PA1-N3-R1, mesmo com mais quantidade de armadura longitudinal que os restantes teve um comportamento inicial, até ao início da plastificação das armaduras, muito idêntico aos restantes.

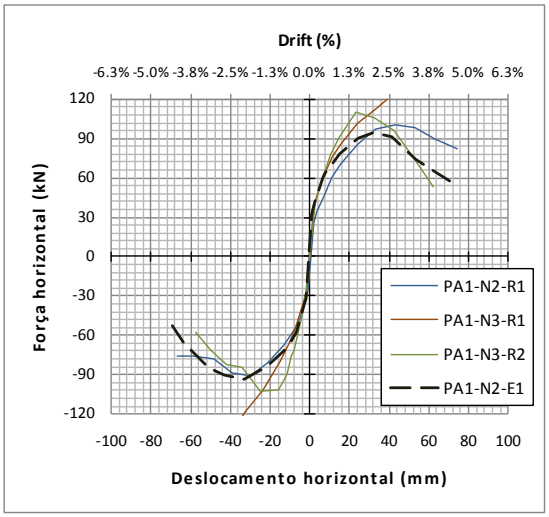
O pilar PA1-N3-R2, com ligação do reforço à base, enquanto as cantoneiras funcionaram como armadura longitudinal, teve um comportamento com rigidez inicial muito ligeiramente superior e seguiu num trajecto idêntico aos restantes até ao início da plastificação das armaduras, altura em que progrediu até um valor de resistência última superior a 100 kN (cerca de 15% superior à referência). E só não progrediu mais porque se verificou a rotura da ligação entre as cintas e as cantoneiras que fez com que deixassem de estar a funcionar em flexão. A partir dessa altura ficaram só as armaduras interiores a resistir às solicitações o que levou o pilar a tender para um comportamento mais próximo da referência.

Em relação à capacidade de dissipar energia (Figura 5.11 d)), o pilar com maior rigidez inicial (PAN3-R2) revela melhor capacidade adquirida no período anterior à plastificação das armaduras que depois se aproxima da referência tal como acontece com a relação força/deslocamento. Os outros dois pilares, com rigidez inicial igual à referência por via do ramo de descarga que aumenta o efeito de aperto (*pinching*) revelam uma menor capacidade em dissipar energia, particularmente depois da plastificação das armaduras.

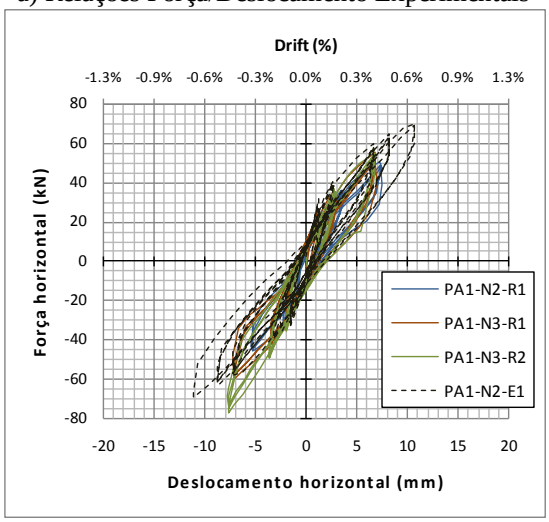
Quanto à evolução da rigidez (Figura 5.11 e) e f)), todos os pilares acompanham razoavelmente as perdas relativas verificadas na referência, todos com uma rigidez inicial igual a 3 a 3.5 vezes a rigidez de cedência. Para valores de deslocamentos mais avançados, enquanto o pilar PA1-N3-R1 (com maior quantidade de armadura) continua sem plastificar as armaduras (lado positivo), os ganhos de resistência conduzem a menores perdas de rigidez.



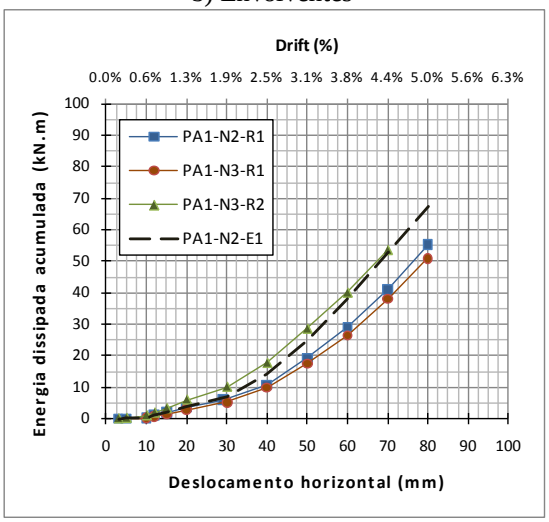
a) Relações Força/Deslocamento Experimentais



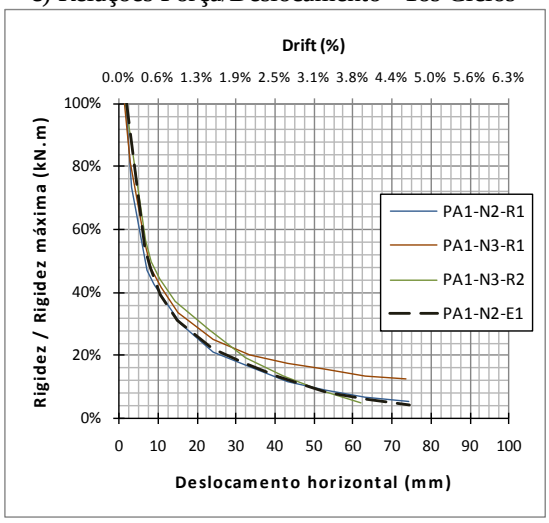
b) Envolventes



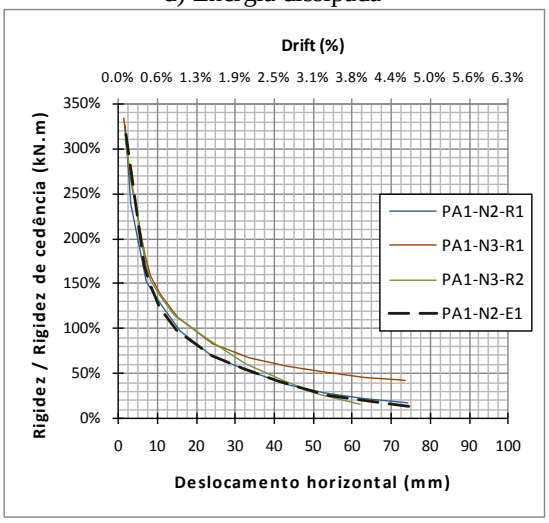
c) Relações Força/Deslocamento - 1os Ciclos



d) Energia dissipada



e) Perda da Rigidez Relativa
(em relação à rigidez máxima)



f) Perda da Rigidez Relativa
(em relação à rigidez de cedência)

Figura 5.11 – Resultados dos pilares PA1 reforçados com aço com carga axial variável

5.5 ANÁLISE DOS PILARES PA2 REFORÇADOS

Nesta secção, como só existem dois tipos de reforço, a comparação dos resultados será realizada em conjunto sem separação por tipo de material aplicado. Pretende-se fazer uma análise comparativa entre ambos e entre as referências sem reforço escolhidas, de forma a evidenciar os aspectos mais relevantes do desempenho dos reforços utilizados. Em relação às modelações numéricas, neste caso apenas foi tentada a simulação do reforço com CFRP. O comportamento do pilar reforçado com encamisamento com chapa de aço não foi realizado por se tratar de um tipo de reforço que alterou claramente o funcionamento da zona onde foi aplicado.

5.5.1 Pilares PA2 reforçados com aço e com carga axial constante

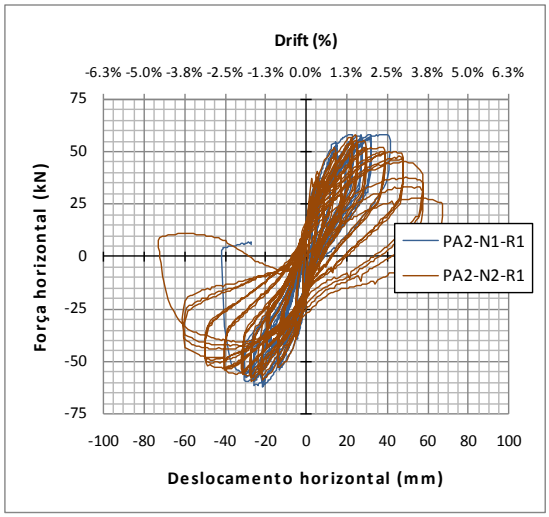
Neste grupo de reforços foi previsto ensaiar dois tipos: um em aço e outro em fibras. Mas dada a reduzida resistência dos pilares com esta dimensão, solicitados na direcção de menor inércia demonstram, pensou-se em reforçá-los não só em ductilidade como também em resistência. Foi nesta perspectiva que foram planeados os reforços:

PA2-N1-R1 – encamisamento com chapa de aço ligado à base; e

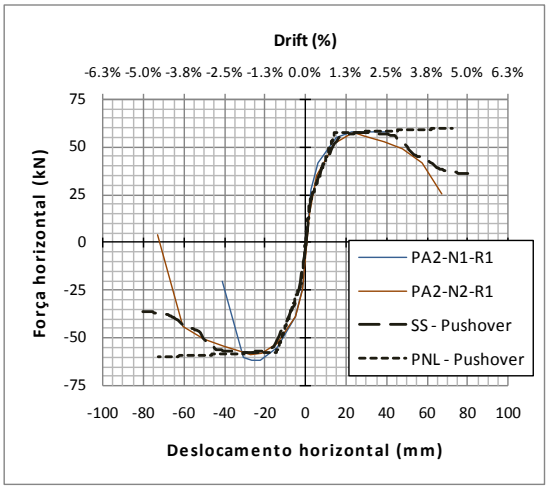
PA2-N2-R1 – encamisamento com mantas de CFRP e laminados ancorados na base

Quanto ao reforço com aço, relembra-se que exteriormente não foram visíveis quaisquer danos de relevo e a sua rotura foi abrupta para um *drift* pequeno de 1.7 %. Antes de romper, tal como se pode verificar por observação dos gráficos da Figura 5.12, o pilar teve um comportamento próximo do outro reforço e das respectivas modelações.

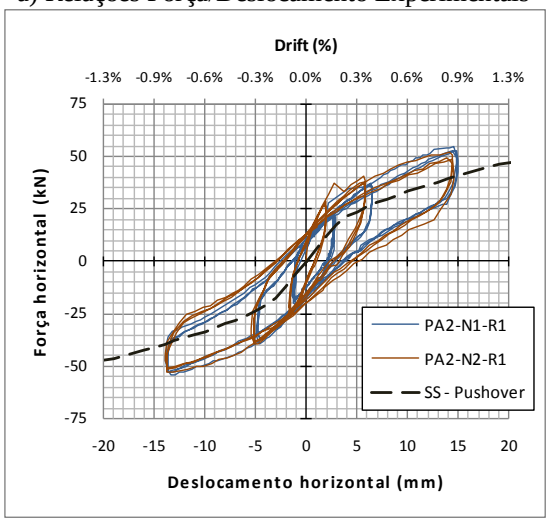
O reforço com fibras e laminados foi simulado numericamente admitindo a melhoria do confinamento e que a quantidade de laminados foi convertida em aço aumentando a sua área. Esta estratégia resultou no aumento da rigidez (melhor confinamento) e resistência (os laminados a resistir à flexão) como se pode observar pela análise do gráfico da Figura 5.12 b). Como pode ser observado também na alínea b) e na c) da Figura 5.12 o bom ajuste que as modelações numéricas revelam, apenas alteradas nas características do confinamento do betão. De facto só sai da previsão dos modelos os fenómenos anómalos como a rotura precoce das armaduras longitudinais.



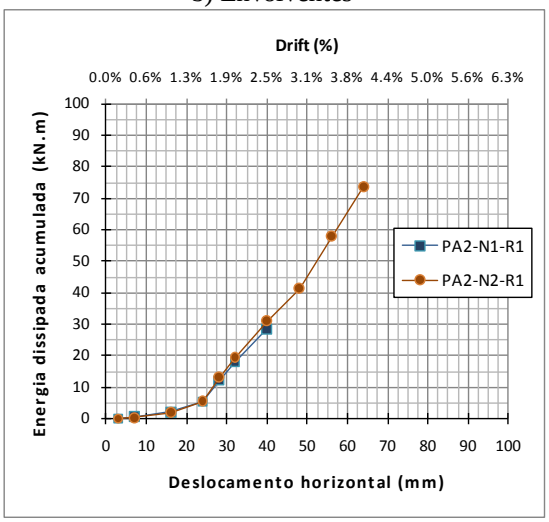
a) Relações Força/Deslocamento Experimentais



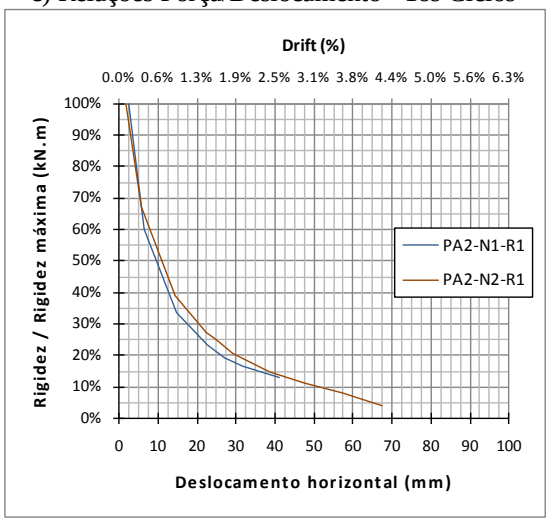
b) Envolventes



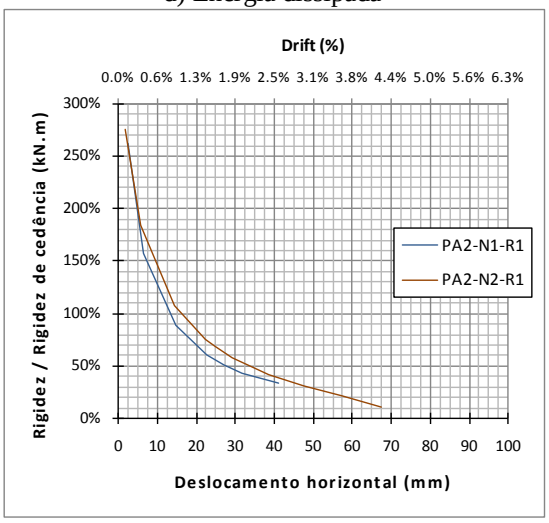
c) Relações Força/Deslocamento - 1os Ciclos



d) Energia dissipada



e) Perda da Rigidez Relativa
(em relação à rigidez máxima)



f) Perda da Rigidez Relativa
(em relação à rigidez de cedência)

Figura 5.12 – Resultados dos pilares PA2 reforçados com carga axial constante

Nestas circunstâncias pode concluir-se que o reforço por encamisamento com chapa de aço ligado à base (projectado tendo mais em consideração as condicionantes da sua aplicação do que propriamente as necessidades do dimensionamento) não se revelou uma boa solução: causou a rotura precoce dos varões da armadura longitudinal e a consequente redução da ductilidade; e ainda por cima, nada acrescentou à alternativa ensaiada.

A alternativa do reforço por encamisamento com CFRP e laminados, para além de ser uma solução mais ligeira, permitiu que se repusessem quase todas as condições originais: embora tenha reduzido a ductilidade, superou ligeiramente a resistência e a rigidez. Mais uma vez se verificou a necessidade de redobrar os cuidados na ancoragem dos reforços para que não haja arrancamento precocemente, não aproveitando completamente todas as capacidades de aumento da ductilidade e dissipação de energia que os materiais podem proporcionar.

5.6 APRECIAÇÃO GERAL

Genericamente as modelações numéricas realizadas com os programas SeismoStruct e PNL conseguem ajustar com bastante rigor as respostas experimentais em ambos os modelos (PA1 e PA2) tanto no caso dos pilares originais como reforçados. Em particular no que diz respeito à detecção da rigidez inicial, resistência máxima e, no caso do SeismoStruct, na detecção do início da degradação da resistência. O efeito de aperto (efeito de pinching) foi, em qualquer dos casos, melhor ajustado com o PNL.

Para os casos analisados em que a rigidez inicial não foi alterada, as modelações numéricas foram realizadas através da simples alteração das características do confinamento e qualidade do betão, mantendo os restantes parâmetros.

Quanto ao *pushover* (PA2-N3-E1) os modelos adoptados simularam muito bem a resposta experimental: em particular o SeismoStruct quase que decalcou o trajecto da força/deslocamento experimental; e mesmo o PNL, dadas as limitações do próprio método, também ajusta bastante bem à rigidez inicial e à resistência máxima.

Nos casos dos ensaios realizados com carga axial variável o modelo SeismoStruct conseguiu acompanhar a resposta experimental até ao início da cedência. Esta

constatação vem confirmar a previsão da evolução da força vertical realizada no Capítulo 4.

Confirma-se numericamente que pelo facto do modelo PA2 ser muito menos rígido faz com que dependa menos do efeito do carga axial.

Os pilares PA1 reparados sem reforço e ensaiados com carga axial variável cumpriram o objectivo de ter idêntico comportamento no início do ensaio. Para valores de deslocamento horizontal posteriores o caso do soldado ainda se manteve até atingir o valor de resistência máxima, enquanto que o empalme cedeu muito prematuramente.

No caso dos pilares PA1, reforçados com CFRP ou aço sem ligação à base e ensaiados com carga axial variável, exceptuando os casos em que se verificou a cedência ou a duplicação das armaduras, só havendo aumento das características do betão, como era de esperar, pouco incrementou em relação à resistência máxima, mas fez com que a ductilidade duplicasse.

O grupo de pilares PA1 reforçados com CFRP e ensaiados com carga axial constante, forneceu resultados muito pouco uniformes. No entanto, parece seguro considerar que com esta técnica de reforço, desde que bem reparadas as armaduras, é possível repor as condições originais.

Os reforços com ligação à base revelaram-se pouco interessantes uma vez que, apesar de atingirem valores de resistência superiores aos originais, a cedência prematura das ligações provocou a descida da ductilidade.

CAPÍTULO 6

AVALIAÇÃO DO DESEMPENHO DE REFORÇOS NO COMPORTAMENTO SÍSMICO

6.1 INTRODUÇÃO

Depois de analisar o comportamento cíclico de pilares isolados e de verificar as virtualidades e capacidades das diferentes estratégias de reforço adoptadas, é objectivo deste capítulo integrar esse estudo num conjunto mais abrangente integrando esses pilares individualmente considerados como parte de uma estrutura porticada.

Assim, retomando a estrutura ensaiada à escala real no ELSA (European Laboratory for Safety Assessment) em Ispra, Itália, no âmbito do projecto Europeu ECOEST II/ICONS (Carvalho *et al.* (1999)), cujas definições já estiveram na base dos dois capítulos anteriores, procedeu-se ao estudo numérico do seu comportamento, comparando-o quer com os resultados experimentais disponíveis para calibração do modelo quer, na parte final, com os resultados em que se adoptou o reforço generalizado dos pilares da pórtico.

Recorde-se que, o estudo dos efeitos dos sismos em estruturas de betão armado, especialmente as construídas com base nos regulamentos em vigor até aos anos setenta, evidenciou que muitas delas apresentam um comportamento insatisfatório, não dispondo de condições de segurança adequadas. Nestas circunstâncias torna-se imperioso adequar estas estruturas às exigências de segurança mais recentes. Para tal é necessário dispor de soluções de reforço que as preparem para melhor resistirem à eventualidade de virem a ocorrer novos sismos.

Neste sentido pretendeu-se simular numericamente a acção de um sismo numa estrutura nessas circunstâncias, e, bem como algumas soluções de reforço e desta forma melhor avaliar as novas condições de segurança. A partir desse conhecimento

tentar aplicar novas estratégias de reforço, sustentadas nos estudos experimentais efectuados, e assim verificar os ganhos de segurança que podem estabelecer.

A modelação estrutural adoptada e apoia-se na discretização em elementos de barra onde se considera o comportamento não-linear concentrado em rótulas plásticas. Esse comportamento não linear é traduzido com base numa envolvente trilinear da lei de carregamento monotónico do elemento, a partir do qual é modelado o comportamento cíclico e histerético, envolvendo a degradação de rigidez e resistência, bem como o efeito de pinching (ver capitulo 2).

Parte dos resultados apresentados neste capítulo foram realizados na sequência dos vários estudos realizados com base nos resultados experimentais de ISPRA, por exemplo Varum (2003) e já publicados em Rocha *et al.* (2004).

6.2 CARACTERÍSTICAS GERAIS DO COMPORTAMENTO DE PÓRTICO DE BETÃO ARMADO

Na análise de estruturas de betão armado sujeitas a acções sísmicas admite-se actualmente tirar partido do comportamento não linear dos materiais. O comportamento da estrutura será então regulado pela capacidade dos diversos elementos estruturais (vigas e pilares) sofrerem deformações plásticas importantes sem significativa degradação de rigidez e resistência, dissipando, por um processo histerético, a energia transmitida pelos sismos, tendo-se verificado que essa dissipação se realiza através da formação de ”rótulas plásticas” localizadas nas extremidades de vigas e pilares, Varum (1995) e Delgado (2000).

Para a modelação estrutural dos elementos de barra com rótulas plásticas (descrito pormenorizadamente no capítulo 2) foi considerado um modelo global não linear para as secções transversais. Desta forma, os ciclos momento-curvatura utilizados na representação do comportamento de secções de betão armado são obtidos através do modelo de Takeda modificado (Takeda *et al.* (1970); Costa e Costa (1987) e Duarte *et al.* (1990)).

A caracterização destas relações momento-curvatura é baseada fundamentalmente na fendilhação inicial do betão e na cedência da armadura longitudinal, que podem ser obtidas a partir do comportamento monotónico de elementos de betão armado. No

âmbito deste trabalho, as leis de comportamento monotónico são estabelecidas numericamente através de um modelo de fibras de secção, sabendo as características geométricas dos elementos estruturais, dimensões e localização dos varões da armadura, e características materiais.

6.3 DESCRIÇÃO DA ESTRUTURA ENSAIADA

6.3.1 Configuração, geometria e materiais

O pórtico plano de betão armado ensaiado está descrito no capítulo 4. Nesta secção apenas se fará referência aos aspectos mais importantes para a interpretação das simulações realizadas.

O pórtico é constituído por 3 vãos 4 pisos com dimensões apresentadas na Figura 6.1 e o pilar interior, entre os dois vãos de maior comprimento, é mais robusto que todos os restantes. Quanto às características geométricas das vigas e disposição da armadura, deve ser referido que as armaduras longitudinais foram realizadas com varões lisos, muito utilizados antes dos anos setenta. Para todos os pilares nas zonas de emenda da armadura longitudinal, base do 1º e 3º piso, o comprimento de sobreposição foi de 70 cm.

Os materiais adoptados na concepção do pórtico (Carvalho *et al.* (1999)) são representativos da prática construtiva adoptada na época tendo sido considerado um betão de classe C16/20 Na prática foi adoptado o valor médio da resistência à compressão (f_{cm}) = 16 MPa e o Módulo de Elasticidade (E_c) = 27.5 GPa. Em virtude do fraco confinamento conferido pelas armaduras transversais, não foi considerado nenhum acréscimo da resistência à compressão do betão.

Em relação ao aço, foi utilizado um aço macio italiano da classe FeB22k, cujas características reais, obtidas por uma regressão de resultados experimentais para varões de 12 e 16 mm, são as seguintes (valores médios): módulo de elasticidade (E_s) = 204.5 GPa; tensão de cedência (f_{sym}) = 343.6 MPa; extensão de endurecimento (ε_{shm}) = 3.03 %; tensão última (f_{sum}) = 451.5 MPa; extensão última (ε_{sum}) = 22.9 %.

6.3.2 Cargas verticais e acção sísmica

O conjunto de acções verticais a considerar como actuantes no pórtico são Carvalho *et al.* (1999):

Peso próprio da laje = 3.75 kN/m2 (25 kN/m^3 x 0,15 m de espessura)

Peso dos revestimentos = 0,75 kN/m^2

Peso das vigas transversais = 2.5 kN/m

Peso dos painéis de alvenaria = 1.1 kN/m^2 (m^2 de parede)

Sobrecarga = 1 kN/m^2 (valor quase - permanente)

E as forças equivalentes estão esquematizadas na Figura 6.1.

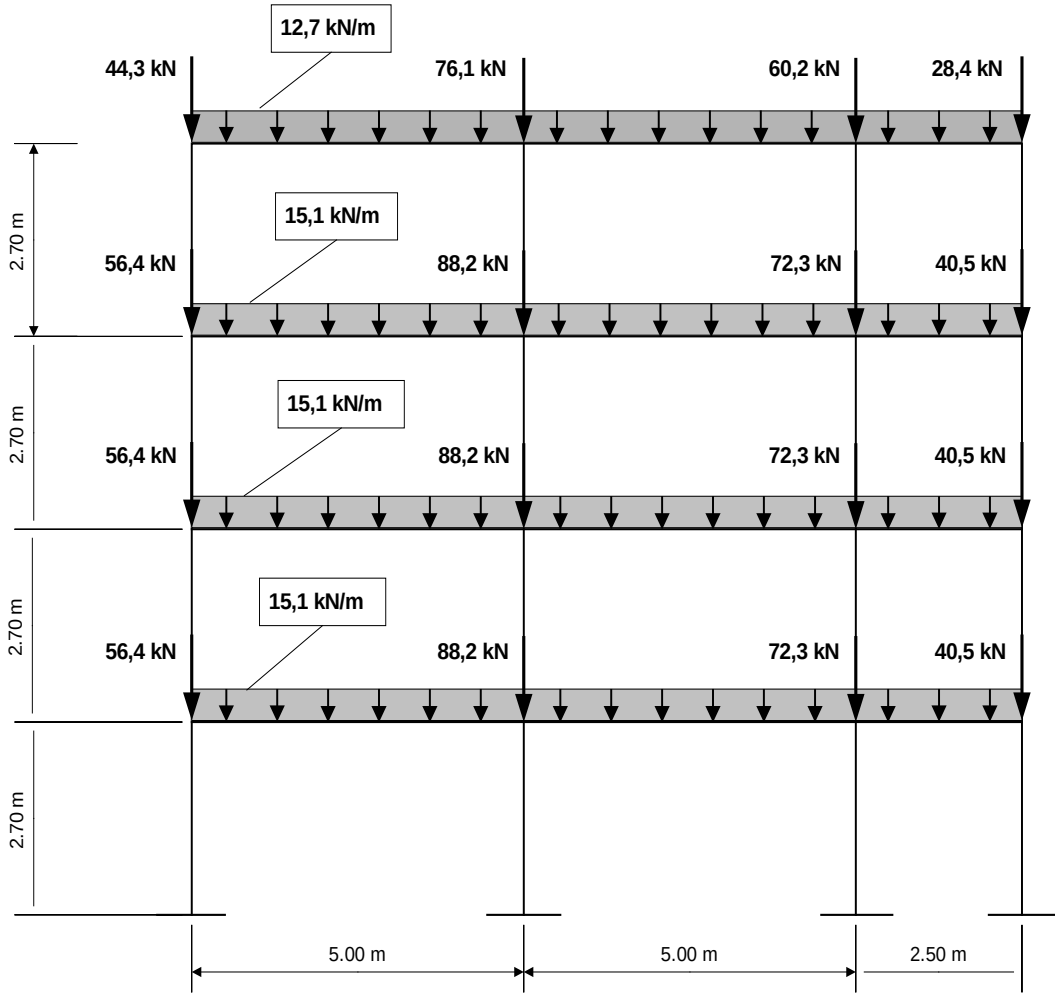


Figura 6.1 – Carregamento da estrutura (Pinto *et al.* (1999))

Os sismos considerados apresentam severidades crescentes, e cada um deles pode ser representativo de um cenário de risco sísmico adaptado à realidade europeia, que é caracterizada por uma sismicidade moderada – elevada (Pinto *et al.* (1999)).

Com base no espectro de resposta (Figura 6.2) foram gerados sismos artificiais com duração total de 15 segundos. Foram escolhidos sismos com períodos de retorno de 475 (a_{pico} = 2.180 m/s^2), 975 (a_{pico} = 2.884 m/s^2) e 2000 anos (a_{pico} = 3.728 m/s^2).

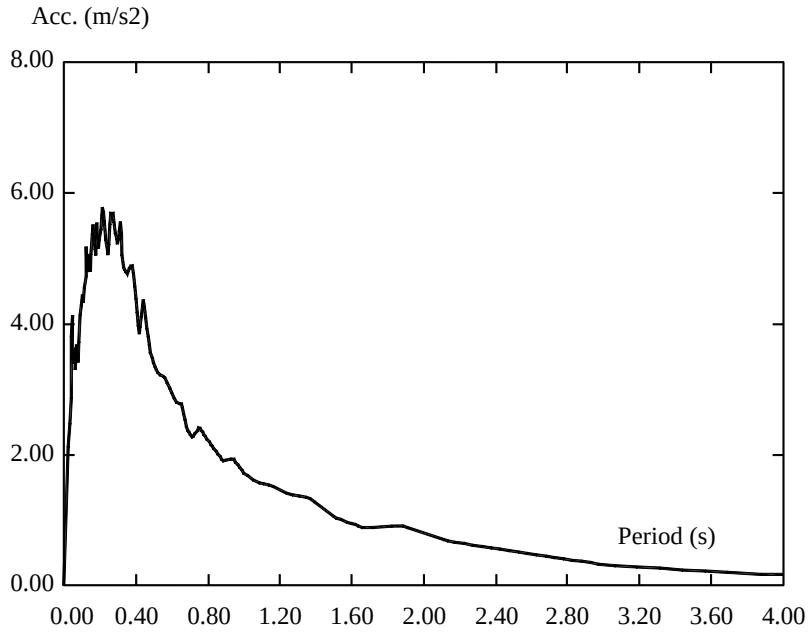
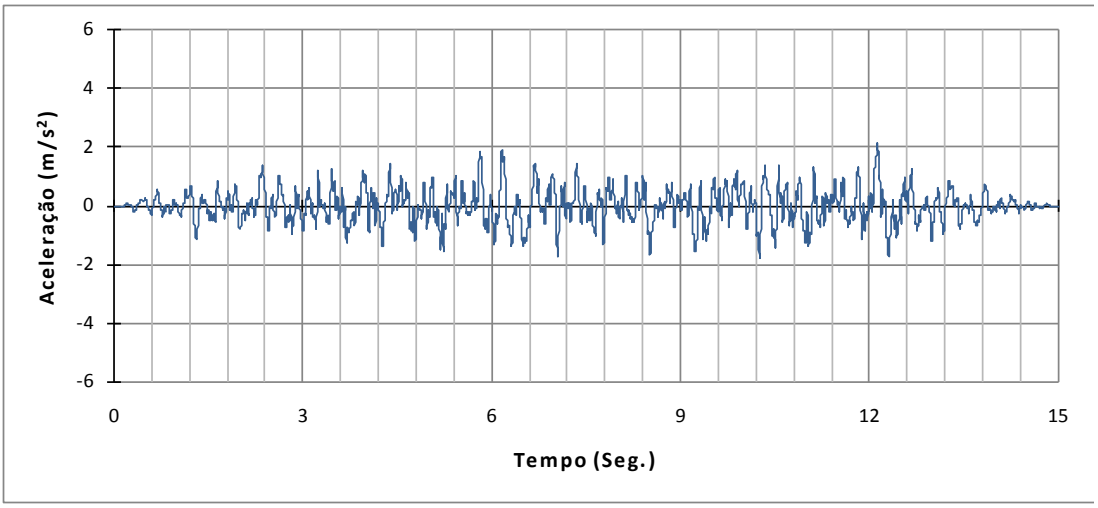
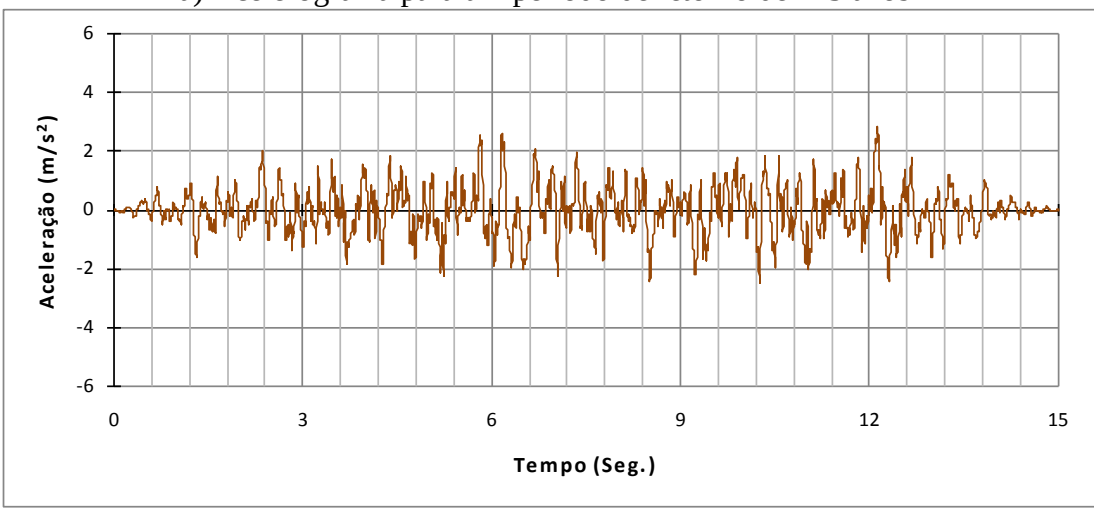


Figura 6.2 – Acção Sísmica: Espectro de resposta de pseudo-aceleração para período de retorno de 475 anos

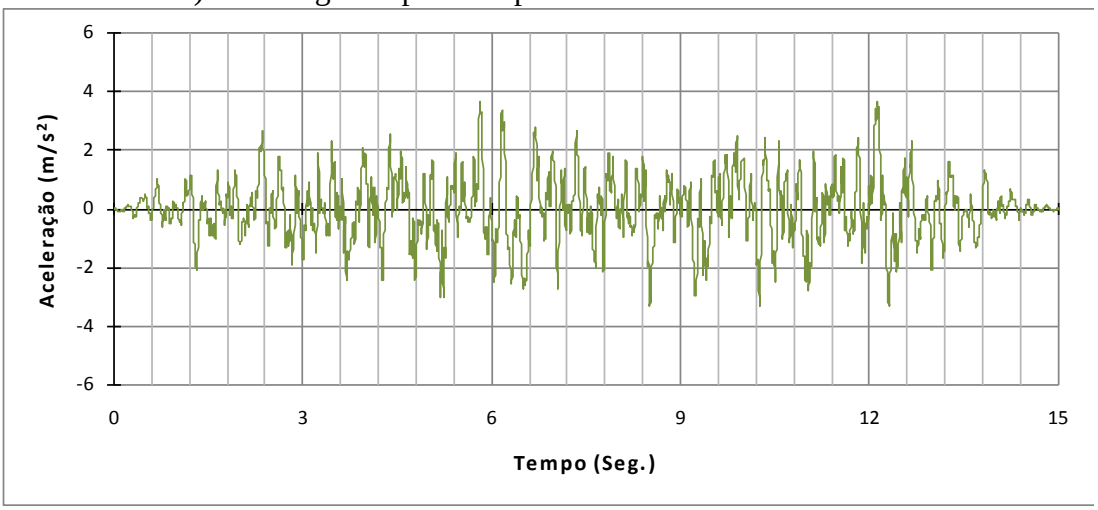
Na Figura 6.3 a) b) e c) apresentam-se os acelerogramas correspondentes, respectivamente, aos períodos de retorno de 475, 975 e 2000 anos.



a) Acelerograma para um período de retorno de 475 anos



b) Acelerograma para um período de retorno de 975 anos



c) Acelerograma para um período de retorno de 2000 anos

Figura 6.3 – Acção Sísmica: Acelerogramas

6.4 RESULTADOS EXPERIMENTAIS

6.4.1 Resultados obtidos sem reforço estrutural

A análise dos resultados experimentais, Pinto *et al.* (1999) e Carvalho *et al.* (1999), teve como primeiro objectivo o estabelecimento de um critério que servisse de base para a avaliação quantitativa e qualitativa dos danos que a acção sísmica causou na estrutura. O parâmetro de referência foi o valor da ductilidade, que obviamente está directamente relacionado com a amplitude da curvatura atingida numa dada secção.

Para o sismo PR-475 (PR – Período de retorno) o comportamento do pórtico foi classificado como satisfatório, não apresentando consideráveis danos globais, somente danos localizados que exigem pequenas reparações pontuais (Figura 6.4).

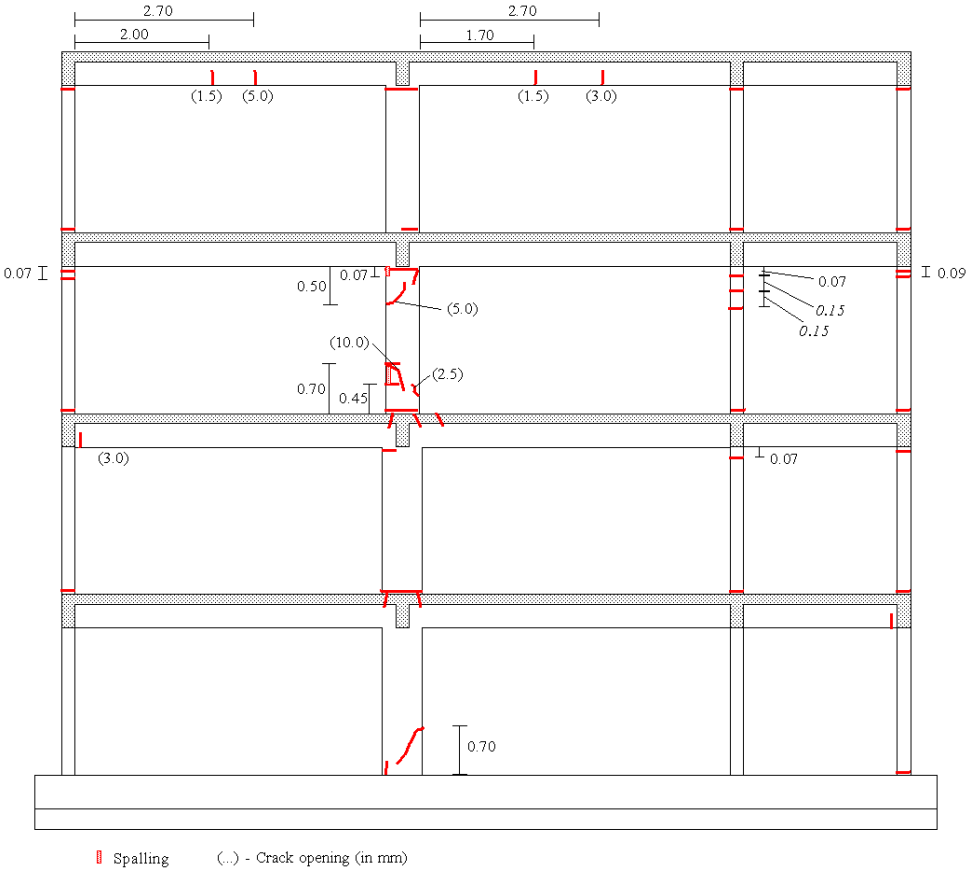


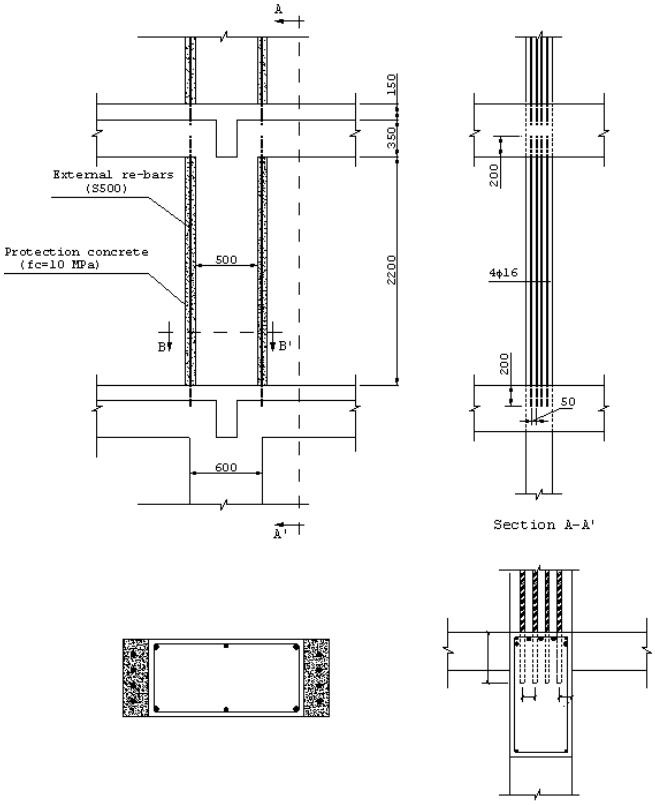
Figura 6.4 – Esquema dos danos causados à estrutura pelo sismo PR-975 (sem reforço) (Pinto *et al.* (1999))

Com o sismo PR-975 verificaram-se danos mais gravosos, particularmente no terceiro piso do pilar mais rígido, onde começaram a aparecer fendas com algum significado, quando decorrido aproximadamente metade do tempo total, altura em que o ensaio foi interrompido para não comprometer o ensaio das soluções de reforço previstas.

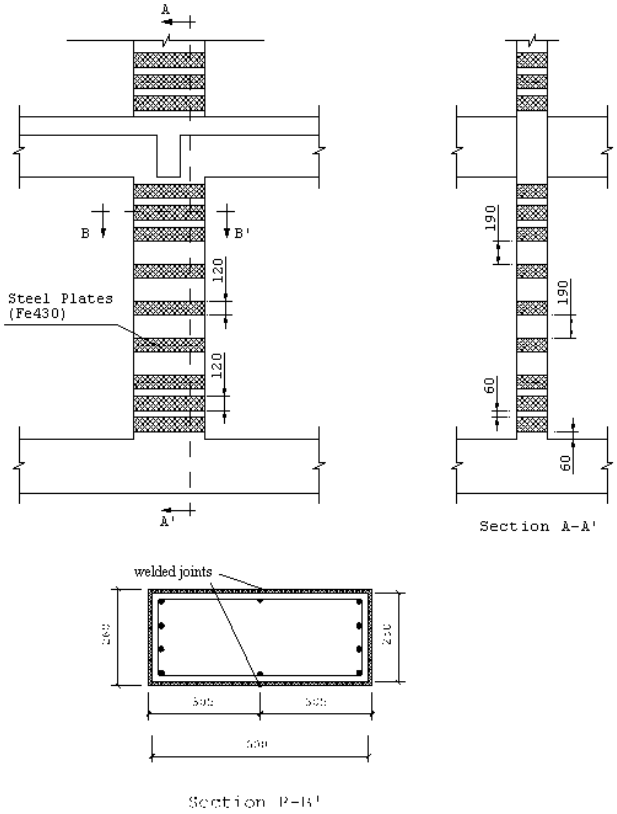
Através dos resultados obtidos experimentalmente, pode afirmar-se que o pilar mais robusto, por possuir uma maior rigidez, atraiu mais cargas horizontais o que lhe provocou maiores danos. Por outro lado, a diminuição brusca da área da secção à qual está associada uma redução da quantidade de armadura, que ocorre ao nível da base do 3º piso, contribuiu para a concentração dos danos nessa zona.

6.4.2 Soluções de reforço sísmico da estrutura

Tendo em conta o fraco comportamento do pórtico quando sujeito a acções sísmicas, tiveram de ser adoptadas soluções de reforço estrutural. Essas soluções foram aplicadas no pilar mais rígido (pilar central esquerdo), pois como ficou demonstrado nos ensaios referentes à estrutura sem reforço, era o que mais condicionava a segurança e estabilidade global. Isso não significa que os restantes pilares não devessem ser reforçados, porém atendendo à necessidade de minimizar os custos da intervenção e ao facto de não haver necessidade de ser muito exigente em termos de funcionamento adequado da estrutura para uma acção acidental, foram adoptados os referidos esquemas de reforço, apenas no pilar mais rígido, o central esquerdo, que genericamente se apresentam na Figura 6.5.



a) Reforço em resistência



b) Reforço em ductilidade e corte

Figura 6.5 – Esquema do reforço adoptado

Assim, foram implementados dois tipos de intervenção:

- reforço da resistência do pilar ("strength-only intervention"), Figura 6.5 a), Pinho (2000), de modo a corrigir o diferencial de momento resistente da secção verificado entre os pisos 2 e 3, que é conseguido através da introdução de varões exteriores à secção, embebidos em betão não estrutural (apenas com funções de protecção). Neste ensaio foram utilizados 4ϕ16 colocados a uma distância de 50 mm da face externa do pilar. Este reforço foi utilizado nos dois últimos pisos.

- reforço da ductilidade do pilar ("ductility-only intervention"), Figura 6.5 b) que permite reduzir a curvatura nos locais onde se verificam grandes deformações inelásticas através de um aumento do confinamento, nomeadamente nas secções críticas (base e topo) dos pilares dos três primeiros pisos. Assim, este reforço foi concretizado com a aplicação de chapas metálicas em forma de U que "abraçam" exteriormente o pilar. Também nas zonas intermédias dos pilares foram colocadas chapas adicionais a fim de evitar uma possível rotura frágil por esforço transverso. Cada chapa tem uma secção com espessura de 5 mm e altura de 120 mm, espaçadas de 60 mm.

6.4.3 Resultados obtidos com reforço estrutural

Depois de reforçada, a estrutura foi então ensaiada com três acções sísmicas (PR-475, PR-975 e PR-2000). Os resultados experimentais revelaram que sob a acção do sismo PR-475 praticamente não se registaram danos, à excepção do pilar mais rígido que apresentou uma ligeira fendilhação aquando do início do movimento. Com a actuação de um sismo mais forte, o PR-975, surgiram fendas bastante evidentes nos primeiros dois pisos do pilar reforçado, que tendiam a "cortar" os pilares pela base. Observou-se igualmente uma fendilhação profunda nas vigas adjacentes ao referido pilar.

No entanto, a realização do ensaio PR-975 não produziu danos que se possam considerar próximo do limite resistente da estrutura, o que permitiu a realização de um novo teste, agora com um sismo muito violento - PR-2000 (Figura 6.6). Assim, registou-se o aparecimento de uma fendilhação vertical de flexão muito profunda nas vigas próximas do pilar mais robusto, e que levou ao destacamento do respectivo betão de recobrimento. Simultaneamente, foram observadas fendas horizontais de grande dimensão na base e topo dos dois primeiros pisos do pilar atrás referido. Também se constatou o esmagamento das chapas metálicas junto da fundação, obviamente associadas a grandes deformações inelásticas.

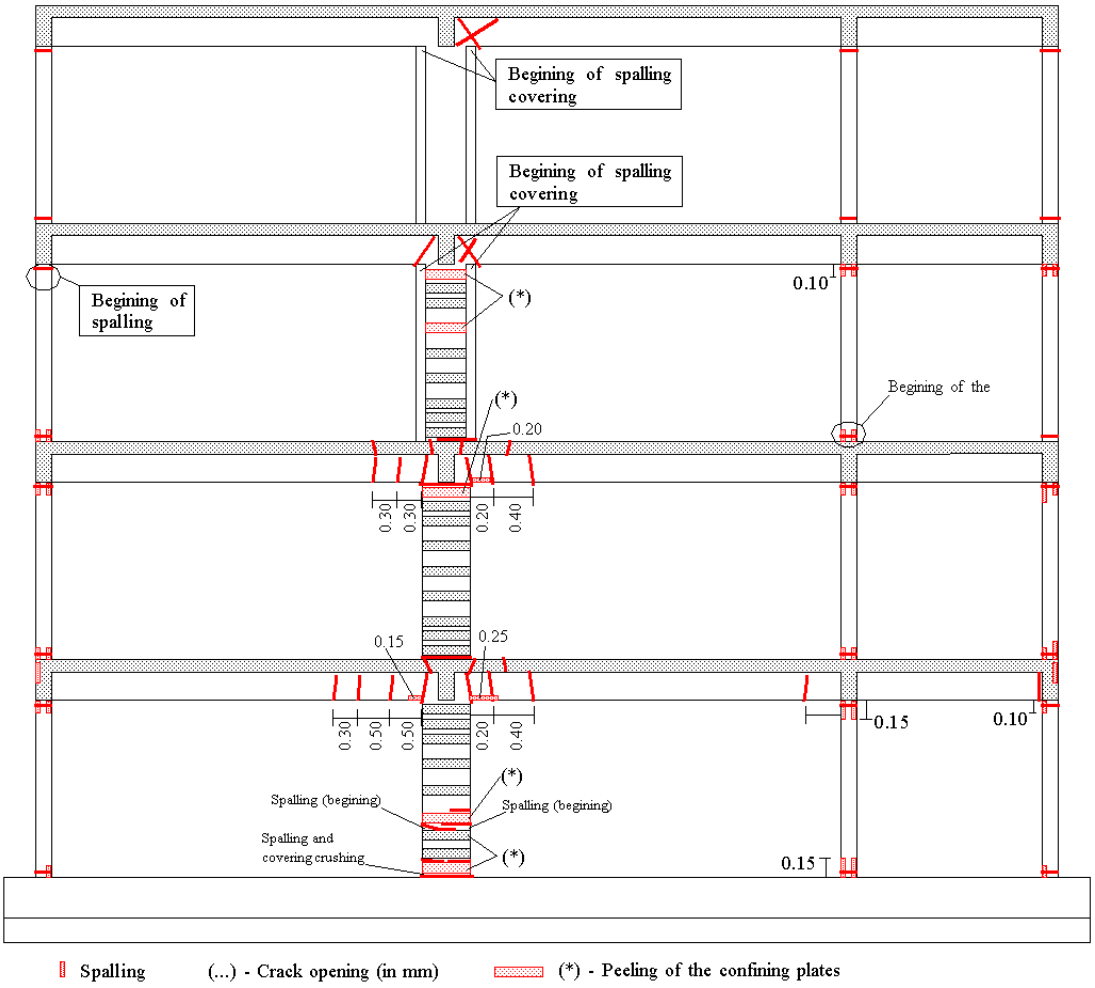


Figura 6.6 - Esquema dos danos provocados pelo sismo PR-2000 (com reforço)

6.5 RESULTADOS NUMÉRICOS

6.5.1 Resultados obtidos sem reforço estrutural

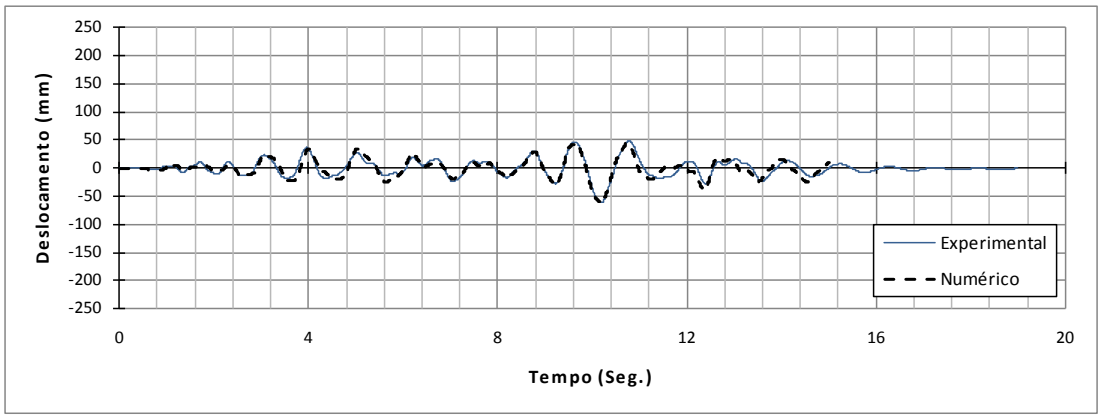
Para traduzir numericamente o comportamento sísmico de pórticos de betão armado recorreu-se à metodologia proposta na secção 6.2. Procurou-se introduzir na análise numérica o efeito da degradação de energia por histerese, nomeadamente o efeito da degradação de rigidez, o efeito de "pinching" e a degradação de resistência. Para tal consideraram-se para valores dos parâmetros que controlam este tipo de efeitos: degradação de rigidez ($\alpha = 0{,}6$); efeito de "pinching"($\beta = 0{,}3$); e degradação de resistência (ductilidade generalizada igual a 10) usualmente utilizados em pórticos de betão armado, Varum (1995). Particularmente o valor de $\alpha = 0{,}6$ pode ser considerado ligeiramente elevado, mas a sua adopção foi justificada pelas fracas características mecânicas do betão com que a estrutura foi fabricada.

As análises numéricas foram realizadas com a aplicação de acerelorogramas de forma sequencial e contínua, com crescente de intensidade, procurando desta maneira reproduzir melhor os ensaios experimentais. Assim, quando uma acção sísmica é considerada, a estrutura já sofreu modificações devidas a efeitos não lineares induzidos por acções sísmicas anteriores.

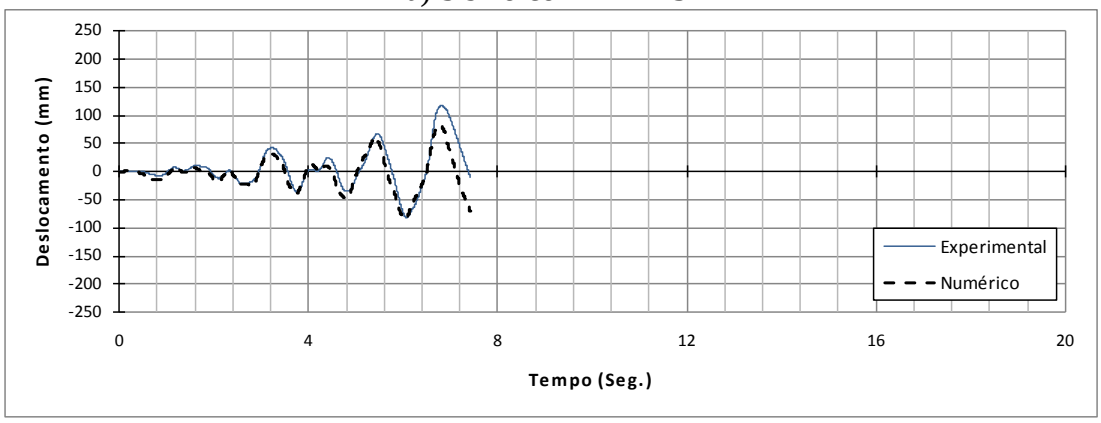
As Figura 6.7 a) e b) ilustram a comparação dos resultados numéricos obtidos, correspondentes à evolução do deslocamento do 4º piso ao longo do tempo, com os resultados experimentais, para os sismos com período de retorno de 475 e 975 anos respectivamente. Nessas figuras pode ser observada a bastante razoável aproximação entre ambas, principalmente no caso do sismo com PR-475, o que sugere a boa performance do modelo numérico adoptado. Ou seja, o andamento da resposta obtida numericamente ajusta-se bastante bem aos resultados da resposta obtida experimentalmente, sendo de salientar a boa aproximação dos deslocamentos máximos dos picos, o que sugere que se conseguiu traduzir de uma forma realista o comportamento sísmico do pórtico analisado.

No caso do ensaio com a acção sísmica de PR-975 (Figura 6.7 b)), verifica-se igualmente uma boa comparação entre os resultados experimentais e numéricos para a totalidade da resposta, excepto no último pico onde os valores numéricos são inferiores aos experimentais. Esta situação pode ser justificada pela alteração, ainda

que ligeira, das características mecânicas das secções provocadas pela acção do anterior ensaio com o sismo de PR-475, neste mesmo pórtico, ou eventualmente devido a algum inesperado incidente inerente à interrupção do ensaio experimental.



a) Sismo com PR-475



b) Sismo com PR-975

Figura 6.7 – Resposta Sísmica do 4º piso (sem reforço)

Foi também realizada uma análise das consequências resultantes da acção sísmica no pórtico globalmente considerado, ou seja, foi considerada uma avaliação da evolução dos danos provocados sugerida por Williams e Sexsmith (1995). Para tal, utilizou-se o conceito de índice de dano global, DT (Equação (6.1)), utilizado e calibrado por Park *et al.* (1985), Park *et al.* (1987), Bento (1996).

Este índice considera uma ponderação de todas a barras (pilares e vigas), mais concretamente, a soma da contribuição de todas as causas de dano, pesadas por um factor de energia absorvida.

$$D_T = \sum_i \alpha_i \cdot \left(\frac{\rho_{max,i}}{\rho_{ult,i}} + \frac{\beta}{M_{y,i} \cdot \rho_{ult,i}} \cdot \int dE_i \right) \tag{6.1}$$

Onde: $\rho_{max,i}$ é a curvatura máxima da secção transversal i; $\rho_{ult,i}$ é a curvatura última da secção transversal i (sujeita a carregamento monotónico); β é o parâmetro de degradação de resistência (não negativo); $M_{y,i}$ é o momento de cedência da secção transversal i; ∫dEi é a energia histerética incremental dissipada; e α_i é o coeficiente de energia.

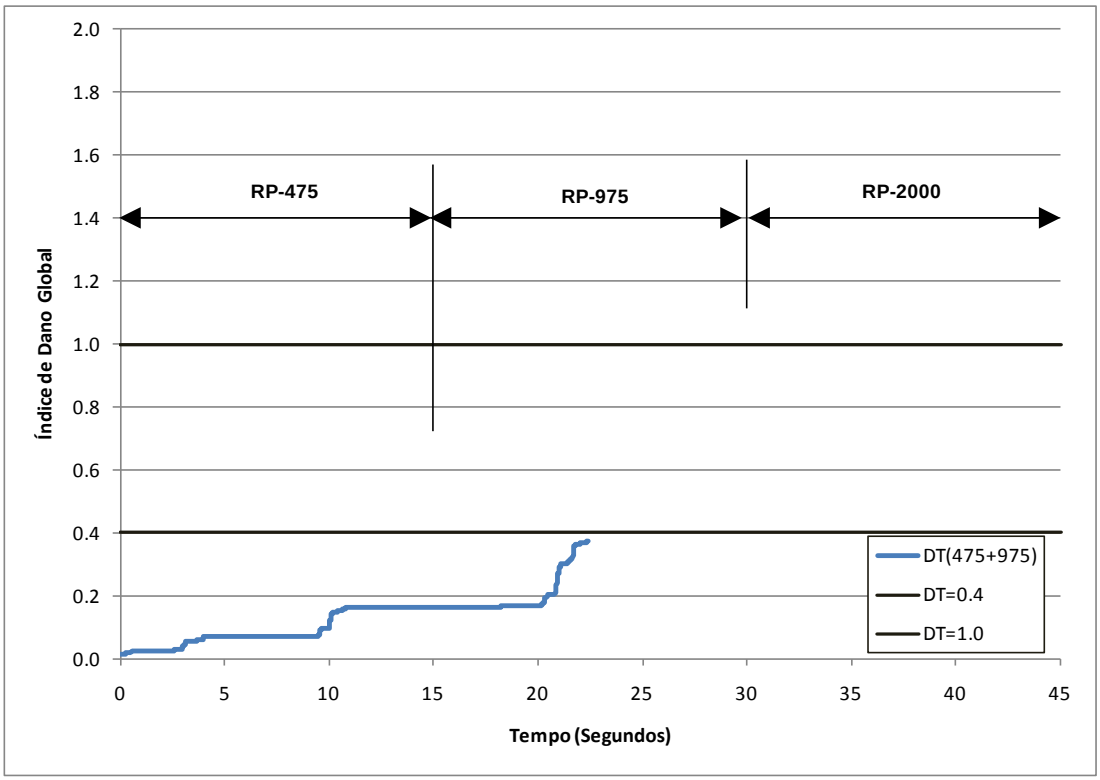


Figura 6.8 – Evolução do índice de dano global para PR-475 e PR-975 (sem reforço)

Como enquadramento dos resultados, estes autores sugerem que este índice de dano tenha e seguinte significado prático: DT ≤ 0,4 representa danos reparáveis; DT > 0,4

representa danos não reparáveis; e finalmente quando DT ≥ 1.0 representa colapso total.

A partir da Equação (6.1) pode observar-se que o índice de dano é directamente relacionado com a curvatura última da secção transversal; portanto, deve ser feita uma escolha criteriosa deste parâmetro, especialmente em elementos com baixa curvatura última, de forma a prevenir que o índice de dano local possa obter resultados inadequadamente altos. Neste trabalho foi admitido um valor mínimo de seis para a ductilidade em curvatura da secção, de acordo com estudos realizados por Varum (2003).

Os resultados apresentados na Figura 6.8 correspondem à evolução temporal do índice de dano global da estrutura antes do reforço. Verifica-se que, para PR-475, o índice não chega a atingir 0,2 e para PR-975, altura em que foi interrompido o ensaio a cerca de 7.5 segundos, o índice de dano já assume um valor ligeiramente inferior a 0.4, o que confirma as considerações de que começaram a aparecer danos significativos na estrutura.

6.5.2 Resultados obtidos com reforço estrutural ensaiado experimentalmente

Os parâmetros histeréticos considerados na simulação numérica da estrutura reforçada, de acordo com a descrição mencionada no ponto 6.4.2, também foram: para a degradação de rigidez ($\alpha = 0,6$); para o efeito de "pinching" ($\beta = 0,3$); e degradação de resistência (ductilidade generalizada igual a 10).

De notar que houve a necessidade de, nesta fase, contemplar o facto da estrutura se encontrar já com ligeiros danos causados pelos ensaios descritos no ponto 6.4.1 (referentes à estrutura sem qualquer tipo de reforço e 15 seg. de PR-475 seguido de aproximadamente 7,5 seg. de PR-975). A estratégia que serviu este objectivo foi a de considerar, para os pilares não reforçados, a rigidez antes de fendilhação (k_0) e a rigidez antes da cedência (k_1) iguais ao valor que se obtém da inclinação definida pela curvatura e momento máximos atingidos no fim do ensaio com sismo com PR-975 (Figura 6.9). No fundo, esta forma de actuar admite que, depois de ser atingida qualquer deformação plástica, o elemento não recupera e se solicitado novamente vai tender a retomar a posição anterior.

Para os pilares reforçados foram determinadas as novas curvas monotónicas para as secções das rótulas plásticas, considerando um novo confinamento do betão e eventuais novas armaduras. Como exemplo ilustrativo, na Figura 6.10 apresentam-se curvas monotónicas, antes e depois do reforço, consideradas para caracterizar o comportamento das rótulas plásticas do primeiro tramo do pilar mais robusto (pilar interior esquerdo).

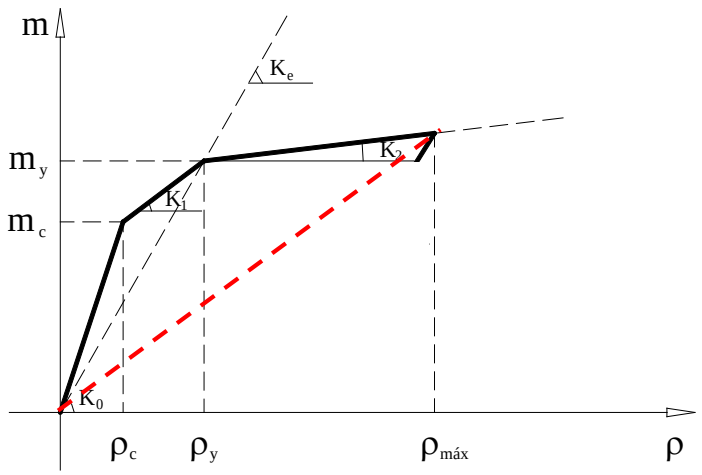


Figura 6.9 – Rigidez das secções reforçadas

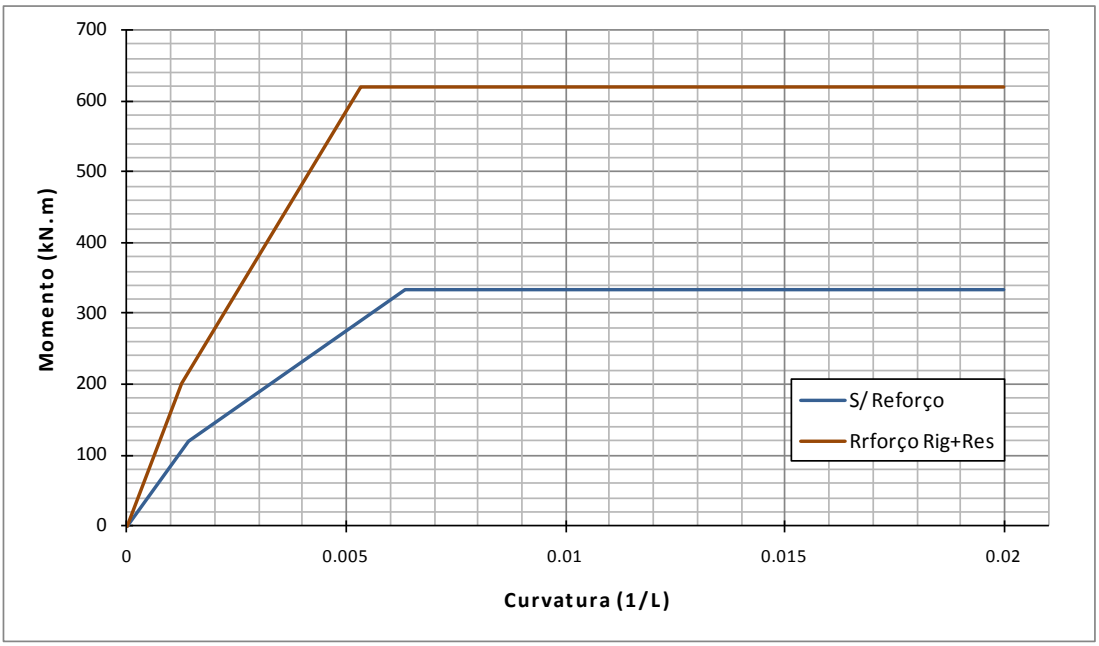
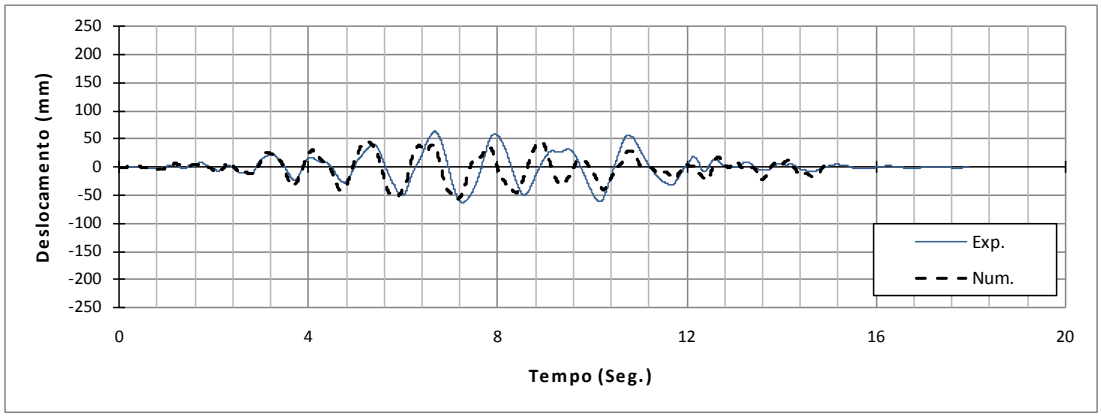
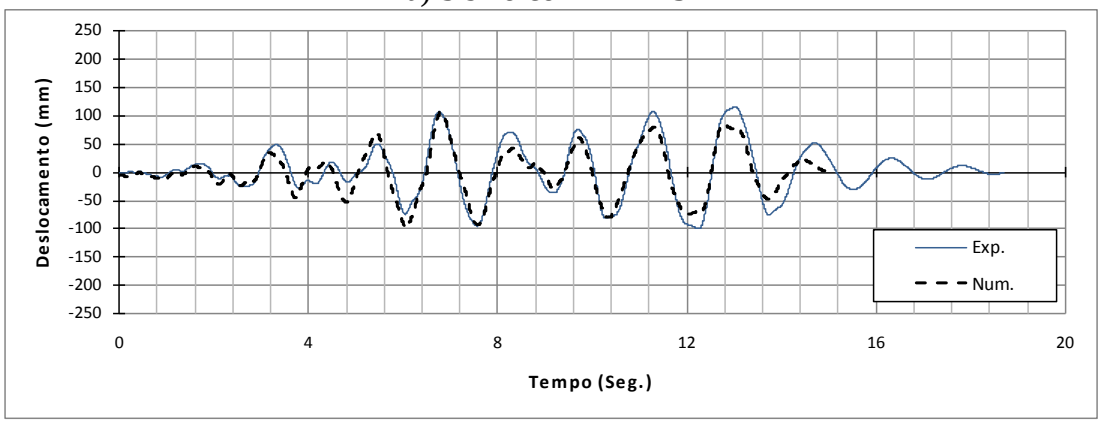


Figura 6.10 – Exemplo das curvas monotónicas do 1º tramo do pilar mais robusto

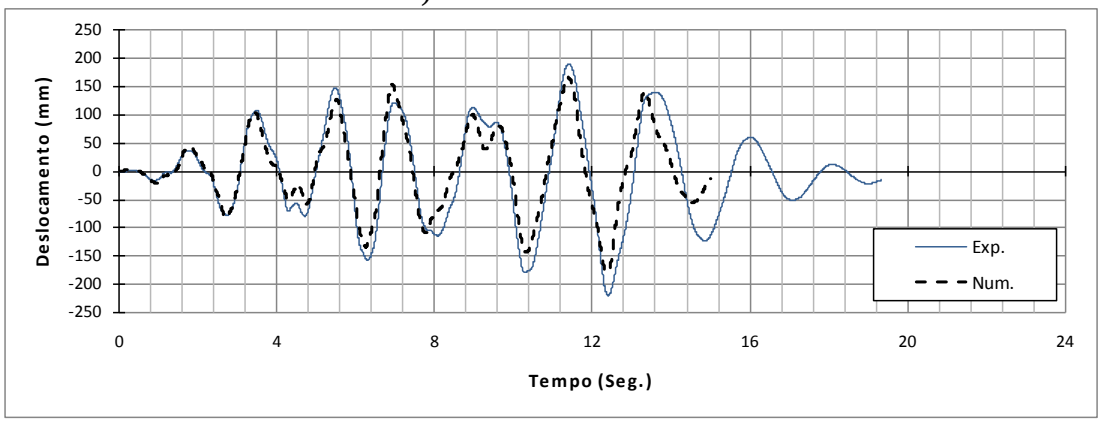
As Figura 6.11 a) a c) ilustram a comparação entre os resultados numéricos e os resultados experimentais, correspondentes à evolução dos deslocamentos do 4º piso ao longo do tempo, respectivamente para os sismos com período de retorno de 475, 975 e 2000 anos.



a) Sismo com PR-475



b) Sismo com PR-975



c) Sismo com PR-2000

Figura 6.11 – Resposta Sísmica do 4º piso (com reforço)

Tal como aconteceu em relação à comparação de resultados efectuada para a situação da estrutura não reforçada, também se pode observar, através da análise das figuras anteriores, que o andamento das respostas obtidas numericamente se ajusta bastante bem aos resultados experimentais, sendo de salientar a bastante boa aproximação dos deslocamentos máximos dos picos, o que permite concluir que o modelo numérico adoptado continua a conseguir traduzir de uma forma realista o comportamento sísmico do pórtico.

Dado o bom ajuste anteriormente demonstrado, interessa avaliar em que medida o reforço contribuiu para melhorar o desempenho da estrutura às acções sísmicas consideradas, através da análise da evolução do índice de dano global. Através da avaliação do gráfico apresentado na Figura 6.12 pode verificar-se que: para o sismo com PR-475 este índice quase atinge o valor de 0,4, muito próximo do limite a partir do qual se considera que a estrutura não é reparável; para o sismo com PR-975, o índice de dano já assume um valor muito próximo de 1, limite correspondente ao colapso; e para o sismo com PR-2000 atinge um índice de dano igual a 1 a meio do ensaio, afastando-se significativamente nos últimos instantes.

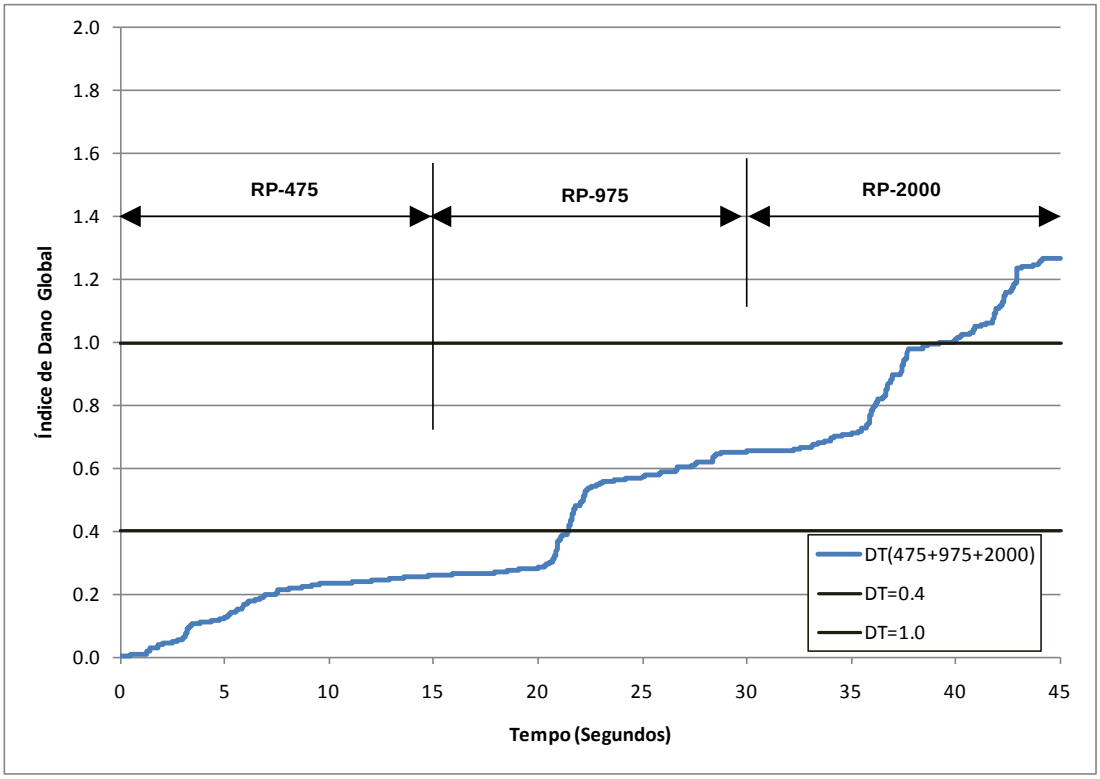


Figura 6.12 – Evolução do índice de dano global para PR-475 e PR-975 (com reforço)

Comparando as duas situações, antes e depois de reforço, constata-se que o sismo após a aplicação do reforço provoca maiores danos na estrutura. No entanto deve observar-se que estes ensaios não foram realizados com a estrutura intacta, o que implicou a consideração de níveis de rigidez das secções consideravelmente mais baixos para deste modo incluir os danos já observados nos ensaios anteriores. Assim, e como os deslocamentos do 4º piso, antes e depois do reforço, não são muito diferentes, resulta que ao nível dos pilares não reforçados se verificaram curvaturas mais elevadas, e portanto maiores níveis de dano, devido ao facto da rigidez dos pilares ter diminuído.

Nestas circunstâncias, interessa perceber de que forma cada uma das secções com comportamento não linear contribui para o índice de dano global. Neste sentido, apresenta-se o estudo da evolução do índice de dano local, antes e depois do reforço, das secções mais solicitadas e que portanto mais contribuem para o índice de dano.

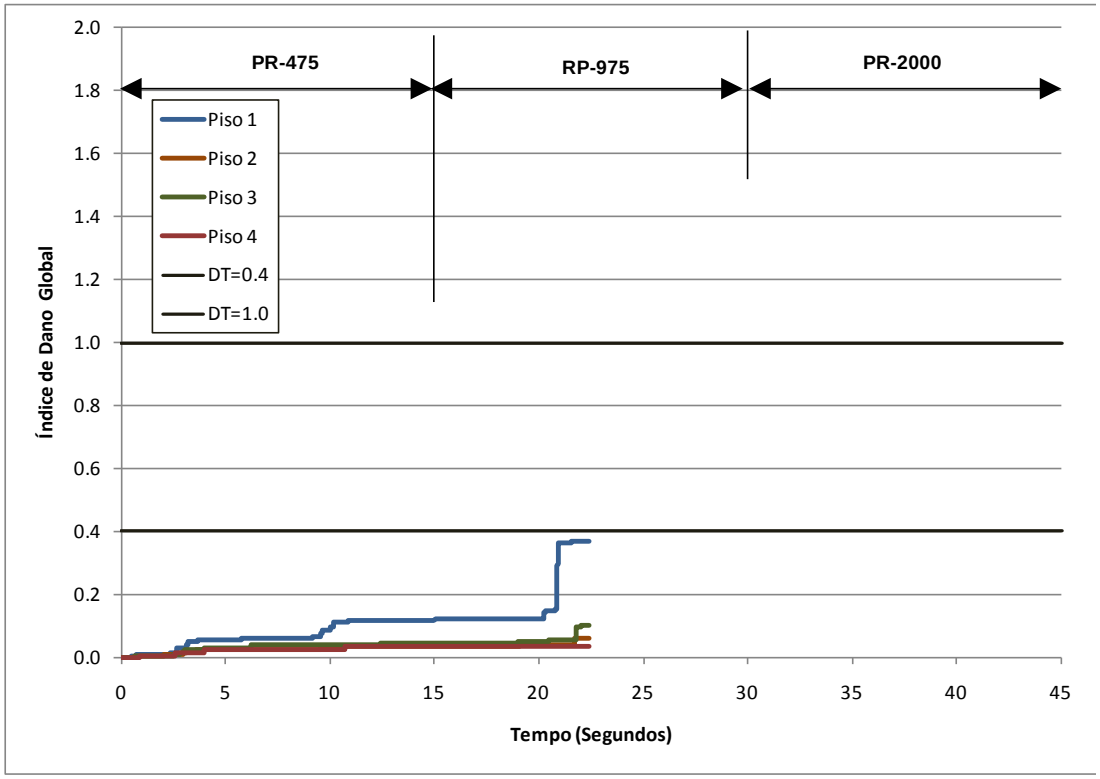


Figura 6.13 – Índice de dano local do pilar interior esquerdo (sem reforço)

Numa primeira análise da estrutura ainda sem reforçar é possível constatar que o pilar intermédio esquerdo (o mais robusto e que depois foi reforçado) apresenta maiores danos na base do pilar inferior e ao nível do 3º piso (Figura 6.13) o que

confirma as observações do ensaio real, mesmo se considerado o tempo de ensaio de aproximadamente 22.5 seg. (15 + 7.5 seg). No que diz respeito ao pilar intermédio direito, este estudo evidencia a ocorrência de muito elevados índices de danos, ao nível dos três primeiros pisos, bem superiores aos do pilar intermédio esquerdo, o que não é confirmado pelo estudo experimental.

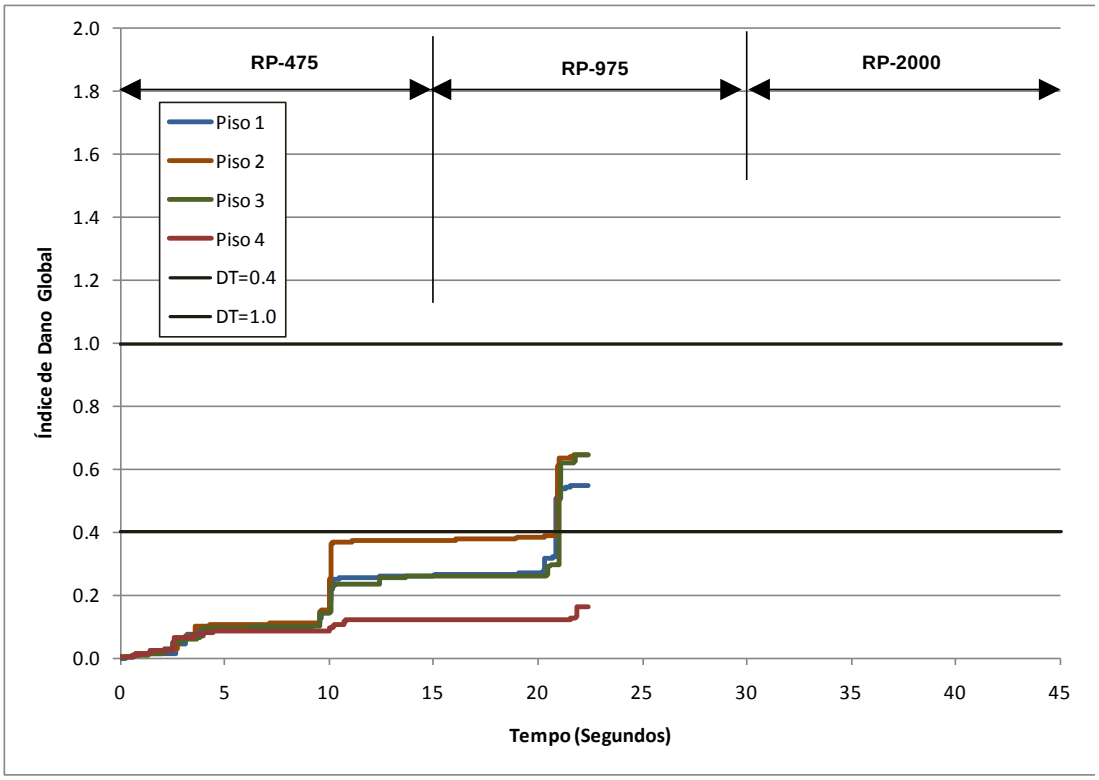


Figura 6.14 – Índice de dano local do pilar interior direito (antes do reforço da estrutura)

Quando avaliada a evolução do índice de dano local da estrutura reforçada, verifica-se que a tendência observada no caso anterior se mantém, só agravada pela maior amplitude de valores que se observa (menores para o pilar esquerdo e maiores para o pilar direito). No caso do pilar intermédio esquerdo só é constatável o dano na base do pilar inferior, o que, apesar de ser de muito baixo valor mesmo para o caso dos sismos mais intensos, é de algum modo confirmado pelo ensaio real. Quanto ao pilar intermédio direito (Figura 6.14), só é possível confirmar que, de facto, os danos ocorrem nos três tramos inferiores, o que também se confirma experimentalmente, mas com valores superiores.

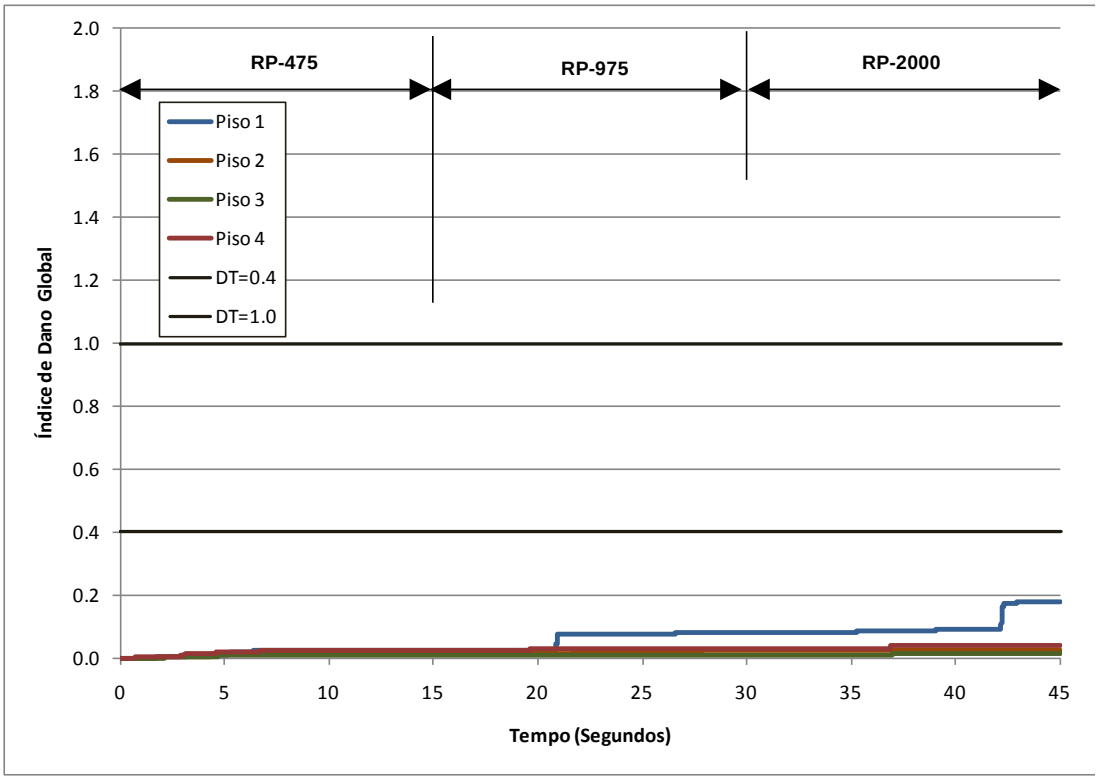


Figura 6.15 – Índice de dano local do pilar interior esquerdo (com reforço)

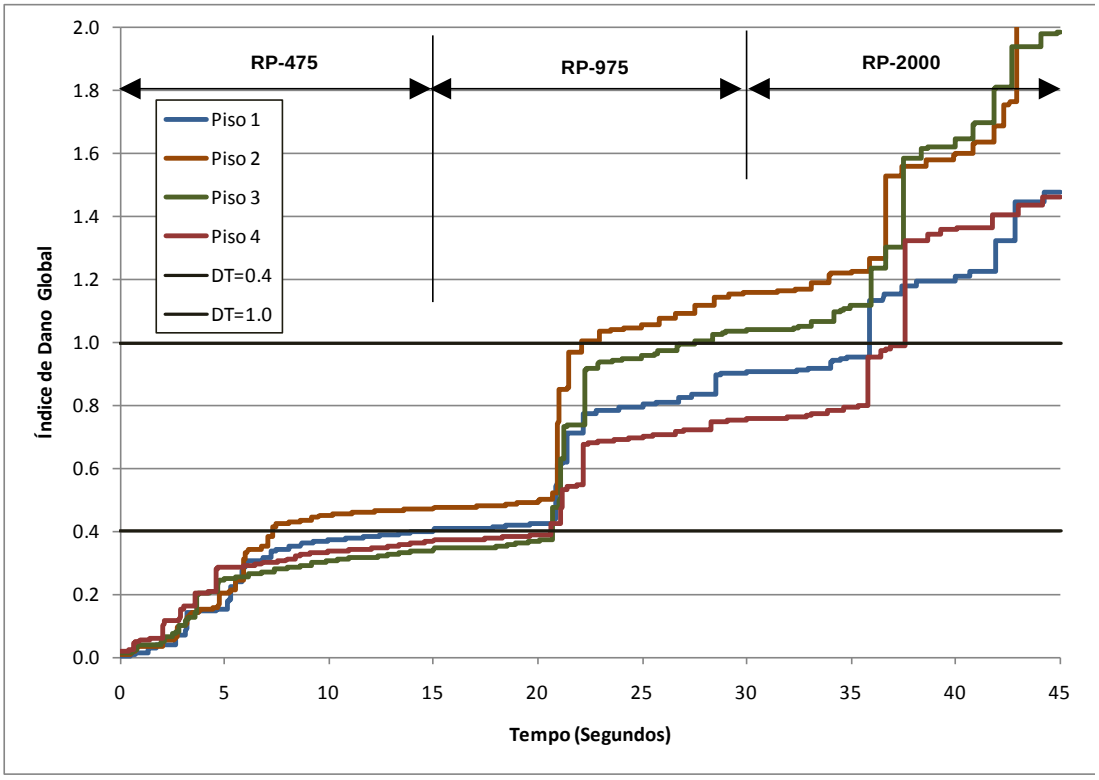


Figura 6.16 – Índice de dano local do pilar interior direito (após o reforço da estrutura)

Na estrutura reforçada, a evolução do índice de dano local é semelhante ao caso anterior, mas com maior magnitude de valores observados (menor no pilar interior esquerdo e maior no pilar interior direito). No caso do pilar interior esquerdo (Figura 6.15) o dano é apenas verificado na base do 1º piso, sendo um valor baixo mesmo para altas intensidades sísmicas, tal como se pode confirmar nos ensaios experimentais. No pilar interior direito (Figura 6.16) é apenas possível confirmar que o dano ocorre nos três pisos inferiores, o que pode também ser verificado experimentalmente, mas com valores mais elevados especialmente durante os últimos instantes do sismo mais intenso.

Sendo o índice de dano global a soma dos índices de dano locais ponderados por um factor de energia absorvida, pode, desta forma, justificar-se o facto de a evolução do índice de dano ser superior na avaliação da estrutura reforçada, durante a última metade da resposta produzida pelo sismo PR-2000.

6.5.3 Resultados obtidos com reforços estruturais em todos os pilares

Depois de calibrado o modelo numérico e ainda com base nos resultados do pórtico ICONS associados aos resultados experimentais obtidos no âmbito deste trabalho, foram realizados mais duas simulações que visão analisar o seu comportamento e a forma como evoluiria o índice de dano se fossem:

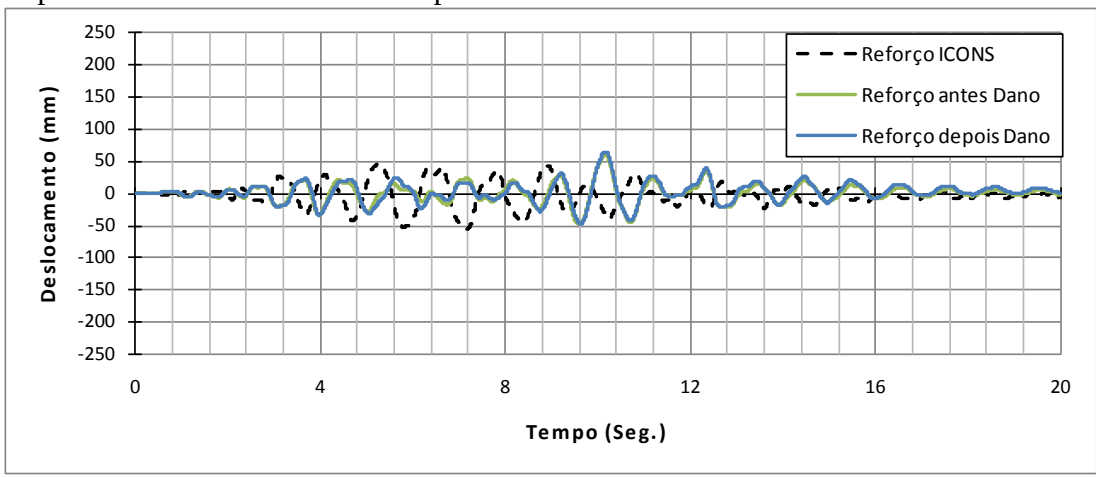
reforçados todos os pilares antes de danificados; e

reparados e reforçados todos os pilares depois de danificados.

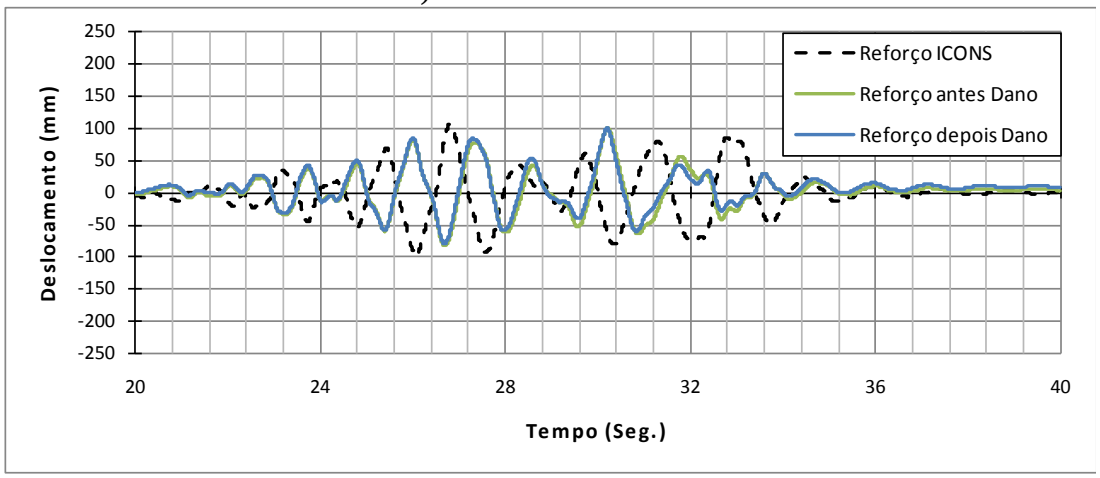
A estratégia de reforço adoptada foi igual à aplicada na simulação numérica dos tramos superiores do pilar central esquerdo onde foi originalmente previsto o reforço das secções em ductilidade. Ou seja, foram consideradas as diferenças entre o betão confinado antes de danificado e depois de reparado, bem como as alterações das características do aço das armaduras longitudinais por causa das incursões plásticas verificadas na estrutura previamente danificada.

Nas Figura 6.17 a) a c) está apresentada a comparação das respostas sísmicas, representadas pelos deslocamentos do 4º piso ao longo do tempo, respectivamente para os sismos com período de retorno de 475, 975 e 2000 anos. Do ponto de vista das respostas sísmicas, apesar das diferenças no período do movimento, pode

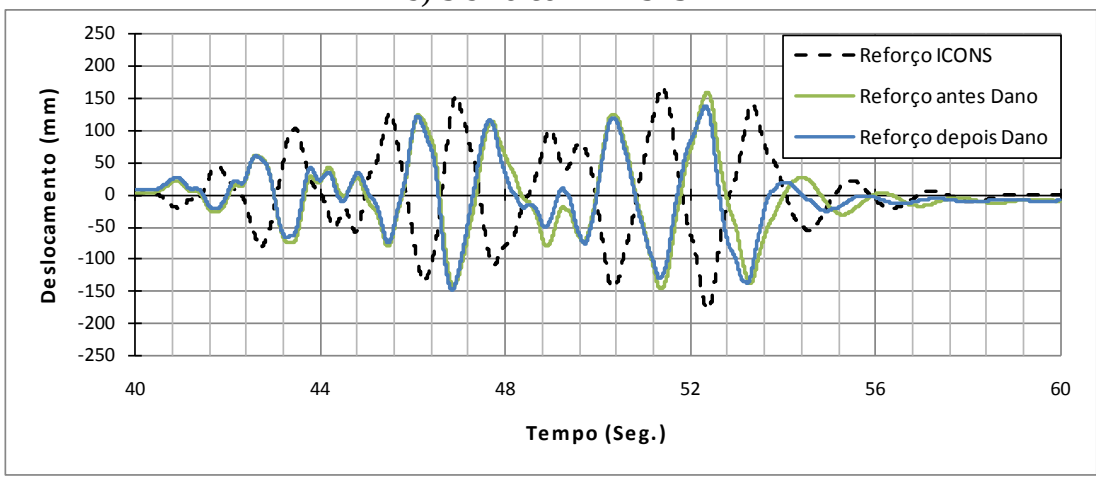
verificar-se que a reparação de apenas um pilar ou todos quase não influencia na amplitude do deslocamento do 4º piso.



a) Sismo com PR-475



b) Sismo com PR-975



c) Sismo com PR-2000

Figura 6.17 – Resposta Sísmica do 4º piso
(comparação entre diferentes estratégias de reforço)

No entanto, o facto da amplitude do deslocamento não ser muito diferente não implica que os danos nas secções sejam também idênticos. Na Figura 6.18 apresenta-se a comparação da evolução do índice de dano global para todos os casos considerados. Verifica-se que com a reparação e reforço de todos os pilares, em vez de só reforçar o pilar central, se obteve uma redução do índice de dano global para valores próximos do limite considerado como de possível reparação.

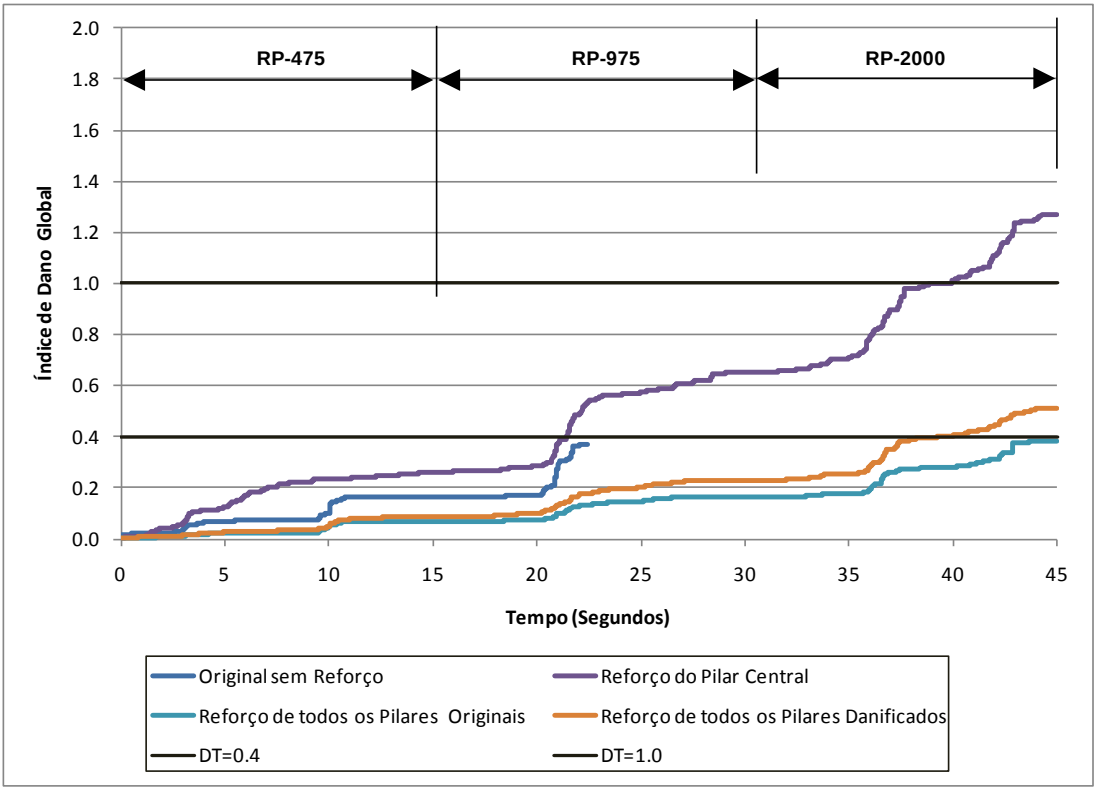


Figura 6.18 – Índice de dano global para várias estratégias de reforço

No que diz respeito aos índices de dano locais, particularmente a comparação com os do pilar central direito anteriormente apresentados verifica-se, como era de esperar, que apresentam valores bastante mais reduzidos, numa percentagem idêntica à redução que se verifica para o índice de dano global.

Como foi anteriormente referido, apesar de se verificar que a correspondência entre os danos que o índice de dano indicia e as observações reais anteriormente descritas não serem absolutamente correspondentes, este indicador evidencia que o reforço de pilares para além dos mais solicitados pode conduzir a uma muito significativa melhoria no desempenho global das estruturas.

6.6 APRECIAÇÃO GERAL

Foram apresentadas as simulações numéricas do reforço sísmico de pórticos de betão armado com diferentes estratégias, envolvendo a respectiva comparação com resultados experimentais.

A utilização do modelo de avaliação da resposta sísmica de estruturas proposto, que envolve o comportamento não linear dos materiais concentrado em rótulas plásticas, revelou se um meio extremamente rigoroso e relativamente simples de utilizar.

A simulação numérica dos resultados experimentais quer para a estrutura inicial quer para a estrutura reforçada evidenciaram, em termos gerais, uma boa aproximação tanto no que diz respeito à detecção dos picos de deslocamento como quanto ao andamento geral ao longo do tempo.

Na avaliação numérica da resposta sísmica da estrutura reforçada, constatou-se que o procedimento adoptado para a consideração dos danos provocados por sismos anteriores, e que consiste na redução da rigidez das rótulas em função da curvatura e momento máximos atingidos no sismo anterior, foi a que melhor se ajustou à resposta sísmica experimental.

O facto de o modelo ter demonstrado uma razoável precisão na previsão do comportamento da estrutura reforçada abre perspectivas para a possibilidade da sua utilização no estudo sistemático de diversas estratégias e possibilidades de reparação e reforço de estruturas em regiões sísmicas.

A avaliação do índice de dano global da estrutura, de acordo com a proposta de Park *et al.* (1985) e Park *et al.* (1987), evidencia uma boa correlação com os danos observados no ensaio inicial, mas um pouco maiores do que seria expectável para o caso do ensaio do pórtico reforçado.

A obtenção de maiores índices de dano na estrutura reforçada deveu-se a um aumento significativo dos danos avaliados nos pilares não reforçados, por se ter incluído no modelo a alteração das características após o primeiro ensaio, apesar de se ter verificado a esperada redução dos danos nos pilares reforçados.

A comparação entre os danos observados nos diferentes elementos estruturais mostrou acompanhar a evolução observada nos ensaios reais, com a referida excepção dos pilares não reforçados durante a segunda metade do sismo PR-2000.

A análise realizada evidenciou as significativas diferenças que se verificam na evolução do índice de dano global em função do número e localização dos reforços que se prevêem aplicar. Parece evidente que o reforço de elementos estruturais que não sejam os mais solicitados contribui para a melhoria do desempenho da estrutura, eventualmente fazendo com que se afaste da possibilidade de ruína ou mesmo que possa vir a ser reparada depois da ocorrência de um sismo.

Com a estratégia de generalizar os reforços a todos os pilares do pórtico, em vez de os aplicar só ao pilar mais rígido e portanto mais danificado, verificou-se uma significativa redução do índice de dano global que no final desceu cerca de 30% do valor anterior.

O estudo numérico mostrou que a realização dos reforços antes da ocorrência de sismos como solução de reforço, ou após como solução de reparação não alterou significativamente o valor do índice de dano global.

CAPÍTULO 7
CONCLUSÕES

7.1 CONCLUSÕES FINAIS

O presente trabalho teve como objectivo a análise e avaliação experimental do comportamento sísmico de pilares de betão armado inseridos em edifícios construídos antes da década de 70 bem como o estudo de possíveis hipóteses de reforço e reparação. Através da realização de uma campanha experimental em que foram ensaiados pilares antes e depois de reforçados com diferentes soluções de reforço foi possível avaliar o respectivo desempenho e eficiência como soluções de reforço sísmico.

Antes da implementação da campanha experimental, o trabalho iniciou-se com uma contribuição para o desenvolvimento da configuração de ensaio que foi desenvolvida e implementada no LESE (Laboratório de Engenharia Sísmica e Estrutural) da FEUP (Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto) em particular na definição e montagem dos pórticos de reacção e na avaliação da calibração do sistema.

O sistema foi idealizado com o objectivo de ensaiar pilares de edifícios e pontes, sujeitos à flexão composta ou desviada, sendo a principal novidade do sistema de ensaio a aplicação da carga axial através de um dispositivo de deslizamento composto por placas com superfícies de contacto especialmente preparadas para minimizar o atrito revelou-se muito eficaz e versátil.

Com o sistema de ensaio acima identificado foi realizada uma campanha experimental que incluiu pilares do modelo PA1 (0.20 x 0.40 m testado no sentido da maior inércia) e PA2 (0.40 x 0.20 m testado no sentido da menor inércia) originais e reforçados com recurso a várias técnicas correntes.

Os ensaios no sentido da maior inércia de pilares originais sem reforço sujeitos à acções cíclicas e com carga vertical constante, em termos gerais, evidenciaram as primeiras fendas mais concentradas na base mas estendendo-se até cerca de 80 cm de altura de pilar logo para os ciclos iniciais inferiores a 20 mm. Até aos 50 mm altura em que se iniciou o destacamento do betão, notou-se a tendência de concentração das deformações na fenda da base. Logo no ciclo seguinte apareceu a encurvadura dos varões longitudinais com a consequente quebra de resistência.

Em termos gerais, verificou-se que para o mesmo pilar e caso de carga, a rótula plástica que se formou com cerca de 15 a 20 cm corresponde a cerca de metade da altura da secção.

Foram realizados reforços com:

- encamisamento com mantas de CFRP
  - em pilares originais
  - em pilares previamente danificado
  - em pilares previamente danificado e laminados ligados à base
- cintas metálicas
- cintas metálicas com cantoneiras nos cantos
- cintas metálicas com cantoneiras nos cantos ligadas à base

e, para uma análise comparativa da sua eficiência, reparações sem reforço em pilares em que se considerou

- varões longitudinais empalmados
- varões longitudinais empalmados e soldadura

Tendo sido construído o sistema de ensaio com um defeito que provocou, em alguns ensaios, variações na carga vertical ao longo do tempo, foi necessário contornar essa dificuldade através da consideração de uma forma de prever a força vertical em cada instante, que se revelou consistente e que foi posteriormente confirmada pelas modelações numéricas.

Nos casos ensaiados com esforço axial variável verificou-se, como seria de esperar, que os resultados conduziram a um acréscimo da força máxima atingida e a uma clara diminuição da ductilidade disponível. Essa diferença foi muito menos acentuada nos pilares do modelo ensaiados no sentido da menor inércia.

Em vários casos se verificou a importância que deve ser dada à reparação das armaduras longitudinais. Em alguns deles aconteceram roturas precoces e consequentemente baixas nas ductilidades que conduzem a resultados

manifestamente abaixo das expectativas. Esta constatação motiva a necessidade de se encontrarem soluções de reparação das armaduras mais fiáveis e garantidas.

Os reforços com CFRP revelaram-se uma boa solução, cumprindo bem o papel de confinamento do betão na zona mais solicitada, conduzindo a valores da ductilidade superiores ao dobro dos originais.

Quando aplicado a um pilar original, o reforço com CFRP demonstra grandes capacidades particularmente no atraso do início da degradação da resistência.

Os reforços com cintas metálicas também tiveram um bom desempenho mas inferior aos reforços com CFRP. Analisando o comportamento dos pilares reforçados, verificou-se um bom desempenho das soluções de reforço, quer em relação à degradação da resistência para iguais amplitudes, quer na energia dissipada.

O reforço com CFRP e laminado ligado à base resultou bem na ligação ao pilar mas foi pouco eficiente na ligação à base. Pelo contrário, o reforço em aço com cantoneiras ligadas à base conduziu à rotura precoce das cintas de confinamento. Mais uma vez se constata a importância da boa definição das ligações para o bom desempenho dos reforços.

Os critérios propostos por Priestley *et al.* (1996) e a avaliação da resistência do betão confinado proposta por Mander *et al.* (1988) revelaram-se adequados no dimensionamento do reforço sísmico. Excepto nos casos com ligação à base, os reforços assim previstos resistiram bem às solicitações impostas.

Nos ensaiados na direcção de menor inércia (PA2) foi mais difícil extrair conclusões uma vez que a configuração de ensaio não permite explorar grandes ductilidades. Os respectivos reforços, considerados para também aumentar a resistência, revelaram-se ineficazes: o de chapa por ser demasiados rígido o que provocou a rotura prematura das armaduras; e o de cintas com cantoneiras porque as cantoneiras provocam a rotura prematura das cintas.

As modelações numéricas adoptadas: SeismoStruct; e PNL revelaram-se bastante eficazes na simulação dos dois modelos (PA1 e PA2) tanto em pilares originais como reforçados. Ambos fizeram boas aproximações à rigidez inicial e resistência máxima. Dadas as limitações do PNL, só o SeismoStruct detectou o início da degradação da resistência, no entanto revelou-se mais eficaz no seguimento do ramo de descarga (efeito de aperto ou efeito de pinching).

A modelação do *pushover* resultou numa concordância de respostas assinalável: em particular no SeismoStruct em que se verifica uma perfeita coincidência no trajecto da força/deslocamento experimental; e mesmo o PNL, dadas as limitações do próprio método, também se ajusta bastante bem à rigidez inicial e à resistência máxima.

A passagem da modelação dos pilares originais para os reforçados foi realizada à custa da alteração das condições de confinamento e qualidade do betão.

Porque a simulação dos casos com carga axial variável, feita com o SeismoStruct, conseguiu acompanhar a resposta experimental até ao início da cedência, confirmou-se a previsão da evolução da força vertical inicialmente realizada.

A modelação numérica PNL mostrou-se muito rigorosa na simulação dos ensaios experimentais realizados com o pórtico ICONS.

A estratégia adoptada na simulação dos danos provocados por sismos anteriores, através da redução da rigidez das rótulas em função da curvatura e momento máximos atingidos no sismo anterior, permitiu obter uma boa comparação com os resultados experimentais. Esta estratégia de simulação de danos anteriores abre a possibilidade de a generalizar e a aplicar no estudo sistemático de diversas estratégias e possibilidades de reparação e reforço de estruturas em regiões sísmicas.

A avaliação do índice de dano global da estrutura, (Park *et al.* (1985) e Park *et al.* (1987)), mostrou boa correlação com os danos observados no ensaio inicial, mas um pouco maiores do que seria expectável para o caso do ensaio do pórtico reforçado.

A simulação de estruturas danificadas (com a anterior estratégia) e parcialmente reforçadas conduziu, ainda assim, a maiores índices de dano global devido ao aumento significativo dos danos que se verificaram nos pilares não reforçados.

Parece evidente que o reforço de elementos estruturais que não sejam os mais solicitados contribui para redução do índice de dano global, o que pode significar a possibilidade da estrutura ser reparada depois da ocorrência de um sismo. Por outro lado, o estudo numérico mostrou que o reforço das estruturas antes ou depois da ocorrência de sismos não altera significativamente o valor do índice de dano global.

7.2 PROPOSTA PARA DESENVOLVIMENTOS FUTUROS

A experiência adquirida na realização de ensaios bem como na definição de possibilidade de reforço recomendam que se prossiga na implementação de novas campanhas experimentais, acompanhadas de modelações que as representem e permitam a realização de extrapolações para situações mais gerais, como por exemplo estruturas de edifícios. Neste sentido sugerem-se algumas ideias que seria pertinente desenvolver.

Evoluir na programação da metodologia PNL: tornando-a mais atractiva ao utilizador; incrementando as possibilidades de modelação dos materiais e modelos directos de simulação dos reforços; e tornar mais simples a interligação entre Biax e o PNL.

De forma a permitir uma simulação mais realista do comportamento das estruturas, sugere-se a integração do PNL num programa de análise tridimensional que considere o efeito global de torção dos edifícios e as irregularidades estruturais.

Planear a realização de novos ensaios que visem estudar:

- diferentes secções e quantidades de armadura, em particular estribos, por forma a poder contribuir para novas definições regulamentares;
- reforços em pilares sem dano inicial
- outros tipos de reforços com outros materiais ou técnicas;
- as melhores formas de garantir a eficiência dos reforços com ligação à base (tanto a ancoragem como a ligação e/ou prolongamento ao longo do pilar);
- as melhores maneiras de reparar as armaduras danificadas garantindo a sua eficiência;
- ligações pilar/viga em vez de pilar/sapata;

Aproveitar o estudo com o pórtico ICONS para aplicar os reforços ensaiados e estudar as melhores estratégias de reforço geral da estrutura.

BIBLIOGRAFIA

Abdullah and Takiguchi, K (2003). "An investigation into the behavior and strength of reinforced concrete columns strengthened with ferrocement jackets." Cement & Concrete Composites 25(2): 233-242.

Alemdar, B and White, D (2005). "Displacement, flexibility, and mixed beam–column finite element formulations for distributed plasticity analysis." Journal of Structural Engineering **131**: 1811.

Antoniou, S and Pinho, R (2004). "Advantages and limitations of adaptive and non-adaptive force-based adaptive pushover procedures." Journal of Earthquake Engineering **8 (4)**: 497-522.

Antoniou, S and Pinho, R (2004). "Development and verification of a displacement-based adaptive pushover procedure." Journal of Earthquake Engineering **8 (5)**: 643-661.

Arêde, A (1997). Seismic assessment of reinforced concrete frame structures with a new flexibility based element. Porto, Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto. **Tese de Doutoramento**.

ATC40 (1996). Applied Technology Council, Seismic evaluation and retrofit of concrete buildings, Vol. 1 and 2.

Bae, S and Bayrak, O (2008). "Plastic Hinge Length of Reinforced Concrete Columns." ACI Structural Journal **105**(3): 290-300.

Baker, ALL (1956). Ultimate Load Theory Applied to the Design of Reinforced and Prestressed Concrete Frames. London, UK, Concrete Publications Ltd.,.

Bayrak, O and Sheikh, SA (1997). "High-strength concrete columns under simulated earthquake loading." Aci Structural Journal **94**(6): 708-722.

Bento, R (1996). Avaliação do Comportamento Sísmico de Estruturas Porticadas de Betão Armado. Lisbon, IST. **PhD Thesis**.

Calabrese, A; Almeida, JP and Pinho, R (2010). "Numerical Issues in Distributed Inelasticity Modeling of RC Frame Elements for Seismic Analysis." Journal of Earthquake Engineering **14**: 38-68.

Carvalho, EC; Coelho, E and Campos-Costa, A (1999). "Preparation of the full-scale tests on reinforced concrete frames—Characteristics of the test specimens,

materials and testing conditions." ICONS Report, Innovative Seismic Design Concepts for New and Existing Structures, European TMR Network, LNEC.

Carvalho, EC; Coelho, E and Campos-Costa, A (1999). Preparation of the full-scale tests on reinforced concrete frames. Characteristics of the test specimens, materials and testing conditions. Project ICONS - Innovative seismic design concepts for new and existing structures, European network TMR. Lisbon, Portugal, LNEC Report.

Casarotti, C and Pinho, R (2007). "An Adaptive Capacity Spectrum Method for assessment of bridges subjected to earthquake action." Bulletin of Earthquake Engineering **5**(number 3): 377-390.

CEB-FIP (1999). Structural concrete – textbook on behaviour, design and performance, Updated knowledge of the CEB/FIP model code 1990. Béton, CE-Id. **Volume 1:** pp. 232.

CEB (1991). Behavior and Analysis of Reinforced Concrete Structures Under Alternate Actions Inducing Inelastic Response: General Models, Comité Euro-International du Béton. **Bulletin d'Information nº210**.

CEB (1996). Costa and Costa model - RC Frames Under Earthquake Loading. Béton, CE-Id. **Bulletin nº231**.

Chang, S-Y; Li, Y-F and Loh, C-H (2004). "Experimental Study of Seismic Behaviors of As-Built and Carbon Fiber Reinforced Plastics Repaired Reinforced Concrete Bridge Columns." Journal of Bridge Engineering **9**(4): 391-402.

Cheng, CT; Yang, JC; Yeh, YK and Chen, SE (2003). "Seismic performance of repaired hollow-bridge piers." Construction and Building Materials **17**(5): 339-351.

Chopra, AK and Goel, RK (2002). "A modal pushover analysis procedure for estimating seismic demands for buildings." Earthquake Engineering & Structural Dynamics **31**(3): 561-582.

Chun, S and Park, H (2002). Load carrying capacity and ductility of RC columns confined by carbon fiber reinforced polymer. 3rd international conference on composites in infrastructure, San Francisco, California, USA.

Costa, A and Costa, A (1987). "Modelo histerético das forças-deslocamentos adequado à análise sísmica de estruturas." Relatório Técnico, Núcleo de Dinâmica Aplicada, Laboratório Nacional de Engenharia Civil, Lisboa.

Costa, AG (1989). Análise Sísmica de Estruturas Irregulares. DEC. Porto, FEUP. **Tese de doutoramento**.

Cusson, D and Paultre, P (1993). "High-Strength Concrete Columns Confined by Rec-tangular Ties." ASCE Structural Journal, American Society of Civil Engineers **Vol. 120**(No.3): pp. 783 – 804.

Delgado, P (2000). Vulnerabilidade Sísmica de Pontes. Porto, FEUP. **MSc**.

Delgado, P (2009). Avaliação da Segurança Sísmica de Pontes. DEC-FEUP. Porto, Universidade do Porto. **Tese de doutoramento**.

Delgado, R; Delgado, P; Vila Pouca, N; Arede, A; Rocha, P and Costa, A (2009). "Shear effects on hollow section piers under seismic actions: experimental and numerical analysis." Bulletin of Earthquake Engineering **7**(2): 377-389.

Duarte, RT; Oliveira, CS; Costa, AC and Costa, AG (1990). A Non-linear Model for Seismic Analysis, Design and Safety Assessment of Reinforced Concrete Buildings: Earthquake Damage Evaluation & Vulnerability Analysis of Building Structures.

EC8 (2005). Comité Européen de Normalisation (CEN), Eurocode 8 - Design of Structures for Earthquake Resistance. Part 2 - Bridges. Brussels, Belgium. **EN 1998-2**.

Esmaeily-Ghasemabadi, A and Xiao, Y (2002). Seismic Behavior of Bridge Columns Subjected to Various Loading Patterns, Pacific Earthquake Engineering Research Center, College of Engineering, University of California, Berkeley.

Fafitis, A and Shah, SP (1985). "Predictions of Ultimate Behavior of Confined Columns Subjected to Large Deformations." ACI Structural Journal Proceedings **Vol. 82**(Issue 4, JL82-35): pp. 423 – 433.

Fajfar, P (1998). Trends in seismic design and performance evaluation approaches. Proceedings of the eleventh european conference on earthquake engineering: 6-11 September 1998, Paris, France: invited lectures, AA Balkema.

Fajfar, P and Fischinger, M (1988). N2—a method for nonlinear seismic analysis of regular structures. Proceedings of 9th World Conference of Earthquake Engineering, Tokyo-Kyoto, Japan.

FEMA273 (1997). Federal Emergency Management Agency, NEHRP guidelines for the seismic rehabilitation of buildings.

FEMA356 (2000). Prestandard and commentary for the seismic rehabilitation of buildings, Federal Emergency Management Agency.

FEMA440 (2005). Federal Emergency Management Agency, Improvement of inelastic seismic analysis procedures. Washington (DC): Federal Emergency Management Agency, 2005.

Fragiadakis, M and Papadrakakis, M (2008). "Modeling, analysis and reliability of seismically excited structures: computational issues." International Journal of Computational Methods **5**(4): 483–511.

Freeman, S; Nicoletti, J and JV, T (1975). Evaluations of existing buildings for seismic risk - A case study of puget sound naval shipyard. U.S. National Conference on Earthquake Engineers, Berkeley.

Fukuyama, K; Higashibata, Y and Miyauchi, Y (2000). "Studies on repair and strengthening methods of damaged reinforced concrete columns." Cement & Concrete Composites **22**(1): 81-88.

Ghee, AB (1981). Ductility of Reinforced Concrete Bridge Piers Under Seismic Loading. Department of Civil Engineering. Christchurch, New Zealand, University of Canterbury. **Master of Engineering**.

Giuffrè, A and Pinto, P (1970). "Il comportamento del cemento armato per sollecitazione ciclice di forte intensitá." Giornale del Genio Civile.

Gomes, AM (1992). Reforço de Elementos de Betão Armado Sujeitos a Acções Cíclicas. Lisboa, Universidade Nova de Lisboa, Instituto Superior Técnico. **Tese de Doutoramento**.

Gulkan, P and Sozen, MA (1974). "Inelastic responses of reinforced concrete structure to earthquake motions." ACI Journal Proceedings **71**(12).

Hellesland, J and Scordelis, A (1981). Analysis of RC bridge columns under imposed deformations.

Ho, JCM and Pam, HJ (2003). "Inelastic design of low-axially loaded high-strength reinforced concrete columns." Engineering Structures **25**(8): 1083-1096.

Jaradat, OA; McLean, DI and Marsh, ML (1998). "Performance of existing bridge columns under cyclic loading - Part 1: Experimental results and observed behavior." Aci Structural Journal **95**(6): 695-704.

Joen, P and Park, R (1990). "Simulated Seismic Load Tests on Prestressed Concrete Piles and pile-Pile Cap Connections." PCI Journal **35**(66): 42-61.

Júlio, ENBS (2001). A influencia da interface no comportamento de pilares reforçados por encamisamentos de betão armado, Universidade de Coimbra. **Doutoramento em Engenharia Civil, Especialidade de Mecânica das Estruturas e dos Materiais**.

Kalkan, E and Kunnath, SK (2006). "Adaptive Modal Combination Procedure for nonlinear static analysis of building structures." Journal of Structural Engineering **132**(11): 1721-1731.

Kent, DC and Park, R (1971). "Flexural Members with Confined Concrete." Journal of the Structural Division, ASCE **Vol. 97**(Nº. ST7).

Kim, W; El, AA and White, RN (1988). Small-Scale Modeling Techniques for Reinforced Concrete Structures Subjected to Seismic Loads, NCEER-88-0041, Buffalo, N.Y. : National Center for Earthquake Engineering Research, Technical report. **1v (500 N24 88-41)**.

Krawinkler, H and Seneviratna, GDPK (1998). "Pros and cons of a pushover analysis of seismic performance evaluation." Engineering Structures **20**(4-6): 452-464.

Kunnath, SK; Reinhorn, AM and Park, YJ (1990). "Analytical modelling of inelastic seismic response of RC structures." Journal of Structural Engineering, ASCE **Volume 116**(nº. 4).

Lee, HS; Kage, T; Noguchi, T and Tomosawa, F (2003). "An experimental study on the retrofitting effects of reinforced concrete columns damaged by rebar corrosion strengthened with carbon fiber sheets." Cement and Concrete Research **33**(4): 563-570.

Li, B; Park, R and Tanaka, H (2001). "Stress-Strain Behavior of High-Strength Concrete Confined by Ultra-High- and Normal-Strength Transverse Reinforcement." ACI Structural Journal **Vol. 98**(No. 3): pp. 395 – 406.

Lu, Y; Vintzileou, E; Zhang, CF and Tassios, TP (1999). "Reinforced concrete scaled columns under cyclic actions." Soil Dynamics and Earthquake Engineering **18**(2): 151-167.

Lukkunaprasit, P and Sittipunt, C (2003). "Ductility enhancement of moderately confined concrete tied columns with hook-clips." Aci Structural Journal **100**(4): 422-429.

Ma, R; Xiao, Y and Li, KN (2000). "Full-scale testing of a parking structure column retrofitted with carbon fiber reinforced composites." Construction and Building Materials **14**: 63-71.

Mander, JB; Dutta, A and Kokorina, T (1999). "Retrofit for Control and Repairability of Damage." Earthquake Spectra **Vol. 15**(No. 4): pp. 657 – 679.

Mander, JB; Priestley, MJN and Park, R (1988). "THEORETICAL STRESS-STRAIN MODEL FOR CONFINED CONCRETE." Journal of Structural Engineering-Asce **114**(8): 1804-1826.

Mari, A and Scordelis, A (1984). "Nonlinear geometric, material and time dependent analysis of three dimensional reinforced and prestressed concrete frames." SESM Report 82 **12**.

Matamoros, AB and Sozen, MA (2003). "Drift Limits of High-Strength Concrete Columns Subjected to Load Reversals." Journal of Structural Engineering **129**(3): 297-313.

Mattock, AH (1967). "Rotational Capacity of Hinging Regions in Reinforced Concrete Beams." Journal of the Structural Division, ASCE **Volume 93**(No. ST2): pp. 519-522.

Melek, M; Wallace, JW and Conte, JP (2003). Experimental assessment of columns with short lap splices subjected to cyclic loads, Pacific Earthquake Engineering Research Center, College of Engineering, University of California, Berkeley.

Menegotto, M and Pinto, PE (1973). Method of Analysis for Cyclically Loaded R.C. Plane Frames Including Changes in Geometry and Non-Elastic Behavior of Elements Under Combined Normal Force and Bending. Method of Analysis for Cyclically Loaded R.C. Plane Frames Including Changes in Geometry and Non-Elastic Behavior of Elements Under Combined Normal Force and Bending, Lisbon, IABS Reports Vol. 13.

Meyer, C (1989). Inelastic seismic analysis of concrete buildings. Seismic Engineering: Research and Practice, May 1-5. San Francisco, CA, USA, Publ by ASCE.

Mo, YL and Hwang, ML (1999). "New Configuration of Lateral Steel for RC Columns." Practice periodical on structural design and construction **4**(3): 111-118.

Mo, YL; Yeh, YK and Hsieh, DM (2004). "Seismic retrofit of hollow rectangular bridge columns." Journal of Composites for Construction **8**(1): 43-51.

Monti, G; Nistico, N and Santini, S (2001). "Design of FRP jackets for upgrade of circular bridge piers." Journal of Composites for Construction **5**(2): 94-101.

Monti, G and Nuti, C (1992). "Nonlinear Cyclic Behavior of Reinforcing Bars Including Buckling." Journal of Structural Engineering **118**(12): 3268-3284.

Orozco, GL and Ashford, SA (2002). Effects of large velocity pulses on reinforced concrete bridge columns, Pacific Earthquake Engineering Research Center, College of Engineering, University of California, Berkeley.

Park, R (1988). State-of-the art report: ductility evaluation from laboratory and analytical testing. Ninth Worth Conference on Earthquake Engineering, Tokyo-Kyoto Japan.

Park, R and Falconer, TJ (1983). "DUCTILITY OF PRESTRESSED CONCRETE PILES SUBJECTED TO SIMULATED SEISMIC LOADING." Journal Prestressed Concrete Institute **28 (5)**: 112-144.

Park, R and Paulay, T (1975). Reinforced concrete structures. New York, John Wiley & Sons Inc.

Park, R and Priestley, MJN (1982). "Ductility of Square Confined Concrete Columns." Journal of Structural Division, ASCE **Volume 108**(No. ST4): pp. 929-950.

Park, YJ; Ang, AHS and Wen, YK (1985). "SEISMIC DAMAGE ANALYSIS OF REINFORCED-CONCRETE BUILDINGS." Journal of Structural Engineering-Asce **111**(4): 740-757.

Park, YJ; Ang, AHS and Wen, YK (1987). "Damage-Limiting Aseismic Design of Buildings." Earthquake spectra **3**(1): 1-26.

Paulay, T and Priestley, MJN (1992). Seismic Design of Reinforced Concrete and Masonry Buildings. New York, John Wiley & Sons, Inc.

Pavese, A; Bolognini, D and Peloso, S (2004). "FRP seismic retrofit of RC square hollow section bridge piers." Journal of Earthquake Engineering **8**: 225-250.

Pinho, R (2000). Selective retrofitting of RC structures in seismic areas. London, Imperial College of Science and Technology. **PHD**.

Pinto, A; Verzeletti, G; Molina, J; Varum, H; Coelho, E and Pinho, R (1999). Pseudo-dynamic tests on non-seismic resisting RC frames (bare and selective retrofit frames). Report EUR, EC, Joint Research Centre, Ispra, Italy.

Pinto, AV; Verzeletti, G; Molina, J and Varum, H (1999). Pseudo-dynamic tests on non-seismic resisting RC frames (bare and selective retrofit frames). project ICONS - Innovative seismic design concepts for new and existing structures. Ispra, Italy, JRC, EUR Report.

Priestley, M; Seible, F and Calvi, G (1996). Seismic design and retrofit of bridges, Wiley-Interscience.

Qiu, FW; Li, WF; Pan, P and Qian, JR (2002). "Experimental tests on reinforced concrete columns under biaxial quasi-static loading." Engineering Structures **24**(4): 419-428.

Richardt, FE; Brandtzaeg, A and Brown, RL (1928). "A Study of the Failure of Concrete Under Combined Compressive Stresses." Univ. of Illinois Eng. Exp. Station, Bulletin No. 185, Vol. 26, No. 12, pp. 1 – 105.

Rocha, P; Delgado, P; Costa, A and Delgado, R (2004). "Seismic retrofit of RC frames." Computers & Structures **82**(17-19): 1523-1534.

Rocha, P; Delgado, P; Rodrigues, V; Arêde, A; Vila Pouca, N; SANTOS, M; Costa, AG and Delgado, R (2007). Estudo Experimental do Comportamento Cíclico de Pilares Reforçados e Calibração do Sistema de Ensaio. SÍSMICA 2007 – 7º Congresso de Sismologia e Engenharia Sísmica. FEUP, Porto, Portugal.

Rodrigues, C (2005). Comportamento as Acções Cíclicas de Pilares de Betão Armado reforçados com Materiais Compósitos. Lisboa, Universidade Nova

de Lisboa. **Doutoramento em Engenharia Civil, Especialidade de Estruturas**.

Rodrigues, H; Arêde, A; Varum, H and Costa, AG (2011). "Behaviour of RC building columns under cyclic loading: Experimental study." Journal of Earthquake and Tsunami: (aceite para publicação em Novembro de 2010).

Rodrigues, V (2005). Reforço Sísmico de Pilares de Betão Aarmado - Análise e Avaliação Experimental. DEC - FEUP. Porto, Universidade do Porto. **Tese de Mestrado**.

Rodrigues, V (2005). Reforço Sísmico de Pilares de Betão Armado - Análise e Avaliação Experimental. Departamento de Engenharia Civil - Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto. Porto, Universidade do Porto. **Master**.

Rodrigues, V; Rocha, P and Delgado, P (2004). LESE #1 - Ensaio flexão desviada - Placas de Deslizamento - Avaliação do Atrito. Porto, FEUP - LESE.

Romão, X (2002). Novos Modelos de Dimensionamento Sísmico de Estruturas. DEC-FEUP. Porto, Universidsde do POrto. **Tese de Mestrado**.

Saadatmanesh, H; Ehsani, MR and Jin, LL (1997). "Repair of earthquake-damaged RC columns with FRP wraps." Aci Structural Journal **94**(2): 206-215.

Saatcioglu, M and Razvi, S (1992). "Strength and Ductility of Confined Concrete." ASCE Journal of Structural Engineering **Vol. 118**(No. 6): pp. 590 – 1607.

SeismoSoft (2006). SeismoStruct – a computer program for static and dynamic nonlinear analysis of framed structures, available online from http://www.seismosoft.com.

Sheikh, S (2002). "Performance of concrete structures retrofitted with fibre reinforced polymers." Engineering Structures **24**(7): 869-879.

Sheikh, S and Uzumeri, SM (1982). "Analytical Model for Concrete Confinement in Tied Columns." ASCE J. Struct. Div. **Vol. 108**(No. ST12): pp. 2703 – 2722.

Sheikh, S and Yau, G (2002). "Seismic behavior of concrete columns confined with steel and fiber-reinforced polymers." ACI Structural Journal **99**(1): 72-80.

Shibata, M (1982). "Analysis of Elastic-Plastic Behavior of Steel Brace Subjected to Re-peated Axial Force." International Journal of Solids and Studies **Vol. 18**(No. 3): pp. 217 - 228.

Spacone, E; Ciampi, V and Filippou, F (1996). "Mixed formulation of nonlinear beam finite element." Computers & structures **58**(1): 71-83.

Stapleton, SE (2004). Performance of Poorly Confined Reinforced Concrete Columns in Long Duration Earthquakes. Washington, Washington University. **Master of Science in Civil Engineering**.

Takeda, T; Sozen, MA and Nielsen, NN (1970). "Reinforced COncrete Response to Simulated Earthquakes." Journal of the Structural Mechanics Division of the ASCE **96**(12): 2557-2573.

Thompson, K and Park, R (1980). "Moment-curvature Behaviour of Cyclically Loaded Structural Concrete Members." Journal Structural Division **Proceedings Institute of Civil Engineers**(Part 2).

Tsuno, K and Park, R (2004). EXPERIMENTAL STUDY OF REINFORCED CONCRETE BRIDGE PIERS SUBJECTED TO BI-DIRECTIONAL QUASI-STATIC LOADING. Structural Eng./Earthquake Eng., JSCE.

Varum, H (1995). Modelo Numérico para a Análise Sísmica de Pórticos Planos de Betão Armado. DEC-FEUP. Porto, Universidade do Porto. **Tese de Mestrado**.

Varum, H (2003). Seismic Assessment, Strengthening and Repair of Existing Buildings. DEC-UA. Aveiro, Portugal, Uninersity of Aveiro. **PhD Thesis**.

Vaz, CT (1992). Comportamento Sísmico de Pontes com Pilares de Betão Armado - Verificação da Segurança. FEUP/LNEC, Lisboa. Porto/Lisboa. **Tese de doutoramento**.

Wang, ML and Shah, SP (1987). "REINFORCED-CONCRETE HYSTERESIS MODEL BASED ON THE DAMAGE CONCEPT." Earthquake Engineering & Structural Dynamics **15**(8): 993-1003.

Williams, MS and Sexsmith, RG (1995). "Seismic Damage Indices for Concrete Structures: A State-of-the-Art Review." Earthquake spectra **11**(2): 319-349.

Wu, YF; Griffith, MC and Oehlers, DJ (2003). "Improving the strength and ductility of rectangular reinforced concrete columns through composite partial interaction: Tests." Journal of Structural Engineering-Asce **129**(9): 1183-1190.

Xiao, Y and Esmaeily-Gh, A (2002). Seismic Behavior of Bridge Columns Subjected to Various Loading Patterns. PEER Report 2002/15, D.

Xiao, Y; He, WH and Choi, KK (2005). "Confined concrete-filled tubular columns." Journal of Structural Engineering-Asce **131**(3): 488-497.

Xiao, Y and Ma, R (1997). "Seismic retrofit of RC circular columns using prefabricated composite jacketing." Journal of Structural Engineering-Asce **123**(10): 1357-1364.

Xiao, Y; Wu, H and Martin, GR (1999). "Prefabricated composite jacketing of RC columns for enhanced shear strength." Journal of Structural Engineering-Asce **125**(3): 255-264.

Yao, J; Li, XJ and Li, ZJ (2001). "Experimental study of a circular concrete column reinforced with a composite tube." Composites Science and Technology **61**(13): 1881-1887.

Zahn, FA (1985). Design of Reinforced Concrete Bridge Columns for Strength and Ductility. Department of Civil Engineering. Christchurch, New ZeaLand, University of Canterbury. **Doctor of Philosophy in Civil Engineering:** 405.

Zahn, FA; Park, R and Priestley, MJN (1989). "Strength and ductility of square reinforced concrete column sections subjected to biaxial bending." Aci Structural Journal **86**(2): 123-131.