



UNIVERSIDADE DO MINHO

ESCOLA DE ENGENHARIA

Departamento de Engenharia Civil (DEC)

**PILARES DE BETÃO ARMADO REFORÇADOS COM
LAMINADOS DE FIBRAS DE CARBONO**

Débora Rodrigues de Sousa Macanjo Ferreira

*Dissertação para a obtenção do Grau de Mestre em Engenharia Civil pela
Universidade do Minho*

Setembro de 2000

AGRADECIMENTOS

Esta tese foi desenvolvida no Departamento de Engenharia Civil (DEC) da Universidade do Minho, estando enquadrada num projecto de investigação envolvendo a aplicação de laminados de fibras de carbono no reforço de pilares. A parte experimental do trabalho foi realizada com o apoio do Laboratório de Engenharia Civil (LEC), da Universidade do Minho, com o apoio do Laboratório de Estruturas e Resistência dos Materiais (LERM), do Instituto Politécnico de Bragança e da Unidade de Materiais Compósitos do Instituto de Engenharia Mecânica e Gestão Industrial (CEMACOM). A estas instituições agradeço os meios colocados à minha disposição para a elaboração da tese.

Ao Professor Joaquim Barros, orientador científico deste trabalho, desejo manifestar um especial agradecimento pelo apoio constante, orientação, ensinamentos prestados, rigor científico e amizade.

Ao Professor Paulo Lourenço, co-orientador científico desta dissertação, agradeço a revisão crítica do texto desta tese.

À equipa de trabalho do Laboratório de Engenharia Civil, da Universidade do Minho, dirijo também um agradecimento pelo empenho demonstrado na realização dos ensaios experimentais, nomeadamente ao Marco Jorge, Carlos Manuel, Sr. Gonçalves e em especial ao Sr. Matos que desde a preparação do sistema de ensaio e dos modelos até à realização dos testes, revelou sempre uma grande dedicação, brio profissional e criatividade na procura de soluções quando surgiam contratemplos. A todos eles um sincero obrigado pelo carinho que sempre demonstraram.

Deixo expresso o meu reconhecimento a todos os meus colegas de trabalho da Escola Superior de Tecnologia e Gestão, do Instituto Politécnico de Bragança, que de algum modo contribuíram para a realização desta tese, em especial ao Eng. José Iglésias pelo

apoio constante e pela ajuda prestada na concretização de algumas fases deste trabalho. Não esqueço, também, o empenho demonstrado na revisão do texto desta tese.

Ao Eng^o Sena Cruz, agradeço a ajuda prestada no desenvolvimento de um programa de cálculo numérico, para tratamento de resultados de ensaios à compressão.

Agradeço a colaboração prestada pelas empresas: Biu Internacional (na pessoa do Eng.^o Erik Ulrik), Nordesfer (na pessoa do Eng.^o Mendes Marques), Ferseque (nas pessoas dos Eng^{os} Hélio Igrejas e Hugo Mota), Casais (nas pessoas dos Eng^{os} Emanuel Martins e António Carlos), Secil (na pessoa da Eng^a Raquel Figueira), Solusel (na pessoa do Eng^o Fernades) e VSL.

Expresso o meu agradecimento à Universidade da Beira Interior (nas pessoas do Prof. João Paulo e Eng^o Jorge Andrade), pela amável cedência de equipamento laboratorial.

Por último o maior agradecimento dirijo-o aos meu pais, pela motivação e apoio, que sempre me proporcionaram, não só ao longo desta tese como ao longo de toda a minha vida.

RESUMO

PILARES DE BETÃO ARMADO REFORÇADOS COM LAMINADOS DE FIBRAS DE CARBONO

Um número elevado de edifícios construídos até ao início da década de 80 foi projectado não tendo em conta as acções horizontais. Por este motivo a ocorrência de acções sísmicas poderá introduzir nessas estruturas danos de intensidade elevada. Os pilares são os elementos que merecem especial atenção, dado que o seu colapso conduz, geralmente, à rotura global da estrutura.

Com o objectivo de desenvolver técnicas que permitam reforçar pilares, de forma mais eficaz e mais económica que as técnicas convencionais, foi recentemente iniciado no Departamento de Engenharia Civil da Universidade do Minho um projecto de investigação envolvendo a aplicação de laminados de fibras de carbono no reforço deste tipo de elementos estruturais. O presente trabalho constitui a primeira fase deste projecto, centrando-se no desenvolvimento da técnica de aplicação do reforço para pilares com rotura por flexão e na análise e interpretação do comportamento de pilares pré- e pós-reforçados com laminados de fibras de carbono.

O reforço é constituído por laminados de fibras de carbono com $9.55 \times 1.46 \text{ mm}^2$ de secção transversal embutidos no betão de recobrimento dos elementos de pilar por intermédio da utilização de materiais epóxicos.

O presente trabalho inicia-se (capítulo 2) com uma revisão bibliográfica sobre o estado do conhecimento, no que se refere às propriedades dos materiais compósitos, às técnicas de reforço, à caracterização das ligações de CFRP e ao reforço de pilares com laminados de fibras de carbono embutidos no betão de recobrimento.

A técnica de reforço desenvolvida no presente trabalho é descrita no (capítulo 3). A campanha de ensaios envolveu a caracterização experimental de todos os materiais intervenientes (capítulo 4) e a realização de testes com elementos de pilar de betão armado pré- e pós-reforçados com os referidos laminados (capítulo 5). Desta forma foi possível avaliar a capacidade de reforço destes compósitos quer em elementos de betão com danos elevados (fendilhação e esmagamento do betão, e plastificação das armaduras longitudinais) quer em elementos com betão “intacto”. Os resultados obtidos e a sua análise são efectuados no (capítulo 5) deixando-se para o último capítulo, as principais conclusões retiradas do trabalho desenvolvido e são apresentados um conjunto de ideias e sugestões para futuros trabalhos.

ABSTRACT

RETROFIT OF REINFORCED CONCRETE COLUMNS WITH CARBON FIBRES LAMINATES

A large number of the buildings constructed until the early 80s have been designed without taking into account the horizontal actions. For this motif, large damage can be expected to occur under seismic actions. The columns represent the structural elements that deserve special attention as their collapse lead, usually, to the global collapse of the structure.

Recently, a research project, involving the application of carbon fibres laminates in the strengthening of R/C columns, has been initiated at the Department of Civil Engineering from University of Minho, with the objective of developing techniques that allow to retrofit columns in a way more effective and more economical than conventional techniques. The present study represents a first phase of this project, concentrating in the development of one technique for strengthening of columns with flexural collapse and in the analysis and interpretation of the experimental behaviour of pre- and post-strengthened columns.

The strengthening is made with carbon fibre laminates with a cross section of $9.55 \times 1.46 \text{ mm}^2$, embedded in the concrete cover of the columns with an epoxy glue.

The present study includes a state-of-the-art (chapter 2), focusing in the properties of the composite materials, the strengthening techniques, the bond of carbon fibre reinforced plastics and the strengthening of columns with carbon fibres laminates embedded in the concrete cover (“cut-ins”).

The strengthening adopted in this study is described in chapter 3. The experimental characterisation of all materials utilised in the tests are detailed in chapter 4 and the

results of the tests with the reinforced concrete columns (pre- and post-strengthened) are reported in chapter 5. With the test results, it was possible to assess the possibilities of the retrofit technique, both in concrete elements with considerable damage (cracking and crushing of concrete and yielding of longitudinal reinforcement) and in concrete elements with “virgin” concrete. The results obtained and the corresponding analysis are fully described in chapter 5, whereas the last chapter presents the main conclusions of this work as well as some ideas and suggestions for future work.

ÍNDICE GERAL

AGRADECIMENTOS	i
RESUMO	iii
ÍNDICE GERAL	vii
ÍNDICE DE FIGURAS	x
ÍNDICE DE TABELAS	xvi
CAPÍTULO 1 – INTRODUÇÃO	1.1
1.1 – Aspectos gerais.....	1.1
1.2 – Objectivos do trabalho.....	1.4
1.3 – Organização da dissertação.....	1.5
CAPÍTULO 2 – REVISÃO BIBLIOGRÁFICA	2.1
2.1 – Introdução.....	2.1
2.2 – Materiais.....	2.2
2.2.1 – Propriedades básicas dos Materiais compósitos.....	2.2
2.2.1.1 – Introdução.....	2.2
2.2.1.2 – Matrizes.....	2.3
2.2.1.3 – Fibras.....	2.5
2.3 – Técnicas de reforço.....	2.9
2.3.1 – Introdução.....	2.9
2.3.2 – Descrição das técnicas de reforço.....	2.9
2.3.2.1 – Técnica de reforço por aplicação manual.....	2.10
2.3.2.1.1 – Laminados de Carbono.....	2.10
2.3.2.1.2 – Tecidos.....	2.16
2.3.2.2 – Técnica de reforço por aplicação automática.....	2.18
2.4 – Caracterização das ligações de CFRP.....	2.20
2.4.1 – Introdução.....	2.20
2.4.2- Principais contribuições experimentais.....	2.20
2.4.3 – Modos de ruína.....	2.24
2.4.4 – Comportamento entre o betão, o adesivo e o compósito.....	2.28
2.5 – Reforço de pilares com materiais compósitos.....	2.30

2.5.1 – Introdução.....	2.30
2.5.2. – Conceito de confinamento em pilares de betão.....	2.32
2.5.3 – Confinamento de pilares.....	2.34
2.5.3.1 – Confinamento com betão armado.....	2.34
2.5.3.2 – Confinamento com elementos metálicos.....	2.36
2.5.3.3 – Confinamento com materiais compósitos.....	2.39
2.5.3.4 – Comparação entre o confinamento com materiais compósitos e com aço	2.41
2.5.4 – Trabalhos experimentais desenvolvidos no reforço de pilares sujeitos à	
acção sísmica com materiais compósitos.....	2.43
2.5.4.1 – Possíveis tipos de reforços sob a acção sísmica.....	2.44
2.5.4.2 – Desenvolvimentos experimentais de métodos de confinamento de	
pilares sujeitos à acção sísmica, com materiais compósitos.....	2.44
2.5.4.2.1 – Mantas de tecidos de fibras de carbono.....	2.44
2.5.4.2.2 – Cordões de fibras de carbono.....	2.47
2.5.4.2.3 – Laminados de Carbono.....	2.49
CAPÍTULO 3 – PROGRAMA EXPERIMENTAL E INSTRUMENTAÇÃO	3.1
3.1 – Introdução.....	3.1
3.2 – Programa experimental.....	3.1
3.2.1 – Programa de ensaios.....	3.1
3.2.2 – Construção dos elementos de pilar.....	3.3
3.2.3 – Sistema de ensaio e equipamento.....	3.4
3.3 – Reforço.....	3.9
3.3.1 – Técnicas de reforço.....	3.10
3.3.2 – Tratamento da superfície do pilar.....	3.11
3.3.3 – Aplicação dos extensómetros nos laminados.....	3.13
3.3.3.1 – Materiais aplicados.....	3.13
3.3.4 – Fixação dos laminados de fibras de carbono ao pilar.....	3.16
3.3.5 – Selagem das orifícios na sapata.....	3.17
3.3.6 – Aplicação de faixas de tecido de carbono.....	3.18
CAPÍTULO 4 – CARACTERIZAÇÃO DOS MATERIAIS	4.1
4.1 – Caracterização dos materiais.....	4.1
4.1.1 – Betão.....	4.1
4.1.2 – Armadura convencional.....	4.6
4.1.3 – Laminados de fibras de carbono.....	4.8
4.1.4 – Argamassa epóxida.....	4.10

CAPÍTULO 5 – ENSAIOS EM ELEMENTOS DE PILARES	5.1
5.1 – Introdução.....	5.1
5.2 – Procedimentos de ensaio.....	5.1
5.2.1 – Descrição da história de carga.....	5.2
5.3 – Apresentação e discussão dos resultados.....	5.6
5.3.1 – Capacidade máxima de carga.....	5.6
5.3.2 – Relação entre a força horizontal e os deslocamentos.....	5.8
5.3.3 – Relação força horizontal/extensões nos extensómetros.....	5.13
5.3.4 – Algumas considerações numéricas.....	5.18
5.3.5 – Padrões de fendilhação observados.....	5.23
5.3.6 – Problemas que surgiram com a presente técnica de reforço.....	5.29
CAPÍTULO 6- CONSIDERAÇÕES FINAIS	6.1
6.1 – Conclusões gerais.....	6.2
6.2 – Desenvolvimentos futuros.....	6.3
CAPÍTULO 7 – REFERÊNCIAS	7.1
ANEXO A – Materiais.....	A.1
ANEXO B – Resultados dos ensaios experimentais.....	B.1
ANEXO C – Resultados dos ensaios numéricos	C.1
GLOSSÁRIO.....	G.1

ÍNDICE DE FIGURAS

CAPÍTULO 2 – REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

Figura 2.1 – Organigrama.....	2.1
Figura 2.2 – Relação tensão-extensão para algumas fibras.....	2.6
Figura 2.3 – Técnicas para avivar o substracto.....	2.11
Figura 2.4 – Controlo das irregularidades do substracto.....	2.11
Figura 2.5 – Avaliação da resistência à tracção do betão por arranque.....	2.12
Figura 2.6 – Fases de aplicação de um laminado.....	2.13
Figura 2.7 – Aspecto final da aplicação de laminados no reforço de uma estrutura de betão armado.....	2.13
Figura 2.8 – Componentes da aplicação de um laminado.....	2.14
Figura 2.9 – Utilização de laminados como elemento de reforço à flexão associados a folhas para reforço ao corte.....	2.14
Figura 2.10 – Provetes tipo ensaiados, para comparação entre laminados colados e cravados.....	2.15
Figura 2.11 – Secção transversal dos elementos de pilar.....	2.15
Figura 2.12 – Reforço dos elementos de pilar.....	2.15
Figura 2.13 – Abertura das ranhuras.....	2.16
Figura 2.14 – Abertura do buracos de fixação dos laminados à sapata.....	2.16
Figura 2.15 – Limpeza dos buracos de fixação dos laminados à sapata.....	2.16
Figura 2.16 – Fixação dos laminados a um elemento de pilar.....	2.16
Figura 2.17 – Aplicação da argamassa epóxida nos buracos de fixação dos laminados à sapata.....	2.16
Figura 2.18 – Fases de aplicação do reforço com tecidos.....	2.18
Figura 2.19 – Máquina de encamisamento (<i>Winding Machine</i>).....	2.19
Figura 2.20 – Aplicação de cordões de CRFP, através de uma máquina de encamisamento	2.19
Figura 2.21 – Processo de encamisamento de um pilar de uma ponte utilizando a máquina de filamento Winding.....	2.19
Figura 2.22 – Reforço de um viga com um laminado pré-esforçado e sistema de ancoragem.....	2.21
Figura 2.23 – Destacamento do laminado por aparecimento de fendas de corte.....	2.26
Figura 2.24 – Efeito de reforço com laminados na distribuição das fissuras.....	2.26
Figura 2.25 – Rotura por corte.....	2.27

Figura 2.26 – Rotura por formação de rótulas plásticas.....	2.27
Figura 2.27 – Acção de confinamento (Mirmiran et al., 1997).....	2.32
Figura 2.28 – Curva tensões-deformações do modelo proposto por Mander et al.,1988.....	2.33
Figura 2.29 – Tipos de encamisamentos, Gomes et al. (1992).....	2.35
Figura 2.30 – Algumas disposições possíveis para as armaduras adicionais de reforço, Gomes et al. (1992).....	2.36
Figura 2.31 – Confinamento do betão com colagem de chapas metálicas.....	2.37
Figura 2.32 – Confinamento com estribos.....	2.38
Figura 2.33 – Confinamento de um pilar com um tubo de aço.....	2.39
Figura 2.34 – Exemplo da aplicação dos tecidos plásticos no confinamento de pilares.....	2.39
Figura 2.35 – Aplicação de reforço num tabuleiro de ponte: a) com colagem de chapas de aço; b) com colagem de mantas de CFRP (Meier et al., 1995).....	2.42
Figura 2.36 – Esquema de reforço.....	2.45
Figura 2.37 – Esquema de ensaio.....	2.45
Figura 2.38 – Diagrama de resposta força horizontal-deslocamento.....	2.47
Figura 2.39 – Cordões de fibras de carbono.....	2.47
Figura 2.40 – Relação entre carga-deformação.....	2.48
Figura 2.41 – Reforço de pilares com cordões de CFRP.....	2.48
Figura 2.42 – Provetes tipo ensaiados.....	2.49
Figura 2.43 – Diagrama tensão/deformação.....	2.50
CAPÍTULO 3 – PROGRAMA EXPERIMENTAL E INSTRUMENTAÇÃO	
Figura 3.1 – Séries de ensaios.....	3.2
Figura 3.2 – Secção transversal.....	3.3
Figura 3.3 – Geometria dos provetes (pilar/sapata): a) planta; b) alçado.....	3.3
Figura 3.4 – Molde metálico.....	3.4
Figura 3.5 – Pormenor da cofragem da sapata.....	3.4
Figura 3.6 – Armadura do pilar.....	3.4
Figura 3.7 – Armadura da sapata.....	3.4
Figura 3.8– Bloco de fundação.....	3.5
Figura 3.9 – Pormenor do bloco de fundação.....	3.5
Figura 3.10 – Esquema do sistema de ensaio: a) vista lateral; b) vista em planta.....	3.5
Figura 3.11 – Sistema rotulado aplicado entre o actuador e a cabeça do provete.....	3.6
Figura 3.12 – Sistema de fixação do actuador que aplica a força de compressão no pilar....	3.6
Figura 3.13 – Transdutores de força de capacidade máxima de carga de 50kN.....	3.7
Figura 3.14 – Transdutores de deslocamentos e extensómetros aplicados.....	3.7
Figura 3.15 – Sistema de ensaio.....	3.8
Figura 3.16 – Sistema de reforço aplicado nos pilares ensaiados.....	3.9
Figura 3.17 – Início da formação da rótula plástica.....	3.10

Figura 3.18 – Fragmentação do betão de recobrimento na zona da rótula plástica.....	3.10
Figura 3.19 – Abertura das ranhuras nos pilares.....	3.11
Figura 3.20 – Desmonte da zona de selagem e abertura dos orifícios de ancoragem dos laminados.....	3.11
Figura 3.21 – Limpeza dos orifícios com jactos de ar comprimido.....	3.12
Figura 3.22 – Limpeza dos orifícios com pincel de aço.....	3.12
Figura 3.23 – extensómetros eléctricos.....	3.12
Figura 3.24 – Material de Limpeza.....	3.12
Figura 3.25 – Adesivo tipo LOCTITE-401.....	3.13
Figura 3.26 – Caixas de condicionamento de sinal.....	3.13
Figura 3.27 – Procedimentos na aplicação dos extensómetros aos laminados de fibras de carbono.....	3.14
Figura 3.28 – Resina epóxida – tipo ARTICOL.....	3.15
Figura 3.29 – Preparação da resina epóxida.....	3.15
Figura 3.30 – Aplicação da resina epóxida nas ranhuras.....	3.16
Figura 3.31 – Pilar reforçado com os laminados de fibras de carbono.....	3.16
Figura 3.32 – Mistura dos componentes A+B.....	3.17
Figura 3.33 – Adição da areia à resina.....	3.17
Figura 3.34 – Argamassa epóxida.....	3.17
Figura 3.35 – Aplicação da argamassa epóxida ao na zona da rótula plástica e nos orifícios da sapata.....	3.17
Figura 3.36 – Laminado de tecido de fibra de carbono.....	3.19
Figura 3.37 – Esmerilagem das faces do pilar.....	3.19
Figura 3.38 – Arredondamento das aresta do pilar.....	3.19
Figura 3.39 – Aplicação do primário.....	3.19
Figura 3.40 – Aplicação da uma demão de mistura epóxida.....	3.19
Figura 3.41 – Colagem das faixas fibras de carbono.....	3.19
Figura 3.42 – Aplicação de uma demão de mistura epóxida sobre a fita.....	3.19

CAPÍTULO 4 – CARACTERIZAÇÃO DOS MATERIAIS

Figura 4.1 – Prensa de compressão.....	4.2
Figura 4.2 – Equipamento de flexão: a) actuador; b) célula de carga de 10kN; c) transdutor de deslocamento de $\pm 2,5\text{mm}$ de campo.....	4.2
Figura 4.3 – Curva característica do ensaio de compressão uniaxial.....	4.3
Figura 4.4 – Curva característica do ensaio de tracção em flexão.....	4.4
Figura 4.5 – Modelo proposto por Petersson (1980), para ensaios de flexão sob três pontos de carga.....	4.5
Figura 4.6 – Quantificação da energia de fractura segundo RILEM.....	4.5
Figura 4.7 – Relação tensão/extensão tipo para o aço corrente.....	4.6
Figura 4.8 – Relações tensão/extensão do aço utilizado nos pilares.....	4.7
Figura 4.9 – Prensa servo controlada, Instron série 4400.....	4.7

Figura 4.10 – Ensaio de tracção dos varões de aço.....	4.8
Figura 4.11– Laminados de fibras de carbono.....	4.9
Figura 4.12– Prensa servo-controlada, Instron série 4208.....	4.9
Figura 4.13 – Ensaio à tracção de laminados de fibras de carbono.....	4.9
Figura 4.14 – Aspecto final do laminado de carbono após ter sido ensaiado.....	4.9
Figura 4.15 – Relação típica tensão-extensão nos provetes de laminados de fibras de carbono.....	4.10
Figura 4.16 – Máquina universal de ensaios à compressão.....	4.11
Figura 4.17 – Máquina universal de ensaios à flexão.....	4.11
Figura 4.18 – Provetes prismáticos previamente ensaiados à tracção em flexão.....	4.12
Figura 4.19 – Provetes prismáticos colados com argamassa epóxida.....	4.12
Figura 4.20 – Ensaio dos provetes prismáticos colados com argamassa epóxida à tracção em flexão.....	4.12
Figura 4.21 – Zona fractura.....	4.12
Figura 4.22 – Provede de argamassa epóxida.....	4.13
Figura 4.23 – Ensaio de flexão.....	4.13
Figura 4.24 – Zona fractura.....	4.13
Figura 4.25 – Aspecto final do provede ensaiado.....	4.13
Figura 4.26 – Relação tipo tensão/flecha da argamassa epóxida.....	4.13

CAPÍTULO 5 – ENSAIOS EM ELEMENTOS DE PILARES

Figura 5.1 – Gráfico força/tempo da carga de compressão aplicada no pilar num dos elementos de pilar ensaiados.....	5.2
Figura 5.2 – Tipos de carregamentos para ensaios sob acções cíclicas.....	5.3
Figura 5.3 – História de carga utilizada nos ensaios.....	5.3
Figura 5.4 – Variação da força de tracção na série de pilares E1 e E3.....	5.8
Figura 5.5 – Variação da força de compressão na série de pilares E1 e E3.....	5.8
Figura 5.6 – Relação força horizontal-deslocamento correspondente num elemento de pilar reforçado com $\phi_r=10$ mm, Barros (2000).....	5.9
Figura 5.7 – Relação força horizontal-deslocamento para o elemento de pilar P16aSR.....	5.9
Figura 5.8 – Relação força horizontal-deslocamento para o elemento de pilar P12bSR.....	5.9
Figura 5.9 – Relação entre a força horizontal e o deslocamento de controlo no elemento de pilar P10a.....	5.10
Figura 5.10 – Relação entre a força horizontal e o deslocamento de controlo no elemento de pilar P12b.....	5.10
Figura 5.11 – Relação entre a força máxima e o deslocamento nos carregamento cíclicos do pilar P10a.....	5.11
Figura 5.12 – Relação entre a força máxima e o deslocamento nos carregamento cíclicos do pilar P12b.....	5.11
Figura 5.13 – Relação entre a força horizontal e o deslocamento de controlo no pilar P10aPR.....	5.12
Figura 5.14– Relação entre a força horizontal e o deslocamento de controlo no pilar P12bPR.....	5.12

Figura 5.15–	Relação entre a força horizontal e o deslocamento de controlo no elemento de pilar P16bPR.....	5.12
Figura 5.16 –	Relação entre a força horizontal-extensão no extensómetro 1, no pilar P10aCR.....	5.13
Figura 5.17 –	Relação entre a força horizontal-extensão no extensómetro 2, no pilar P10aCR.....	5.13
Figura 5.18 –	Relação entre a força horizontal-extensão no extensómetro 3, no pilar P10aCR.....	5.14
Figura 5.19 –	Relação entre a força horizontal-extensão no extensómetro 4, no pilar P10aCR.....	5.14
Figura 5.20 –	Relação entre a força horizontal-extensão no extensómetro 5, no pilar P10aCR.....	5.14
Figura 5.21–	Relação entre a força horizontal-extensão no extensómetro 6, no pilar P10aCR.....	5.14
Figura 5.22 –	Rotura do laminado após ter sido ensaiado.....	5.15
Figura 5.23–	Relação entre a força horizontal e o deslocamento no extensómetro 1 para os elementos de pilar P10aCR e P10aPR.....	5.16
Figura 5.24 –	Relação entre a força horizontal e o deslocamento no extensómetro 2 para os elementos de pilar P10aCR e P10aPR.....	5.16
Figura 5.25 –	Relação entre a força horizontal e o deslocamento no extensómetro 5 para os elementos de pilar P10aCR e P10aPR.....	5.17
Figura 5.26 –	Relação entre a força horizontal e o deslocamento no extensómetro 1 para os elementos de pilar P12bCR e P12aPR.....	5.18
Figura 5.27–	Relação entre a força horizontal e o deslocamento no extensómetro 2 para os elementos de pilar P12bCR e P12aPR.....	5.18
Figura 5.28 –	Relação entre a força horizontal e o deslocamento no extensómetro 5 para os elementos de pilar P12bCR e P12aPR.....	5.19
Figura 5.29 –	Diagrama de momentos resistentes para P10aSR.....	5.20
Figura 5.30–	Diagrama de momentos resistentes para P10aCR.....	5.20
Figura 5.31–	Diagrama de momentos resistentes para P10aPR.....	5.20
Figura 5.32 –	Mecanismo de rotura dos elementos de pilar “sem reforço”.....	5.21
Figura 5.33 –	Mecanismo de rotura dos elementos de pilar “com reforço” e “previamente reforçados”.....	5.21
Figura 5.34 –	Malha de elementos finitos utilizada no modelo numérico.....	5.22
Figura 5.35–	Diagramas momento/curvatura.....	5.23
Figura 5.36 –	Diagrama momento/curvatura para diferentes tipos de betão.....	5.24
Figura 5.37 –	Diagrama momento/curvatura para diferentes posições da armadura convencional.....	5.24
Figura 5.38 –	Designação das faces do pilar.....	5.25
Figura 5.39 –	Padrão de fendilhação registado no pilar P10aSR.....	5.25
Figura 5.40 –	Padrão de fendilhação registado no pilar P10aCR.....	5.26
Figura 5.41 –	Padrão de fendilhação registado no pilar P10aPR.....	5.26
Figura 5.42 –	Deformação registadas pelos ext.1, ext.2 e ext.3, para P10aCR.....	5.27
Figura 5.43 –	Deformação registadas pelos ext.4, ext.5 e ext.6, para P10aCR.....	5.28
Figura 5.44 –	Aspecto exterior do P10aSR: (a) vista geral; (b) pormenor da secção de rotura.....	5.28
Figura 5.45 –	Aspecto exterior do P10aCR: (a) vista geral; (b) pormenor da secção de rotura.....	5.29

Figura 5.46–	Aspecto exterior do P10aPR: (a) vista geral; (b) pormenor da zona de fendilhação do pilar.....	5.29
Figura 5.47 –	Fissuras existentes no P16aCR; (a) aspecto do P16aCR antes de ser ensaiado pela 2º vez; (b) pormenor da fissuras que não foi selada.....	5.30
Figura 5.48 –	Abertura de uma fenda na argamassa epóxida.....	5.31
Figura 5.49 –	Rotura do P16aCR pela fenda existente que não foi selada.....	5.31
Figura 5.50 –	Padrão de fendilhação registado no pilar P16aCR.....	5.31
Figura 5.51 –	Deficiência no reforço do pilar P16bCR.....	5.32
Figura 5.52 –	Perdas de deformação registadas pelos ext.1, ext.2 e ext.3, para P16bCR.....	5.32
Figura 5.53 –	Perdas de deformação registadas pelos ext.4, ext.5 e ext.6, para P16bCR.....	5.33

ÍNDICE DE TABELAS

CAPÍTULO 2 – REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

Tabela 2.1 – Propriedades mecânicas e físicas características de algumas resinas puras (não reforçadas).....	2.4
Tabela 2.2 – Estudo comparativo de diferentes fibras para reforço de compósitos.....	2.6

CAPÍTULO 4 – CARACTERIZAÇÃO DOS MATERIAIS

Tabela 4.1 – Composição do betão dos elementos pilar/sapata (kg/m^3).....	4.2
Tabela 4.2 – Resistência média do betão à compressão e à tracção aos 28 dias.....	4.3
Tabela 4.3 – Resistência média do betão à compressão e à tracção em flexão na data dos ensaios dos pilares.....	4.3
Tabela 4.4 – Valores médios das propriedades mecânicas avaliadas nas armaduras convencionais.....	4.6
Tabela 4.5 – Valores médios das propriedades das tiras de laminados de fibras de carbono (dois provetes).....	4.9
Tabela 4.6 – Resistência à compressão e à tracção em flexão em provetes de argamassa epóxida.....	4.10
Tabela 4.7 – Resistência à tracção em flexão nos provetes colados com a argamassa epóxida.....	4.12

CAPÍTULO 5 – ENSAIOS EM ELEMENTOS DE PILARES

Tabela 5.1 – Procedimentos utilizados nos ensaios realizados.....	5.5
Tabela 5.2 – Força máxima de compressão e de tracção registada nos ensaios E1, E2 e E3.....	5.6
Tabela 5.3 – Forças máximas (kN) registadas nos ensaios das séries E1 e E3.....	5.7
Tabela 5.4 – Resistência à tracção em flexão e à compressão aos 28 dias para os elementos de pilar série E1 e E3.....	5.7
Tabela 5.5 – Resistência à tracção em flexão e à compressão aos 28 dias para os elementos de pilar série E2.....	5.7

CAPÍTULO 1

Introdução

1.1 – ASPECTOS GERAIS

O território português é uma região com actividade sísmica relevante. Em Lisboa, o sismo de 1755 foi o mais devastador desde que há memória, sabendo-se que causou a destruição dos edifícios da cidade e fez milhares de vítimas.

Após este sismo, a segurança em relação aos sismos passou a ser considerada nos projectos de engenharia civil. Inicialmente a construção de edifícios foi limitada a dois andares. Esta proposta colidia com os interesses dos proprietários. A solução encontrada pelos engenheiros e arquitectos da época foi a da *gaiola*. “A gaiola” é uma estrutura tridimensional constituída por um conjunto de elementos verticais e horizontais, em madeira de carvalho ou de azevinho, formando um conjunto autoportante em que a alvenaria funciona como material de enchimento, (Gomes, 1992).

Com o passar dos anos, os cuidados em relação à segurança dos edifícios para as acções sísmicas foi diminuindo, a medida que as novas gerações se esqueciam dos efeitos devastadores do sismo de 1755.

O aparecimento do betão armado, pré-esforçado ou não, alterou profundamente as técnicas de construção. Em 1918 foi publicado um regulamento relativo às estruturas de edifícios, “Regulamento para o Emprêgo do Beton Armado” e em 1935 foi substituído pelo “Regulamento de Betão Armado”. Estes regulamentos não referiam, porém, quaisquer aspectos relativos à segurança em relação aos sismos. Só em 1961 é que surgiu o primeiro regulamento contemplando a acção sísmica: “Regulamento de Solicitações em Edifícios e Pontes”.

Actualmente, existem inúmeras estruturas construídas sem atender ao efeito da acção sísmica, especialmente nas zonas Norte e Centro do nosso País, onde só muito recentemente se tem atendido a este efeito. Assim, a maior parte dos edifícios construídos nos anos sessenta e setenta poderão sofrer danos profundos, se ocorrer um sismo de intensidade elevada, ou mesmo moderada.

Por tudo isto, é necessário proceder à reparação e reforço de estruturas danificadas, o que justifica a investigação e o desenvolvimento de técnicas de reparação e reforço bem como a compreensão e avaliação do comportamento das estruturas reforçadas. A percepção do comportamento das estruturas face à acção sísmica vem ajudar os técnicos envolvidos na construção a corrigir erros e a melhorar as características das construções.

Os elementos verticais, nomeadamente os pilares, são os elementos estruturais que usualmente sofrem maiores danos quando as estruturas são submetidas às acções sísmicas. Assim, é urgente analisar o comportamento de elementos de pilar reforçados, para obter um conhecimento que permita saber qual o melhor reforço para determinada estrutura, tendo em conta o desempenho do reforço, o estado de dano do material e os custos.

Até finais dos anos 80 era corrente a utilização de chapas e perfis de aço no reforço de pilares. Para resistir ao fogo, o pilar reforçado era envolvido por uma camada de betão, aumentando a secção do elemento, por vezes significativamente. Além disto, os custos associados às operações de reforço eram bastante elevados, principalmente os relativos ao tempo de execução do reforço.

Nos anos 90, com a diminuição do preço de fabrico de fibras e matrizes poliméricas, a utilização de materiais compósitos no reforço de pilares, vigas e estruturas laminares de betão tem crescido. De entre os materiais compósitos aplicados no reforço de pilares, destacam-se os laminados de fibras de vidro de elevada resistência alcalina e os laminados de fibras de carbono. Contudo, é ainda reduzido o conhecimento do comportamento dos elementos estruturais de betão armado reforçado com estes novos materiais. Mais escassos são os modelos que permitem calcular o reforço com rigor suficiente, sem onerar em excesso, as operações de reforço.

Das diversas formas de intervenção numa reparação, a técnica do reforço de elementos de pilares com cravação nas suas faces de laminados de fibras de carbono é uma alternativa às soluções convencionais e será o objecto deste trabalho. Com o presente plano de investigação pretende-se dar um contributo para o aumento do conhecimento do comportamento de pilares de betão armado reforçados com compósitos de fibras de carbono.

1.2 – OBJECTIVOS DO TRABALHO

Os aspectos referidos na secção anterior justificam a necessidade de expandir o conhecimento e a confiança na utilização dos compósitos de FRP no reforço de estruturas de betão armado sob acções sísmicas quer de estruturas novas quer de estruturas reparadas e/ou reforçadas.

Os objectivos em questão correspondem a um trabalho sequencial de análise experimental sobre o *Comportamento de Pilares de Betão Armado Reforçados com Laminados de Fibras de Carbono*, que inclui as seguintes etapas:

- I. Idealizar o sistema de ensaio e adaptar o equipamento existente;
- II. Construir os elementos de pilar/sapata;
- III. Analisar experimentalmente, o comportamento de pilares de betão armado sob acções sísmicas, para diferentes percentagens de armadura longitudinal: $\phi=10\text{mm}$, $\phi=12\text{mm}$ e $\phi=16\text{mm}$;
- IV. Desenvolver técnicas de reforço para pilares com modos de rotura à flexão, que associem economia de aplicação com elevados níveis de desempenho estrutural;
- V. Avaliar, experimentalmente, o comportamento do reforço de pilares com laminados de fibras de carbono, nomeadamente no que se refere à capacidade de carga, comportamento à fendilhação, ductilidade e capacidade de absorção de energia.

1.3 – ORGANIZAÇÃO DA TESE

A estrutura desta tese consta de sete capítulos, incluindo as considerações finais e as referências, acrescida de três anexos e o glossário, sendo organizada da forma que a seguir se descreve.

Após esta introdução, no Capítulo 2 descreve-se de forma resumida a pesquisa bibliográfica realizada para caracterizar o domínio de aplicabilidade de materiais compósitos de matriz polimérica, FRP, no reforço e reabilitação de pilares de betão armado submetidos a acções cíclicas. O estudo foi orientado para a caracterização das principais propriedades dos materiais compósitos, descrição das principais técnicas de reforço, comportamento de estruturas reforçadas por intermédio da colagem de materiais compósitos e trabalhos desenvolvidos com pilares reforçados para resistir à acção sísmica.

No Capítulo 3 apresenta-se o programa de investigação experimental, incluindo o programa de ensaios, a construção dos elementos de pilar, o sistema de ensaio e o equipamento utilizado nos ensaios cíclicos. Detalha-se o reforço aplicado aos pilares, destaca-se o tratamento dado à superfície do pilar, os materiais de reforço aplicados, bem como as técnicas para a sua aplicação. A aplicação de extensómetros colados nos laminados também é descrita neste capítulo.

No Capítulo 4 os materiais intervenientes na execução dos modelos de pilar, ou seja, o betão, a armadura convencional, os laminados de fibras de carbono e a argamassa epóxida aplicada na selagem da sapata são caracterizados.

No Capítulo 5 apresentam-se os resultados de 18 ensaios experimentais em 12 modelos de pilar. Os ensaios foram divididos em três séries. Na primeira, foram ensaiados seis pilares de betão armado, constituindo a denominada série E1. Na segunda série, denominada E2, foram ensaiados mais seis pilares previamente reforçados com os laminados de fibras de carbono. A série E3 refere-se aos pilares ensaiados em E1, reforçados e novamente ensaiados. Efectua-se a análise do comportamento dos pilares

ensaiados experimentalmente. O contributo do reforço, no incremento da capacidade de carga é avaliado mediante análise numérica.

No Capítulo 6 apresentam-se as considerações finais sobre a experiência do reforço de modelos de pilares com laminados de CFRP, sujeitos a acções cíclicas e propõem-se sugestões para futuros desenvolvimentos.

O Capítulo 7 contem as referências bibliográficas pesquisadas para a elaboração desta tese que termina com as exposições dos anexos A sobre a caracterização dos materiais, o anexo B onde se incluem os resultados de ensaios cíclicos nos elementos de pilar, o anexo C onde se encontram os ficheiros de dados utilizados na análise numérica e o glossário.

CAPÍTULO 2

REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

2.1 – INTRODUÇÃO

Para caracterizar o domínio de *aplicabilidade de materiais compósitos de matriz polimérica, FRP*, no *reforço e reabilitação* de pilares de betão armado submetidos a acções horizontais, foi realizada uma pesquisa bibliográfica orientada. O organigrama representado na Figura 2.1 sintetiza a linha de orientação dessa pesquisa, orientada para o reforço de pilares com laminados compósitos reforçados com fibras de carbono. Desta forma revêm-se os materiais e técnicas de reforço, caracterizam-se as ligações de CFRP e apresentam-se as possibilidades de reforço de pilares com laminados cravados e colados.

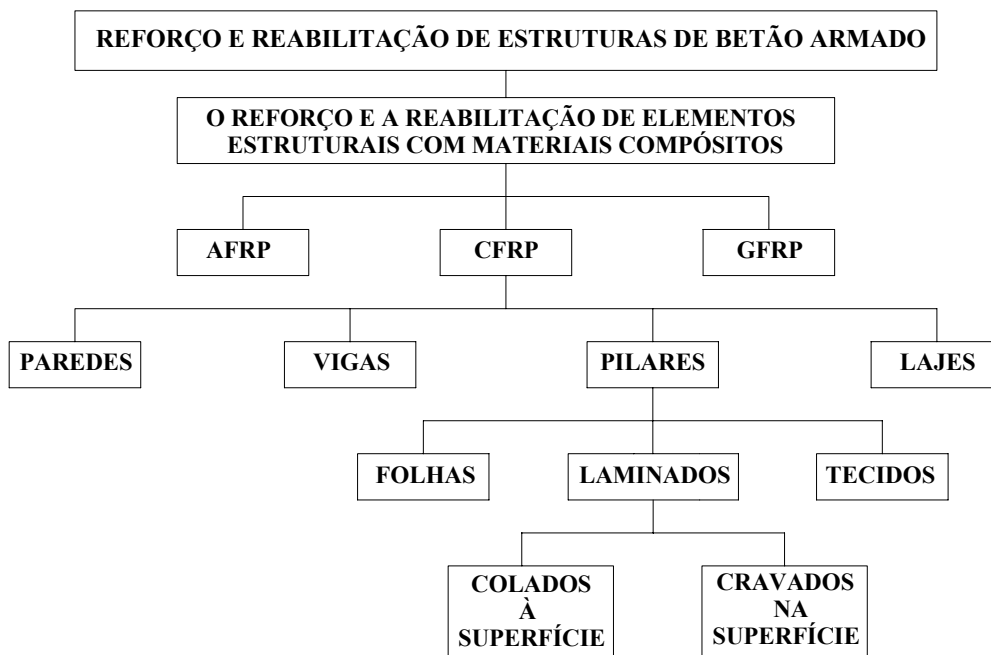


Figura 2.1 – Organigrama.

2.2 – MATERIAIS

2.2.1 – Propriedades Básicas dos Materiais Compósitos

2.2.1.1 - Introdução

A investigação realizada nos últimos anos no âmbito da ciência dos materiais tem proporcionado a utilização bem sucedida de materiais compósitos no reforço e reabilitação de estruturas de betão. O interesse dos materiais compósitos resulta das seguintes propriedades: a sua elevada resistência à tracção, o baixo peso específico, a resistência à corrosão, a elevada resistência à fadiga, o bom amortecimento ao choque e o isolamento electromagnético, Santiago (1998). Por outro lado, os principais inconvenientes deste material, para além do seu custo, são a sensibilidade aos raios ultravioletas e à água. Têm ainda o grande inconveniente de libertar gases tóxicos durante a combustão e perderem, quase integralmente, as suas propriedades mecânicas e físicas, sob a acção do fogo.

O comportamento de um compósito depende da composição, do tipo de orientação, da percentagem e características geométricas das fibras, do seu processo de fabrico, das propriedades mecânicas da resina da matriz e da ligação entre a matriz e as fibras. Os materiais compósitos são constituídos por duas fases. A combinação destas duas fases suporta as principais características dos *compósitos reforçados com fibras*. Uma das fases designada de reforço é constituída pelas *fibras* e apresenta resistência e módulo de elasticidade elevados. As fibras tem um comportamento linear-elástico, seguido de rotura violenta, pelo que esta fase é eminentemente frágil. A outra fase é dúctil, sendo constituída pela *matriz* que sustenta as fibras. Em resumo, pode dizer-se que a fibra confere rigidez e resistência e a matriz confere flexibilidade, aglomera as fibras e distribuiu os esforços pelas fibras, Santiago (1998).

2.2.1.2 – Matrizes

Os principais constituintes de uma matriz são as resinas, os aditivos e as cargas de enchimento. A composição da matriz é determinante nas propriedades do material compósito. A variação da composição da matriz e da temperatura de processamento do compósito altera as propriedades do compósito, nomeadamente a rigidez, a resistência ao fogo, a resistência aos raios ultravioletas, a resistência à humidade, a condutividade térmica e eléctrica e a resistência à agressividade química, Garcia (1998) e Santiago (1998).

A resina que constitui a matriz polimérica dos materiais compósitos tem como principal função:

1. proteger as fibras das agressões exteriores (físicas e químicas);
2. garantir uma adequada transferência de tensões entre as fibras;
3. distribuir as tensões por todas as fibras;
4. proteger a superfície das fibras do desgaste;
5. oferecer resistência à encurvadura das fibras;
6. impedir deslocamentos horizontais e transversais das fibras;

As resinas são o componente mais importante da fase matriz dos produtos compósitos, podendo-se definir dois grandes grupos: as termoplásticas e as termoendurecíveis. A decisão de utilizar uma resina termoplástica ou uma resina termoendurecível na composição do material compósito é condicionada pelas propriedades que se pretendem obter, pelo custo de produção e pelo modo de cura a adoptar.

As resinas termoplásticas usadas em sistemas pré-impregnadas de FRP oferecem alguns benefícios quer a nível de custos globais, durante o período de vida útil do material, quer a nível da sua capacidade potencial. Com efeito, os custos da técnica de pré-impregnação, são reduzidos uma vez que é eliminado o tempo de aquecimento do pré-impregnado e apresenta ciclos curtos de moldagem, Juvandes et al. (1996). Quanto ao comportamento, e em relação as termoendurecíveis, as resinas termoplásticas apresentam melhor tenacidade e apresentam um valor de deformação à rotura mais

elevado. Por sua vez, as matrizes termoendurecíveis são as que apresentam a matriz ideal para a confecção dos FRP porque proporcionam boa estabilidade térmica, boa resistência química e baixa fluência em relação às termoplásticas. As resinas termoendurecíveis mais utilizadas em aplicações estruturais com compósitos são, por ordem de importância, as seguintes: de poliéster insaturado, de epóxida, de vinilester e outras. Para melhor interpretação do comportamento das resinas referidas, apresenta-se no Quadro 2.1, Juvandes et al., 1996, algumas propriedades mecânicas e físicas importantes na caracterização da matriz plástica dos compósitos.

Tabela 2.1 – Propriedades mecânicas e físicas características de algumas resinas puras

Resinas	Poliéster	Epóxida	Vinilester	BMI	Poliamida	Peek
Propriedades						
Resistência à tracção (MPa)	20-100	55-130	79-90	40-100	40-190	103
Mod. de elasticidade (GPa)	2.1-4.1	2.5-4.1	3-3.3	2.7-4.2	3-5	1.1
Deformação na rotura (%)	1-6	1-9	3.9-5.2	1.2-6.69	1-60	30-150
Resistência à flexão (MPa)	125	131	110-149	NQ	NQ	NQ
Peso específico (kN/m ³)	9.8-14.2	10.8-12.7	10.9-12.9	11.8	12.7-13.7	12.7
T _g (°C)	100-140	50-260	119-280	220-320	210-340	144
CTE (µm/m/°C)	55-100	45-90	NQ	21-73	14-50	55

T_g – Temperatura de transição vítrea; CTE – Coeficiente de dilatação térmica; NQ – não quantificado.

A resina tem uma contribuição reduzida para a resistência à tracção do compósito, mas contribui significativamente para a sua resistência ao corte e à compressão.

As resinas de poliéster são as mais empregues e têm como principais vantagens, uma baixa viscosidade, um tempo de cura rápido e têm excelente resistência química. A principal desvantagem é a sua elevada retracção volumétrica durante o seu processamento, o que pode provocar tensões residuais internas.

Embora mais caras, as resinas epóxida são as mais utilizadas na construção devido à sua maior capacidade resistente, a sua menor fluência e elevada resistência à agressividade

química. Também são conhecidas pela forte ligação às fibras de reforço e pela boa condutividade eléctrica, assim como, por apresentarem baixa retracção durante o processo de cura.

As resinas de vinilester são aplicadas em meios fortemente agressivos, por apresentarem melhor capacidade resistente à acções químicas e a temperaturas elevadas. Têm como principal desvantagem o seu custo elevado e a elevada retracção volumétrica, durante o processamento da cura.

Os aditivos modificam as propriedades da matriz, Juvandes et al. (1996). Embora em pequenas quantidades estes aditivos promovem a melhoria das condições de processamento e das propriedades específicas da matriz. No primeiro caso, são de salientar situações como: garantia de superfícies de contacto peça/molde isentas de irregularidades; a garantia de cura homogénea por meio de catalizadores e aceleradores; a facilidade a nível da desmoldagem dos produtos, além da possibilidade do controlo da retracção da matriz durante a cura. No segundo caso podem indicar-se situações como: o ajuste da matriz às condições ambientais (agressividade); o melhoramento das resistências ao fogo e à radiação ultravioleta e a atribuição da coloração pretendida.

No que diz respeito às cargas de enchimento designadas na literatura internacional por “fillers”, são produtos quimicamente inertes, que visam reduzir os custos globais dos compósitos. Os “fillers” reduzem o efeito de retracção na cura da matriz, aumentam a viscosidade, aumentam a rigidez, melhoram o comportamento térmico, diminuem as resistências mecânicas químicas da matriz e melhoram a sua resistência ao desgaste.

2.2.1.3 – Fibras

As fibras são os elementos que proporcionam a resistência e a rigidez que se pretende atribuir ao material compósitos. A composição química, o comprimento (curtas/longas) e a disposição das fibras na matriz influênciam decisivamente as propriedades do compósito. Por exemplo a resistência e o módulo de elasticidade de um compósito são máximos segundo a direcção do alinhamento principal das fibras.

As fibras de vidro, de carbono e a de aramida são as mais usadas em aplicações de engenharia civil. O comportamento característico dessas fibras à tracção, está ilustrado na Figura 2.2, bem como o comportamento dos aços normalmente adoptados na construção civil. As propriedades das fibras mais utilizadas nessa área da engenharia estão sintetizadas no Quadro 2.2, (Nanni et al. 1993).

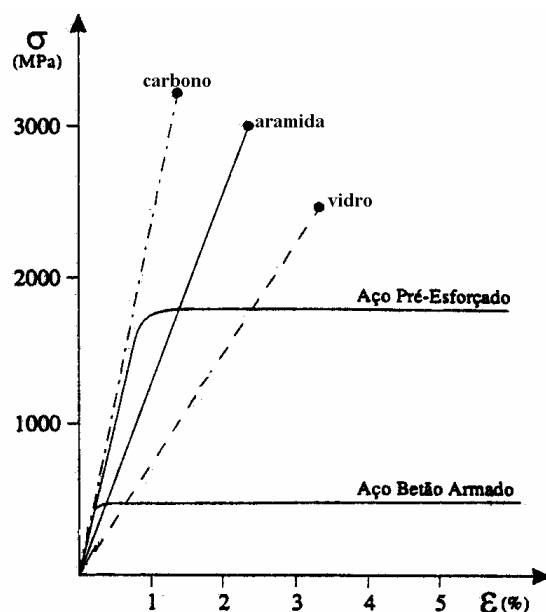


Figura 2.2 – Relação tensão – extensão para algumas fibras.

Quadro 2.2 – Estudo comparativo de diferentes fibras para reforço de compósitos (Nanni et al. 1993)

Propriedades	Carbono m.e. elevado	Carbono m.e. intermédio	Carbono m.e. baixo	Aramida	Polietileno UHMW	Vidro	Quartzo
Resistência à tracção (GPa)	2.4	2.9	5.7	2.8-4.1	2.6-3.0	1.9	3.7
Mod. de elasticidade (GPa)	830	390	290	80-190	120-170	72	74-80
Deformação na rotura (%)	0.3	0.7	1.8	2.0-4.0	2.7-3.5	4.8	NQ
Diâmetro (μm)	10	6,5	5.1	12	27-38	3-20	7-14
Coef. Dilat. térm. Long. ($\times 10^{-6}/^{\circ}\text{C}$)	-1.45	-1.13	-0.75	-2.0	-10	4.8-5.4	0.4-0.54
Peso específico (kN/m^3)	21.6	17.6	17.6	13.7-14.7	9.8	25.5	21.6

m.e – módulo de elasticidade; NQ – não quantificado

Nos últimos anos as fibras de carbono têm sido usadas como elementos de reforço em inúmeras aplicações. Tal facto deve-se, fundamentalmente, às suas excelentes propriedades designadamente: elevada rigidez; reduzido peso específico; elevada resistência a actuação de agentes químicos; ausência de corrosão; coeficiente de dilatação térmica baixo, o que proporciona uma grande estabilidade dimensional das estruturas. Salienta-se também as suas características menos atractivas em que se incluem a elevada resistência à fadiga e à actuação de cargas cíclicas; elevada condutividade térmica; elevado custo; reduzida resistência ao choque e a rápida degradação das fibras provocada por radiação ultra-violeta.

As fibras de aramida apresentam uma combinação de elevada resistência mecânica, com elevado módulo de elasticidade (inferior ao das fibras de carbono) e com resistência ao impacto semelhante as fibras de carbono. As fibras de vidro apresentam resistência mecânica e módulos de elasticidade reduzidos, mas maior densidade que as anteriores. As fibras de vidro são substancialmente menos onerosas que as fibras de carbono pelo que são usadas com mais frequência.

De entre os sistemas de reforço com fibras de carbono, os mais utilizados são constituídos por laminados formados pela impregnação com uma resina termoendurecível de um conjunto de feixes ou camadas contínuas de fibras, consolidados por um processo de pultrusão, com controlo da forma (espessura e largura) do laminado.

2.3 – TÉCNICAS DE REFORÇO

2.3.1. – Introdução

Na reabilitação de pontes e de edifícios, é já considerado tradicional o reforço de estruturas de betão armado recorrendo à aplicação de tubos de aço, de encamisamento com betão armado ou de chapas metálicas coladas com resina epóxida. No entanto, em algumas circunstâncias, o projectista é confrontado com condicionantes de projecto que limitam a solução estrutural adoptada e a natureza dos materiais, devendo ser encontradas soluções alternativas aos materiais tradicionais. Deste modo tem-se assistido ao crescimento da aplicação dos materiais compósitos.

A investigação de compósitos reforçados com fibras uni-direccionais feitas de carbono (CFRP), vidro (GFRP) e aramida (AFRP) envolvidas numa matriz polimérica (epóxida, poliéster, vinilester) como alternativa ao aço é relativamente recente. Nesta área, o desenvolvimento pioneiro foi realizado na Suíça em 1987, nos laboratórios EMPA, por Meier.

2.3.2 – Descrição das Técnicas de Reforço

O modo como o material compósito é aplicado nos elementos a reforçar é determinante no desempenho do reforço de uma estrutura. Previamente à aplicação do reforço, as superfícies dos elementos a reforçar devem ser devidamente tratadas.

Das técnicas de aplicação dos compósitos (sejam tecidos, folhas ou laminados), as mais frequentes são as de aplicação manual. Nos últimos anos, tem-se desenvolvido equipamento para aplicação automatizada do reforço.

2.3.2.1 – Técnica de reforço por aplicação manual

A aplicação manual de folhas flexíveis de fibras de carbono (CFRP), ou de vidro (GFRP) foi introduzida por Meier (1987), após ter demonstrado que as folhas de CFRP podem substituir os sistemas convencionais de reforço em aço e reduzir os custos do reforço em cerca de 25%.

Saadatmanesh e Ehsani (1990), estudaram o comportamento, sob carregamento estático, de vigas de betão armado reforçadas com folhas (GFRP) nas zonas onde as tensões são mais elevadas e concluíram que:

1. a preparação da superfície do betão e a selecção do adesivo são críticas para o bom desempenho do reforço;
2. o reforço com GFRP é particularmente eficaz em vigas com baixo teor de armadura.

Dois anos mais tarde, Triantafyllou e Plevris desenvolveram um modelo analítico para simular o comportamento de estruturas de betão armado reforçadas com vários tipos de folhas de FRP.

O procedimento recomendado para a aplicação de laminados e de tecidos em elementos de betão são descritos nas secções seguintes.

2.3.2.1.1 – *Laminados de Carbono*

O substracto de betão deve-se apresentar sem fissuras nem delaminações. Caso seja necessário, o betão deverá ser reparado com argamassa (“putty”), aplicada com a ajuda de uma espátula, para selagem das fendas. Nalguns casos torna-se necessário injectar as fissuras com resina epóxida. Executado este primeiro passo, a superfície a reforçar deve ser ligeiramente avivada, com recurso a uma fresa, a jactos de areia húmida ou de água, sob pressão controlada de modo a deixar exposta a semi-periferia dos inertes graúdos, ver Figura 2.3 (Ripper, 1999). A remoção da camada superficial de betão deve ser limitada, uma vez que a espessura do adesivo não deve ultrapassar 2.0 mm.

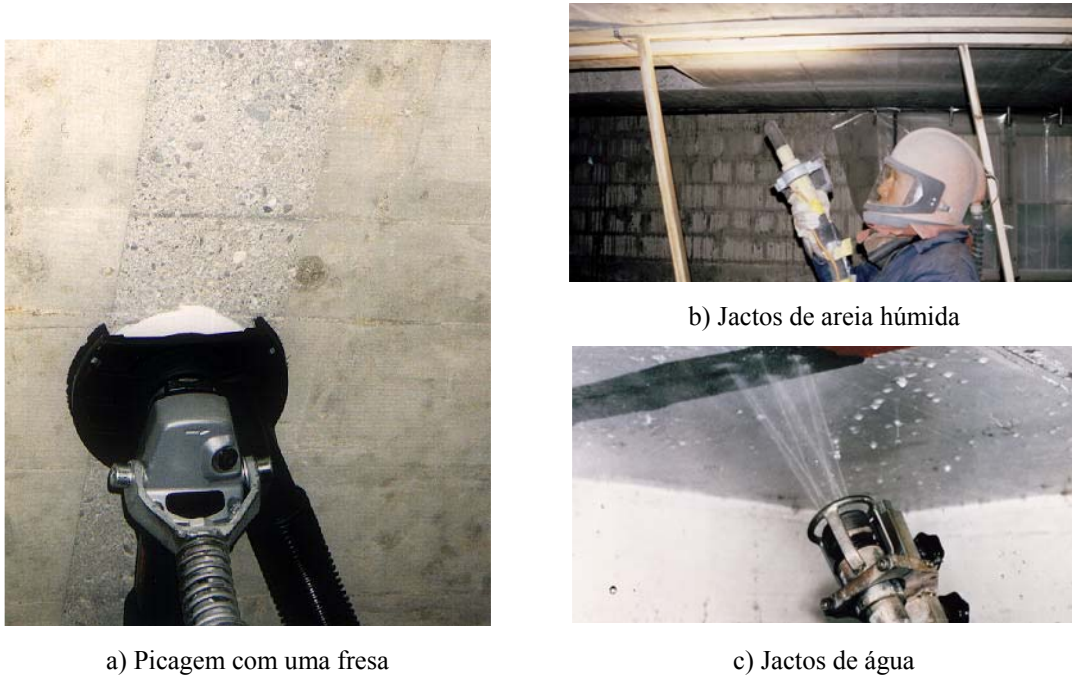


Figura 2.3 – Técnicas para avivar o substracto.

O tratamento da camada superficial de betão pretende remover as sujidades e a camada fina de cimento que reveste os elementos de betão, permitindo assim a absorção do primário que será posteriormente aplicado. Deste modo as propriedades de aderência da superfície do betão são melhoradas, promovendo a fixação do adesivo a esta superfície. De seguida deve-se proceder ao controlo das irregularidades da superfície que deve ser feito através de uma régua com 2 m de comprimento, não se admitindo, em cada medição, desníveis superiores 5 mm (ver Figura 2.4).



Figura 2.4 – Controlo das irregularidades do substracto.

Preparada a superfície, pode-se aplicar o primário, o qual tem como funções principais melhorar a resistência da superfície do betão, garantindo uma resistência à tracção por arrancamento superior a 1.5 MPa (Ripper, 1999), e limitar a impregnação de resina epóxida no betão. A Figura 2.5 ilustra o sistema de ensaio para avaliar a resistência à tracção por arrancamento.



Figura 2.5 – Avaliação da resistência à tracção do betão por arrancamento.

A humidade da superfície de betão onde se pretende aplicar o reforço deve ser controlada, não devendo exceder os 4%. No caso do teor de humidade exceder esse valor, deve-se utilizar um adesivo que garanta um bom desempenho, mesmo sobre a base húmida.

Decorrida aproximadamente uma hora após a aplicação do primário, procede-se à aplicação do adesivo, tendo o cuidado de limitar a quantidade de adesivo de colagem, dado que, quando em excesso, retarda a entrada em carga do laminado, comprometendo a eficácia do reforço.

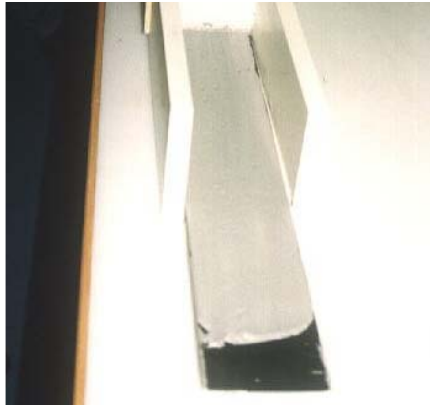
A aplicação do laminado é precedida pela sua limpeza com um solvente (por exemplo, acetona). A Figura 2.6 ilustra as fases de aplicação de um laminado.



1º - Limpeza do laminado com um solvente;



2º - Aspecto do adesivo após a sua preparação



3º - Aplicação do adesivo, atendendo a que a espessura de 2mm não deve ser ultrapassada



4º - Junção do laminado com a superfície de betão a reforçar, seguindo-se a compressão do conjunto para uniformizar a espessura de colagem, com a exclusão das partes de adesivo em excesso;

Figura 2.6 – Fases de aplicação dos laminados.

A figura 2.7 mostra o aspecto final do reforço de uma estrutura de betão armado, reforçada com laminados de fibras de carbono, com os respectivos ensaios de controlo da resistência à tracção por “arrancamento”.



Figura 2.7 – Aspecto final da aplicação de laminados no reforço de uma estrutura de betão armado.

A Figura 2.8 mostra, em esquema, os componentes geralmente utilizados na aplicação de um laminado.

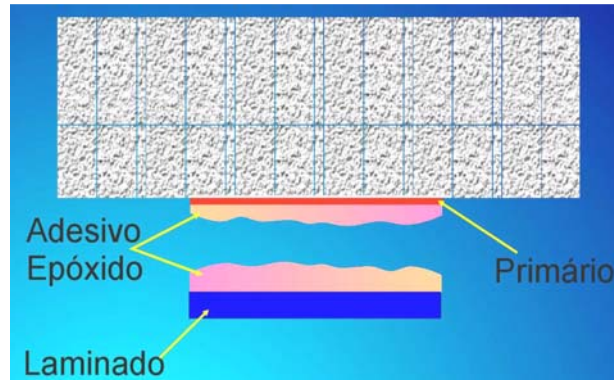


Figura 2.8 – Componentes da aplicação de um laminado.

Quando aplicado em vigas, a principal função do laminado é usualmente o reforço à flexão. No caso de se pretender também as vigas ao esforço transversal é possível colar folhas flexíveis unidireccionais de CFRP nas faces laterais desses elementos, tal como é ilustrado na Figura 2.9, Ripper (1999).

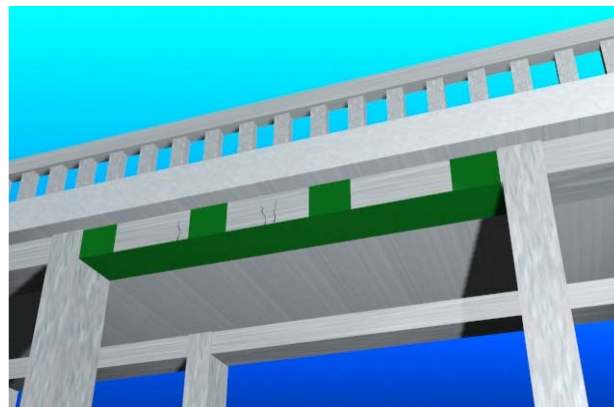


Figura 2.9 – Utilização de laminados como elemento de reforço à flexão associado a folhas para reforço ao corte.

Salienta-se ainda que outra forma de reforço com laminados passa pela sua inserção no betão. Os professores Zilch e M. Blaschko, 1998, da Universidade de Munique, efectuaram uma sequência de ensaios com laminado de diferentes larguras, colados e inseridos na peça a reforçar de forma a avaliar a eficácia destas duas formas de aplicação de laminados (ver Figura 2.10).

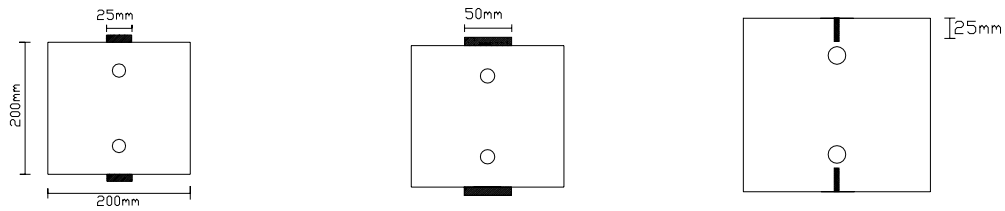
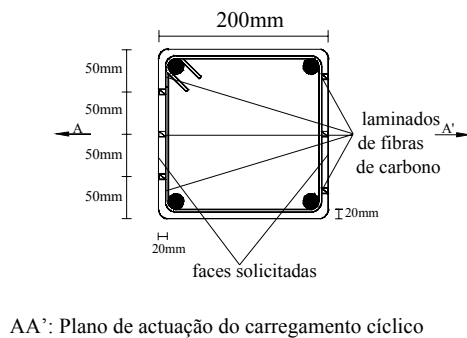


Figura 2.10 – Provetes tipo ensaiados, para comparação entre laminados colados e cravado.

A eficácia do reforço de pilares com laminados cravados no betão de recobrimento foi estudado por Barros et al. (2000). O reforço é basicamente constituído por três laminados de fibras de carbono de $9.55 \times 1.46 \text{ mm}^2$ de secção, embutidos no betão de recobrimento das faces do elemento de pilar ortogonais ao plano de actuação do carregamento cíclico aplicado (ver Figuras 2.11 e 2.12).



AA': Plano de actuação do carregamento cíclico

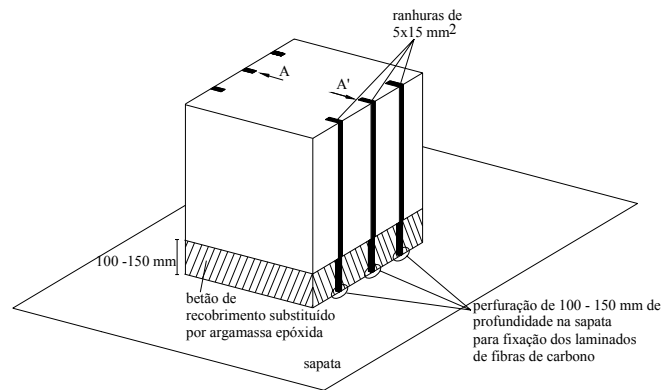


Figura 2.12 – Reforço dos elementos de pilar.

Na Figura 2.13 representa-se, esquematicamente, a técnica de reforço adoptada para o reforço de pilares com rotura por flexão. Na zona da rótula plástica, com comprimento próximo dos 100-150 mm, o betão de recobrimento foi removido. Em toda a altura do pilar foram efectuadas ranhuras de 5 mm de largura por 15 mm de profundidade, para alojamento das tiras de laminado de fibras de carbono (Figura 2.13). Na sapata, no alinhamento das ranhuras, foram efectuadas perfurações com aproximadamente 100 mm de comprimento para fixação dos laminados à sapata (Figura 2.14). Antes da aplicação dos laminados, as ranhuras e os furos foram limpos utilizando-se escovas de aço e ar comprimido (Figura 2.15). As ranhuras foram preenchidas com uma resina epóxida, sendo em seguida inseridos os laminados (Figura 2.16). A zona da rótula plástica e as perfurações na sapata foram preenchidas com argamassa epóxida (Figura 2.17).



Figura 2.13 – Abertura das ranhuras.



Figura 2.14 – Abertura de orifícios para fixação dos laminados à sapata.



Figura 2.15 – Limpeza dos orifícios para fixação dos laminados à sapata.



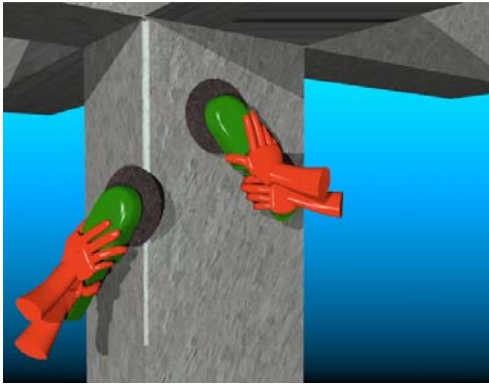
Figura 2.16 – Fixação dos laminados a um elemento de pilar.



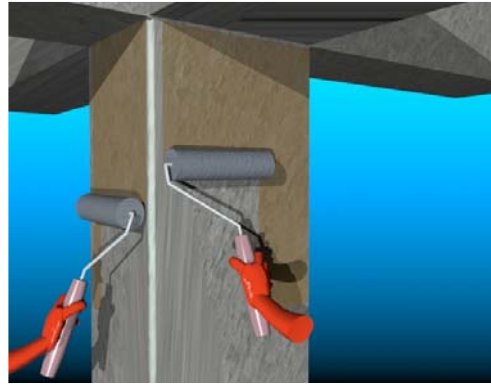
Figura 2.17 – Aplicação da argamassa epóxida nos buracos de fixação dos laminados à sapata.

2.3.2.1.2 – Tecidos

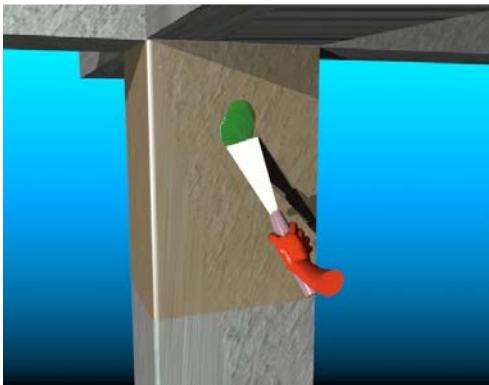
A preparação da superfície para a aplicação de tecidos é semelhante à descrita para os laminados, excepto o facto de, nos tecidos ser preferível esmerilar a superfície em detrimento das técnicas que produzem elevada rugosidade da superfície, Ribeiro (2000). No caso de elementos estruturais com arestas vivas, estas devem ser arredondadas de modo a apresentar um raio superior a 10 mm. Na Figura 2.18 estão resumidas as fases de aplicação do reforço com tecidos (Ripper,1999).



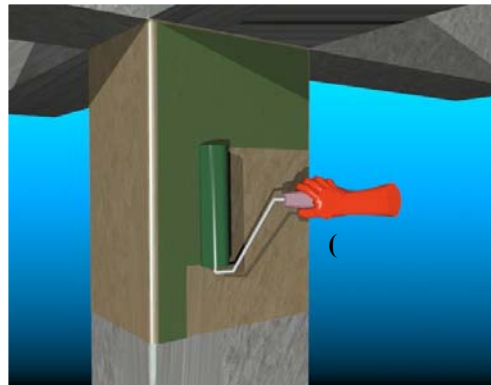
1ª fase - Esmerilamento das superfícies e arredondamento das arestas



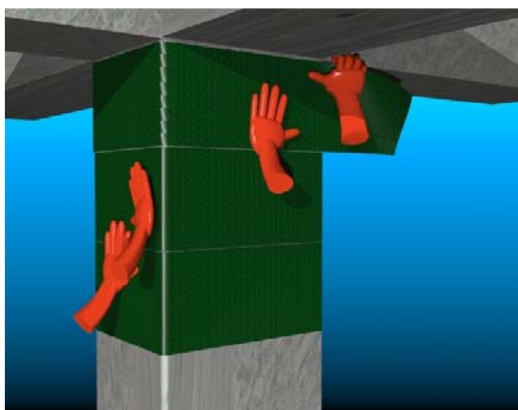
2ª fase- Aplicação do primário



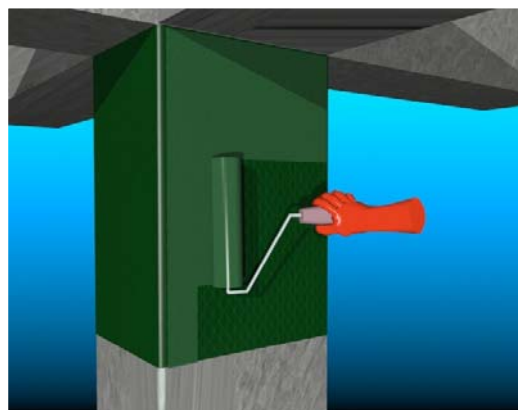
3ª fase - Reparação do substrato com argamassa epóxida



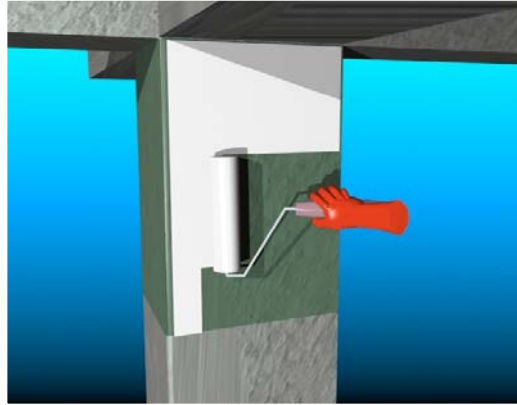
4ª fase – Aplicação da primeira camada de resina (undercoating) para colagem



5ª fase - Aplicação do tecido



6ª fase – Aplicação da resina de impregnação (overcoating)



7ª fase - Aplicação do revestimento final de protecção (fogo e UVS)

Figura 2.18 – Fases de aplicação do reforço com tecidos.

Os trabalhos experimentais realizados permitem verificar um aumento da capacidade do elemento reforçado com o aumento do número de camadas de tecido até um máximo de dez camadas. Todavia, para um número de camadas superior a seis, é recomendável a realização de ensaios específicos para avaliação da eficácia do reforço face ao aumento dos custos associados à aplicação de mais camadas.

2.3.2.2 – Técnica de reforço por aplicação automática

Nos anos oitenta, a Ohbyashi Co. e a Mitsubishi Kasei Co. desenvolveram uma técnica de reforço, de estruturas existentes, utilizando cordões e fitas de fibras de carbono (CFRP). Este tipo de reforço foi aplicado em três tipos de estruturas diferentes: pilares de edifícios (Katumata et al. 1988); chaminés (Kabatake et al., 1989); pilares de pontes (Katumata et al.1992). Neste casos, as fitas são coladas em espiral, impregnadas com epóxi. A função principal que a colocação dos cordões de CFRP, em espiral, exerce sobre os elementos reforçados é melhorar a sua resistência ao corte e aumentar a ductilidade. Foram realizados trabalhos experimentais para avaliar o desempenho deste método e, paralelamente, foi desenvolvida a primeira máquina de encamisamento (*Winding Machine*). Na Figura 2.19 apresenta-se a máquina de encamisamento e na Figura 2.20 a utilização dessa a máquina no reforço de um pilar com cordões de CFRP.



Figura 2.19 – Máquina de encamisamento (*Winding Machine*).



Figura 2.20 – Aplicação de cordões de CRFP, através de uma máquina de encamisamento.

Na Figura 2.21 mostram-se algumas fotos de aplicação de reforço num pilar de uma ponte com a máquina da XXsys Technologies (Mitsubishi).



Figura 2.21 – Processo de encamisamento de um pilar de uma ponte utilizando uma máquina de ensamisamento.

2.4 – CARACTERIZAÇÃO DAS LIGAÇÕES DE CFRP

2.4.1 – Introdução

Uma das preocupações fundamentais na execução de um reforço é a de obter uma ligação eficaz entre os materiais de reforço e os materiais a reforçar de modo a garantir um funcionamento monolítico do conjunto reforçado. É fundamental o desenvolvimento de especificações para o comportamento dos compósitos de FRP e das técnicas da sua aplicação, na tentativa de tornar usual a sua utilização, na construção civil. Para isso, têm sido desenvolvidos inúmeros estudos experimentais e numéricos. De seguida, apresentam-se algumas das contribuições mais significativas.

2.4.2 – Principais contribuições experimentais

Vários autores realizaram trabalhos experimentais para avaliar o comportamento de estruturas de betão (vigas, pilares, lajes e paredes) reforçadas e/ou reabilitadas com materiais compósitos (CFRP, AFRP, GFRP), quer por aplicação de mantas e/ou tecidos, quer por laminados. Salienta-se que muitos desses ensaios laboratoriais revelaram a incapacidade de garantir a completa capacidade de carga dos materiais de reforço, devido a ocorrência do fenómeno denominado “peeling”, em que estes materiais descolam do material a reforçar (geralmente betão).

A aplicação de plásticos reforçados com fibras (FRP) em estruturas de betão armado, em alternativa à aplicação de sistemas em aço, surgiu em meados deste século (Rubinski and Rubinski, 1954). Mas só em 1987, Meier demonstrou que a utilização de materiais compósitos de CFRP no reforço de elementos de betão armado em detrimento das soluções convencionais era economicamente viável. Meier apresentou resultados experimentais em que preconizou a substituição dos sistemas de reforço em aço por sistemas em materiais compósitos. Para fundamentar estes resultados preliminares, Meier continuou a desenvolver investigação experimental e numérica de que resultaram trabalhos (Meier, 1993; Meier et al, 1995 e Meier 1997) que suportam a adequabilidade técnica/económica das soluções de reforço com compósitos em diversos casos .

Um dos primeiros aspectos que recebeu especial atenção foi a formação de fendas de corte no betão, uma vez que estas podem ser responsáveis pelo destacamento prematuro do laminado e, conseqüentemente pela rotura do reforço. Para tentar minimizar este efeito Meier et al. (1993) e Triantafillou et al. (1992) propuseram a aplicação de mantas e laminados pré-esforçados, em vez de colados à superfície de elementos de betão. Deuring (1996) verificou ser necessário introduzir um sistema de ancoragem nas extremidades do CFRP, podendo consistir o mesmo no envolvimento da secção por uma faixa adicional em manta ou tecido (CFRP), com a forma de “U”, colada em todas a sua extensão e encastrada na zona comprimida da viga (ver Figura 2.22). A aplicação deste método permitiu melhorar o comportamento em serviço das estruturas e evitar o destacamento prematuro do FRP devido às fendas por corte, ainda que as dificuldades associada à aplicação prática desta técnica sejam obvias.

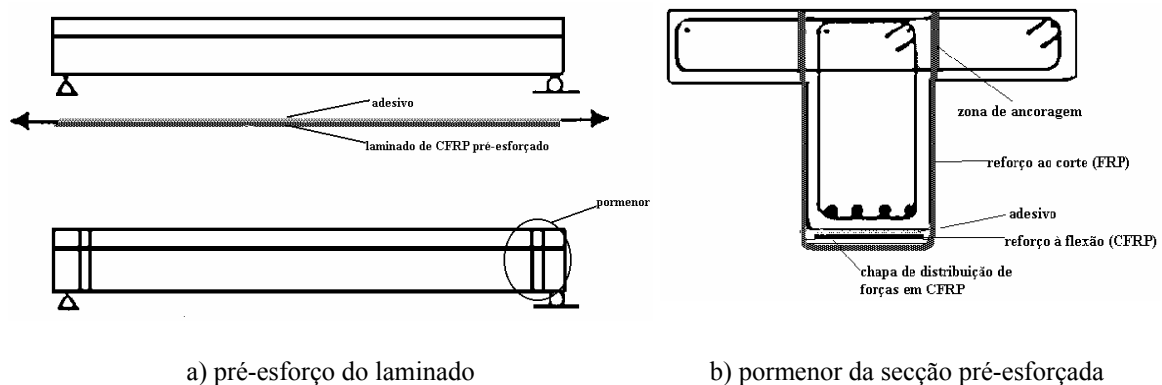


Figura 2.22 – Reforço de um viga com um laminado pré-esforçado e sistema de ancoragem.

Através deste estudos, concluiu-se que para melhorar a eficiência da aplicação dos materiais compósitos de CFRP em elementos de betão armado é necessário compreender os mecanismos de ligação. Alguns desses mecanismos estão associados a modos de ruína prematura, à caracterização da ligação betão-adesivo-compósito e ao comportamento dessas ligações a longo prazo. Apesar de indesejados, é na zona da junta betão-adesivo-compósito que podem surgir os denominados modos de ruína prematura. Estes modos precipitam o colapso da estrutura de modo frágil e sem pré-aviso através do insucesso do reforço.

Por intermédio de ensaios à flexão, Quantrill et al. (1996a) demonstraram que o destacamento do reforço, quer este seja realizado com materiais compósitos quer com

ação, ocorre devido às elevadas tensões que se desenvolvem nas zonas de interface entre os materiais de reforço e o material base, nos extremos dos sistemas de reforço. O desenvolvimento dessas tensões depende da resistência do betão, da rigidez à flexão da secção do reforço, da preparação da superfície do betão, da resistência e espessura do adesivo (Triantafillou e Plevris 1992, Quantrill et al.1996b). Chajes et al. (1996) publicaram resultados de ensaios experimentais sobre o comportamento na interface da ligação colada betão-resina-compósito, ensaiada ao corte simples. Nesse trabalho, chama-se a atenção para a influência da preparação das superfícies, das características do betão e das propriedades do adesivo na determinação do valor da aderência.

O objectivo destas investigações tem sido estudar a distribuição das tensões de corte nas juntas de ligação, quantificar os sistemas de ancoragem, investigar a influência da resistência do betão e a espessura do adesivo a ser aplicado nas ligações. Pode dizer-se que, em geral, a rotura prematura pela ligação do compósito à superfície se deve à fraca qualidade do betão e à deficiente preparação da superfície de ligação

Desta forma, os desenvolvimentos recentes nas tecnologias dos materiais compósitos, tal como o aparecimento de novas fibras e de novas resinas, requerem, em simultâneo, o conhecimento básico das propriedades mecânicas de cada novo produto e o conhecimento do seu comportamento na interface de ligação com a superfície a reforçar. Um dos contributos para a investigação desse comportamento foi o desenvolvimento de um equipamento para ensaios laboratoriais na Universidade de Sherbrooke, no Canadá (Bizindavyi et al. 1999). Este equipamento permitiu investigar as ligações dos compósitos com o betão e outras combinações de materiais. Recorrendo a ensaios monotónicos e cíclicos foi possível estabelecer a distribuição da tensão de corte em função da deformação ao longo da ligação e verificar a capacidade de carga máxima a que o compósito consegue resistir, sem rotura das ligações.

Ainda para o caso do reforço com fibras (FRP), um modelo analítico foi desenvolvido por Lee et al. (1999.) A principal motivação para essa investigação foi encontrar a ligação perfeita entre o betão e o reforço. Os objectivos do estudo efectuado por estes autores foram:

1. Desenvolver um modelo para descrever o comportamento do betão em termos de resistência, quando sujeito a carregamento e verificar o comportamento das ligações entre o reforço e o betão;
2. Investigar o comportamento da ligação do reforço (aço ou folhas de FRP) ao betão, em termos do deslizamento do reforço sob uma tensão de carregamento;
3. Estimar um módulo de deslizamento (E_b) para a interface betão/aço e betão/FRP, através de modelos analíticos comprovados por resultados experimentais.

As conclusões desse estudo foram as seguintes: a espessura de resina epóxida influencia o módulo de deslizamento E_b na interface betão/compósito. Também concluíram que a rigidez na interface entre betão/FRP é mais elevada que a rigidez entre betão/aço. Um dos pressupostos deste estudo era que a ligação perfeita entre o betão e as folhas de FRP ocorre em regime linear elástico.

Menon (1998), apresentou um trabalho experimental sobre a ligação ao betão do reforço com fibras de carbono, e concluiu que a zona de ligação entre o betão e o compósito exige uma especial atenção na preparação da superfície de betão. Concluiu ainda que um outro factor de grande importância é a espessura do adesivo utilizado na ligação do compósito ao betão.

No mesmo ano, Lin Ye et al. (1998), publicaram um trabalho acerca do tratamento das superfícies onde se vai efectuar a ligação entre o betão e o compósito. Desenvolveram ensaios experimentais para avaliar a energia de fractura do adesivo na zona de ligação entre o betão e a fibra de carbono. Foram investigados diferentes mecanismos abrasivos aplicáveis à superfície de betão, e a aplicação de um primário de *silane* na superfície de betão. Este autores demonstraram que a ligação entre o betão e o compósito está relacionada com o tratamento aplicado à superfície de betão e com o tipo de abrasivo utilizado, e estabeleceram que uma qualidade elevada nessa ligação é essencial para aumentar a resistência da estrutura de betão. Por outro lado, a aplicação de um primário de *silane* como agente de união na superfície de betão, contribui significativamente para a melhoria da resistência da ligação, especialmente nas superfícies onde o betão se apresenta pobre.

Finalmente salienta-se que quando o adesivo é suficientemente forte para prevenir o aparecimento de fendas, outro problema pode ocorrer: - essas fendas podem surgir no substrato. Significa que a ligação compósito-adesivo-betão é também limitada pela resistência do betão, ou seja, o próprio betão tem um papel fundamental na reparação e/ou reforço de elementos estruturais. O grau de deterioração do betão (carbonatação, penetração de cloretos, etc.) de um modelo pode alterar as propriedades mecânicas da interface, na adesão entre os materiais e, sobretudo, na resistência ao corte do betão. Betões de baixa resistência reduzem a aderência de uma ligação colada, Juvandes, (1999).

2.4.3 – Modos de Ruína

O reforço de vigas para aumentar a capacidade de resistência à flexão recorrendo à técnica do reforço através da colagem de laminados compósitos, apresenta problemas de rotura prematura desse reforço, por delaminação e “peeling-off”. Estes fenómenos têm sido estudados, por via numérica e por via experimental (ensaios à flexão, ensaios de tracção e ensaios de compressão), por vários autores, tais como, Meier et al.(1993) e Meier (1995).

Um dos primeiros estudos sobre o comportamento de estruturas de betão reforçadas com laminados foi efectuado nos laboratórios suíços, EMPA. Meier, (1995), publicou um artigo, onde se descrevem os ensaios efectuados e se caracterizam seis modos de ruína observados para elementos de viga:

1. Rotura violenta e brusca na secção mais traccionada do laminado de CFRP. Esta rotura é precedida pelo estilhaçar do laminado e por fendas e deformações elevadas no betão;
2. Rotura por esmagamento clássico da zona comprimida da viga;
3. Escorregamento de uma secção de betão por esforço transversal, situação que pode conduzir ao colapso do laminado;

4. Rotura por destacamento do laminado. Este caso pode ocorrer em quatro situações possíveis: a) superfície irregular do betão; b) fendilhação por corte; c) estado avançado das fendas de flexão; d) efeito de extremidade do laminado;
5. Corte interlaminar ou delaminação do laminado de CFRP;
6. Rotura por cedência da armadura convencional na zona mais traccionada (este modo de ruína apenas foi observado em ensaios de fadiga).

Para além destes seis modos de ruína, Meier expôs mais três casos possíveis de rotura, que embora ainda não observados, são, no entanto, teoricamente possíveis:

- i) Rotura na coesão interna do adesivo;
- ii) Rotura na interface de ligação entre o laminado de CFRP e o adesivo;
- iii) Rotura na aderência da superfície de ligação entre o betão e o adesivo (improvável se a superfície estiver devidamente tratada).

A ocorrência de fendas por corte pode efectivamente conduzir ao destacamento do laminado, tal como se ilustra a Figura 2.23. A aplicação de laminados é benéfica, mesmo que já exista fendilhação considerável nas vigas. A Figura 2.24 mostra o desenvolvimento sequencial da fendilhação num ensaio experimental. Inicialmente, uma viga simplesmente apoiada é carregada e físsura como se indica no esquema. Quando a viga é aliviada ($F = 0$ kN) permanecem físsuras residuais. Após o reforço com laminados de CFRP e novo carregamento com uma solicitação superior à instalada no primeiro tempo, verifica-se na zona fendilhada, um maior número de fendas, com menor abertura (Σ_w).

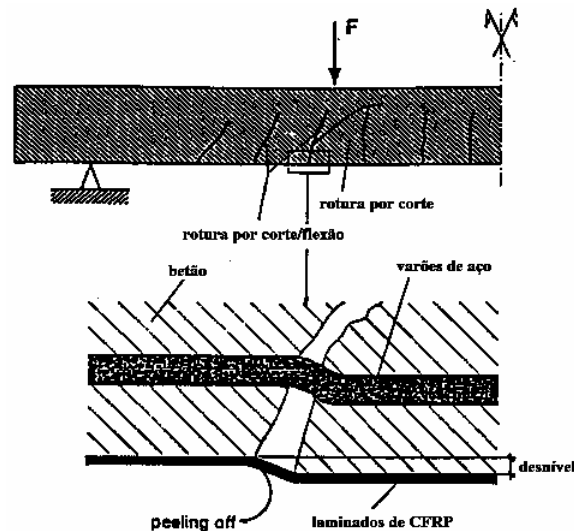


Figura 2.23 – Destacamento do laminado por aparecimento de fendas de corte.

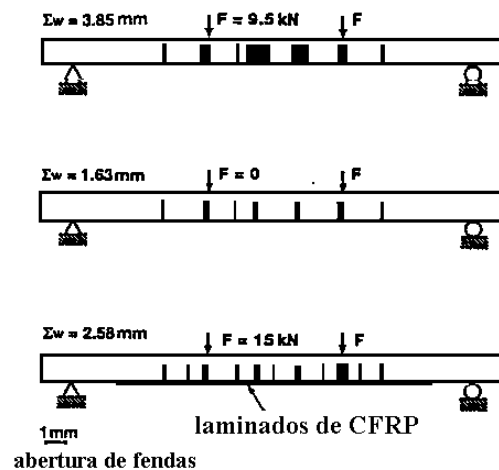


Figura 2.24 – Efeito de reforço com laminados na distribuição das fissuras.

Para o caso de pilares de betão armado sujeitos à acção sísmica, os modos de ruína são de três tipos: rotura por corte, rotura à flexão por confinamento insuficiente do betão e rotura da ligação sapata-pilar por deficiente emenda da armadura (Seible et al. 1997). O primeiro e o mais crítico modo de ruína é a rotura por corte do pilar (ver Figura 2.25); esta rotura manifesta-se pelo aparecimento de fendas inclinadas, em simultâneo com a desintegração do betão, a rotura da armadura transversal e a encurvadura da armadura longitudinal. Os sintomas que precedem este tipo de rotura de pilares são:

- (a) Desenvolvimento de fissuras inclinadas quando a resistência à tracção do betão é ultrapassada;

- (b) Abertura de fendas inclinadas e destacamento da camada de betão de recobrimento do pilar;
- (c) Rotura ou abertura dos estribos;
- (d) Encurvadura da armadura longitudinal do pilar;
- (e) Desintegração do núcleo central de betão do pilar.

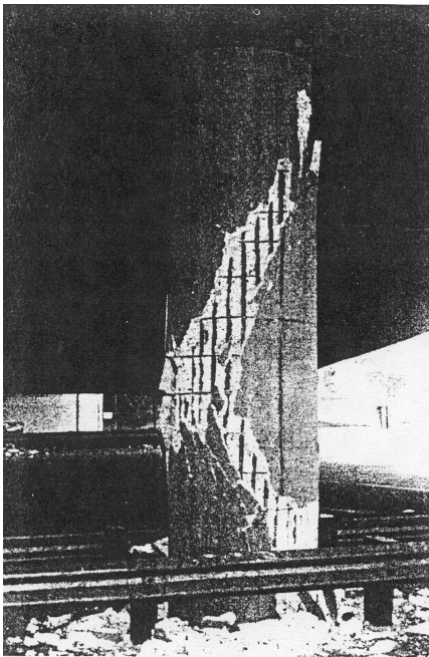


Figura 2.25 – Rotura por corte.

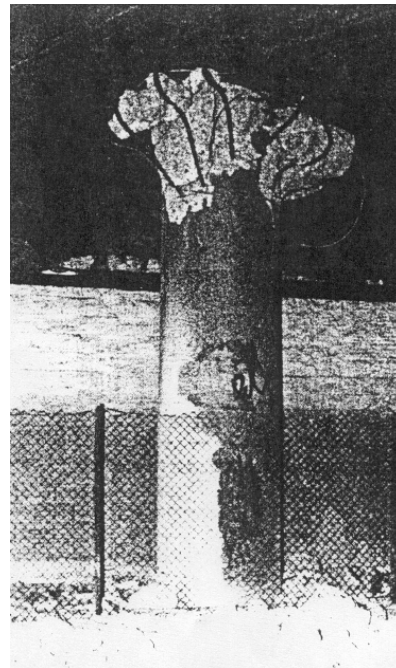


Figura 2.26 – Rotura por formação de rótulas plásticas.

A rotura por confinamento deficiente é o segundo modo de ruína que pode ocorrer num pilar (Figura 2.26), com formação sucessiva de fendas de flexão, com fragmentação e destacamento do betão de recobrimento, segue-se a encurvadura da armadura longitudinal ou a rotura por compressão do núcleo central do betão. A deterioração das rótulas plásticas afecta a ductilidade do pilar. Mas, por a localização dessas rótulas estar circunscrita aos extremos dos pilares, e por ocorrerem deformações não elásticas à flexão, este modo de ruína é menos destrutivo que o anterior. A formação dessas rótulas plásticas pode ser minorada, por confinamento do pilar, através de estribos ou por um reforço transversal com CFRP, com os objectivos de prevenir o destacamento do betão de recobrimento, aumentar o reforço longitudinal, melhorar a resistência do betão, e, por isso, a sua própria capacidade de deformação.

O terceiro modo de rotura de pilares, está localizado na ligação sapata-pilar. Nesta extremidade do pilar, ou seja, na zona de emenda por sobreposição dos varões longitudinais do pilar, a transmissão de esforços entre os varões recorre à aderência do betão. Quando há desenvolvimento de fendas verticais no betão, com destacamento do betão de recobrimento, essa transmissão de esforços é prejudicada e ocorre uma rotura progressiva das ligações entre os varões. Neste caso, a degradação da capacidade de flexão do pilar pode ocorrer rapidamente com baixa ductilidade, se o comprimento da emenda por sobreposição for muito reduzido e o confinamento for limitado. Para emendas por sobreposição mais compridas e confinamento mais elevado a degradação de capacidade de rotação ocorrerão mais gradualmente.

Salienta-se que, nenhum destes modos de ruína pode ser considerado isoladamente, uma vez que a correcção de anomalias pode conduzir à rotura noutra secção, com outro modo de ruína, sem melhoramento do comportamento global, do ponto de vista sísmico e de capacidade de deformação das secções.

2.4.4 – Comportamento entre o betão, o adesivo e o compósito

Pelo que já foi referido, quando se procede ao reforço e/ou reabilitação de estruturas de betão, empregando a técnica da colagem de reforços exteriores, há que colocar um cuidado especial na zona de interface da ligação dos materiais intervenientes. Deve ser feito um estudo criterioso sobre a compatibilidade dos materiais aplicados, pois o bom funcionamento do reforço depende desse comportamento.

Na generalidade das investigações experimentais sobre a colagem de reforços de materiais compósitos ou mesmo de elementos metálicos refere a possibilidade de ocorrência de ruínas prematuras na interface de ligação entre o betão o adesivo e o reforço (aço ou compósito). Os modos de ruína prematuros que levam ao colapso do reforço e que contribuem para o colapso da estrutura são os seguintes:

1. Descolagem do compósito nas extremidades, devido à interacção das tensões de corte e às tensões normais de tracção;
2. Descolagem do compósito na zona de formação de fendas;

3. Descolagem do compósito e possível arrancamento do betão adjacente à ligação, provocado pela abertura significativa de fendas de flexão na zona de momentos máximos;
4. Descolagem do compósito causado pela má preparação da superfície do betão, principalmente, se esta ocorrer na secção mais traccionada do laminado.

Como a resistência à tracção dos adesivos usados (resinas epóxida) é, geralmente, superior à do betão, a ruína surge, na maioria dos casos, por corte do betão na camada adjacente à ligação betão - compósito ou na camada próxima da armadura de tracção (Juvandes, Set.1999.)

O estudo aprofundado do comportamento dos materiais compósitos é indispensável para a normalização das suas características, para permitir a divulgação e generalizar a aplicação desses materiais em diferentes áreas da engenharia Civil. No capítulo seguinte, apresenta-se o estado da arte do conhecimento alcançado no domínio do reforço de pilares com materiais compósitos.

2.5 – REFORÇO DE PILARES COM MATERIAIS COMPÓSITOS

2.5.1 – Introdução

O objectivo último deste trabalho de pesquisa bibliográfica é abordar o reforço de pilares de betão armado, na perspectiva da sua resistência à acção sísmica. Neste capítulo, descrevem-se de modo resumido e actualizado os principais avanços dessas técnicas de reforço. E, entre essas técnicas, as que se apresentam mais detalhadamente são as aplicáveis ao *confinamento* de pilares.

Com o decorrer dos anos muitas estruturas ou elementos estruturais necessitam de ser reforçadas. As razões que levam a esse reforço podem ser sintetizadas em (Meier, 1995):

1. alteração do uso para que uma estrutura está projectada, com modificação do sistema estrutural, tal como eliminação de paredes, ou cortes em lajes para aberturas de acesso. Estas intervenções conduzem geralmente ao desenvolvimento de esforços em secções da estrutura que excedem a sua capacidade resistente;
2. deficiência dos elementos estruturais por envelhecimento dos materiais de construção, danos causados pelo fogo, corrosão do aço de reforço, impacto de veículos e redução da capacidade resistente da secção transversal das estruturas de betão armado. Nestas situações, o objectivo do reforço é a *reabilitação* dessas secções, ou seja, instalar sua capacidade resistente original;
3. deficiência no dimensionamento de elementos estruturais. Inclui todos os casos onde a resistência da secção transversal é inferior à necessária afectando a segurança de secção transversal ou da estrutura como um todo, de tal forma que não cumpre a regulamentação em vigor;
4. deficiências construtivas que podem resultar numa resistência da secção transversal inferior à inicialmente projectada;
5. a necessidade de aumentar a capacidade resistente das estruturas tendo em vista a limitação das deformações, redução da tensão nos reforços de aço e limitação da fendilhação e/ou a limitação das vibrações;

6. a necessidade de aumentar a capacidade para acções mais elevadas; por exemplo associadas à instalação de máquinas mais pesadas ou à exigência de cargas móveis mais elevadas.

O tipo de construção e o seu estado de deterioração condicionam a selecção da técnica a adoptar para a aplicação do reforço nos elementos estruturais. Por sua vez, o desempenho futuro de uma construção reforçada depende directamente da qualidade da aplicação da solução adoptada sobre a superfície dos elementos a reforçar.

No presente capítulo descrevem-se as técnicas para o confinamento de pilares e referem-se os benefícios que daí advêm para o aumento da resistência da estrutura em causa. Tal como referido anteriormente, este estudo é dirigido e particularizado para o caso de pilares sujeitos à acção sísmica. Salienta-se a importância do caso do reforço de estruturas projectadas sem atender a essa solicitação, uma vez que só a partir dos anos 70 esse critério passou a ser regulamentado e considerado no projecto corrente de estruturas. Deste modo, justifica-se o objectivo último deste trabalho: contribuir para o desenvolvimento de soluções eficazes e eficientes para a requalificação dessas estruturas, à luz dos critérios actuais, com recurso ao reforço de pilares.

Neste contexto aumentar a segurança de uma estrutura, especificamente, em relação à acção sísmica pode ser considerado um caso particular da necessidade de alterar a finalidade dos elementos estruturais.

Dos diferentes elementos estruturais de qualquer construção, os pilares, merecem especial atenção uma vez que a sua cedência conduz geralmente ao colapso total da estrutura. Por isso, a elaboração de um projecto de reforço exige uma inspecção criteriosa da estrutura e a recolha de toda a informação disponível.

2.5.2 – Conceito de Confinamento em Pilares de Betão

A técnica do reforço por *encamisamento* de elementos estruturais é uma alternativa à solução por adição de perfis metálicos. Esta técnica tem evoluído ao longo do tempo, adoptando-se até aos anos 90 um encamisamento recorrendo a chapas de aço ou a betão armado. Com o desenvolvimento dos materiais compósitos, os encamisamentos das secções começaram a ser realizados também com estes materiais.

O aumento da resistência de um pilar de betão através do efeito de confinamento pode ser descrito como o resultado de uma técnica para limitar a plastificação do betão. O confinamento pode ser instalado em todo o pilar ou apenas nas zonas onde se desenvolvem as tensões mais elevadas, geralmente onde se podem formar as rótulas plásticas (Watson, 1994).

O confinamento de elementos de pilares de betão armado pode ser obtido através do reforço para o esforço transversal ou por encamisamento do pilar. O mecanismo do encamisamento depende basicamente de dois factores: da tendência do betão para se dilatar transversalmente quando comprimido e da rigidez radial dos elementos confinados para limitar essa dilatação. Para tal duas condições devem ser simultaneamente satisfeitas:

1. Compatibilidade entre as deformações que ocorrem no núcleo central e a parte exterior do betão;
2. Equilíbrio de forças em todos os sectores da secção confinada do pilar (ver Figura 2.27).

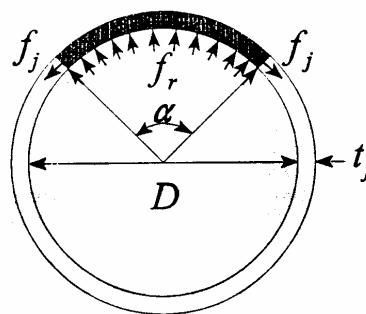


Figura 2.27 – Ação de confinamento (Mirmiran et al., 1997).

Da segunda condição podemos escrever a relação entre a pressão de confinamento f_r e o esforço de corte f_j , no caso da secção circular da Figura 2.18 resultando em:

$$f_r = \frac{2f_j t_j}{D} \quad \text{onde} \quad \begin{array}{l} f_j - \text{esforço de corte no encamisamento} \\ f_r - \text{pressão de confinamento} \\ D - \text{diâmetro} \\ t_j - \text{espessura do tubo de confinamento} \end{array}$$

Um esforço de investigação substancial tem sido feito no sentido do desenvolvimento de modelos generalizados para quantificar os efeitos do confinamento na resistência e na ductilidade do betão. Para o confinamento de pilares um dos modelos desenvolvidos e muito referenciado é o de Mander (1988-a, 1998-b). Este autor estabeleceu um diagrama tensões-deformações baseada em resultados experimentais, (ver Figura 2.28).

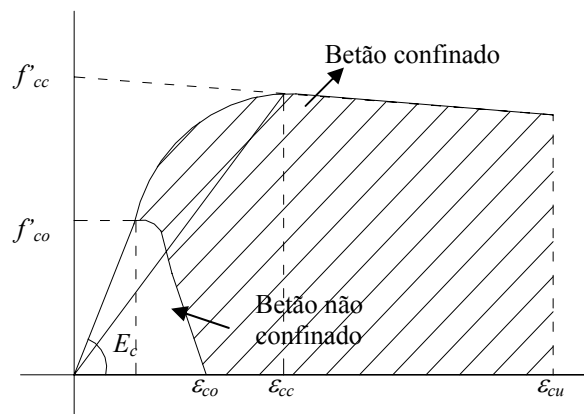


Figura 2.28 – Curva tensões-deformações do modelo proposto por Mander et al., 1988.

Onde:

- f_c – tensão longitudinal do betão
- f'_{cc} – tensão longitudinal máxima para betão confinado
- f'_{co} – tensão longitudinal máxima para betão não confinado
- E_c – módulo de elasticidade do betão
- ε_c – deformação longitudinal do betão
- ε_{cc} – deformação longitudinal do betão confinado
- ε_{co} – deformação longitudinal do betão não confinado

Tal como se verifica no diagrama de Mander (1988), a resistência e a capacidade de deformação são significativamente aumentadas quando o betão está confinado. No

entanto, um modelo realista para análise sísmica tem de contemplar a degradação gradual da resistência e da rigidez devido ao efeito do carregamento cíclico. Os avanços mais recentes no desenvolvimento de um modelo que traduza estes efeitos são apresentados por Watson et al. (1994), Mirmiran et al. (1997), Rueda et al. (1997), Samaan et al. (1998), Spoeltra et al. (1999), Rodriguez et al. (1999). Em particular salienta-se o trabalho de Rueda e Elnashai (1997) em que apresentaram um sofisticado modelo numérico de análise não linear que lhes permitiu prever para qualquer nível de deformação, o aumento da resistência e a degradação da rigidez sob carregamentos cíclicos, bem como obter uma estimativa da resposta dos elementos de betão reforçados quando sujeitos a esforços de flexão e axiais sob condições estáticas ou dinâmicas.

A aplicabilidade dos modelos pode ser fortemente condicionada pelo tipo de confinamento adoptado. Na secção seguinte descrevem-se os diferentes tipos de confinamento possíveis.

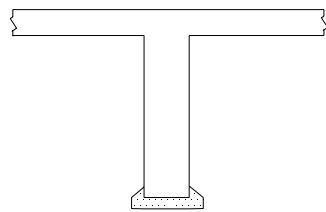
2.5.3 – Confinamento de Pilares

2.5.3.1 – Confinamento com betão armado

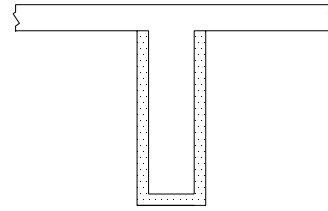
O confinamento por adição de novas armaduras e recobrimento com betão consiste no aumento da secção transversal pela adição de uma armadura suplementar e de uma camada de betão que envolve a secção inicial, na qual foram inseridas novas armaduras. Trata-se de uma técnica apropriada para aumentar a resistência da zona comprimida, aumentar a dimensão da secção ou incorporar armaduras no interior da secção. A vantagem é a melhoria da protecção das armaduras originais e de reforço contra o fogo e contra a corrosão. Os inconvenientes residem no facto de o aumento da secção ter implicações arquitectónicas e na restrição, pelo tempo de presa, para que a estrutura possa ser posta em serviço. Este tipo de encamisamento pode ser aplicado a vigas ou a pilares, (Gomes et al., 1992). Nas vigas este reforço poderá ser efectuado apenas para a flexão (Figura 2.29a)) ou à flexão e ao esforço transversal (Figura 2.29b)).

O encamisamento de pilares envolve toda a secção, sendo designado por encamisamento fechado, conforme o indicado na figura 2.29c). Porém, devido a

condicionantes arquitectónicas pode ser executado em apenas algumas faces do pilar (ver Figura 2.29d)).



a) Reforço de vigas à flexão



b) Reforço de vigas à flexão e ao corte



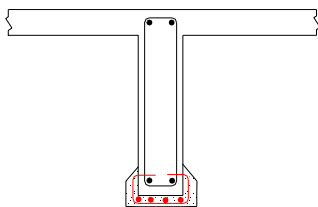
c) Reforço de pilares em todas as faces (encamisamento fechado)



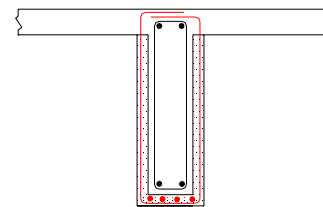
d) Reforço de pilares em algumas faces (encamisamento aberto)

Figura 2.29 – Tipos de encamisamentos, Gomes et al. (1992).

Para a aplicação do encamisamento procede-se à preparação da superfície por forma a obter uma melhor ligação entre o material de adição e o existente. Esta preparação envolve a remoção do betão deteriorado ou desintegrado, o aumento da rugosidade da superfície e a remoção das poeiras. Para a preparação da superfície deve tornar-se a superfície rugosa utilizando um martelo de agulhas e retirar-se a camada de betão de recobrimento até deixar expostas as armaduras iniciais. Após esta operação são colocadas as armaduras adicionais, como indicado na Figura 2.30.



a) Reforço de vigas à flexão



b) Reforço de vigas à flexão e ao esforço transversal



Figura 2.30 – Algumas disposições possíveis para as armaduras adicionais de reforço, Gomes et al. (1992).

Salienta-se na Figura 2.30d) onde está representada uma solução possível de reforço de pilares em apenas algumas faces, com a aplicação de um estribo embebido numa cavidade aberta do pilar; sendo estas armaduras colocadas ao longo de todo o pilar. Uma vez colocadas as armaduras, aplica-se o encamisamento que pode ser de betão ou argamassa. É fundamental que o material adoptado apresente elevada resistência à compressão, boa aderência, boa trabalhabilidade e reduzida retracção.

Finalmente, um critério importante a considerar é o da compatibilidade das deformações do reforço com o betão inicial. O funcionamento de um reforço por encamisamento depende fundamentalmente da aderência entre os materiais, de modo a garantir que o elemento reforçado funcione como um único elemento.

2.5.3.2 – Confinamento com elementos metálicos

O confinamento de pilares com elementos metálicos pode ser efectuado recorrendo a chapas metálicas, cintas de aço ou tubos de aço.

A técnica de confinamento através da *colagem de perfis metálicos*, (ver Figura 2.31), aplica-se para aumentar a resistência ao corte em determinadas zonas de um pilar, normalmente nas extremidades. A colagem é efectuada de modo semelhante ao descrito no capítulo 3, para o caso dos materiais compósitos. A superfície de betão onde vai ser colada a chapa deve ser cuidadosamente tratada e a colagem pode ser feita com resina epóxida. A fixação das chapas metálicas, para além da solução com resina, também pode ser realizada com *buchas de expansão metálica* e aplica-se quando pretendemos apenas realizar um reforço localizado num elemento de betão armado. O inconveniente

desta técnica é o comum a todas as soluções em que são aplicados elementos metálicos: a vulnerabilidade à corrosão.

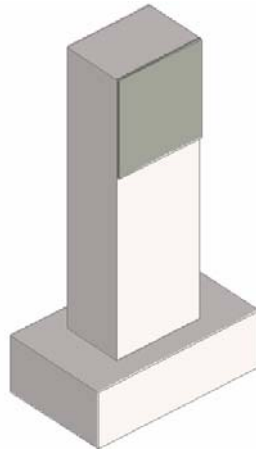


Figura 2.31 – Confinamento do betão com colagem de chapas metálicas.

A técnica de confinamento do betão através de *estribos de aço* foi desenvolvida por diversos autores, entre eles Watson et al. (1992), Coffman et al. (1993) e Mander et al. (1994), ver Figura 2.32. Este reforço, pela acção de confinamento do betão com estribos pré-tensionado exteriormente, previne as roturas prematuras, quer quando o betão é comprimido quer quando está sujeito a esforços de corte. A técnica foi desenvolvida para reforçar pilares de pontes sujeitos à acção sísmica e os ensaios efectuados concluíram que a resistência dos pilares à acção sísmica havia sido efectivamente melhorada.

Este tipo de encamisamento com tem as seguintes características:

1. aumenta a resistência do pilar;
2. aumenta a energia de dissipação no primeiro ciclo de carga.

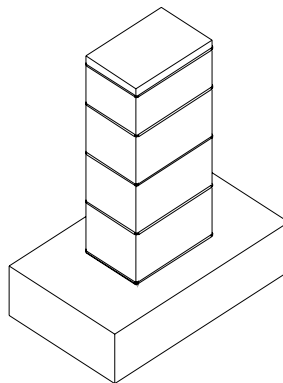


Figura 2.32 – Confinamento com estribos.

Nos últimos anos tem-se aplicado na indústria da construção civil o confinamento de pilares através da sua cintagem com *tubos de aço*, o denominado “*jacketing*”, especialmente em zonas sísmicas, Ge et al., (1992), Pantazapoulou (1998), Aboutaha et al. (1999) e Rodriguez et al. (1999). É previsível que durante um sismo de elevada intensidade, os varões de aço longitudinais fiquem sob uma grande tensão e uma grande deformação, o que pode provocar a encurvadura do pilar. Os benefícios deste tipo de encamisamento de pilares incluem o aumento da rigidez e da resistência, o aumento da capacidade de absorção de energia e a melhoria da ductilidade e da estabilidade dos elementos confinados, ver Figura 2.33. É uma técnica utilizada quando se pretende reforçar pilares para instalar uma elevada resistência a acção sísmica.

O tubo de aço interage com o núcleo do elemento confinado do seguinte modo:

1. o confinamento do núcleo, provoca um aumento da resistência à compressão e da ductilidade;
2. conduz a uma resistência ao corte adicional;
3. dependendo da resistência da ligação com o betão e da rigidez na direcção axial pode-se melhorar a resistência à flexão do betão.

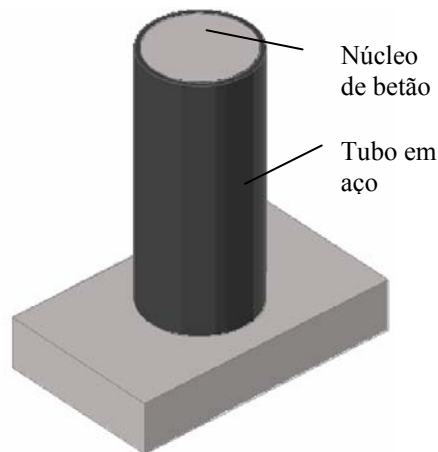


Figura 2.33 – Confinamento de um pilar com um tubo de aço.

2.5.3.3 – Confinamento com materiais compósitos

O reforço anteriormente descrito por encamisamento da secção com betão armado, para além de consumir bastante tempo na sua aplicação, ainda tem o inconveniente de poder colocar problemas a nível estético, por alteração significativa da geometria do pilar. O encamisamento com aço apresenta o inconveniente principal da corrosão. Estes inconvenientes ou dificuldades associados às técnicas tradicionais para obter o confinamento de elementos estruturais constituíram a oportunidade para a utilização industrial dos materiais compósitos (FRP). Na última década começaram a ser aplicados os tecidos de vidro e os tecidos de carbono, para reabilitar estruturas de betão armado, particularmente pilares. Este tipo de reforço também pode ser aplicado para complementar ou substituir o reforço convencional com aço e privilegia o aumento da ductilidade minimizando o aumento da rigidez. Na Fig. 2.34 apresenta-se o esquema de aplicação do tecido de fibras para o confinamento de pilares.



Figura 2.34 – Exemplo da aplicação dos tecidos plásticos no confinamento de pilares.

O confinamento do betão com materiais compósitos é relativamente recente, pelo que o trabalho teórico nesta área ainda recorre aos modelos inicialmente desenvolvidos para o reforço ao esforço transversal com aço. A aplicação de modelos de pilares calibrados para o confinamento com aço aos materiais de FRP pode conduzir a uma estimativa por excesso da resistência. O resultado é que o projecto se torna conservativo e, por isso, a construção com materiais compósitos resulta menos económica do que seria desejável. Na ausência de modelos realistas a indústria da construção tem evitado o recurso à aplicação de compósitos.

Para poder ultrapassar este problema, vários autores estudaram modelos de confinamento específicos para materiais compósitos. Mirmiran et al. (1997) apresentaram um estudo em que demonstraram que o comportamento do betão é muito diferente quando é confinado por material com comportamento elastoplástico, como é o caso do comportamento do aço quando comparado com o comportamento linear elástico dos compósitos de FRP. Este estudo baseou-se em ensaios de compressão uniaxial em pilares de betão encamisados com compósitos de FRP e revelou um aumento da ductilidade e da capacidade de resistência do betão. A comparação dos resultados obtidos com outros tipos de encamisamentos demonstrou ser possível obter resultados aceitáveis para o encamisamento com FRP.

Samaan et al. (1998) propuseram um modelo simples, com base no anteriormente proposto por Mirmiran et al. (1997), para prever o comportamento, em termos da relação tensões-deformações, para elementos de betão confinados com FRP em ambas as direcções, axial e lateral. O modelo é baseado na relação entre o coeficiente de dilatação do betão e o confinamento produzido pela armadura convencional existente nos pilares de betão armado (estribos).

Têm sido desenvolvidos estudos sobre a aplicação de FRP no confinamento de pilares (Saadatmanesh et al.1994, Seible et al.1997, Samaan et al. 1998, Mirmiran et al. 1998), com o objectivo de obter modelos numéricos seguros e precisos sobre o comportamento da estrutura confinada.

A aplicação detalhada dos vários materiais compósitos (mantas, laminados e cordões) será apresentada na secção 2.5.4.2 – *Desenvolvimentos experimentais de métodos de confinamento de pilares sujeitos à acção sísmica, com materiais compósitos.*

2.5.3.4 – Comparação entre o confinamento com materiais compósitos e com aço

A aplicação de elementos metálicos colados como material de reforço tem os seguintes inconvenientes, (Meier et al., 1995):

1. Aparecimento de pontos de corrosão na ligação entre o adesivo e a placa de aço. Estes pontos vão-se desenvolvendo lentamente e podem conduzir à diminuição da resistência do reforço e finalmente à rotura do reforço por corrosão;
2. as placas de aço são pesadas. Consequentemente a sua aplicação em obra é difícil de realizar. São necessários andaimes para se conseguir aplicar e realizar a colagem das chapas metálicas à estrutura. Este inconveniente encarece muito o reforço;
3. está-se limitado pelos comprimentos comerciais e no caso de serem necessários comprimentos mais elevados de chapas é necessário proceder à sua ligação. Estas ligações são de grande complexidade técnica, dado que não podem ser soldadas em obra, uma vez que seriam destruídas as ligações do adesivo com a estrutura e com a chapa metálica;

Apesar dos inconvenientes citados, está provado que o reforço de pilares com aço é um meio eficaz. A engenharia procura sempre novas alternativas tendo em vista a eficácia e a economia. Recentemente, a aplicação de materiais compósitos, especialmente de fibras poliméricas (FRP), é uma realidade para o reforço de elementos de betão. A aplicação destas fibras que podem ser de vidro, de aramida ou de carbono como material de reforço tem as seguintes vantagens:

1. material leve pelo que a sua aplicação em obra se torna bastante facilitada;
2. encontram-se no mercado em bobines, com grandes comprimentos, pelo que não exigem juntas de ligação;
3. quando sujeitas a carregamentos de compressão o seu comportamento é adequado, não verificando separação da estrutura;
4. as fibras de carbono coladas com resina epóxida apresentam um comportamento excelente em relação à fadiga;
5. o acréscimo de peso na estrutura devido ao reforço é pequeno;
6. o trabalho de confinamento é fácil e os níveis de segurança elevados;

7. o confinamento não aumenta a secção transversal dos pilares;
8. a durabilidade do reforço é melhorada, por não dar lugar à corrosão do material de reforço;
9. o período de aplicação do encamisamento é curto;
10. não é necessário equipamento pesado e é possível efectuar o reforço em espaços limitados.

Na Figura 2.35a) apresenta-se um esquema da montagem de um reforço de um tabuleiro de uma ponte com colagem de chapas metálicas e na Figura 2.35b) com mantas de tecido de fibras de carbono. No primeiro caso é visível a necessidade de andaimes e de um maior numero de operários para a colocação do reforço e de um sistema de suporte temporário (macacos) nos instantes iniciais da colagem. No 2º caso, aplicação de um reforço de material compósito requer menor quantidade de mão de obra e equipamento.

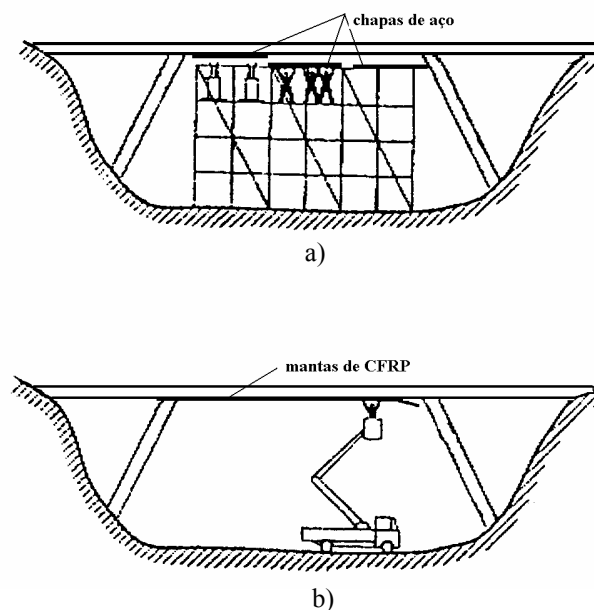


Figura 2.35 – Aplicação de reforço num tabuleiro de ponte: a) com colagem de chapas de aço; b) com colagem de mantas de CFRP (Meier et al., 1995).

Em contraste com o encamisamento por aço que instala uma pressão constante após a sua cedência, o encamisamento de pilares com FRP tem um comportamento elástico até à rotura e, portanto, exerce uma acção de confinamento continuamente crescente. O valor desta acção depende da dilatação lateral do betão, que, por sua vez, é função da pressão de confinamento. O maior obstáculo para o desenvolvimento de modelos seguros é a ausência de expressões analíticas que descrevam a interacção entre a

expansão lateral do betão e o confinamento (Spoelstra, 1999). Pantazopoulou et al. (1995) propuseram uma expressão simples que relaciona a deformação lateral com a deformação axial, válida apenas para o betão confinado. Spoelstra et al. (1999) desenvolveram um modelo para explicitar a interacção contínua entre o betão e o dispositivo de confinamento. Este modelo é aplicável ao confinamento de pilares com aço ou com FRP. A base do modelo proposto foi a lei de comportamento tensão-deformação de Popovics (1973). Esta lei descreve o comportamento do betão sob uma pressão de confinamento activa e constante. Este comportamento também foi estudado por Mander et al. (1988-a, 1988-b). O modelo proposto por Mander demonstrou ser bastante realista na análise do momento de encurvadura e na previsão do aumento da resistência e da ductilidade do betão confinado com FRP, em relação aos modelos de confinamento mais utilizados (Monti e Spoelstra, 1997).

2.5.4 – Trabalhos experimentais desenvolvidos no reforço de pilares sujeitos à acção sísmica com materiais compósitos

Sismos recentes, como os que ocorreram nas áreas urbanas de Loma Prieta em 1989, em Northridge em 1994 e em Kobe em 1995, demonstraram a vulnerabilidade das construções existentes (antigas) em betão armado. A partir dos danos observados nos elementos estruturais tentou-se desenvolver novos métodos de reforço e actualizar as normas de projecto estrutural para acção sísmica. Em particular, as técnicas de “retrofitting” e de confinamento dos pilares começaram a ser contempladas na regulamentação de estruturas.

2.5.4.1 – Possíveis tipos de reforços sob a acção sísmica

O reforço de pilares sujeitos à acção sísmica, é efectuado de modo a aumentar a resistência dos pilares ao corte e/ou à flexão. As fibras de carbono aplicadas podem estar sob a forma de tecido, de mantas, de cordões ou de laminados. A selecção dessa forma depende do tipo de reforço que se pretende implantar:

- *Reforço ao corte:* utilizam-se cordões ou tecidos de fibras de carbono aplicados na direcção normal às fissuras de corte que surgem na superfície do betão, de modo a melhorar a resistência ao corte.

- *Reforço à flexão*: neste método aplicam-se tecidos e/ou laminados de carbono. O reforço é colado na direcção do reforço à flexão nas superfícies de betão. O confinamento dos pilares com CFRP conduz à melhoria do comportamento do pilar à compressão.

Actualmente, os reforços aplicados utilizam o reforço ao corte e à flexão individualmente ou em conjunto.

2.5.4.2 - Desenvolvimentos experimentais de métodos de confinamento de pilares sujeitos à acção sísmica, com materiais compósitos

2.5.4.2.1 – Mantas de Tecido de Fibras de Carbono

O desenvolvimento, a validação e a implementação de novos sistemas de confinamento de pilares de betão armado, sujeitos à acção sísmica tem vindo a ser estudado por vários investigadores. Seible et al. (1997), apresentou um trabalho sobre confinamento de pilares danificados com fibras contínuas de carbono. O encamisamento foi aplicado com diferentes espessuras ao longo do comprimento do pilar, tendo sido demonstrado que pilares reforçados com materiais compósitos apresentam um comportamento estrutural semelhante ao dos pilares reforçados tradicionalmente com aço. Paralelamente Norris et al., (1997) estudaram o efeito provocado na resistência de elementos estruturais em função da disposição das fibras plásticas de CFRP.

Xiao et al. (1997), divulgou os resultados de um estudo experimental sobre o reforço de pilares circulares sujeitos à acção sísmica, com a aplicação de compósitos. Foram ensaiados pilares com diferentes disposições do reforço como se indica na Figura 2.36, e um outro pilar testemunho sem reforço, para comparação. O esquema de ensaios está representado na Figura 2.37.

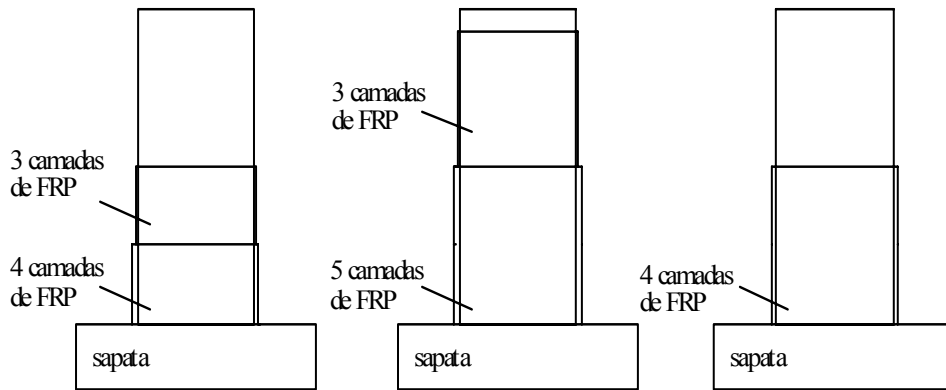


Figura 2.36 – Esquema de reforço.

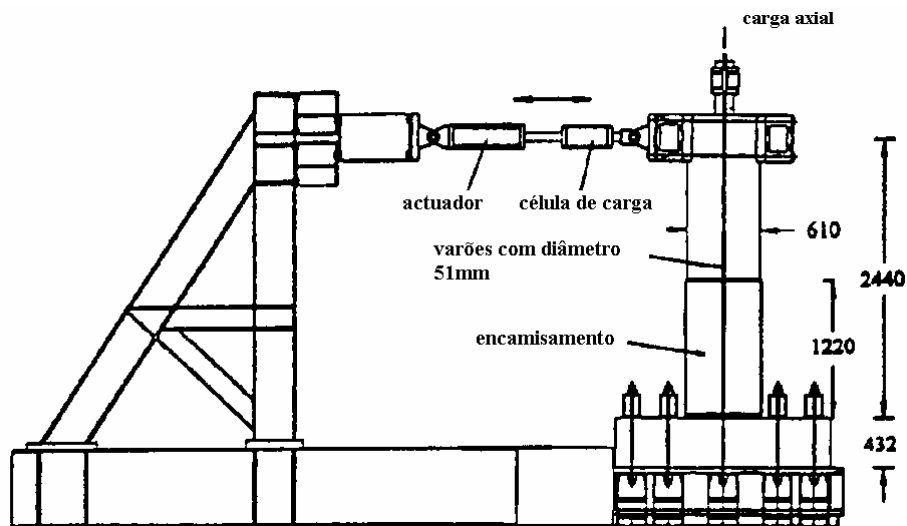


Figura 2.37 – Esquema de ensaio.

Todas as peças foram sujeitas a ciclos de cargas laterais e a uma carga axial constante, a sequência de carregamentos laterais é controlada com base no acréscimo do deslocamento com referência no índice de ductilidade. Foram observados os seguintes comportamentos, (ver Figura 2.38):

- a) no pilar sem reforço, desenvolveu-se uma resposta instável, por rotura prematura das emendas nos varões longitudinais;
- b) os pilares com reforço, quer com quatro ou cinco camadas, apresentaram um comportamento melhor em relação ao pilar não reforçado, o que demonstrou a eficácia do reforço, como se pode comprovar na Figura 2.38b) e na Figura 2.38c), respectivamente. O pilar reforçado com quatro camadas de FRP desenvolveu uma resposta estável até ao primeiro ciclo correspondente a um factor de ductilidade 6.0. O pilar com cinco camadas de FRP consegue

desenvolver uma maior capacidade de carga e um maior factor de ductilidade. Contudo a capacidade de carga do reforço degrada-se gradualmente a partir do factor de ductilidade 6.0. A gradual degradação da capacidade de carga para grandes deslocamentos é devido ao deslizamento das ligações na emenda dos varões longitudinais. Este mecanismo de ligação pode ser considerado aceitável desde que o reforço sísmico adoptado suporte a capacidade de carga a que o pilar está sujeito e a ductilidade não seja comprometida.

- c) Na Figura 2.38d) está representada a resposta do pilar c1 (sem reforço) que depois de ensaiado foi reforçado com 4 camadas de FRP. Comparando os gráficos das Figuras 2.38a), d) podemos verificar que o pilar reforçado apresenta um comportamento melhor que o pilar não reforçado. Contudo a capacidade de carga do pilar reforçado após já ter sido ensaiado é inferior ao do pilar reforçado inicialmente, Figuras 2.38b), d) respectivamente.

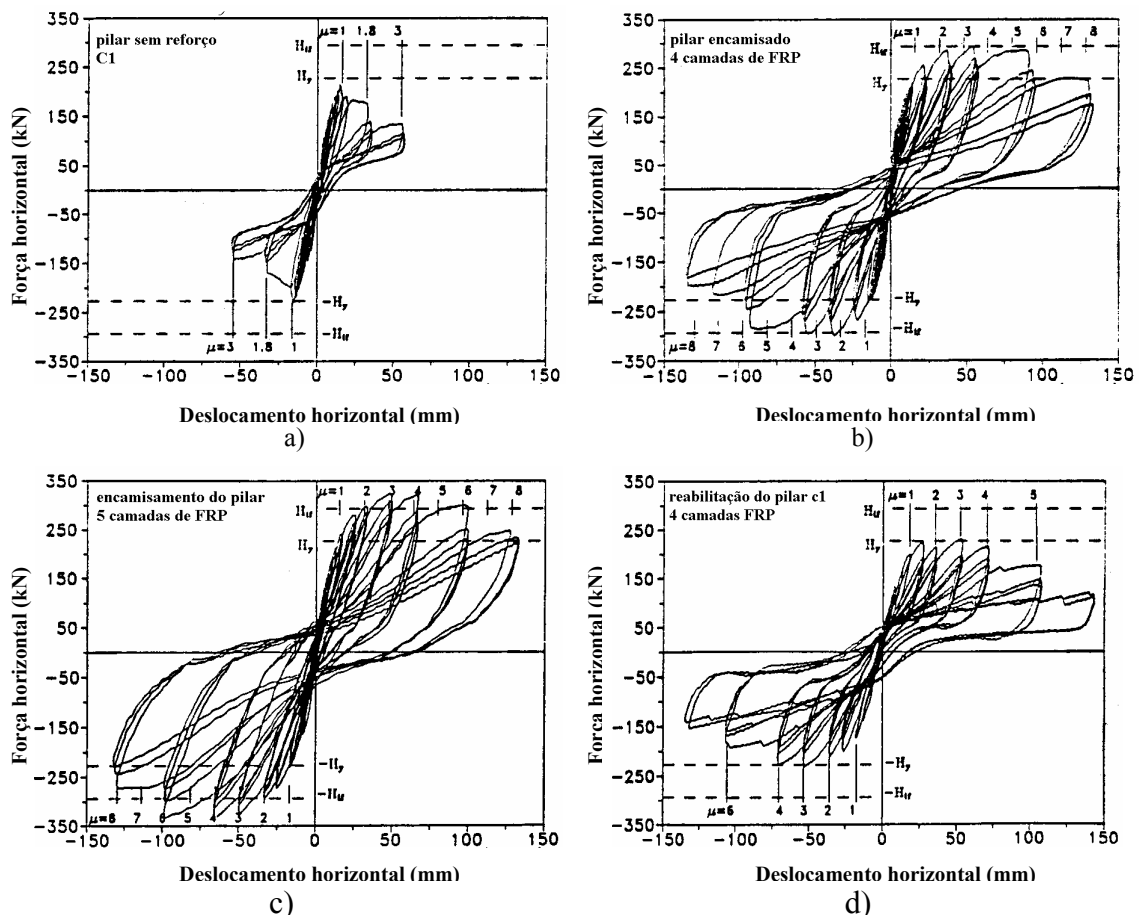


Figura 2.38 – Diagrama de resposta força horizontal-deslocamento.

Seguiram-se outros trabalhos, na área do reforço de pilares sujeitos à acção sísmica de entre os quais se salienta o de GangaRao et al. (1998), onde a principal intenção do seu estudo era avaliar o aumento da resistência à flexão de elementos estruturais quando reforçados com mantas de fibras de carbono.

2.5.4.2.2 – Cordões de Fibras de Carbono

Yoshiro Kobatake (1998) apresentou um trabalho confirmando experimentalmente os efeitos de confinamento de pilares sujeitos à acção sísmica, usando cordões de fibras de carbono (CFRP). Os pilares foram reforçados utilizando cordões de fibras de carbono, ver Figura 2.39 e foi feita a comparação do comportamento de pilares não reforçados, com pilares pouco e muito reforçados. O resultado é apresentado na Fig. 2.40.

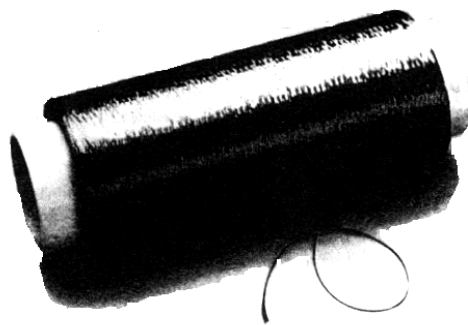


Figura 2.39 – Cordões de fibras de carbono

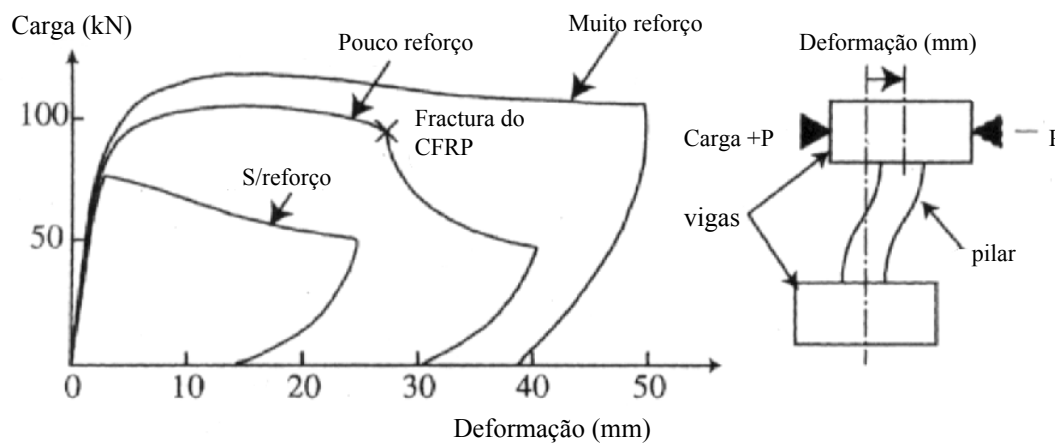


Fig.2.40 – Relação entre carga-deformação.

Deste resultado concluíram que o confinamento de pilares pelo método de envolvimento com cordões de fibras de carbono pode melhorar a resistência aos sismos. O método de confinamento, com CFRP, de pilares de edifícios, de chaminés e de pilares de pontes está a ser desenvolvido. Por ser um material bastante leve, o trabalho de reforço com CFRP é de aplicação cómoda, ver Figura 2.41. É necessário uma revisão do pré-código sobre o reforço sísmico de estruturas com CFRP. A procura de reforço à acção sísmica com CFRP espera-se que seja crescente. Para isso é necessário que se continue a desenvolver a investigação de técnicas que melhorem o trabalho de reabilitação com CFRP.

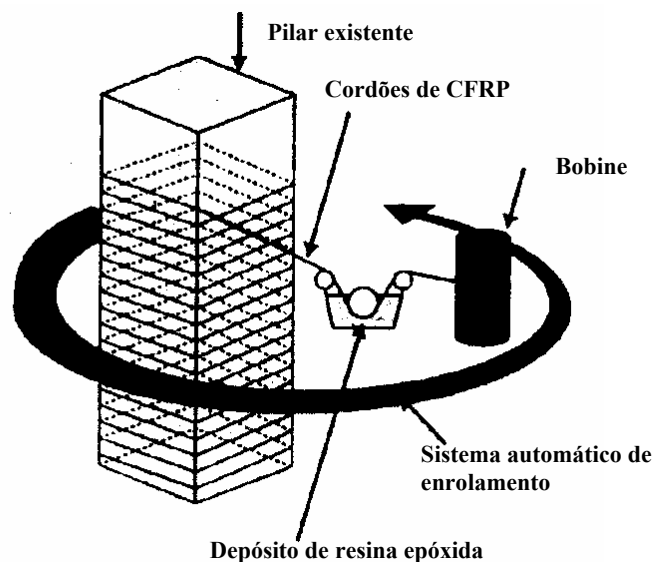


Figura 2.41 – Reforço de pilares com cordões de CFRP.

2.5.4.2.3 – Laminados de Carbono

O reforço de elementos estruturais também pode ser conseguido com aplicação de laminados de fibras de carbono, colados à superfície de betão, em contraste com o envolvimento do pilar com mantas de fibras. A principal função destes laminados é conferir resistência à flexão ao pilar. E no caso de se pretender aumentar a capacidade resistente do pilar ao esforço transversal, devem-se ainda colar cintas espaçadas em tecido de carbono. Alguns trabalhos desenvolvidos nesta área são os dos investigadores Ross et al. (1999) e Grace et al. (1999).

Um outro tipo de reforço de pilares à acção sísmica é realizado por aplicação de laminados de secção reduzida que são cravados na superfície do betão. Esta técnica é muito recente, pelo que existe pouca informação sobre o seu comportamento.

O professor Zilch e M. Blaschko, da Universidade de Munique, efectuaram ensaios de compressão uniaxial com este tipo de laminados. Dado ser um material de reforço com muito interesse para o trabalho de investigação desenvolvido e apresentado nesta tese vão-se apresentar com algum detalhe os resultados obtidos nestes ensaios:

Para testar o reforço quando colado a superfície do provete de betão e com o laminado inserido dentro do provete, Figura 2.42.

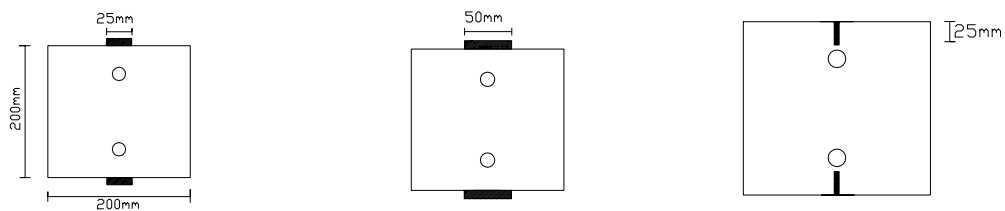


Figura 2.42 – Provetes tipo ensaiados.

Os resultados obtidos estão ilustrados no diagrama tensões/extensões da Figura 2.43.

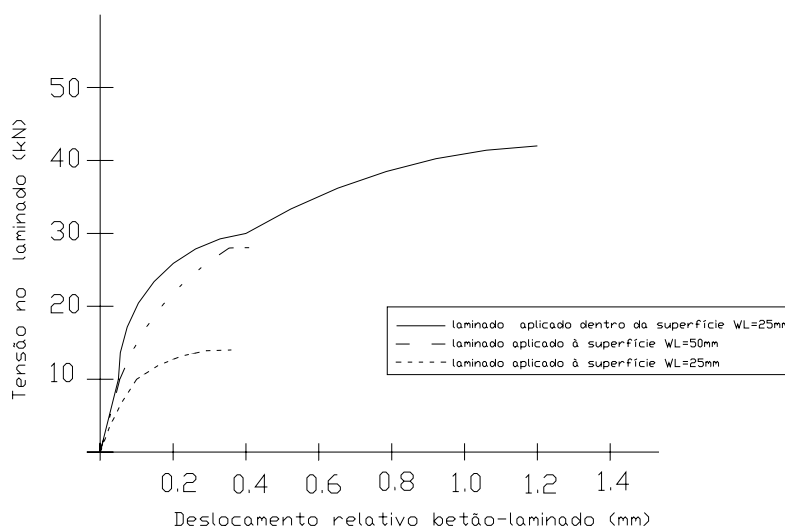


Figura 2.43 – Diagrama tensão/deformação.

Verificou-se que o aumento da capacidade de carga da peça com os laminados inseridos foi três vezes superior à registada com laminados colados nas superfícies laterais da

peça. Estes resultados confirmaram os registados por outros investigadores que mostraram ocorrência de roturas precoces nos sistemas de reforços colados exteriormente. Os principais benefícios da aplicação de laminados inseridos nas peças a reforçar são os seguintes:

1. O laminado pode suportar cargas de tracção e compressão mais elevadas isto é para uma dada carga a secção do laminado pode ser reduzida em comparação como os sistemas colados;
2. A qualidade do substracto é menos importante do que no caso do sistema colados. Em elementos de reduzida capacidade de carga, como é o caso de paredes de alvenaria, a inclusão de laminados nestes elementos proporcionam um reforço mais efectivo que os sistemas colados;
3. A aplicação do laminado deste modo é mais económica do que a sua colagem à superfície, dado que não são necessárias as fases correspondentes à correcção das rugosidades e seu nivelamento. A fase de protecção ao fogo é de mais fácil execução;
4. Em comparação como os sistemas colados, o laminado inserido nos roços realizados na peça estão mais protegidos contra as agressões do meio exterior.

A aplicação de laminados de FRP dentro de fendas previamente abertas nas estruturas a reforçar parece poder substituir o reforço tradicional com aço e viabilizar a reposição do coeficiente de segurança das estruturas.

Conclusões similares foram obtidas por Barros et al. (2000) em para o mesmo grau de desempenho estrutural, as técnicas de reforço através da cravagem de laminados de fibras de carbono no betão de recobrimento aparentam ser de mais fácil execução e aparentemente requerem menor quantidade de material de reforço que as utiliza actualmente.

CAPÍTULO 3

Programa Experimental e Técnicas de Reforço

3.1 – INTRODUÇÃO

Os procedimentos relativos à realização dos modelos de pilares de betão armado, os ensaios cíclicos a que estes foram submetidos e as técnicas de reforço desenvolvidas são descritas neste capítulo.

A técnica de reforço que se propõe é basicamente constituída pela cravação de laminados de fibras de carbono no betão de recobrimento dos elementos de pilar. Comparativamente com técnicas convencionais de reforço, a que se propõe no presente trabalho, é de mais simples execução, exigindo menor quantidade de mão de obra e menor peso de material de reforço, pelo que se julga ser uma alternativa técnica e economicamente viável.

Assim, com os ensaios cíclicos pretendeu-se avaliar a eficiência das técnicas de reforço propostas no âmbito do presente trabalho, quando estes elementos são submetidos à acção combinada de força constante de compressão uniaxial e força cíclica transversal ao eixo do pilar. Este tipo de acção é típica da aplicada em pilares de estruturas submetidas à actuação de um sismo.

3.2 – PROGRAMA EXPERIMENTAL

3.2.1 – Programa de ensaios

Os aspectos mais relevantes da condução dos ensaios são descritos nesta secção. Na figura 3.1 está representado um esquema que sintetiza o programa de ensaios efectuados. É constituído por três séries de ensaios sobre elementos de pilar reforçados

com três percentagens diferentes de armaduras longitudinais. Por cada percentagem de armadura foram ensaiados dois provetes, constituindo um total de 18 elementos de pilar.

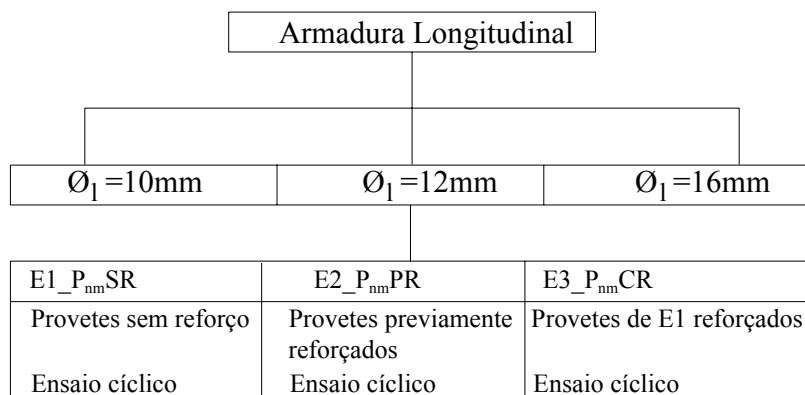


Figura 3.1 – Séries de ensaios.

Os provetes da série E1 após terem sido ensaiados foram reforçados com laminados de fibras de carbono e novamente ensaiados, formando a série E3. Os elementos de pilar da série E2 são previamente reforçados e depois ensaiados. Com as séries E2 e E3 pretendeu-se avaliar a eficiência proporcionada pelos laminados de fibras de carbono no reforço de pilares submetidos a acções cíclicas, quer nos elementos que não sofreram qualquer dano (série E2), quer nos elementos com elevados danos (série E3).

Aos elementos de pilar da série E1 atribuiu-se a mnemónica *PnmSR* em que *n* designa o diâmetro em mm, da armadura longitudinal (10, 12 ou 16) e *m* pode ser *a* ou *b* (dado existirem dois provetes para cada percentagem de armadura longitudinal). O símbolo *SR* significa tratar-se de um elemento “sem reforço”. De forma similar, aos elementos de pilar da série E2 atribuiu-se a mnemónica *PnmPR* em que *n* e *m* têm o significado definido anteriormente e *PR* designa tratar-se de um pilar pré-reforçado. Aos elementos de pilar da série E3 atribuiu-se a designação de *PnmCR* em que *CR* designa tratar-se de um pilar não reforçado que foi previamente ensaiado e que, após a aplicação do reforço, voltou a ser ensaiado.

3.2.2 – Construção dos elementos de pilar

No âmbito deste trabalho, elemento de pilar é entendido como um troço de pilar ligado monoliticamente a uma sapata de betão armado. Estes elementos foram construídos no laboratório de Engenharia Civil (LEC), da Universidade do Minho.

A secção transversal do elemento de pilar é a representada na Figura 3.2. A armadura longitudinal é constituída por quatro varões $\phi 10$, $\phi 12$, $\phi 16$, dispostos nos cantos da secção. As cintas são em varão $\phi 6$, afastadas de acordo com o recomendado pelo REBAP, “Regulamento de Estruturas de Betão Armado e Pré-esforçado”. A armadura convencional utilizada nos elementos de pilar tem propriedades mecânicas idênticas às armaduras utilizadas nos anos 60 e 70 nas estruturas de betão armado. Na secção 4.1.2 estas propriedades são avaliadas e apresentadas. A geometria dos modelos ensaiados está representa na Figura 3.3.

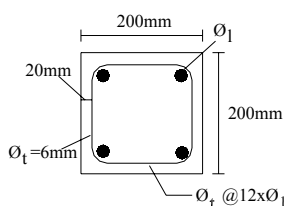


Figura 3.2 – Secção transversal.

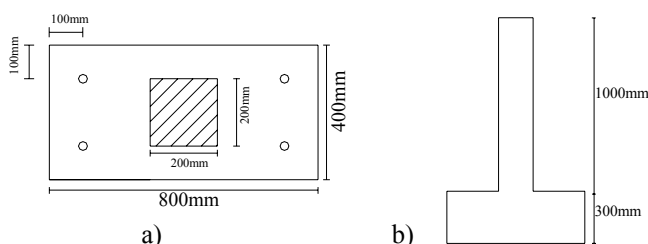


Figura 3.3 – Geometria dos provetes (pilar/sapata): a) planta; b) alçado.

Nas Figuras 3.4 e 3.5 representa-se o molde metálico utilizado na execução dos pilares e nas Figuras 3.6 e 3.7 ilustra-se a armadura do pilar e da sapata. A base do molde é constituída por quatro negativos necessários para a passagem de quatro varões roscados de 20 mm de diâmetro, para fixação da sapata ao bloco de fundação, ver Figuras 3.5.



Figuras 3.4 – Molde metálico.

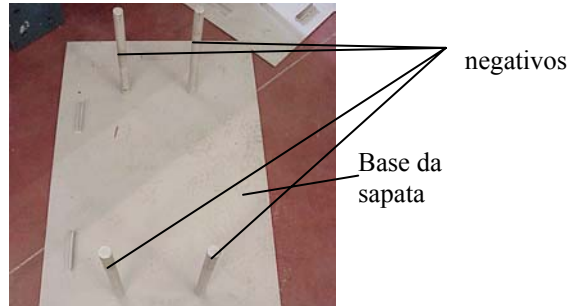


Figura 3.5 – Pormenor da cofragem da sapata.



Figura 3.6 – Armadura do pilar.



Figura 3.7 – Armadura da sapata.

3.2.3 – Sistema de ensaio e equipamento

O sistema de reacção utilizado nos ensaios dos elementos de pilar é constituído por uma estrutura porticada de perfis metálicos e por um bloco de fundação.

O bloco de fundação tem dimensões em planta de $1200 \times 800 \text{ mm}^2$ e 800 mm de altura. As Figura 3.8 e 3.9 mostram o bloco de fundação, o arranjo da armadura utilizada e os varões utilizados para fixação da sapata do elemento de pilar ao bloco de fundação.



Figura 3.8 – Bloco de fundação.



Figura 3.9 – Pormenor do bloco de fundação.

Na Figura 3.10a) e 3.10b) representa-se a estrutura porticada de reacção utilizada nos ensaios. Aplicação das cargas é efectuada por meio de dois actuadores hidráulicos. O actuador de tracção/compressão tem uma capacidade de carga máxima de 100 kN (ver Figura 3.11), sendo responsável pela aplicação da força cíclica horizontal. Na extremidade do pistão deste actuador foi fixada uma célula de carga de tracção/compressão de 250 kN de capacidade máxima de carga, com 0.05% de precisão. Entre a célula de carga e a cabeça do pilar foi aplicado um sistema de rótula espacial, de forma a manter o ponto de aplicação da carga e evitar a introdução de esforços não desejados no actuador (Figura 3.11).

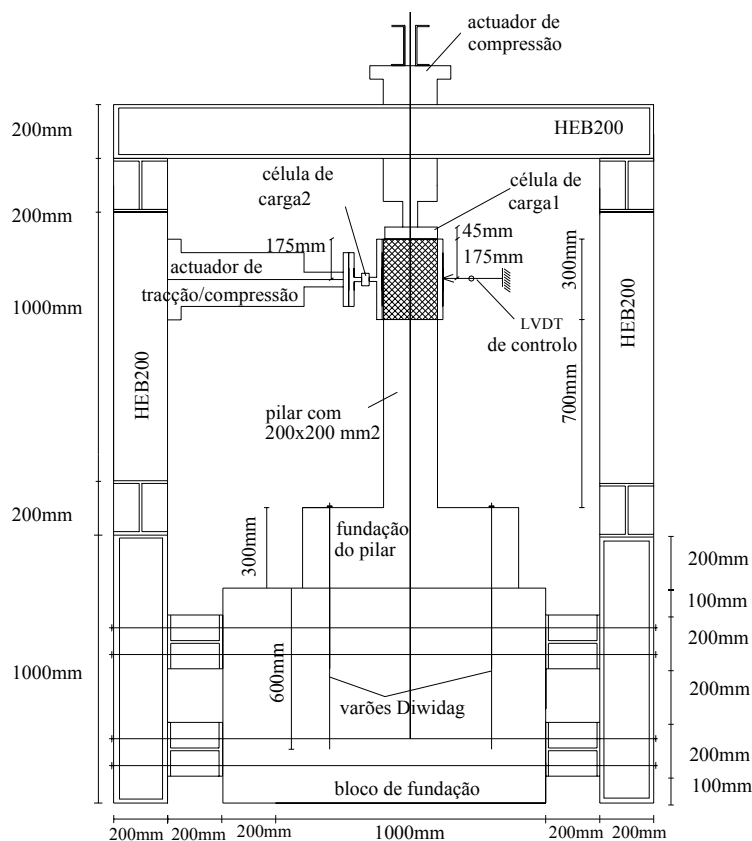


Figura 3.10 a) – Esquema do sistema de ensaio: vista em planta.

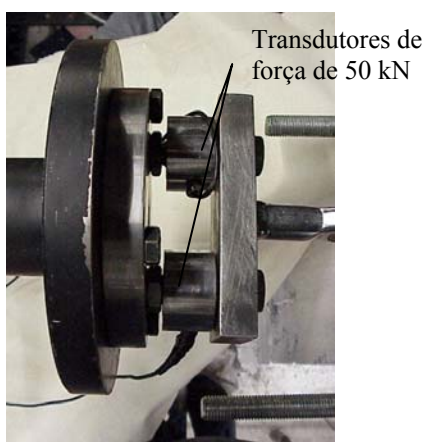


Figura 3.13 – Transdutores de força de capacidade máxima de carga de 50 kN.

Para medir a deformabilidade do elemento de pilar foram dispostos transdutores de deslocamento de acordo com o esquema representado na Figura 3.14. Nesta figura também se assinala a posição dos extensómetros aplicados nos laminados de fibras de carbono, de forma a ser registado o seu estado de deformação.

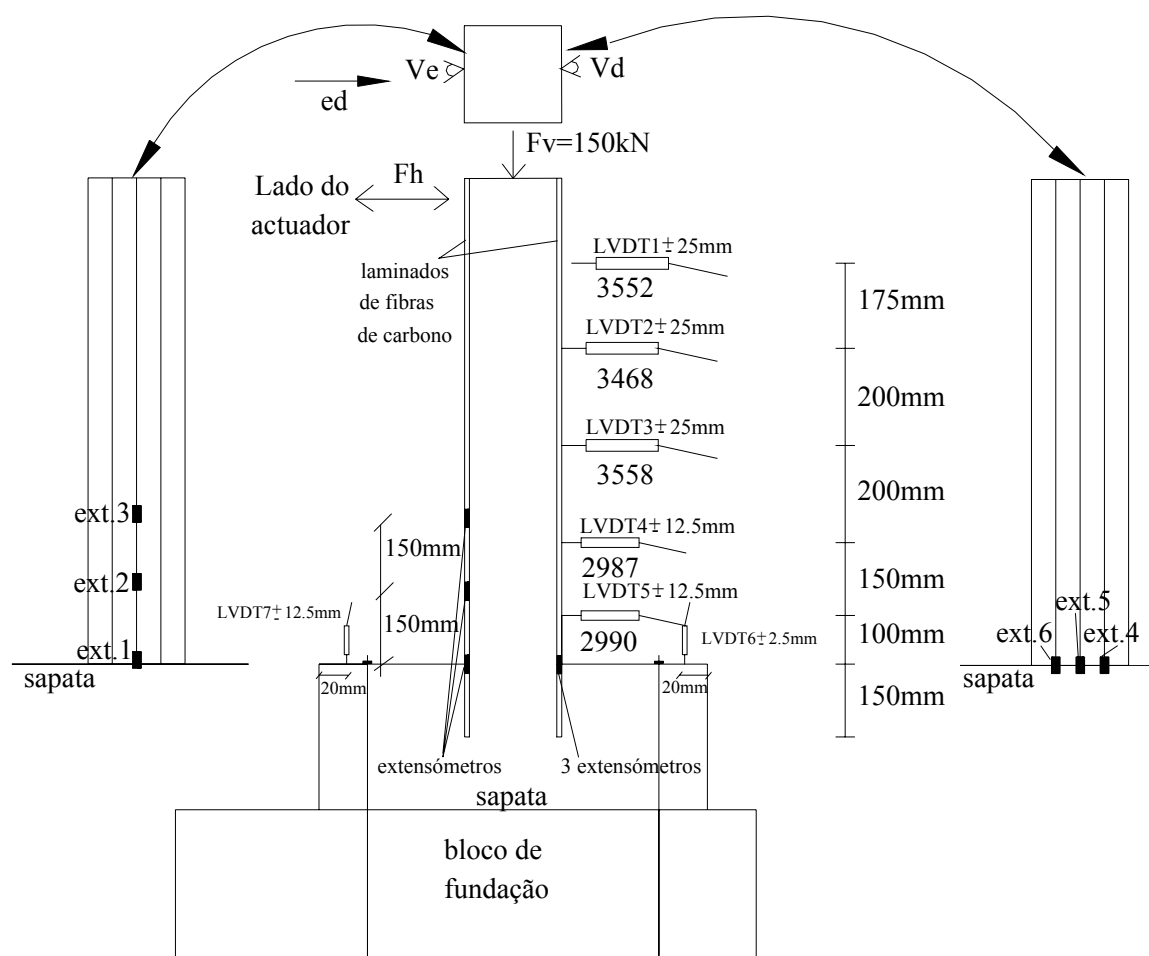
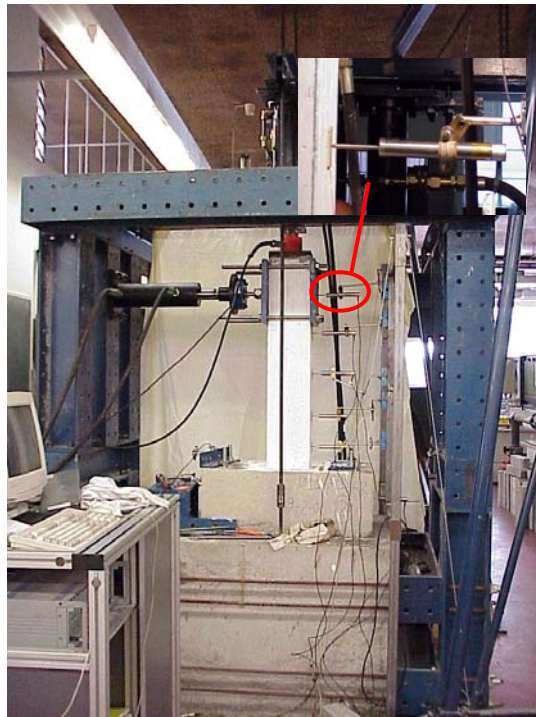


Figura 3.14 – Transdutores de deslocamentos e extensómetros aplicados.

A Figura 3.15 inclui uma foto da disposição dos transdutores ao longo do pilar. O carregamento cíclico é controlado por um transdutor de deslocamentos de 50 mm de campo, com 0.05% de precisão, aplicado ao nível do actuador que introduz a força horizontal no elemento de pilar (LVDT1, ver Figuras 3.14 e Figuras 3.15). A velocidade de deformação utilizada nos ensaios foi de 9 mm por minuto. O ensaio foi controlado por um equipamento que tem vindo a ser desenvolvido nos últimos anos (Freitas et al., 1998).



Figuras 3.15 – Sistema de ensaio.

3.3 – REFORÇO

Na última década os convencionais sistemas de reforço para pilares têm vindo a ser substituídos por materiais compósitos de fibras de carbono e de vidro, dado o elevado valor dos factores resistência/peso e rigidez/peso, e dada a elevada resistência à corrosão, leveza e durabilidade.

A técnica de reforço que se desenvolve neste trabalho consiste na aplicação de tiras de laminados de fibras de carbono, com secção transversal de $9.55 \times 1.46 \text{ mm}^2$, no reforço à flexão de pilares. Este tipo de reforço associa os benefícios da rapidez de execução do

reforço à economia de material, prevendo-se um significativo aumento da resistência à flexão. Este tipo de reforço é apropriado apenas a pilares com modo de rotura por flexão.

3.3.1 – Técnica de reforço

Na figura 3.16 representa-se o esquema do reforço aplicado nos elementos de pilar/sapata. As tiras de laminados de fibras de carbono são inseridas em ranhuras efectuadas no betão de recobrimento do elemento de pilar. Os laminados são fixos ao betão por intermédio de uma resina epóxida introduzida previamente nessas ranhuras. De forma a garantir ancoragem aos laminados, estes foram inseridos em orifícios efectuados na sapata.

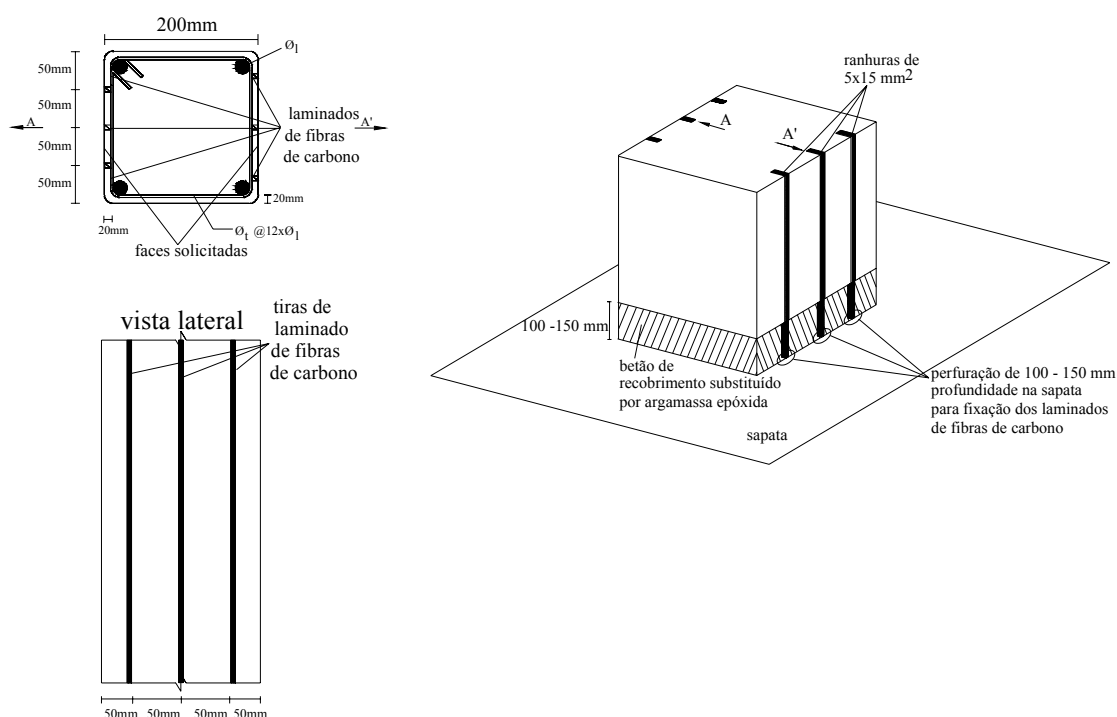
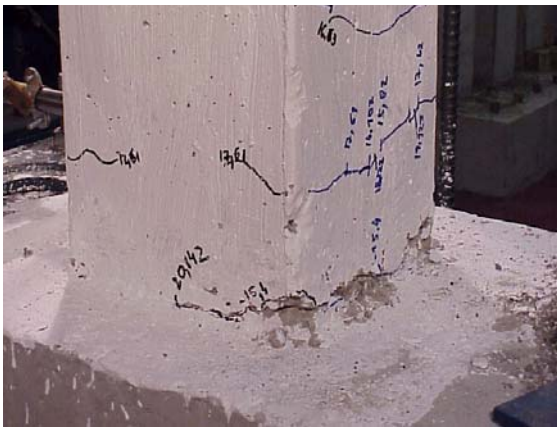


Figura 3.16 – Sistema de reforço aplicado nos pilares ensaiados.

Para além da fixação dos laminados de fibras de carbono ao pilar também se procedeu ao tratamento da zona da rótula plástica. Durante a série de ensaios E1 o pilar ficou muito danificado na zona de transição entre a sapata e o pilar e parte do betão de recobrimento fragmentou-se, desenvolveu-se uma rótula nessa zona (ver Figuras 3.17 e 3.18).

Para reabilitar esta zona foi necessário proceder à remoção do betão de recobrimento e sua substituição por uma argamassa epóxida (ver Figura 3.16). Esta argamassa foi também utilizada para selagem dos orifícios efectuados na sapata para fixação dos laminados (as características e propriedades desta argamassa são tratadas no capítulo 4). O mesmo procedimento foi empregue nos pilares reforçados previamente, uma vez que para se poder proceder à aplicação dos laminados o betão de recobrimento teve de ser removido num comprimento próximo entre 100 – 150 mm.



Figuras 3.17 – Início da formação da rótula plástica.



Figuras 3.18 – Fragmentação do betão de recobrimento na zona da rótula plástica.

3.3.2 – Tratamento da superfície do pilar

Os laminados de fibras de carbono foram inseridos em ranhuras efectuadas no betão de recobrimento do pilar. A abertura destas ranhuras está ilustrada na Figura 3.19. A Figura 3.20 mostra o desmonte do betão de recobrimento da zona da rótula plástica e a realização dos furos na sapata, no alinhamento dos ranhuras efectuadas no pilar, para fixação dos laminados à sapata. O comprimento destes furos foi de aproximadamente 100 mm.



Figura 3.19 – Abertura das ranhuras nos pilares.



Figura 3.20 – Desmonte da zona de selagem e abertura dos orifícios de ancoragem dos laminados.

Após a abertura das ranhuras procedeu-se à sua limpeza com jactos de ar comprimido (ver Figura 3.21) e pincel de aço (ver Figura 3.22).



Figura 3.21 – Limpeza dos orifícios com jactos de ar comprimido.



Figura 3.22 – Limpeza dos orifícios com pincel de aço.

3.3.3 – Aplicação dos extensómetros nos laminados

Para medir o estado de deformação dos laminados foram aplicados seis extensómetros eléctricos com resistência de 120Ω , comprimento de 6 mm com referência 1-LY11-6/120A, da HBM, (ver Figura 3.23). A disposição dos extensómetros foi indicada na Figura 3.14.

3.3.3.1 – Materiais aplicados

Na aplicação dos extensómetros nos laminados foram utilizados os seguintes materiais:

1. Material de limpeza do laminado aplicado previamente à colagem do extensómetro: composto ácido e composto alcalino (neutralizador do ácido), (ver Figura 3.24);
2. Adesivo instantâneo, do tipo LOCTITE-401, para colagem do extensómetro ao laminado (ver Figura 3.25);
3. Caixa de condicionamento de sinal dos extensómetros (ver Figura 3.26).

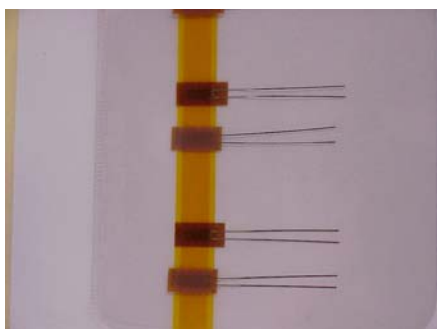


Figura 3.23 – extensómetros eléctricos.



Figura 3.24 – Material de Limpeza.



Figura 3.25 – Adesivo tipo LOCTITE-401.

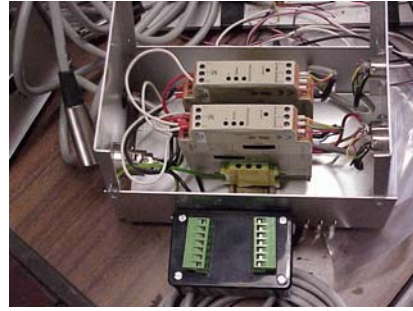


Figura 3.26 – Caixas de condicionamento de sinal.

A aplicação dos extensómetros aos laminados foi feita da forma seguinte:

1. Por intermédio do composto ácido procedeu-se à limpeza dos laminados nas zonas de colagem dos extensómetros;
2. Limpeza dos laminados de fibras de carbono com o composto alcalino do ácido;
3. Aplicação e colagem do extensómetro;
4. Ligação dos terminais ;
5. Ligação dos extensómetros às caixas de condicionamento de sinal, (ver Figura 3.26).

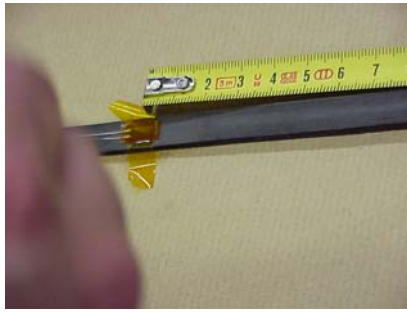
A Figura 3.27 mostra a sequência dos procedimentos envolvendo a aplicação dos extensómetros aos laminados.



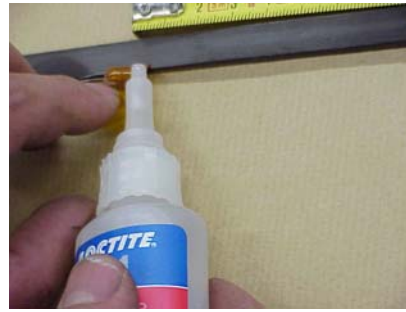
composto ácido



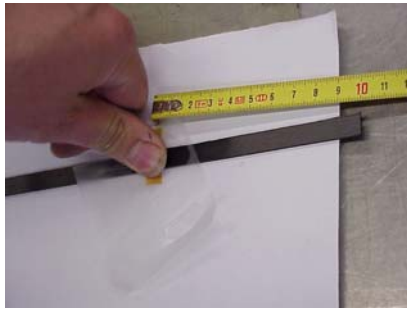
composto neutralizador do ácido



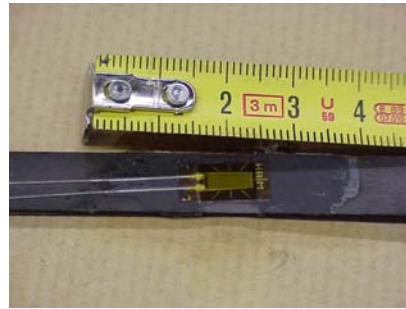
Aplicação do extensómetro



Colagem do extensómetro ao laminado



Colagem do extensómetro ao laminado



Ligação dos terminais



Ligação dos terminais.

Figura 3.27 – Procedimentos na aplicação dos extensómetros aos laminados de fibras de carbono.

3.3.4 – Fixação dos laminados de fibras de carbono ao pilar

A fixação dos laminados ao pilar foi efectuada por intermédio de uma cola epóxida, fornecida pela empresa Biu Internacional (ver Figura 3.28). A sequência de aplicação foi a seguinte:

1. Preparação da resina: mistura dos dois componentes A+B, na razão de 2/1 segundo a nota técnica do fabricante, sendo o componente A constituído por resina epóxida e o componente B pelo acelerador de endurecimento da resina. Na Figura 3.29 pode ver-se o aspecto deste composto durante a mistura dos seus dois componentes;



Figura 3.28 – Resina epóxida - tipo ARTICOL.



Figura 3.29 – Preparação da resina epóxida.

2. Aplicação da resina nas ranhuras do pilar e cravagem do laminado, (ver Figura 3.30 e 3.31).



Figura 3.30 – Aplicação da resina epóxida nas ranhuras.

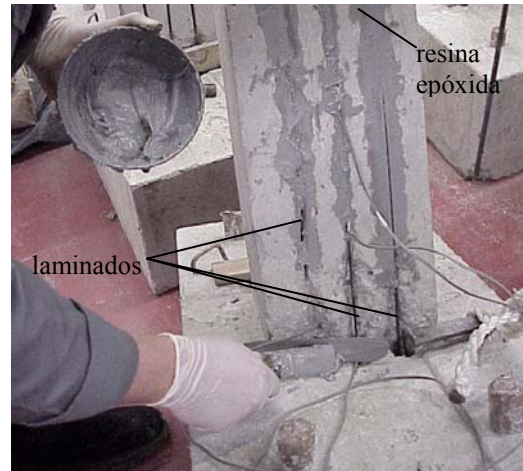


Figura 3.31 – Pilar reforçado com os laminados de fibras de carbono.

3.3.5 – Selagem dos orifícios das sapatas

Como já foi referido na secção 3.3.1, os pilares ensaiados antes da aplicação do reforço ficaram muito danificados na zona da sua ligação à sapata (ver Figura 3.17 e 3.18), pelo que o betão de recobrimento desta zona foi retirado e substituído por uma argamassa epóxida. Este material também foi aplicado no enchimento dos orifícios efectuados na sapata para fixação dos laminados. Estes orifícios ficaram com comprimento e diâmetro próximos de 100 mm e 20 mm, respectivamente. A sequência dos procedimentos utilizados na aplicação da argamassa epóxida no pilar é a seguinte:

1. Preparação da mistura epóxida: mistura dos dois componentes A+B, na razão de 2/1 segundo a nota técnica do fabricante, sendo o componente A constituído por resina epóxida e o componente B pelo acelerador de endurecimento da resina (ver Figura 3.32);
2. À quantidade preparada em 1. (em peso) adiciona-se 3 partes (em peso) de areia fina lavada, obtendo-se o que se designa por argamassa epóxida (ver Figura 3.33 e 3.34);
3. Aplicação da argamassa na zona da rótula plástica do pilar e nos orifícios da sapata (ver Figura 3.35).



Figura 3.32 – Mistura dos componentes A+B.



Figura 3.33 – Adição da areia ao composto A+B.



Figura 3.34 – Argamassa epóxida.



Figura 3.35 – Aplicação da argamassa epóxida na zona da rótula plástica e nos orifícios da sapata.

3.3.6 – Aplicação de faixas de tecido de carbono

No âmbito do presente trabalho apenas estava previsto a aplicação dos laminados de fibras de carbono, como material de reforço. Contudo, durante a abertura das ranhuras para aplicação dos laminados foi necessário cortar um dos estribos em três pilares, dado que na altura da betonagem destes pilares não ficou garantido o recobrimento de 20 mm. O reforço proporcionado pelos estribos ($\phi 6$) foi garantido pela aplicação de duas faixas de tecido de fibras de carbono 240, com 25 mm de largura e empalme de 150mm. A área da secção do tecido foi determinada igualando a força que um ramo de estribo garante no início da cedência do aço, à força suportada pelo tecido na sua rotura:

$$A_s \times f_{syd} = A_t \times f_{tyd}$$

onde

$$A_s = \text{área de aço de um varão } \phi 6 = 0.28 \text{ cm}^2$$

$$f_{syd} = \text{tensão de cedência do varão } \phi 6 = 352.4 \text{ MPa}$$

$$A_t = \text{área de tecido de fibras de carbono } 240 = ?$$

$$F_{tyd} = \text{tensão de cedência do tecido de fibras de carbono} = 2000 \text{ MPa}$$

pelo que

$$A_t = \frac{28 * 352.4}{2000} = 5 \text{ mm}^2 \text{ e}$$

Como o tecido tem uma espessura de aproximadamente 0.1 mm, é necessário aplicar duas faixas de tecido de 25 mm de largura, cada uma.

A aplicação deste material de reforço foi feita da seguinte maneira:

1. Corte das faixa de tecido de fibras de carbono na secção do pilar onde o estribo foi cortado, com uma altura de 25 mm e comprimento de 950 mm (ver Figura 3.36);
2. Na zona onde o estribo foi cortado, esmerilar as faces do pilar (ver Figura 3.37) e arredondar as suas arestas com um raio de aproximadamente 10 mm de maneira a garantir boa aderência ao betão e diminuir a concentração de tensões no tecido nas zonas das arestas do pilar (ver Figura 3.38);
3. Aplicação de um primário para uniformização das superfícies dos pilares nas zonas em que existem imperfeições. Foi utilizada a resina epóxida (Multipox) da colagem dos laminados ao pilar (ver Figura 3.39);
4. Nos casos em que se efectue o passo 3 dever-se-á esperar um dia antes de aplicar uma demão da mistura epóxida. Foi utilizada a mesma mistura epóxida (A+B) empregue na selagem da rótula plástica (Articol, ver Figura 3.40);
5. Colagem da 1ª faixa de tecido de fibras de carbono, (ver Figura 3.41);
6. Aplicação de uma demão de mistura epóxida sobre a 1ª faixa de tecido de fibras de carbono (ver Figura 3.42);
7. Passado 12 horas aplicou-se uma outra demão de mistura epóxida sobre a 1ª faixa e colou-se e a 2ª faixa de tecido de fibras de carbono;
8. Por último aplicou-se uma demão de mistura epóxida sobre a 2ª faixa.



Figura 3.36 – Laminado de tecido de fibra de carbono.



Figura 3.37 – Esmerilagem das faces do pilar.



Figura 3.38 – Arredondamento das aresta do pilar.



Figura 3.39 – Aplicação do primário.



Figura 3.40 – Aplicação da uma demão de mistura epóxida.



Figura 3.41 – Colagem da faixa de tecido de fibras de carbono.



Figura 3.42 – Aplicação de uma demão de mistura epóxida sobre a fita.

CAPÍTULO 4

Caracterização dos Materiais

O objectivo essencial deste capítulo é caracterizar os materiais intervenientes na execução dos modelos de pilar e do seu reforço. Os materiais estão agrupados segundo os quatro constituintes principais destes modelos, nomeadamente: o betão, o aço das armaduras, os laminados de fibras de carbono, as argamassas epóxicas e os adesivos de ligação.

4.1 – CARACTERIZAÇÃO DOS MATERIAIS

4.1.1 – Betão

Um dos objectivos do presente trabalho de investigação é desenvolver e analisar sistemas de reforço, técnica e economicamente vantajosos, para pilares de edifícios construídos nas décadas de 60 e 70. O betão dos provetes a ensaiar deve ser semelhante ao empregue na construção de edifícios daquela época, geralmente das classes B15 e B20 (C16/20 segundo o Eurocódigo 2). O betão dessas estruturas que não sofreu danos consideráveis poderá ter actualmente uma resistência substancialmente superior à sua resistência na altura da construção. Contudo, é provável que o betão destas estruturas apresente algum grau de deterioração, pelo que no presente projecto optou-se por um betão com resistência à compressão próxima dos 16 MPa aos 28 dias, com a composição apresentada na Tabela 4.1.

Tabela 4.1 – Composição do betão dos elementos pilar/sapata (kg/m³).

Cimento Secil 32.5 II	Brita (5-15)	Areia (0-5)	Água
250.0	1196.5	797.5	151.5

Em cada amassadura foram preparados quatro provetes cilíndricos para aferir a resistência à compressão aos 28 dias e à data dos ensaios sobre os elementos de pilar. A resistência à compressão foi obtida mediante ensaios de compressão uniaxial sobre provetes cilíndricos de 150 mm de diâmetro e 300 mm de altura. Os ensaios foram realizados numa prensa de compressão de 3000 kN de capacidade máxima de carga (ver Figura 4.1). Para avaliar a resistência à tracção em flexão e o comportamento após fendilhação do betão, foram igualmente preparados, em cada amassadura, quatro provetes prismáticos com dimensões de 850x100x100 mm³. A meio vão do provete, na parte inferior, faz-se um entalhe de 5 mm de largura por 25 mm de altura, a toda a largura do provete, através de uma lamina adiamantada. O equipamento utilizado nos ensaios de flexão está apresentado na Figura 4.2. A descrição pormenorizada deste equipamento e dos procedimentos adoptados neste tipo de ensaios encontra-se em Barros et al. (1999). Nas Tabelas 4.2 e 4.3 incluem-se as médias dos resultados obtidos aos 28 dias e à data de ensaios dos pilares, respectivamente. Nas Figuras 4.3 e 4.4 apresentam-se curvas típicas obtidas nos ensaios de compressão uniaxial e de flexão, respectivamente. Os resultados completos deste ensaios são apresentados no anexo A.



Figura 4.1 – Prensa de compressão.

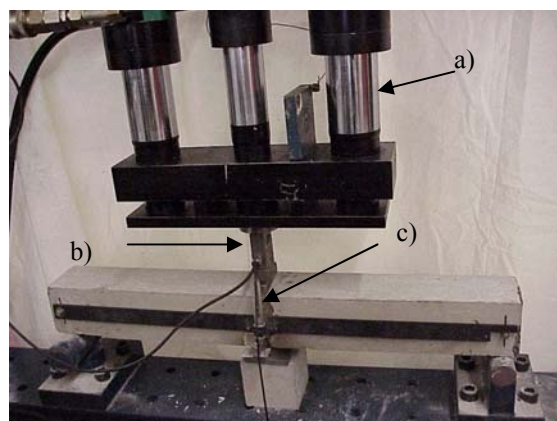
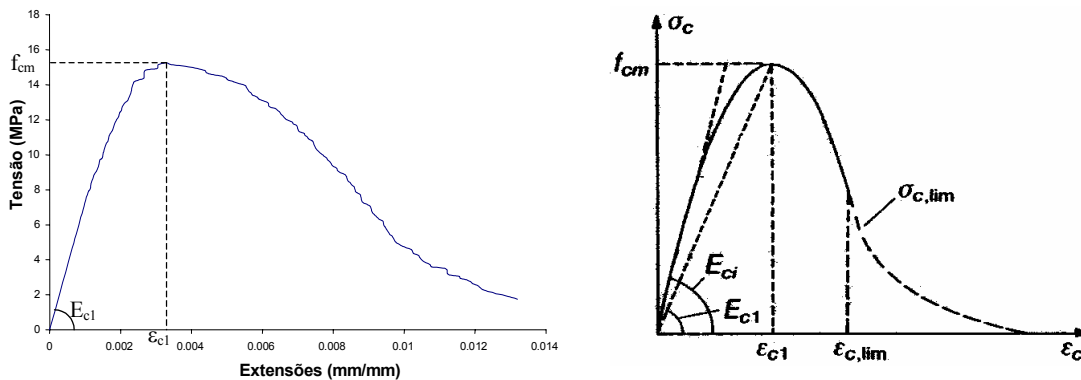
Figura 4.2 – Equipamento de flexão: a) actuador; b) célula de carga de 10kN; c) transdutor de deslocamento de ± 2.5 mm de campo.

Tabela 4.2 – Resistência média do betão à compressão e à tracção em flexão aos 28 dias.

		Aos 28 dias	
		E1 PnmSR	E2 PnmPR
Compressão	Média (MPa)	15.20	17.74
	Desvio Padrão (MPa)	2.84	3.24
	Coeficiente de variação (%)	19	18
Flexão	Média (MPa)	2.58	2.74
	Desvio Padrão (MPa)	0.54	0.45
	Coeficiente de variação (%)	21	17

Tabela 4.3 – Resistência média do betão à compressão e à tracção em flexão na data dos ensaios dos pilares.

		À data de ensaio dos pilares	
		E3 PnmCR (84 dias)	E2 PnmPR (110 dias)
Compressão	Média (MPa)	19.40	21.43
	Desvio Padrão (MPa)	2.78	2.31
	Coeficiente de variação (%)	14	11
Flexão	Média (MPa)	2.92	3.65
	Desvio Padrão (MPa)	0.37	0.29
	Coeficiente de variação (%)	13	8



a) Curva típica do ensaio de compressão uniaxial de um provete cilíndrico de betão. b) Curva típica de um ensaio de compressão uniaxial segundo o Eurocódigo 2, 1991.

Figura 4.3 – Curva típica do ensaio de compressão uniaxial.

De acordo com o Eurocódigo 2, 1990, a tensão de compressão (f_{cm}) para um betão da classe C16/C20 é 16 MPa, o módulo de elasticidade $E_c = 2705$ MPa e a extensão ultima do betão é $\epsilon_{c,1} = 0.0022$.

A Figura 4.3a) mostra o diagrama de tensão-deformação obtido num ensaio de compressão monotónico de um cilindro de betão, os resultados estão de acordo com os valores de referência do Eurocódigo 2. Neste diagrama é possível observar um redução da rigidez antes de se atingir o valor máximo da força, a qual é devida ao desenvolvimento de fissuras no betão. Após se atingir a tensão máxima o diagrama tem um troço descendente, designado por amolecimento (*softening*). A extensão correspondente à máxima tensão é superior à esperada, que segundo o Eurocódigo é 0.0022 e no resultados obtidos é próxima dos 0.0037, devido ao facto da deformação incluir deslocamentos “parasitas”, resultantes da própria deformabilidade da prensa. A leitura destes deslocamentos não desejados teria sido possível se se tivesse lido os deslocamentos entre os pratos da prensa. Contudo, este requisito exige a mobilização de sistemas apropriados que aumentam significativamente o tempo de execução de um ensaio. Como no presente trabalho não é essencial a determinação correcta da deformação do provete de betão, mas sim a sua resistência optou-se por ensaios com dispositivos simples de leitura, conquanto registem os referidos deslocamentos “parasitas”.

A figura 4.4 ilustra a curva típica em ensaios de tracção em flexão em provetes prismáticos com dimensões de $850 \times 100 \times 100 \text{ mm}^3$. O diagrama tem um troço inicial que aparenta ter um comportamento linear, mas se se observar o mesmo troço a uma escala maior verifica-se que tem um comportamento não linear, ou seja, existe microfissuração do provete de betão desde o início do ensaio.

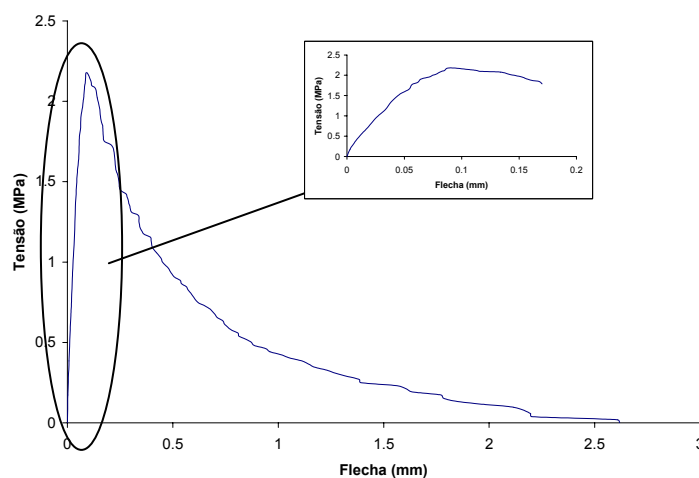


Figura 4.4 – Curva característica do ensaio de tracção em flexão.

O modelo de provete utilizado nestes ensaios com entalhe a meio vão foi proposto por Petersson (1980), ver Figura 4.5. Com este tipo de modelo é possível quantificar a energia de fractura através de ensaios de flexão em três pontos de carga. A energia de fractura G_f define-se como sendo a energia despendida na formação de uma fenda de área unitária. A quantificação da energia de fractura sob controlo de deslocamentos proposta pela RILEM (1985) está representada na Figura 4.6, em que w_0 é o trabalho produzido pela carga F exercida pelo actuador durante a deformação do provete, m_1 é a massa do provete entre os apoios, m_2 é a massa do equipamento que acompanha a deformação do provete durante o ensaio e que não está acoplada ao actuador, $\alpha = L/l-1$ é o parâmetro que corrige o trabalho produzido pelo peso próprio do provete, tendo em conta que L pode ser diferente de l , g é a aceleração da gravidade, δ_u é a flecha última, ou seja, é o deslocamento registado no fim do ensaio, quando $F = 0$, ver Barros, 2000-b.

$$G_f = \frac{W_0 + [m_1(1 - \alpha^2) + 2m_2]g\delta_u}{SF}$$

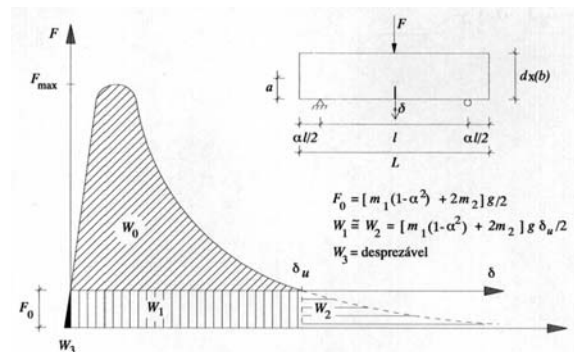
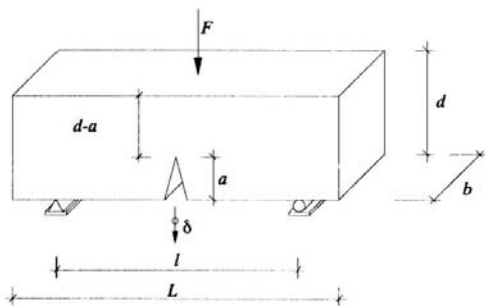


Figura 4.5 – Modelo proposto por Petersson (1980), para ensaios de flexão sob três pontos de carga

Figura 4.6 – Quantificação da energia de fractura segundo a RILEM.

A energia de fractura nos provetes é próxima de $G_f \simeq 80 \text{ (Nm/m}^2\text{)}$, este valor foi calculado através de um programa de cálculo “Convert”, Sena 1998, e está de acordo com os valores previstos pelo CEB.

4.1.2 – Armadura convencional

Os varões utilizados nos elementos de pilar foram ensaiados numa prensa servo-controlada da marca Instron, modelo 4400, do Laboratório de Estruturas e Resistência dos Materiais do Instituto Politécnico de Bragança, seguindo-se as recomendações da norma NP EN 10002. Os resultados incluídos na Tabela 4.4 são a média dos obtidos com três provetes. A figura 4.7 mostra o gráfico tipo para um aço corrente em termos quantitativos. As relações típicas tensão-extensão registadas nas séries de provetes estão apresentadas na Figura 4.8.

Os provetes ensaiados tinham um comprimento de 400 mm e um comprimento entre amarras de 250 mm, a velocidade de deformação foi 6.0 mm/min.

Tabela 4.4 – Valores médios das propriedades mecânicas avaliadas nas armaduras convencionais.

Diâmetro do varão (mm)	f_{sy} (MPa)	f_{su} (MPa)	ϵ_{su} (mm/m)	E_s (GPa)
6	352.4	352.8	0.23	203.7
10	323.3	456.5	0.17	216.9
12	364.8	518.8	0.20	229.7
16	361.6	475.0	0.13	226.9

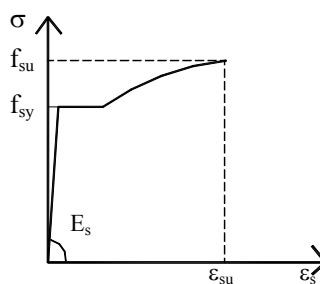


Figura 4.7 – Relação tensão/extensão tipo para o aço corrente

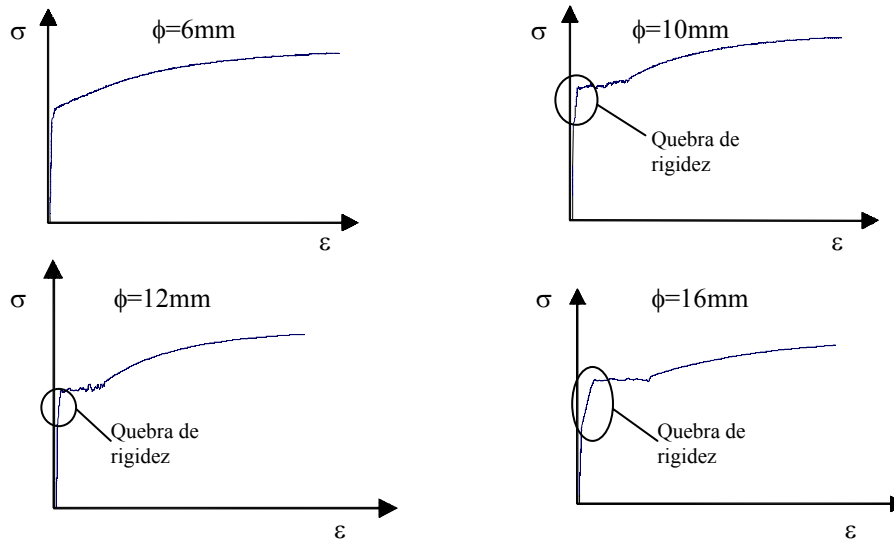


Figura 4.8 – Relações Tensão/Extensão do aço utilizado nos pilares.

A quebra de rigidez observada nos gráficos da Figura 4.8 pode ser explicada pelo facto de, a partir de determinado momento, as deformações registadas no ficheiro de resultados deixaram de ser lidas no “clip-gauge” e passam a ser registadas através do transdutor interno à prensa, em que o erro cometido é superior ao registado pelo “clip-gauche”.

A Figura 4.9 mostra o equipamento utilizado nos ensaios de tracção dos aços e a figura 4.10 ilustra o ensaio de tracção num varão de aço.



Figura 4.9 – Prensa servo controlada, Instron série 4400.



Tracção de um varão de aço



Rotura do provete de aço

Figura 4.10 – Ensaio de tracção dos varões de aço.

4.1.3 – Laminados de fibras de carbono

As tiras de laminados de fibras de carbono aplicadas no reforço dos pilares foram cedidas pela empresa S&P. Estas tiras foram fornecidas em rolos e têm uma secção de 9.55 mm de largura por 1.46 mm de espessura (ver Figura 4.11), estas dimensões são a média de 10 medições efectuadas num metro de comprimento de laminado. Segundo o fabricante este material compósito desenvolve um módulo de elasticidade da ordem dos 150 GPa e uma resistência à tracção próxima dos 1500 MPa.

Os valores destas propriedades do material foram confirmados por intermédio de ensaios de tracção uniaxial, realizados numa prensa servo-controlada da marca Instron, modelo 4208, na Unidade de Materiais Compósitos do INEGI, (ver Figura 4.12). Para tal seguiu-se a norma NP EN 10002 e utilizou-se provetes de 231 mm de comprimento. O módulo de elasticidade foi determinado por intermédio de um extensómetro externo (clip-gauge) fixado na parte central do provete, com um campo de leitura de 50 mm. O ensaio foi efectuado com uma velocidade de 1 mm por minuto. Na Figura 4.13 pode ver-se o sistema de fixação do laminado às amarras da máquina e o extensómetro aplicado. A Figura 4.14 mostra o aspecto final do laminado depois de traccionado, a rotura do laminado foi violenta e frágil, acompanhada de sinais sonoros. Os resultados obtidos nos ensaios estão na Tabela 4.5. Constata-se que o módulo de elasticidade e a tensão máxima são ligeiramente superiores aos valores indicados pelo fabricante. A relação típica tensão-extensão registada nas séries de provetes de tiras de laminados de fibras de carbono está apresentada na Figura 4.15.



Figura 4.11 – Laminados de fibras de carbono.



Figura 4.12 – Prensa servo-controlada, Instron série 4208.

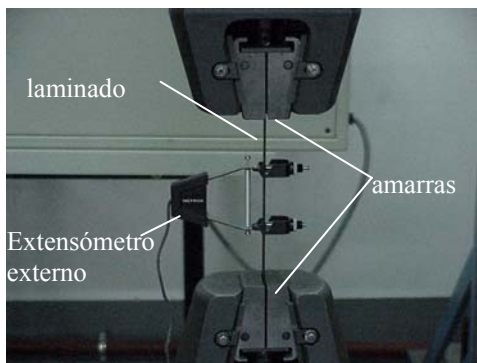


Fig. 4.13 – Ensaio à tracção de laminados de fibras de carbono.



Fig.4.14 – Aspecto final do laminado de carbono após ter sido ensaiado.

Tabela 4.5 – Valores médios das propriedades das tiras de laminados de fibras de carbono (dois provetes).

Carga Máxima (kN)	Tensão máxima (MPa)	Extensão à tensão máxima (mm/mm)*	Módulo de elasticidade (GPa)
22.74	1596	0.0265	160.9
22.19	1550	0.0261	156.5

* extensão obtida com o deslocamento registado no transdutor interno da prensa.

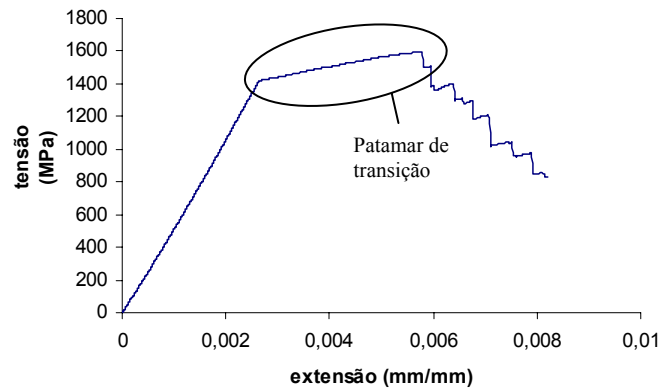


Fig. 4.15 – Relação típica tensão-extensão nos provetes de laminados de fibras de carbono.

A curva tipo representada na Figura 4.15 relaciona tensões-extensões em provetes de laminados de fibras de carbono, apresenta um patamar de transição devido a que inicialmente (até $\varepsilon = \pm 0.002$) as deformações foram registadas por um extensómetro externo “clip-gaughe” e depois passaram a ser registadas pelo transdutor de deslocamentos interno da prensa.

4.1.4. – Argamassa epóxida

Esta secção é dedicada à caracterização mecânica da argamassa epóxida utilizada na zona da rótula plástica do elemento de pilar e no enchimento dos orifício da sapata (ver secção 3.3.5).

A resistência à compressão e à tracção em flexão desta argamassa epóxida foi avaliada efectuando ensaios de flexão e de compressão em provetes prismáticos com dimensões $160 \times 40 \times 40 \text{ mm}^3$, às 48h e aos 28 dias, tendo-se seguido as recomendações da norma NPEN 196-1 de 1990, “*Método de ensaio de cimentos – determinação das resistências mecânicas*”. Os resultados obtidos estão apresentados na Tabela 4.6.

Tabela 4.6 – Resistência à compressão e à tracção em flexão em provetes de argamassa epóxida.

	Resistência à compressão		Resistência à tracção em flexão	
	Às 48 horas	Aos 28 dias	Às 48 horas	Aos 28 dias
Média (MPa)	43.75	51.71	33.93	35.40
Desvio padrão (MPa)	2.14	0.47	0.57	1.70
Coef. Variação (%)	4.90	0.90	1.70	4.70

Para realizar este tipo de ensaios foram utilizados os seguintes equipamentos:

- máquina universal de compressão em prismas (LEC), ver Figura 4.16
- máquina universal de flexão em prismas, da Leonard Farnell (LEC), ver Figura 4.17



Figura 4.16 – Máquina universal de ensaios à compressão.



Figura 4.17 – Máquina universal de ensaios à flexão.

As propriedades de aderência da argamassa epóxida ao betão foi ainda avaliada colando as duas partes de provetes de $850 \times 100 \times 100 \text{ mm}^3$, com um entalhe a meio vão de 25 mm de altura e 5 mm espessura, ensaiados previamente para caracterizar o comportamento à tracção em flexão do betão dos pilares ensaiados, (ver figura 4.18 e 4.19). Após colados, os provetes voltaram a ser ensaiados, (ver figura 4.20) tendo-se obtido os resultados apresentados na Tabela 4.7. A idade da argamassa epóxida à data dos ensaios era de 12 dias. Da análise dos resultados obtidos constata-se um aumento da resistência à tracção em flexão após a colagem dos provetes com a argamassa epóxida. A superfície de fractura desenvolve-se no betão, na interface com a argamassa epóxida (ver Figura 4.21). Contudo, esta superfície tem agora maior desenvolvimento, justificando o aumento da resistência à tracção em flexão.



Figura 4.18 – Provetes prismáticos previamente ensaiados à tracção em flexão.



Figura 4.19 – Provetes prismáticos colados com argamassa epóxida.



Figura 4.20 – Ensaio de flexão dos provetes prismáticos colados com argamassa epóxida



Figura 4.21 – Zona fractura.

Tabela 4.7 – Resistência à tracção em flexão nos provetes colados com a argamassa epóxida.

Provete	Resistência à tracção em flexão (MPa)		
	Aos 28 dias	À data dos ensaios dos pilares	Prismas “colados”
P10aSR	2.19	2.96 (92 dias)	4.87 (121 dias)
P12bSR	2.34	3.25 (92 dias)	4.43 (114 dias)
P12bPR	2.81	3.80 (84 dias)	4.30 (93 dias)
Pilar*	3.61	NQ	5.16 (86 dias)

* – pilar não ensaiado; NQ – não quantificado.

Nota: a designação dos provetes encontra-se na secção 3.2.1

Para determinar do modulo de elasticidade e a energia de fractura da argamassa epóxida foram efectuados ensaios de tracção em flexão, iguais aos descritos para as vigas de betão na secção 4.1.1. Para tal prepararam-se cinco provetes prismáticos com dimensões de $160 \times 40 \times 40 \text{ mm}^3$. A meio vão do provete, na parte inferior fez-se um entalhe de 5 mm de largura por 20 mm de altura, em toda a largura do provete (ver Figura 4.22). O ensaio foi efectuado com controlo de deslocamentos e a idade dos provetes era de cinco dias. As Figura 4.23 a 4.25 ilustram as fases do ensaio da argamassa epóxida.

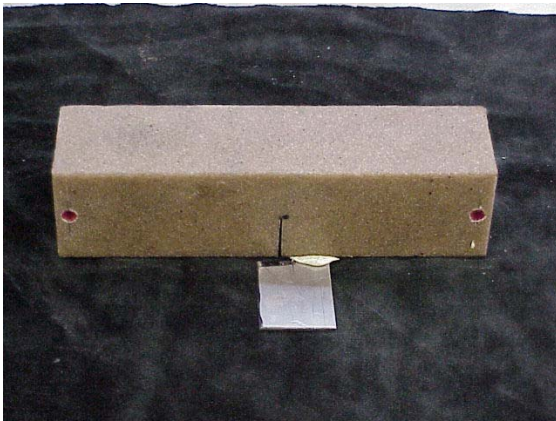


Figura 4.22 – Provette de argamassa epóxida.



Figura 4.23 – Ensaio de flexão.

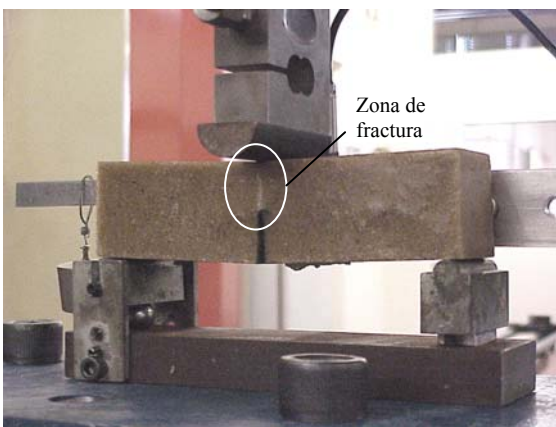


Figura 4.24 – Zona de fractura

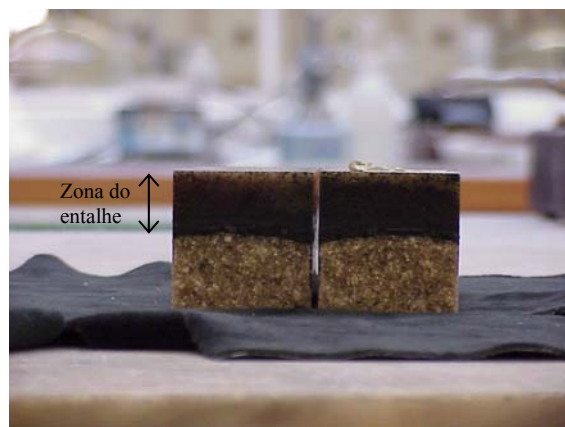


Figura 4.25 – Aspecto final do provete ensaiado

A relação tipo tensão/flecha para a argamassa epóxida está representada na Figura 4.26. A energia de fractura média dos cinco provetes de argamassa epóxida, determinada pelo mesmo programa utilizado nos provetes de betão, é $G_f = 1530 \text{ Nm/ m}^2$ e o módulo de elasticidade médio é $E \simeq 5.0 \text{ GPa}$.

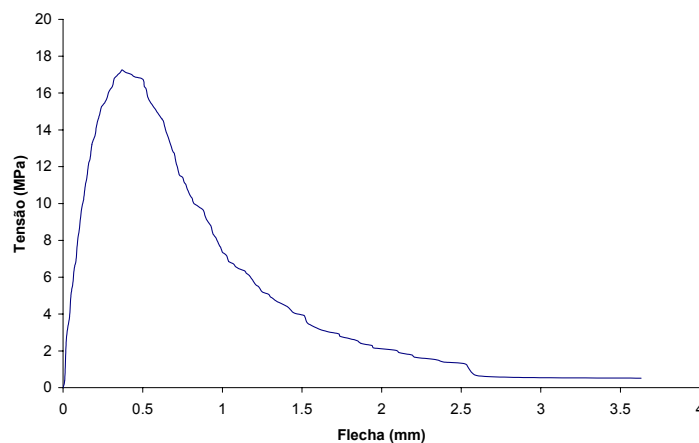


Figura 4.26 – Relação tipo Tensão/Flecha da argamassa epóxida.

CAPÍTULO 5

ENSAIOS EM ELEMENTOS DE PILAR

5.1 – INTRODUÇÃO

Neste capítulo, apresentam-se e analisam-se os resultados obtidos nas três séries de ensaios cíclicos efectuados com elementos de pilar de betão armado. A técnica de reforço à flexão aplicada e os procedimentos utilizados nos ensaios foram descritas no capítulo 3 e a caracterização dos materiais empregues na execução dos elementos de pilar encontra-se no capítulo 4.

5.2 – PROCEDIMENTO DE ENSAIO

Nesta secção, são descritos alguns dos aspectos mais relevantes da condução dos ensaios.

Antes de se iniciarem os ensaios, aplicou-se uma força axial de compressão no pilar de 150 kN por intermédio de um actuador de compressão (ver secção 3.2.3). Dado que esta acção não era controlada por software, sofreu flutuações ao longo do ensaio, da ordem de ± 5 kN em torno do valor desejado (ver na Figura 5.1). A força vertical de 150 kN foi responsável pela introdução de uma tensão de compressão no betão de 3.75 MPa.

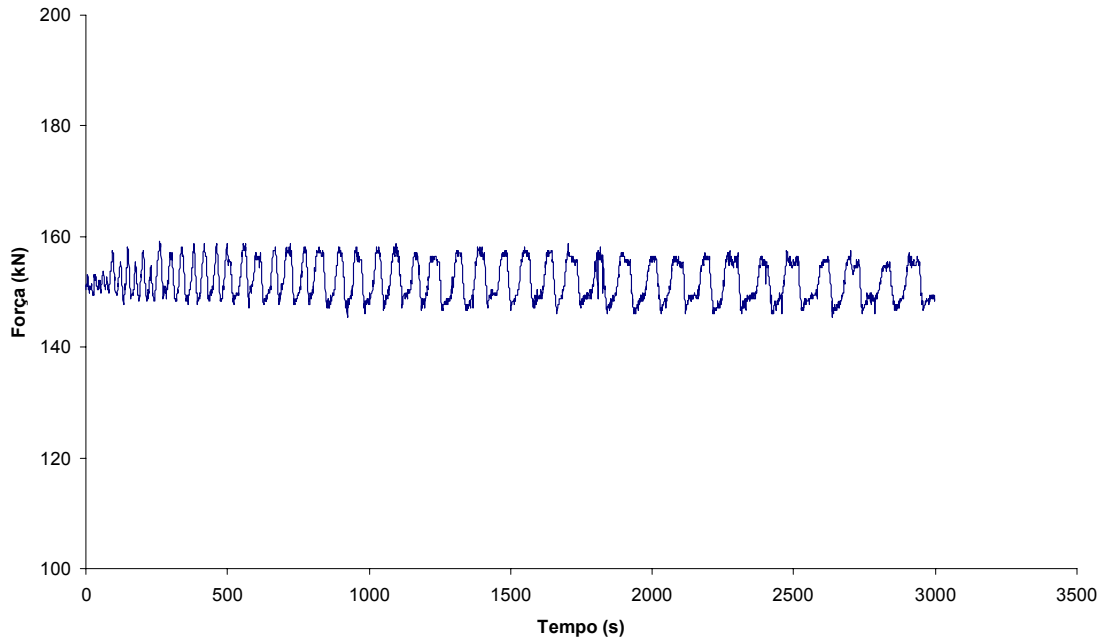


Figura 5.1 – Gráfico Força/Tempo da carga de compressão aplicada num dos elementos de pilar ensaiado.

De seguida, por meio de um actuador de tracção/compressão, foi aplicada a força horizontal controlada por um transdutor de deslocamentos segundo uma predeterminada história de carga.

5.2.1 – Descrição da história de carga

Alguns tipos de histórias de carga utilizados em ensaios de estruturas ou em elementos de betão armado sob acções cíclicas estão apresentados na Figura 5.2, (Gomes, 1992).

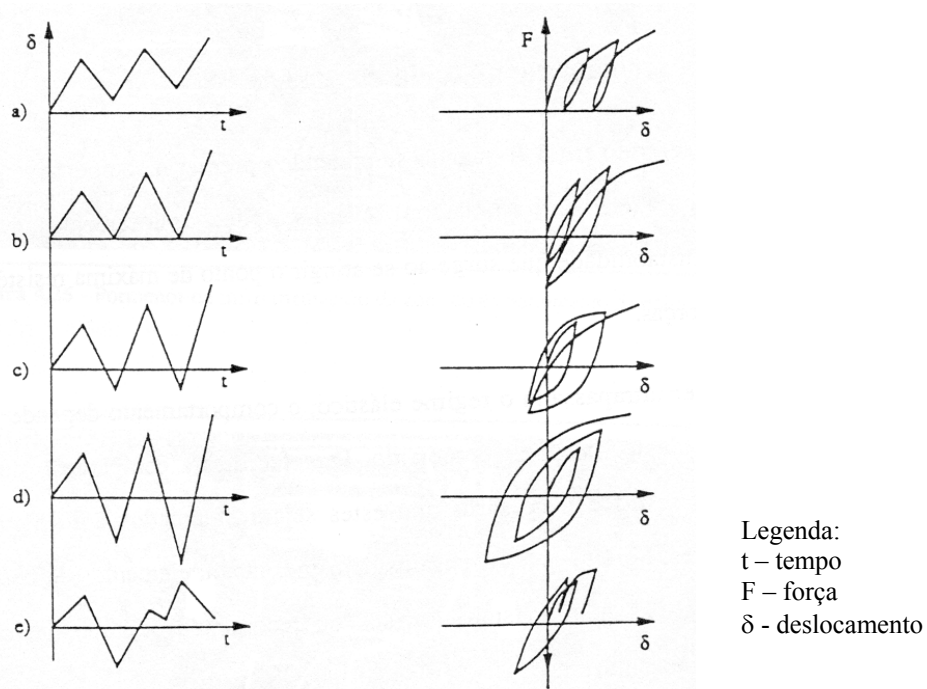


Figura 5.2 – Tipos de carregamentos para ensaios sob ações cíclicas, (Gomes, 1992):

- sem inversão do sinal de força;
- com inversão do sinal de força, não invertendo o sinal do deslocamento;
- inversão parcial do deslocamento;
- amplitude do deslocamento simétrico (deslocamentos alternados);
- história típica de deslocamentos de um sinal sísmico.

No presente estudo, os elementos de betão armado foram ensaiados utilizando o carregamento simétrico (alternado), Figura 5.2d). Optou-se por uma história de carga com três repetições e com amplitudes crescentes do deslocamento, conforme se ilustra na Figura 5.3.

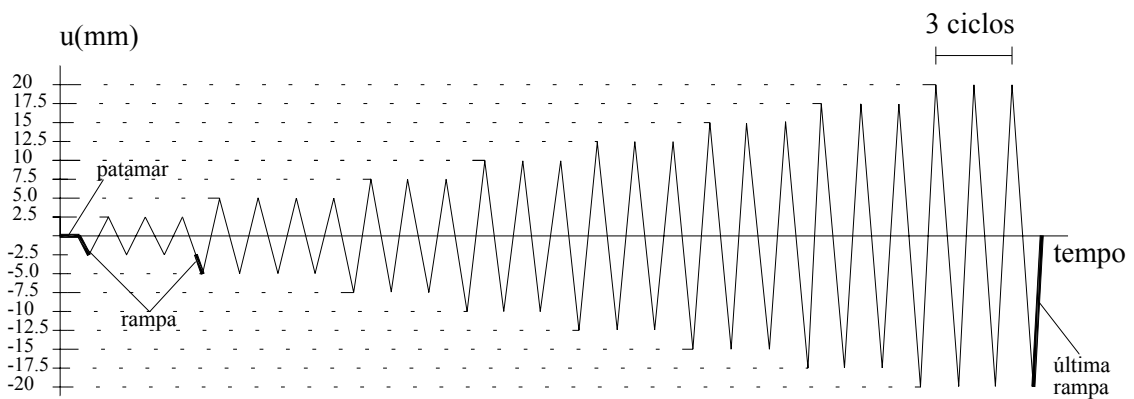


Figura 5.3 – História de carga utilizada nos ensaios.

O primeiro procedimento de ensaio é um patamar em que, sob controlo de deslocamentos, se tenta estabilizar a força horizontal. Segue-se uma rampa com a duração de 17 segundos que provoca um deslocamento no pilar de 2.5 mm, medido no transdutor controlo de deslocamento, colocado no eixo de actuação da carga horizontal (LVDT1, nº 3552, ver Figura 3.14). Concluída a rampa, inicia-se o primeiro de três ciclos com amplitude de deslocamentos de 5 mm (± 2.5 mm). Concluída a série de três ciclos dá-se início à segunda rampa que conduz a um acréscimo de 2.5 mm na amplitude do deslocamento. Segue-se vários conjuntos de séries de ciclos e de rampas com amplitude de 2.5 mm até perfazer uma flecha máxima de 20 mm.

Na Tabela 5.1 descrevem-se os procedimentos adoptados num ensaio cíclico tipo. A opção de concluir o ensaio em ± 20 mm foi para evitar que os elementos de pilar ficassem demasiado danificados, questionando a aplicabilidade da técnica de reforço proposta para estes casos, quer por razões técnicas, quer por razões económicas.

A última rampa efectuada tem como função colocar o pilar na vertical, ou seja, anular o deslocamento no transdutor de controlo.

Os ensaios tiveram uma duração próxima de duas horas (7517s) e as forças, deslocamentos e extensões foram registados todos os 2.5 segundos.

Tabela 5.1 – Procedimentos utilizados nos ensaios realizados.

	Designação	Procedimento	vd($\mu\text{m/s}$)	t(s)	u(mm)	pp(mm)	t_{total}(s)	t_{acumulado}(s)
0	P1	Patamar	150	50	n.e	n.e	50	50
1	R1	Rampa	150	17	-2.5	n.e	17	67
2	C1	3ciclos	150	67	n.e	± 2.5	200	267
3	R2	Rampa	150	17	-2.5	n.e	17	283
4	C2	3ciclos	150	133	n.e	± 5.0	400	683
5	R3	Rampa	150	17	-2.5	n.e	17	700
6	C3	3ciclos	150	200	n.e	± 7.5	600	1300
7	R4	Rampa	150	17	-2.5	n.e	17	1316
8	C4	3ciclos	150	267	n.e	± 10.0	800	2116
9	R5	Rampa	150	17	-2.5	n.e	17	2133
10	C5	3ciclos	150	333	n.e	± 12.5	1000	3133
11	R6	Rampa	150	17	-2.5	n.e	17	3150
12	C6	3ciclos	150	400	n.e	± 15.0	1200	4350
13	R7	Rampa	150	17	-2.5	n.e	17	4367
14	C7	3ciclos	150	466	n.e	± 17.5	1400	5767
15	R8	Rampa	150	17	-2.5	n.e	17	5784
16	C8	3ciclos	150	533	n.e	± 20.0	1600	7384
17	R9	Rampa	150	133	20	n.e	133	7517

Nota: n.e. – não existe

vd – velocidade de realização de cada um dos procedimentos, em $\mu\text{m/s}$;

t – tempo, em segundos (s);

u – acréscimo de deslocamento medido no transdutor de controlo, em mm;

pp – deslocamento entre picos (amplitude), registado em cada ciclo, em mm;

t_{total} – duração de cada um dos procedimentos, em segundos (s);

t_{acumulado} – tempo acumulado na realização sucessiva de cada um dos procedimentos, em segundos (s).

5.3 – APRESENTAÇÃO E DISCUSSÃO DOS RESULTADOS

5.3.1 – Capacidade máxima de carga

A força máxima de compressão e de tracção, em kN, nos ensaios efectuados, nas três séries, encontra-se na tabela 5.2. Nesta tabela, a idade do betão, em dias, dos elementos de pilar encontra-se entre parêntesis.

A força de compressão é lida na célula de carga quando o actuador avança no sentido *ed* (ver Figura 3.14), ficando a célula de carga comprimida e a face do elemento de pilar do lado do actuador traccionada.

Tabela 5.2 – Força máxima de compressão e de tracção, em kN, registada nos ensaios das séries E1, E2 e E3.

Pilares		Série E1_P _{nm} SR (sem reforço)	Série E2_P _{nm} PR (previamente reforçados)	Série E3_P _{nm} CR (Reforçados após 1ª série ensaios E1)
Paφ10	Tracção	16.67 (86)	37.14 (111)	37.96 (146)
	compressão	-19.76 (86)	-38.54 (111)	-34.11 (146)
Pbφ10	Tracção	21.78 (85)	40.63 (113)	41.38 (130)
	compressão	-24.07 (85)	-37.96 (113)	-43.1 (130)
Paφ12	Tracção	26.35 (85)	44.13 (110)	34.11 (150)
	compressão	-30.52 (85)	-43.66 (110)	-37.03 (150)
Pbφ12	Tracção	29.31 (85)	39.81 (115)	45.54 (154)
	compressão	-32.27 (85)	-36.64 (115)	-41.58 (154)
Paφ16	Tracção	30.52 (82)	43.45 (136)	23.13 (155)
	compressão	-27.29 (82)	-39.88 (136)	-28.25 (155)
Pbφ16	Tracção	35.23 (79)	43.29 (113)	29.97 (154)
	compressão	-35.09 (79)	-40.38 (113)	-31.53 (154)

() idade, em dias, do provete de betão armado à data do ensaio

A capacidade resistente dos elementos de pilar *reforçados e novamente ensaiados* é significativamente superior à dos pilares sem reforço, com excepção dos pilares P16a e P16b. O comportamento destes, dois pilares será analisado na secção 5.3.6 deste capítulo.

A análise comparativa entre os resultados obtidos para os elementos de pilar da série E1 e série E3 encontra-se na Tabela 5.3.

Tabela 5.3 – Forças máximas (kN) registadas nos ensaios das séries E1 e E3.

	Pilar diâmetro	P10a φ10	P10b φ10	P12a φ12	P12b φ12	P16a φ16	P16b φ16
Tracção	E1 (kN)	16.67	21.78	26.35	29.31	30.52	35.23
	E3 (kN)	37.96	41.38	34.11	45.54	23.13	29.97
	Acréscimo de força (kN)	21.29	19.6	7.76	16.23	-7.39	-5.26
	Variação (%)	127.7	89.99	29.45	55.37	-24.41	-14.93
Compressão	E1 (kN)	-19.76	-24.07	-30.52	-32.27	-27.29	-35.09
	E3 (kN)	-34.11	-43.1	-37.03	-41.58	-28.25	-31.53
	Acréscimo de força (kN)	14.35	19.03	6.51	9.31	0.96	-3.56
	Variação (%)	72.62	79.06	21.33	28.85	3.52	-10.15

O reforço proporcionado pelos laminados é semelhante para o caso dos pilares pré-reforçados (série E2) e para os pilares pós-reforçados (série E3).

Nas amassaduras do betão de alguns pilares não foi feito controlo da quantidade de água resultando uma dispersão significativa em torno da resistência pretendida (16 MPa aos 28 dias), como se pode observar nas tabelas 5.4 e 5.5. Embora seja um problema a ter em conta, esta dispersão de valores não é suficiente para explicar a diferença de capacidade de carga registada em provetes com a mesma percentagem de reforço. Além disto, a influência da capacidade resistente do betão neste tipo de ensaios é inferior à das armaduras, pelo que ligeiras diferenças no posicionamento destas podem justificar parte das diferenças registadas. Conclusões similares podem ser observadas na secção 5.3.4, obtidas por simulação numérica

Tabela 5.4 – Resistência à tracção em flexão e à compressão aos 28 dias para os elementos de pilar das séries E1 e E3.

		P10aSR	P10bSR	P12aSR	P12bSR	P16aSR	P16bSR
Média	Compressão (MPa)	15.21	13.21	17.23	19.95	11.01	16.74
	Flexão (MPa)	2.19	2.14	2.31	2.34	2.27	3.42

Tabela 5.5 – Resistência à tracção em flexão e à compressão aos 28 dias para os elementos de pilar das séries E2.

		P10aPR	P10bPR	P12aPR	P12bPR	P16aPR	P16bPR
Média	Compressão (MPa)	17.48	14.79	23.55	17.93	13.83	18.84
	Flexão (MPa)	2.76	2.27	3.56	2.81	2.36	2.69

Nas Figuras 5.4 e 5.5 reproduz-se graficamente os resultados incluídos nas tabelas 5.2 e 5.3.

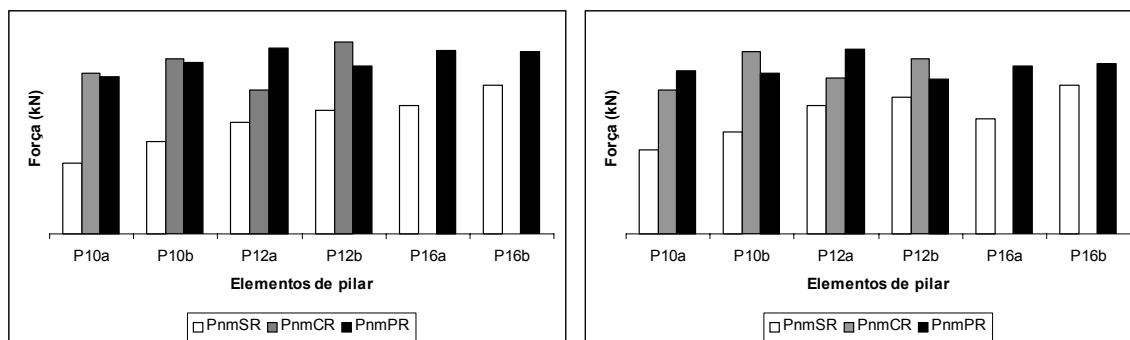


Figura 5.4 – Variação da força de tração na série de pilares E1 e E3.

Figura 5.5 – Variação da força de compressão na série de pilares E1 e E3.

Exceptuando o caso do pilar P16aSR, a capacidade resistente dos elementos de pilar aumenta com a percentagem de armadura longitudinal, como seria de esperar. O comportamento incaracterístico do pilar P16aSR deve-se, fundamentalmente, à menor resistência do seu betão.

5.3.2 – Relação entre a força horizontal e os deslocamentos

Nesta secção, os gráficos apresentados são representativos do comportamento, da força horizontal versus deslocamento nos transdutores de deslocamentos, observado nos ensaios dos elementos de pilar. Todos os gráficos força horizontal-deslocamento estão no anexo B1 e B2.

Na Figura 5.6 representa-se o diagrama tipo que relaciona a força horizontal com o deslocamento medido no transdutor de deslocamentos. O comportamento registado é típico dos ensaios cíclicos em elementos de betão armado, em particular, a degradação de rigidez e de resistência que ocorre à medida que surgem as deformações plásticas bem como o efeito de estreitamento do diagrama histerético. Deste modo, o sistema e procedimentos de ensaio concebidos permitiram captar devidamente a resposta de elementos de pilar de betão armado submetidos a carregamentos cíclicos.

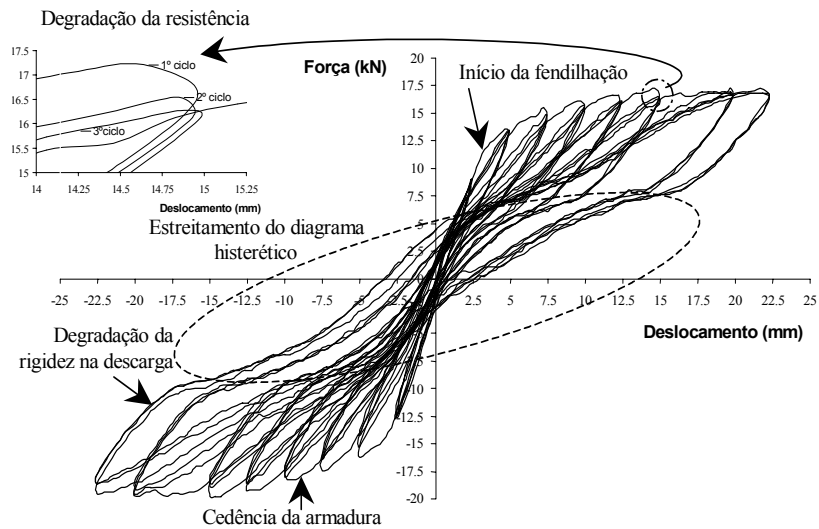


Figura 5.6 – Relação força horizontal-deslocamento num elemento de pilar armado com $\phi_1=10$ mm, Barros et al. (2000).

Verifica-se que a entrada em cedência das armaduras ocorre para flechas entre 5 e 10 mm. O diagrama hysterético da Figura 5.6 revela a degradação da rigidez na descarga e a degradação da resistência entre os três ciclos que constituem cada procedimento, devido à microfissuração. O estreitamento do diagrama hysterético é pronunciado, principalmente nos pilares de betão de menor resistência, Barros et al. (2000). A título de exemplo compara-se nas Figuras 5.7 e 5.8 a resposta entre os pilares P16aSR e P12bSR. O início precoce da fase de estreitamento evidencia que as fendas da zona da secção de rotura desenvolveram considerável abertura e que ocorreram escorregamentos significativos entre as armaduras longitudinais e o betão envolvente

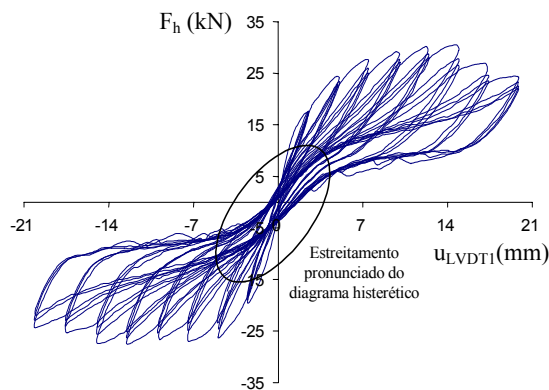


Figura 5.7 – Relação força horizontal-deslocamento para o elemento de pilar P16aSR.

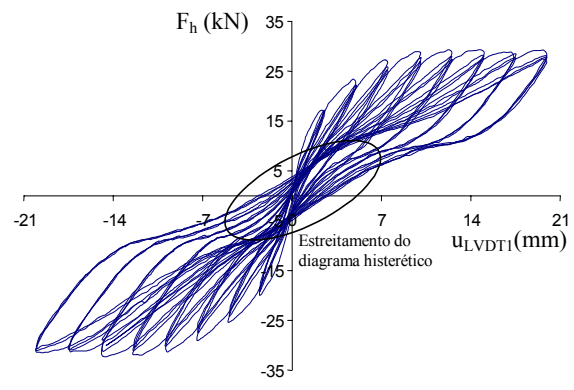


Figura 5.8 – Relação força horizontal-deslocamento para o elemento de pilar P12bSR.

Nas Figuras 5.9 e 5.10 são apresentados diagramas força horizontal-deslocamento representativos do elemento de pilar armado com $\phi 10$ e $\phi 12$ para as séries E1 e E3, ou seja, para o mesmo elemento de pilar sem e com reforço.

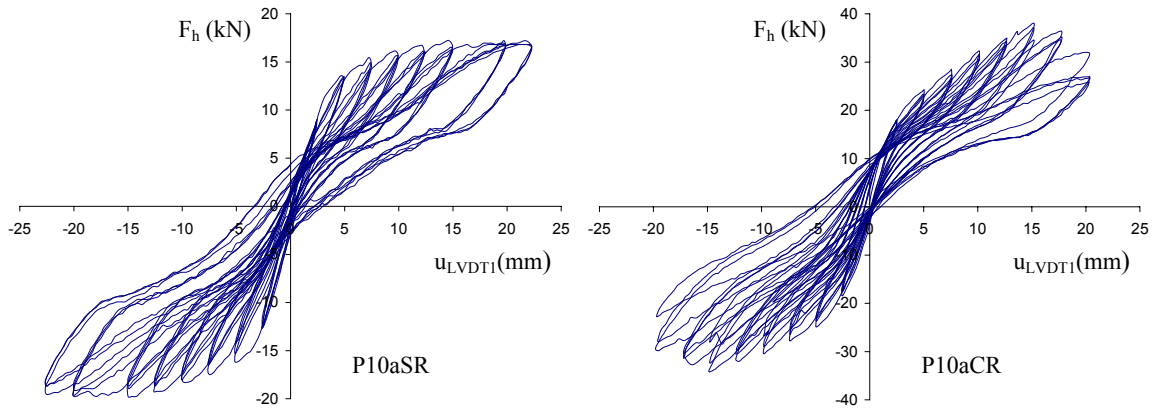


Figura 5.9 – Relação entre a força horizontal e o deslocamento de controlo no elemento de pilar P10a.

Constata-se que a força horizontal máxima para o pilar sem reforço é próxima de 17 kN e para o mesmo pilar reforçado com laminados de fibras de carbono a força passou a ser próxima de 37 kN, ou seja, a força horizontal teve uma variação de 118%.

Na Figura 5.10 representa-se a mesma relação, para o caso de um pilar armado com $\phi 12$. Verifica-se um comportamento semelhante ao registado no pilar com $\phi 10$, embora neste caso o pilar sem reforço atinge uma capacidade de carga próxima dos 30 kN; e com reforço este pilar alcança um valor próximo de 45 kN. A força horizontal sofreu um aumento de 50%, valor inferior à variação (118%) registada no pilar P10a.

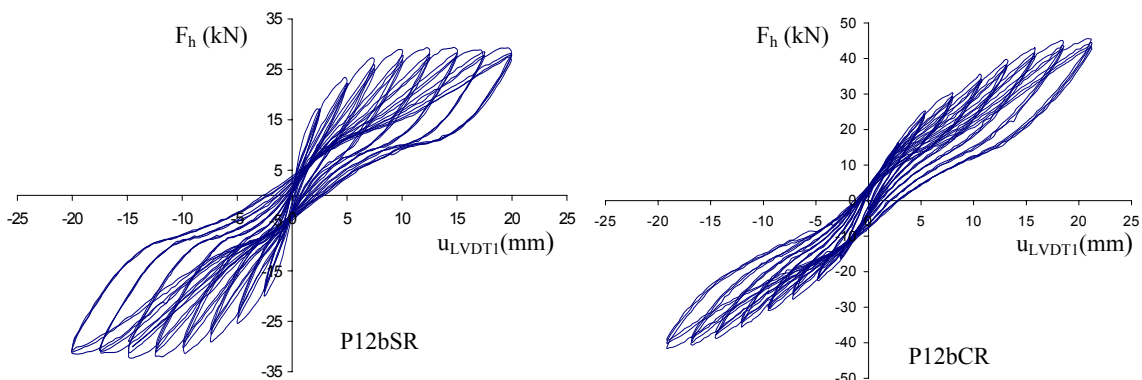


Figura 5.10 – Relação entre a força horizontal e o deslocamento de controlo no elemento de pilar P12b.

A relação entre os valores máximos das forças alcançadas nos ciclos de carga e os respectivos deslocamentos registados no transdutor de controlo nos elementos de pilar

P10aSR e P10aCR está representada na Figura 5.11 e nos elementos de pilar P12bSR e P12bCR está ilustrada na Figura 5.12.

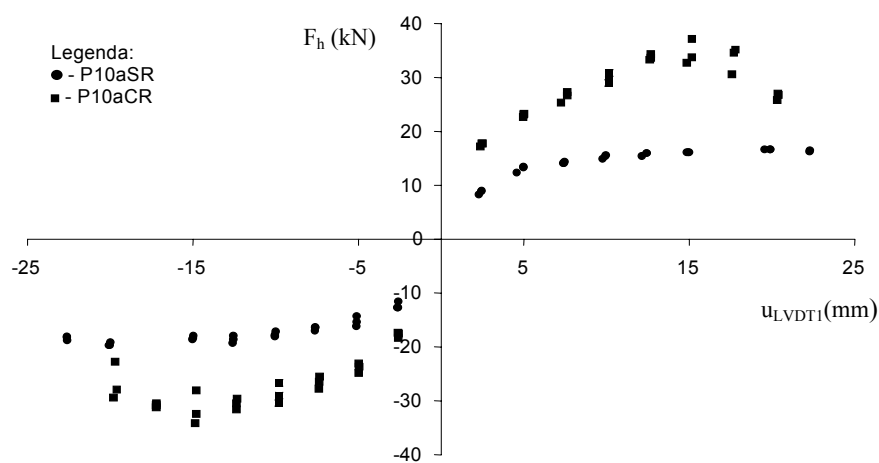


Figura 5.11 – Relação entre a força máxima e o deslocamento nos carregamento cíclicos do pilar P10a.

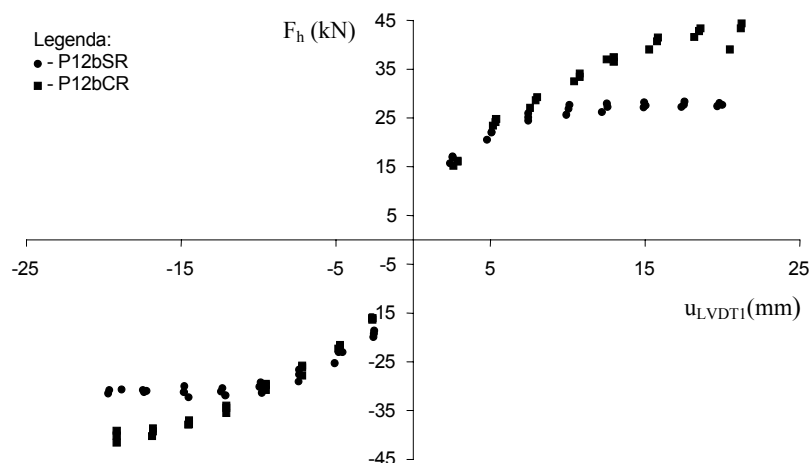


Figura 5.12 – Relação entre a força máxima e o deslocamento nos carregamento cíclicos do pilar P12b.

A diferença no incremento da capacidade de carga verificada para os pilares com armadura longitudinal $\phi 10$ é superior à registada para os pilares com armadura longitudinal $\phi 12$. Nesses pilares armados com varões $\phi 10$, a diferença da capacidade de carga é atribuída à substituição da secção de rotura por uma argamassa epóxida de elevada resistência à compressão e à tracção. No caso dos pilares armados com varões $\phi 12$, devido ao aumento da percentagem de armadura longitudinal, a fendilhação distribuiu-se num comprimento maior, pelo que passaram a existir fendas fora da zona reforçada. Como não se procedeu à selagem das fendas fora da zona reforçada, ocorreram concentrações de tensões nos laminados que atravessam essas fendas, levando à sua rotura precoce. Esta circunstância deverá explicar do aumento médio de

92% na capacidade de carga última registado nos pilares reforçados com armadura longitudinal $\phi=10$ e de apenas 34% nos pilares com armadura longitudinal $\phi=12$.

As Figuras 5.13 a 5.15 mostram a relação força horizontal-deslocamento para elementos de pilar previamente reforçados com laminados de fibras de carbono.

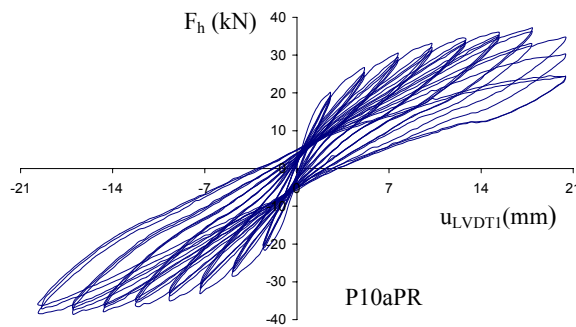


Figura 5.13 – Relação entre a força horizontal e o deslocamento de controle no pilar P10aPR.

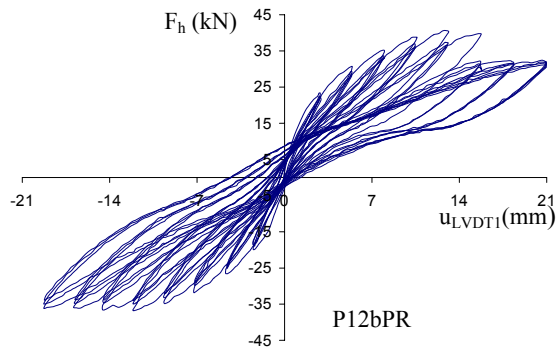


Figura 5.14 – Relação entre a força horizontal e o deslocamento de controle no pilar P12bPR.

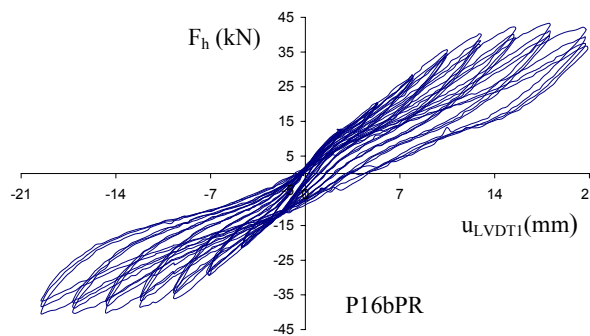


Figura 5.15 – Relação entre a força horizontal e o deslocamento de controle no elemento de pilar P16bPR.

Verifica-se que a capacidade resistente dos elementos de pilar previamente reforçados é aproximadamente igual para as diferentes percentagens de armadura longitudinal. As diferenças registadas devem-se à diferente qualidade do betão e à diferente percentagem de armadura convencional.

5.3.3 – Relação Força horizontal/extensões

Nesta secção, os gráficos apresentados são representativos do comportamento da força horizontal versus extensões nos extensómetros observado nos ensaios dos elementos de pilar. Todos os gráficos força horizontal-extensão estão no anexo B3 e B4.

Nos elementos de pilar reforçados, quer previa quer posteriormente, foram colados extensómetros nos laminados de fibras de carbono nas posições indicadas na Figura 3.14, para medir as extensões nos laminados durante o ensaio. Numa das faces do pilar foram colados três extensómetros no mesmo laminado, em diferentes alturas, no intuito de avaliar a variação de extensão nos laminados num determinado comprimento da zona crítica dos elementos de pilar e, deste modo, averiguar se o reforço conduz à subida do posicionamento da secção de rotura. Na face posterior foram colados três extensómetros, um em cada laminado, todos na secção de ligação do pilar à sapata. Com esta disposição pretendeu-se avaliar a distribuição de extensões na própria secção do pilar, averiguando-se se ocorre uma concentração de deformações nos cantos do pilar. Se ocorrerem deformações mais elevadas nos laminados extremos então é porque as zonas dos cantos dos pilares são mais salientadas justificando-se a aplicação de maior percentagem de reforço nessas zonas.

As Figura 5.16 a 5.21 apresentam a relação força horizontal/extensão para cada um dos extensómetros aplicados no P10aCR.

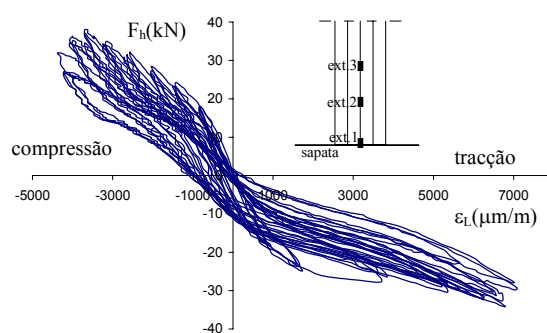


Figura 5.16 – Relação entre a força horizontal-extensão no extensómetro 1, no pilar P10aCR.

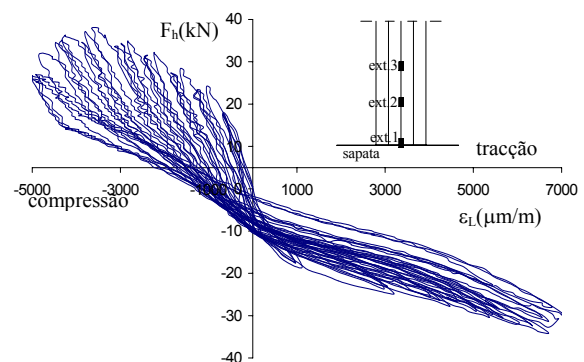


Figura 5.17 – Relação entre a força horizontal-extensão no extensómetro 2, no pilar P10aCR.

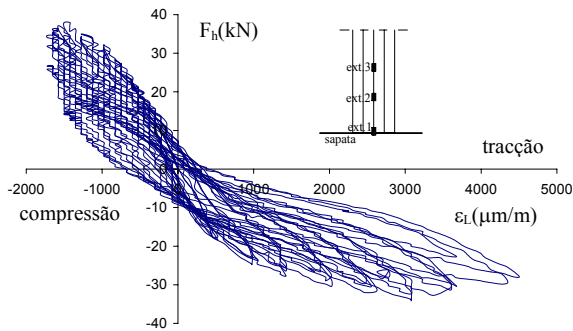


Figura 5.18 – Relação entre a força horizontal-extensão no extensómetro 3, no pilar P10aCR.

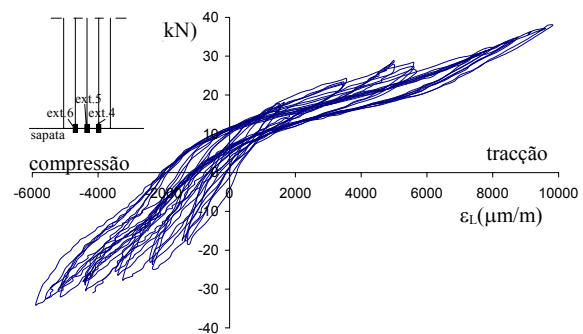


Figura 5.19 – Relação entre a força horizontal-extensão no extensómetro 4, no pilar P10aCR.

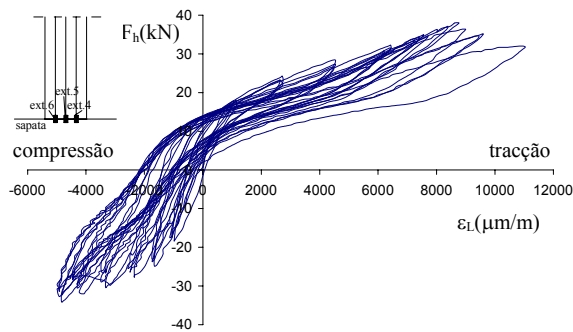


Figura 5.20 – Relação entre a força horizontal-extensão no extensómetro 5, no pilar P10aCR.

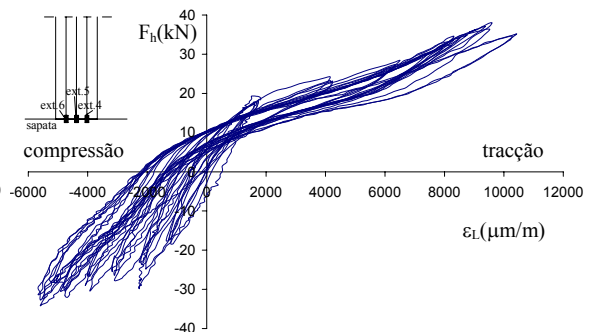


Figura 5.21 – Relação entre a força horizontal-extensão no extensómetro 6, no pilar P10aCR.

Efectuando a análise comparativa entre os registos nos extensómetros 1, 2 e 3 (ver Figuras 5.16 a 5.18), localizados na mesma face do pilar a diferentes alturas (Figura 3.14), verifica-se que as maiores deformações ocorreram no extensómetro 2, ou seja, a secção de rotura localizou-se aproximadamente a 150 mm da base do pilar. As extensões de compressão revelam que próximo de 38 kN o betão em compressão entrou em fase de amolecimento conduzindo ao amolecimento estrutural observado na resposta força horizontal/deslocamento ilustrada na Figura 5.9.

Nos extensómetros 4,5 e 6, as extensões máximas de tracção são ligeiramente diferentes, há uma variação pequena entre as deformações de tracção registadas nos extensómetros colados nos laminados extremos em relação ao extensómetro colado no laminado central. Verifica-se que em tracção os laminados alcançam uma extensão próxima de 1%, que corresponde a uma tensão entre os 1500 MPa e 1600 MPa, da ordem da tensão de rotura obtida nos resultados dos ensaios apresentados no capítulo 4, na secção 4.1.3. As extensões de compressão são da ordem da metade das extensões em tracção, devido à contribuição do betão comprimido envolvente.

Na Figura 5.22 podemos ver o aspecto final de um laminado após ter sido ensaiado, onde a sua extensão de rotura foi alcançada. Neste trabalho não surgiram roturas frágeis e violentas, como as que ocorrem nos laminados e tecidos colados nas faces de elementos estruturais. Nos laminados inseridos nas ranhuras dos elementos de pilar ensaiados a rotura processou-se no interior dessas ranhuras, pelo que a descolagem violenta dos laminados foi impedida. A rotura dos laminados foi acompanhada por sinais sonoros de rotura das fibras e por quebras da capacidade de carga do elemento de pilar.



Figura 5.22 – Rotura do laminado após ter sido ensaiado.

Nas Figuras 5.23 a 5.28 o comportamento das envolventes dos diagramas força horizontal/extensão dos pilares previamente e posteriormente reforçados são analisados. Para o caso dos extensómetros 4,5 e 6 apresentam-se apenas os resultados registados no extensómetro 5, dado que nos restantes os resultados são semelhantes. Para os extensómetros 1,2 e 3 são apresentados os diagramas dos resultados obtidos nos extensómetros 1 e 2 dado que existem diferenças significativas entre eles.

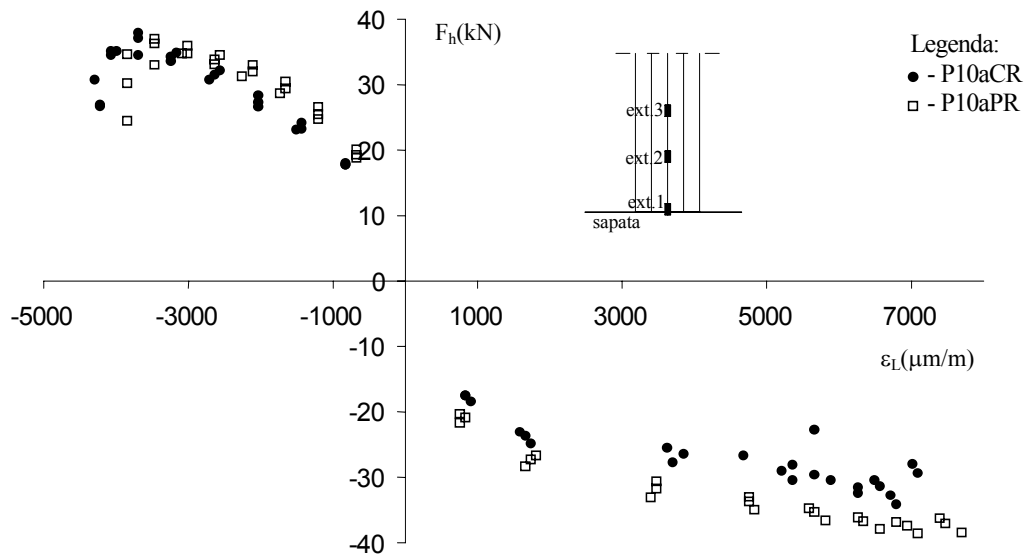


Figura 5.23 – Relação entre a força horizontal e a extensão no extensómetro 1 para os elementos de pilar P10aCR e P10aPR.

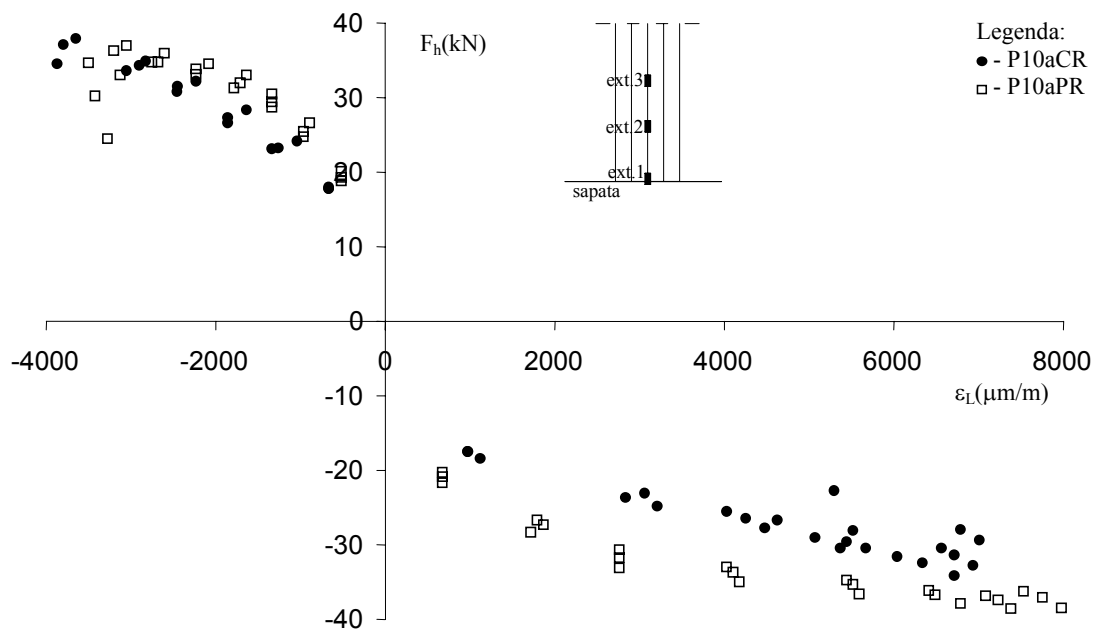


Figura 5.24 – Relação entre a força horizontal e o deslocamento no extensómetro 2 para os elementos de pilar P10aCR e P10aPR.

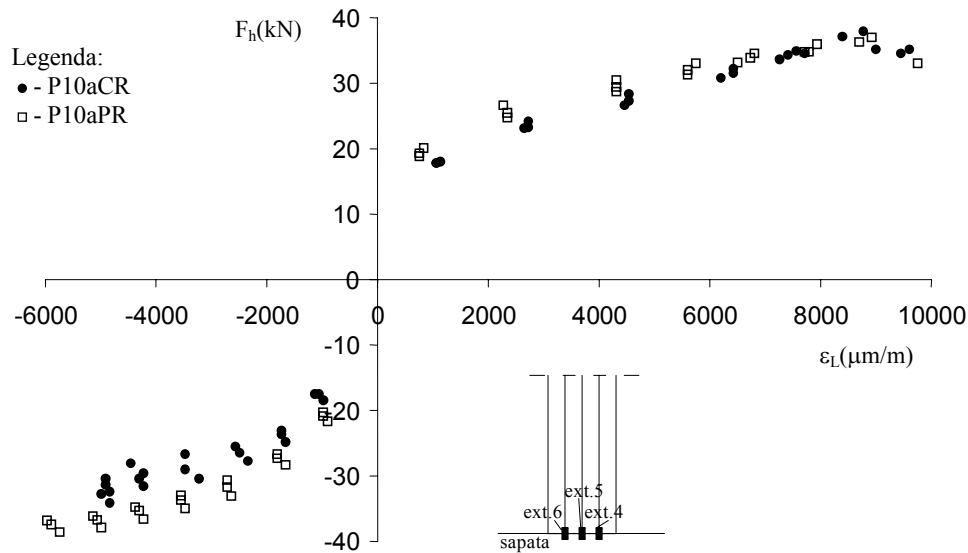
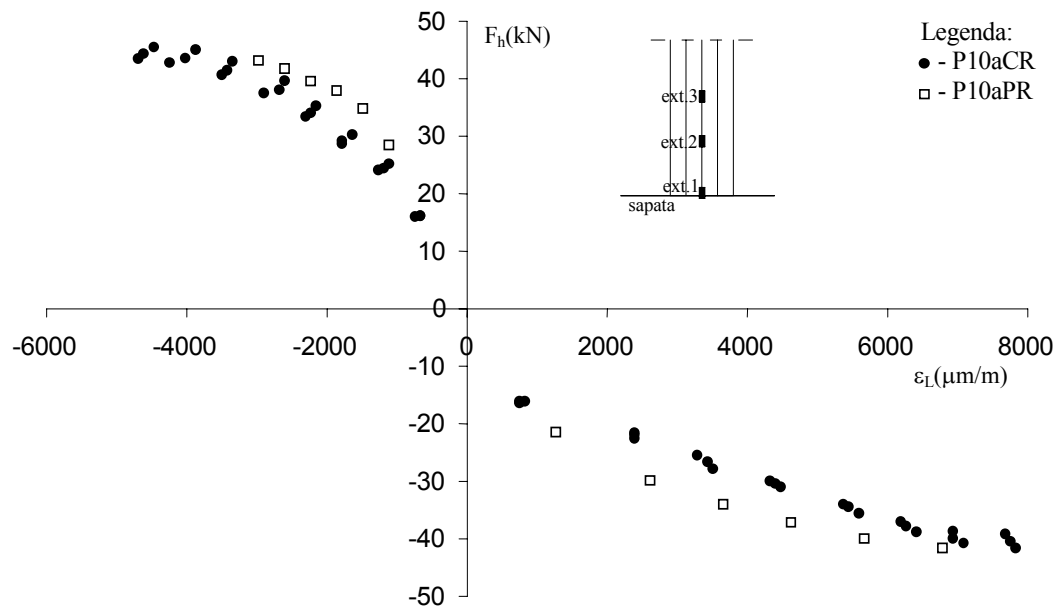
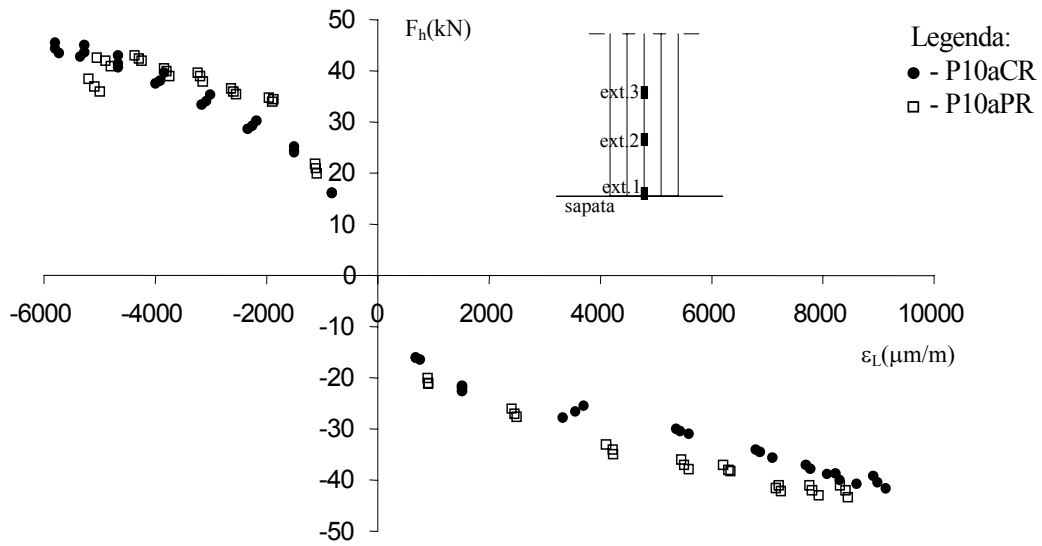


Figura 5.25 – Relação entre a força horizontal e o deslocamento no extensômetro 5 para os elementos de pilar P10aCR e P10aPR.

Os elementos de pilar previamente reforçados atingem valores de deformação ligeiramente superiores aos atingidos pelos elementos reforçados após terem sido ensaiados. A degradação da qualidade do betão nos pilares da série CR, motivada pelo facto dos elementos desta série já terem sido ensaiados deve estar na base da deformação observada, dado que nestes casos a aderência entre o sistema de reforço e o betão envolvente não ser tão boa como acontece nos pilares de betão intacto. Contudo, a eficácia do reforço nas séries CR mantém-se com níveis de desempenho similares ao da série PR.

As figuras 5.26 a 5.28 apresentam o comportamento de elementos de pilar com varões longitudinais de $\phi = 12$ mm.



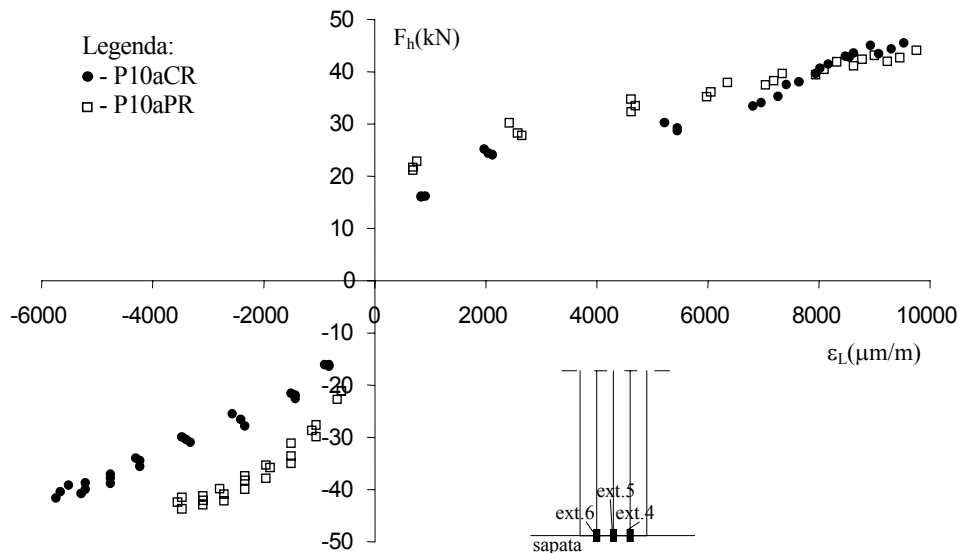


Figura 5.28 – Relação entre a força horizontal e o deslocamento no extensómetro 5 para os elementos de pilar P12bCR e P12aPR.

De igual modo, nos elementos da série P12 verificou-se um ligeiro aumento da capacidade resistente dos elementos de pilar P12PR em relação aos elementos de pilar P12CR, bem como um aumento da rigidez, tal como se verificou para os elementos P10. Contudo, ao contrário do que sucedeu nos elementos de pilar P10, as deformações obtidas nos elementos de pilar P12CR são superiores às dos elementos de pilar P12PR. Este comportamento pode ser atribuído à localização do extensómetro em relação às fendas não tratadas, ou seja, nas zonas onde o laminado não totalmente envolvido pelo betão está sujeito a maiores tensões e a maiores deformações.

5.3.4 – Algumas considerações numéricas

A força horizontal é aplicada a 175 mm do topo do pilar e admitindo-se um comportamento linear para os materiais, o momento flector actuante aumenta linearmente até à base do pilar. A título de exemplo, nas Figuras 5.29 a 5.31 apresentam-se esses momentos flectores actuantes para a carga máxima registada nos pilares P10aSR, P10aCR e P10aPR. Nos pilares em que se registou um aumento da capacidade de carga com a aplicação do reforço, a secção de rotura subiu aproximadamente 150 mm, isto é, da secção A para a secção C (ver Figura 5.32 e 5.33).

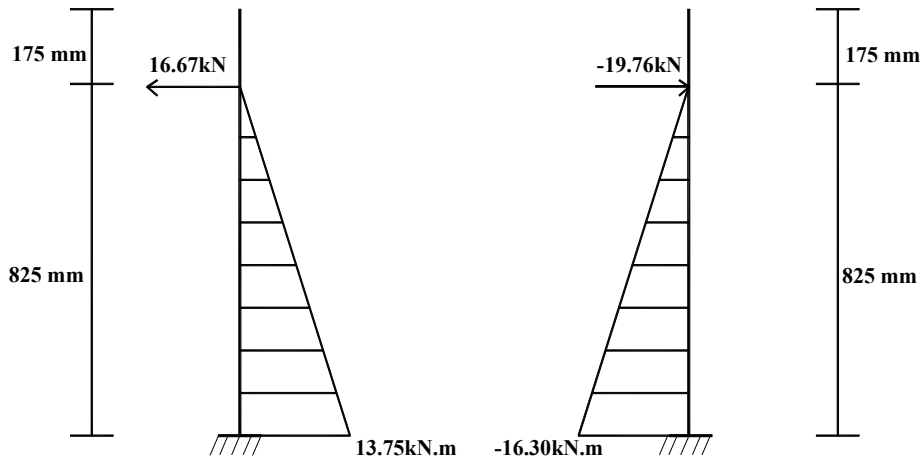


Figura 5.29 – Diagrama de momentos flectores actuantes para P10aSR.

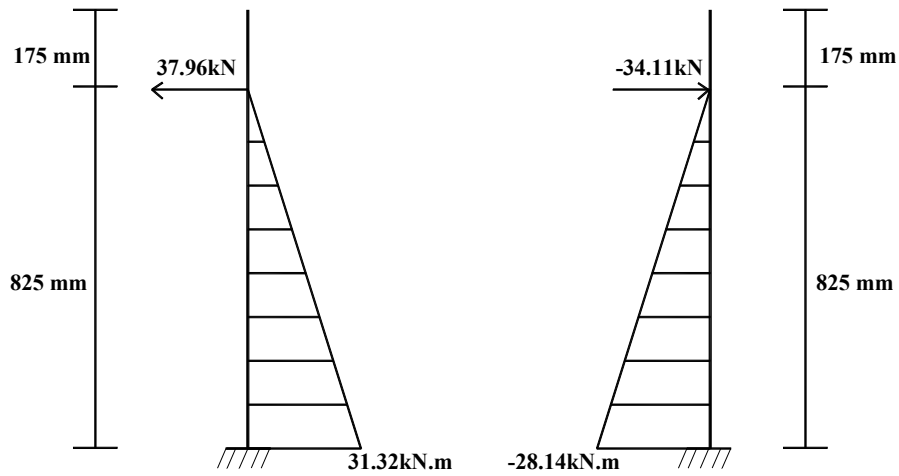


Figura 5.30 – Diagrama de momentos flectores actuantes para P10aCR.

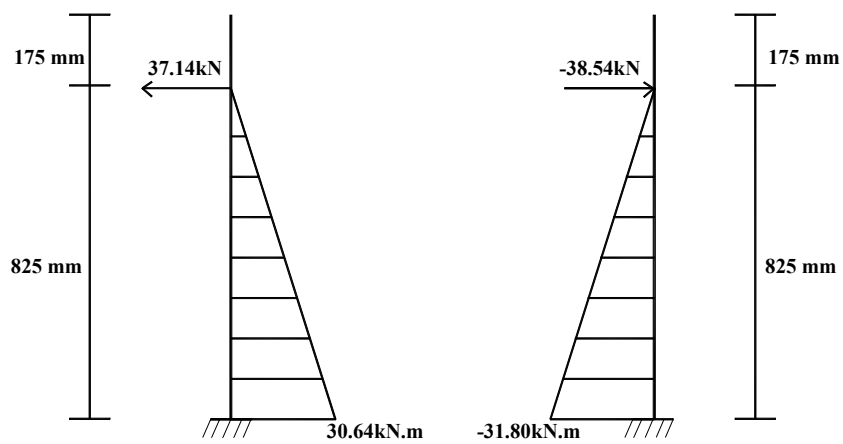


Figura 5.31 - Diagrama de momentos flectores actuantes para P10aPR.

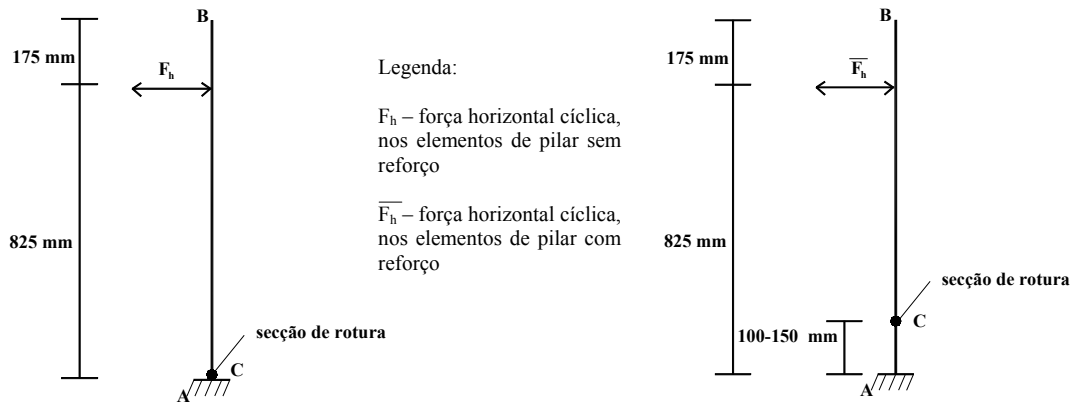


Figura 5.32 – Mecanismo de rotura dos elementos de pilar “sem reforço”.

Figura 5.33 – Mecanismo de rotura dos elementos de pilar “com reforço” e “previamente reforçados”.

A Figura 5.32 mostra que a secção de rotura, nos pilares sem reforço, se localiza na base do pilar, a 825 mm da força horizontal cíclica (F_h). No caso dos pilares reforçados a secção de rotura localiza-se aproximadamente a 675 mm de \bar{F}_h (Figura 5.33). A subida desta secção de rotura, deve-se ao reforço e justifica o aumento da força horizontal. Este aumento pode ser estimado da seguinte forma:

$$M_{s/r} = F_h \times 0.825 \quad \text{pilar não reforçado}$$

$$M_{c/r} = \bar{F}_h \times (0.825 - 0.15) \quad \text{pilar reforçado}$$

$$\frac{M_{s/r}}{M_{c/r}} = \frac{F_h \times 0.825}{\bar{F}_h \times (0.825 - 0.15)}$$

Se se admitir que o momento resistente da secção de rotura do pilar não reforçado ($M_{s/r}$) é igual ao momento resistente da secção de rotura do correspondente pilar reforçado ($M_{c/r}$) então a relação entre F_h (série SR) e \bar{F}_h (série CR) é a seguinte:

$$\bar{F}_h = \frac{0.825 F_h}{(0.825 - 0.15)} = 1.22 F_h$$

Pelo que o aumento previsível da força, devido à presença dos laminados e da argamassa epóxida é de 22%, valor este inferior ao verificado experimentalmente (27%). Para estimar estes momentos utilizou-se um modelo numérico desenvolvido por Barros e Sena (2000). Segundo este modelo, a secção é discretizada em elementos finitos e a relação momento/curvatura de uma dada secção pode ser estimada recorrendo às leis constitutivas dos materiais que constituem essa secção (betão, armadura

convencional e laminados) e às equações de equilíbrio e compatibilidade de deformações.

A malha de elementos finitos utilizada na discretização da secção do pilar está ilustrada na Figura 5.34, é formada por 39 elementos quadriláteros. Nos elementos de pilar reforçados, os elementos finitos nº 1,2,3,4,5,6,34,35,36,37,38,39, são constituídos por argamassa epóxida. Nos pilares não reforçados estes elementos simulam o betão não confinado. Os elementos 8,11,14,17,20,23,26,29,32 simulam o betão confinado e os restantes simulam o betão não confinado.

As propriedades dos materiais utilizados no modelo numérico foram as obtidas nos ensaios experimentais e estão indicadas no capítulo 4. O betão de recobrimento, não confinado, foi simulado segundo a lei recomendada pelo Código Modelo CEB-FIP 1990 e o betão confinado foi simulado segundo a formulação proposta por Sena Cruz (1998). Os ficheiros de dados do programa de cálculo automático utilizado encontram-se no anexo C.

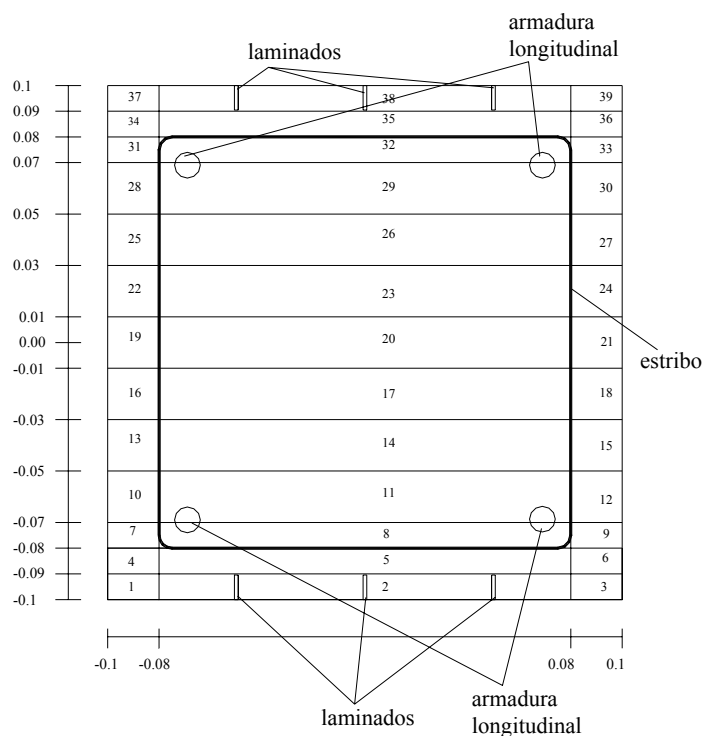


Figura 5.34 – Malha de elementos finitos utilizada no modelo numérico, Barros e Sena (2000).

A Figura 5.35 ilustra para os seguintes três tipos de secções: a) só com a armadura convencional; b) com a armadura convencional e com os laminados; c) com a armadura convencional, mais os laminados e a argamassa epóxida, a relação momento/curvatura

observado no pilar armado com varões longitudinais $\phi 10$. Nos diagramas da Figura 5.35 estão ainda assinalados os pontos correspondentes ao início da plastificação das armaduras convencionais e à rotura dos laminados.

Os momentos flectores máximos calculados correspondem a forças máximas da ordem das registadas experimentalmente, revelando o bom desempenho deste modelo na simulação do comportamento neste tipo de estruturas.

Dos resultados calculados constata-se que os laminados conduzem a um aumento do momento resistente mais significativo que o proporcionado pela presença da argamassa epóxida, ver Figura 5.35.

Tendo como base o momento correspondente à entrada em cedência das armaduras convencionais na secção não reforçada com laminados (M_{ySR}), verifica-se que o momento de rotura (M_{yCR}), na secção reforçada com os laminados, é de aproximadamente 10 kN.m superior. Por sua vez, a presença de argamassa contribui com um acréscimo de momento último, na ordem dos 4.3 kN.m. Da análise das curvas constata-se ainda que a presença dos laminados e da argamassa epóxida elevam o valor do momento correspondente à entrada em cedência das armaduras convencionais e aumentam a rigidez da relação momento/curvatura após a fendilhação do betão.

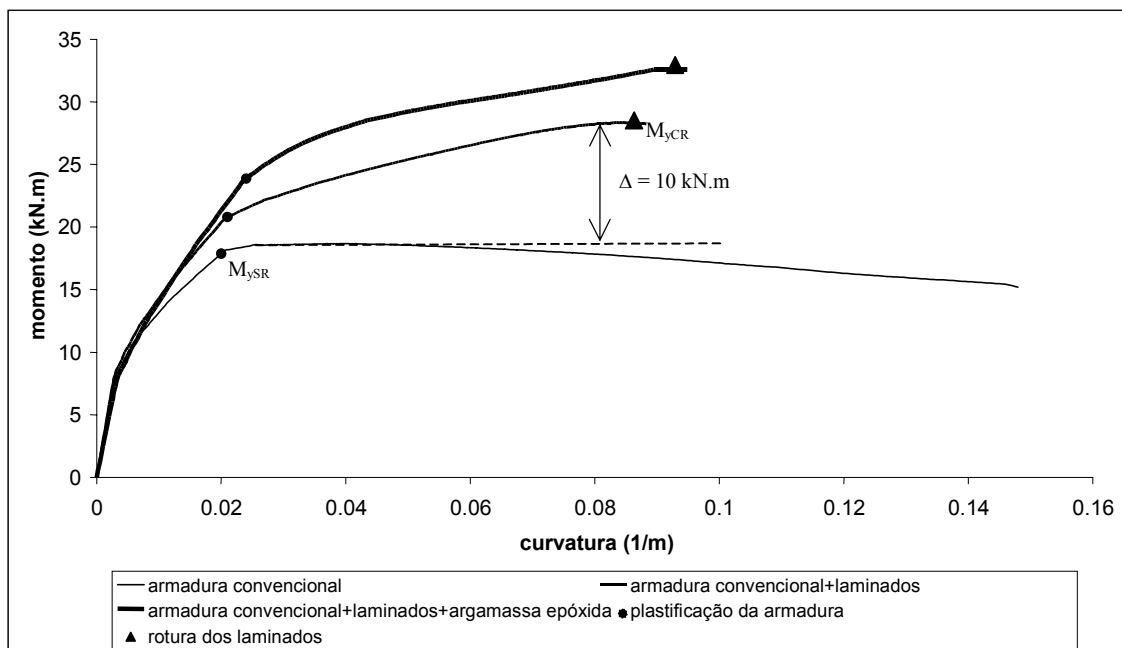


Figura 5.35 – Diagramas Momento/curvatura.

Com o modelo numérico foi efectuada a análise da contribuição da capacidade resistente do betão e da contribuição do posicionamento da armadura convencional. As Figuras 5.36 e 5.37 ilustram os resultados observados. Na Figura 5.36 verifica-se que o momento actuante é praticamente a mesmo para o caso de considerarmos um betão da classe B15 ($M_{m\acute{a}x}=18.59$ kN.m) ou um B20 ($M_{m\acute{a}x}=18.79$ kN.m). O resultado do cálculo do momento máximo em função da posição da armadura a 31 mm da extremidade do pilar, foi de $M_{m\acute{a}x}=19.43$ kN.m e no segundo caso a 25 mm da extremidade do pilar, aumentando a área de betão confinado, o momento máximo calculado foi de $M_{m\acute{a}x}=18.79$ kN.m. A variação do momento actuante no pilar foi cerca de 3.5%, Figura 5.36.

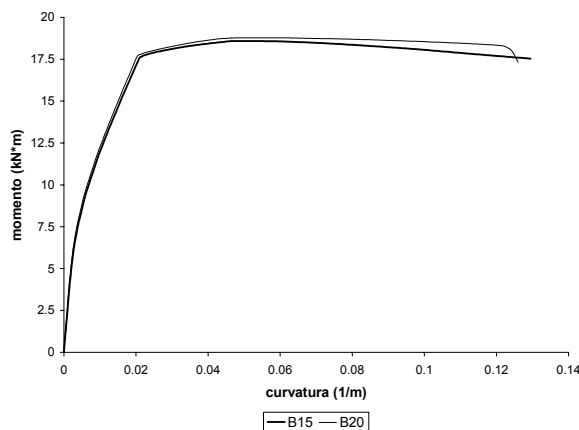


Figura 5.36 – Diagrama momento/curvatura para diferentes tipos de betão.

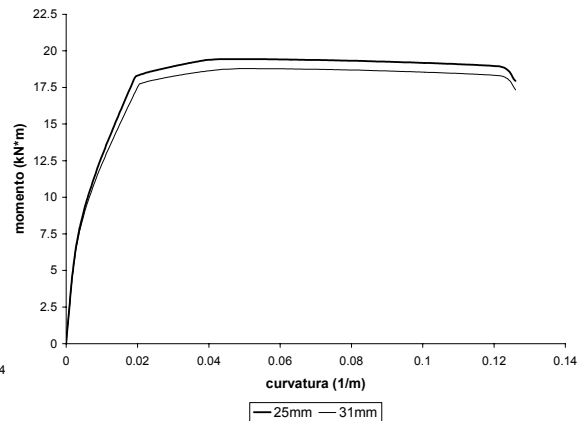


Figura 5.37 – Diagrama momento/curvatura para diferentes posições da armadura convencional.

5.3.5 – Padrão de fendilhação observado

Nesta secção vai ser analisada a distribuição dos danos (fendilhação e esmagamento do betão) nos pilares ensaiados.

Na Figura 5.38 está representada a designação que se atribuiu às faces do pilar. Nas Figuras 5.39 e 5.40 representa-se o padrão de fendilhação nos pilares P10aSR (ensaiado sem reforço) e P10aCR (ensaiado novamente após ter sido reforçado). Na Figura 5.41 representa-se o padrão de fendilhação no elemento de pilar P10aPR, isto é, no pilar com armadura convencional igual à dos dois casos anteriores, mas em que o reforço com os

laminados foi aplicado com o elemento de pilar intacto. O traço mais grosso significa fenda com uma abertura maior e a zona sombreada representa betão muito danificado.

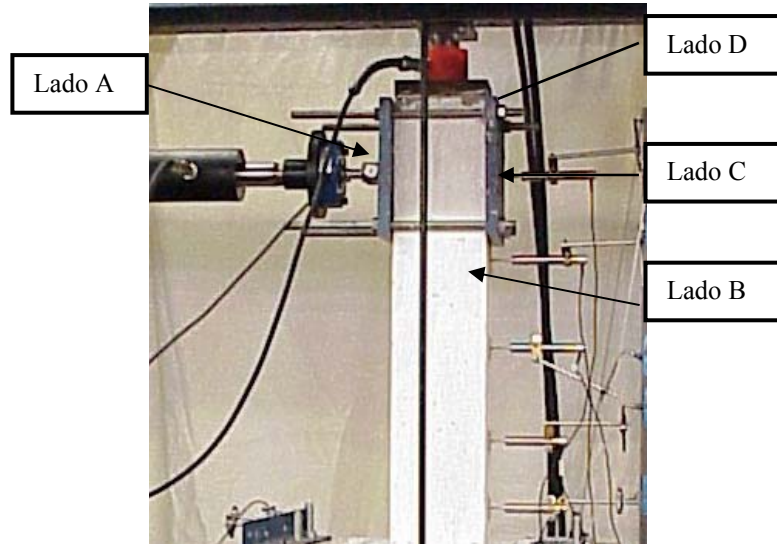


Figura 5.38 – Designação das faces do pilar.

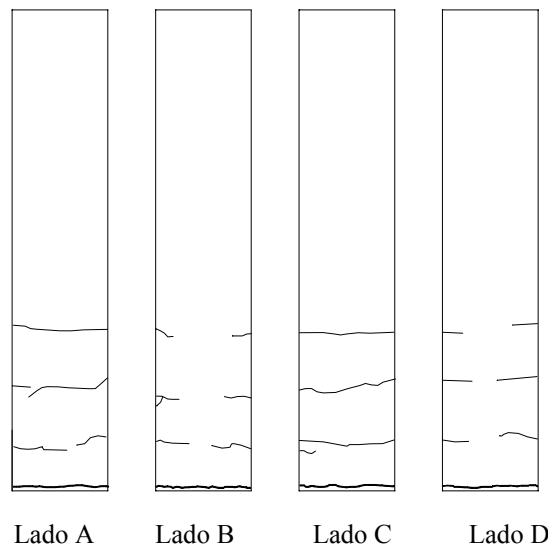


Figura 5.39 – Padrão de fendilhação registado no pilar P10aSR.

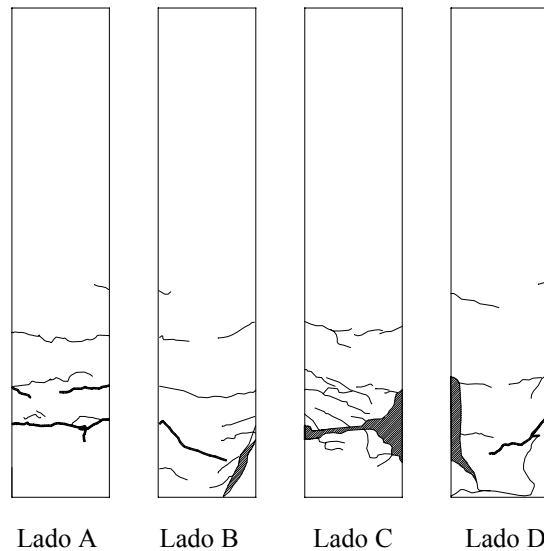


Figura 5.40 – Padrão de fendilhação registado no pilar P10aCR.

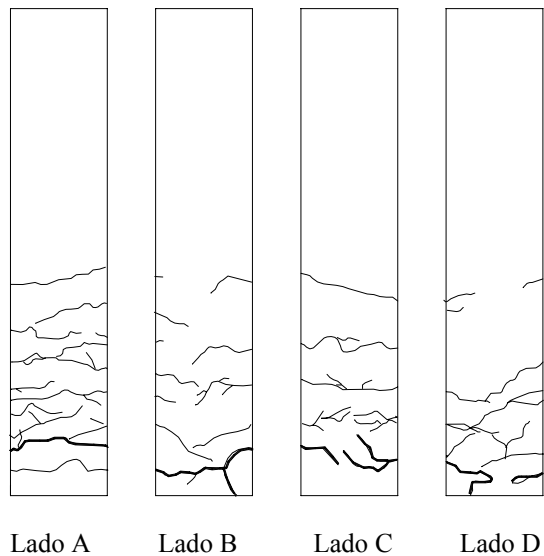


Figura 5.41 – Padrão de fendilhação registado no pilar P10aPR.

Da análise do padrão de fendilhação que se desenvolveu nos três casos pode-se verificar que em P10aSR as fendas de maior abertura situam-se na base do pilar, na zona de transição entre o pilar e a sapata, ou seja, é nesta zona que se localizou a secção de rotura. No P10aCR, o pilar ficou muito danificado, uma vez que foi ensaiado duas vezes, uma sem reforço (P10SR) e outra após o reforço. A zona da secção de rotura mudou e surge aproximadamente 150 mm acima da base do pilar, pelo que o braço da força horizontal decresce, motivando o acréscimo da capacidade de carga registada. Este padrão de fendilhação foi comum nos pilares reforçados em que se registou um aumento da sua capacidade de carga.

Do padrão de fendilhação que surgiu no P10aPR vê-se que a secção de rotura localiza-se aproximadamente a 150 mm da base, tal como sucedeu no P10CR embora apresente um aspecto menos deteriorado no final do ensaios. O padrão de fendilhação dos restantes elementos de pilares apresentam-se no anexo B5.

A localização da secção de rotura pode ser detectada pela observação do padrão de fendilhação ou por intermédio da representação das extensões, dado que estas são sempre maiores naquela secção. Para a localização da secção de rotura, foram traçados gráficos com as extensões observadas nos picos dos ciclos de carga.

A título de exemplo, as Figuras 5.42 e 5.43 representam estas extensões no elemento de pilar P10aCR.

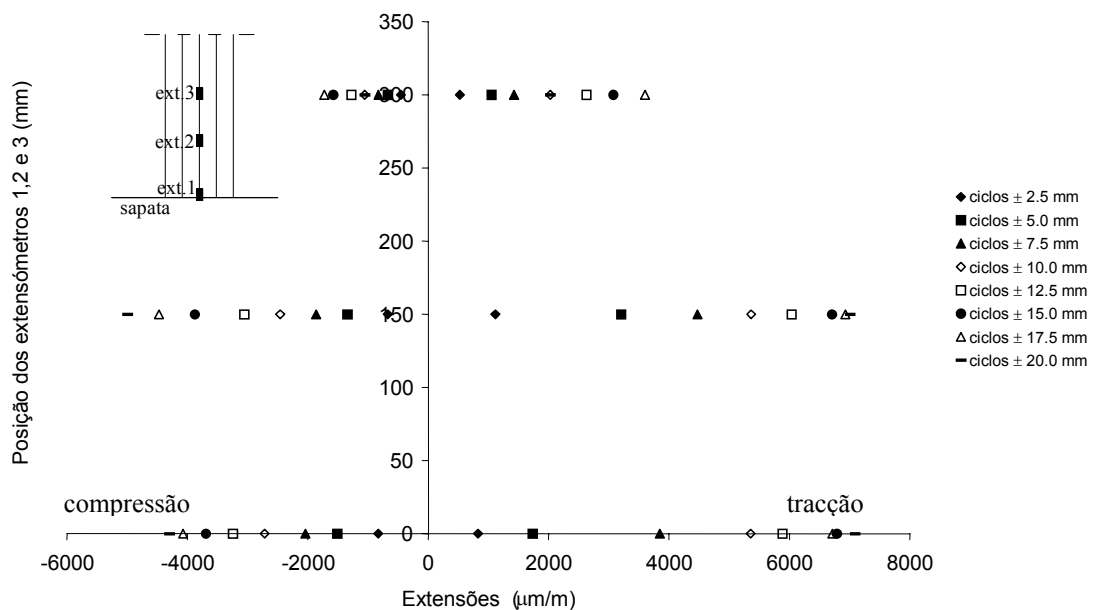


Figura 5.42 – Deformações registadas pelos ext.1, ext.2 e ext.3, para P10aCR.

Da análise do gráfico verifica-se que na área reforçada com argamassa epóxida, entre a base e aproximadamente 150 mm de altura, se localizam as maiores extensões. Essa argamassa epóxida actua como uma ancoragem o que permite que os laminados alcancem maiores deformações. Próximo dos 150 mm dá-se a transição entre a área do elemento de pilar com argamassa epóxida e o betão. Nesta zona ocorre a secção de rotura, como se pode verificar pela Figura 5.40.



(a) (b)
 Figura 5.45 – Aspecto exterior do P10aCR: (a) vista geral; (b) pormenor da zona da secção de rotura.

No caso do pilar P10CR reforçado com argamassa epóxida e novamente ensaiado, verificou-se a subida da secção para a zona de transição entre a argamassa epóxida e o betão. Observando a Figura 5.45b) a zona onde surgiu a rótula plástica ficou muito deteriorada. O pilar no final do ensaio apresentou um aspecto muito danificado, ver Figura 5.45.



(a) (b)
 Figura 5.46 – Aspecto exterior do P10aPR: (a) vista geral; (b) pormenor da zona de fendilhação do pilar.

Nos elementos de pilar previamente reforçados a secção de fractura localizou-se na zona de transição entre a argamassa epóxida e o betão, tal como sucedeu nos pilares reforçados posteriormente (série CR). No final do ensaio, o elemento de pilar não se

encontrou tão danificado como ocorreu no correspondente pilar da série CR, ver Figuras 5.45 e 5.46.

5.3.6 – Problemas que surgiram com a presente técnica de reforço

A tabela 5.2 revela um decréscimo da capacidade de carga com a aplicação do reforço nos pilares P16aCR e P16bCR.

Os problemas identificados na aplicação da presente técnica de reforço foram no domínio da selagem das fendas e no endurecimento da argamassa epóxida.

Constituiu um problema durante o processo de reforço do pilar P16aCR, as fendas originadas no ensaio do pilar sem reforço (série E1), não terem sido seladas, como se pode ver na Figura 5.47.

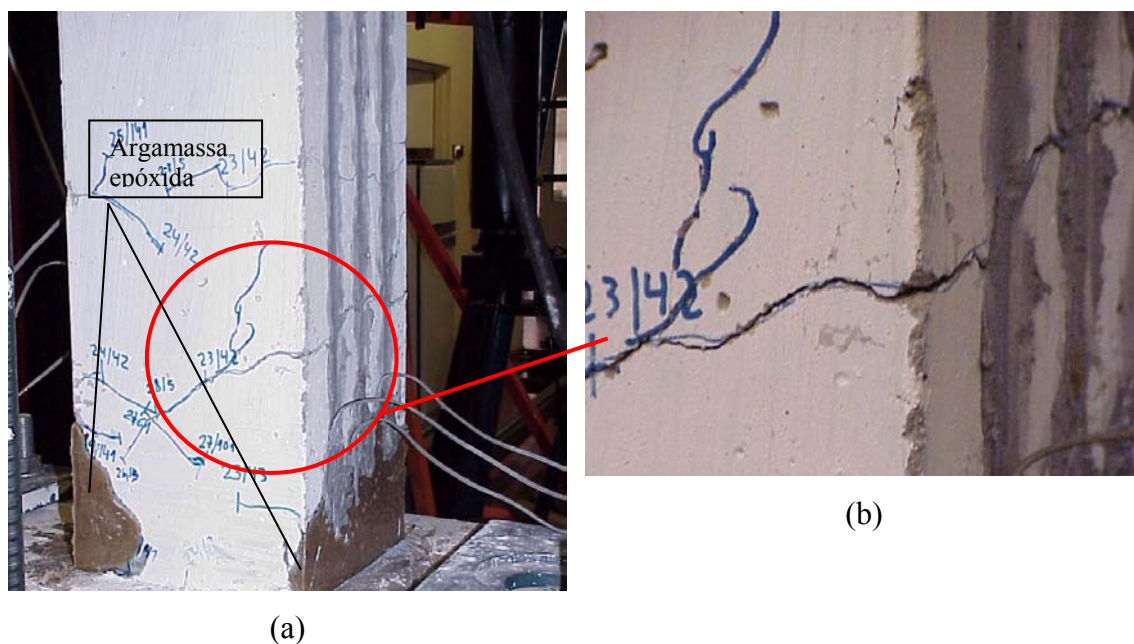


Figura 5.47 – Fissuras existentes no P16aCR após a aplicação do reforço; (a) aspecto do P16aCR antes de ser ensaiado pela 2ª vez; (b) pormenor das fissuras que não foi selada.

A dificuldade de endurecimento da argamassa epóxida constituiu outro problema por a temperatura do adesivo ter excedido a temperatura de transição vítrea, (Juvandes, 1999), tendo mesmo surgido um fenda nesta argamassa, figura 5.48.

Por ausência da selagem mencionada e pelas dificuldades de endurecimento da argamassa, no ensaio do pilar P16aCR a secção de rotura localizou-se na fenda de maior abertura (ver Figuras 5.49 e 5.50), conduzindo a um acréscimo de tensão nos laminados, nessa secção, e à sua rotura precoce.



Figura 5.48 – Abertura de uma fenda na argamassa epóxida.



Figura 5.49 – Rotura do P16aCR pela fenda existente que não foi selada.

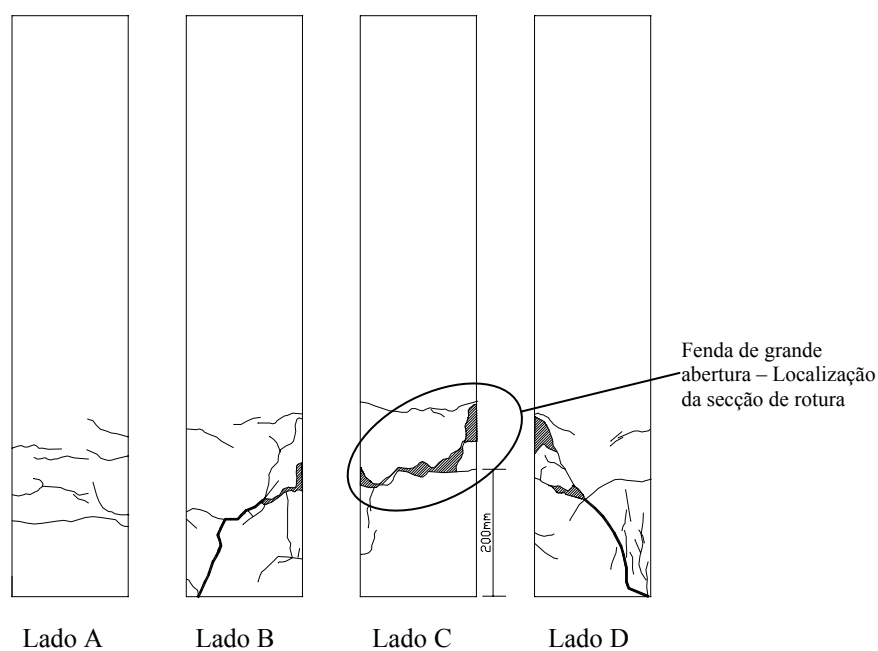


Figura 5.50 – Padrão de fendilhação registado no pilar P16aCR.

No pilar P16bCR o reforço não foi efectivo por a argamassa epóxida também ter apresentado problemas no endurecimento pelo que, durante o ensaio, a argamassa de enchimento dos furos de fixação dos laminados à sapata foi perdendo aderência ao betão, ver Figura 5.51.



(a) (b)
 Figura 5.51 – Deficiência no reforço do pilar P16bCR.

Nos diagramas das Figuras 5.52 e 5.53 representam-se as extensões registadas nos extensómetros 1,2 e 3, e nos extensómetros 4,5 e 6, respectivamente. Na Figura 5.51, as maiores extensões ocorrem no extensómetro 2, ou seja, a 150 mm da base, sendo contudo significativamente inferiores às extensões de rotura, revelando a ineficácia do reforço. Na secção da base do pilar as extensões são reduzidas motivada pela não fixação dos laminados à sapata (ver Figura 5.52 e 5.53).

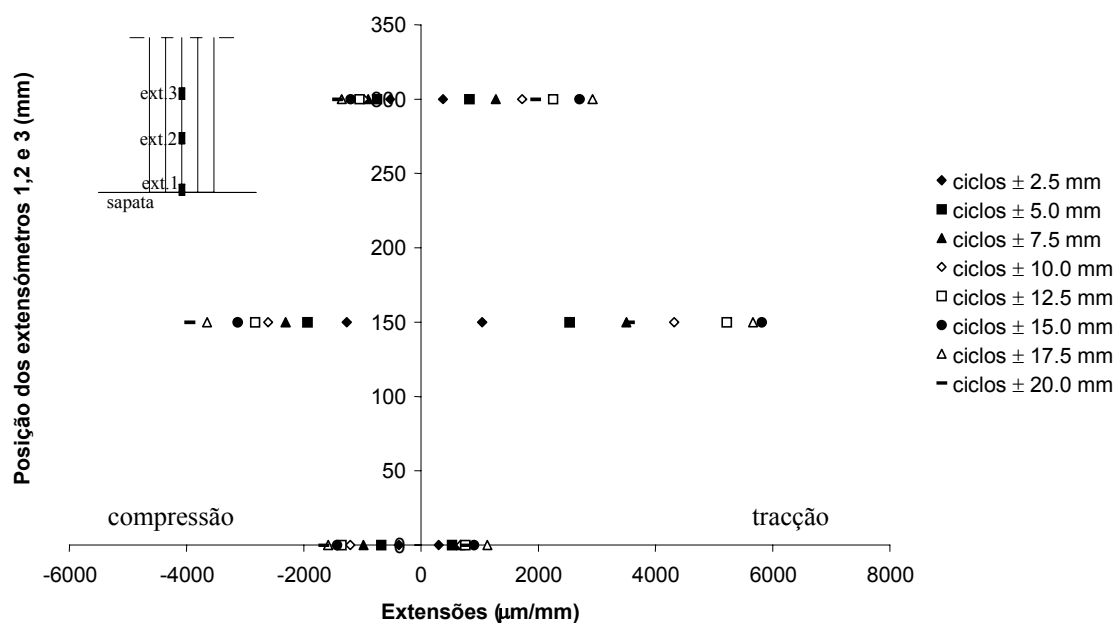


Figura 5.52 – Perdas de deformação registadas pelos ext.1, ext.2 e ext.3, para P16bCR.

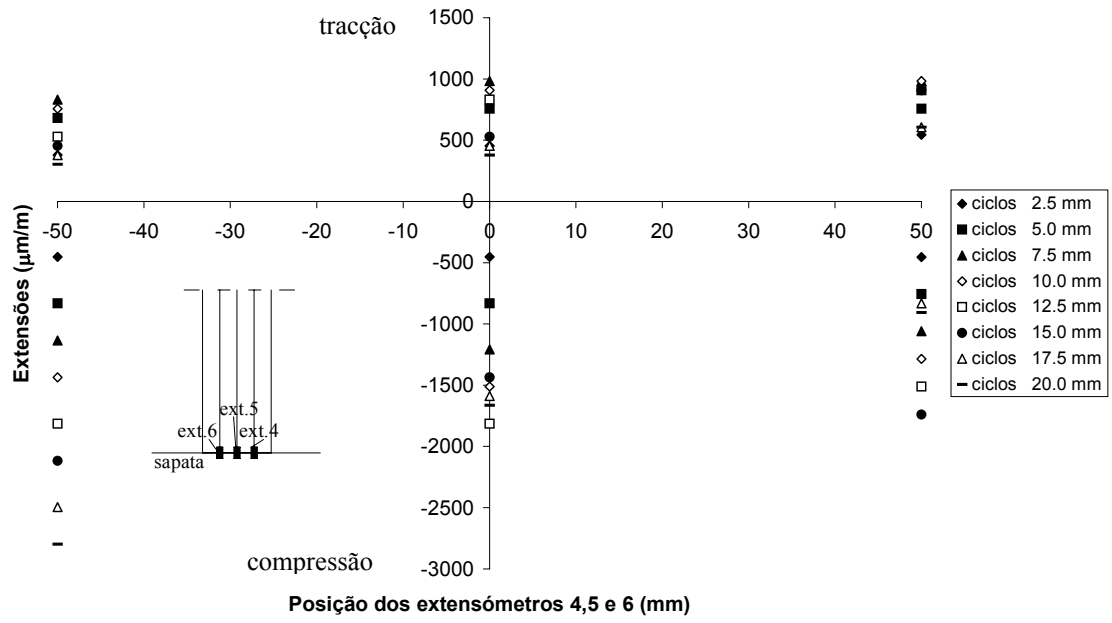


Figura 5.53 – Perdas de deformação registadas pelos ext.4, ext.5 e ext.6, para P16bCR.

CAPÍTULO 6

CONSIDERAÇÕES FINAIS

Ao longo do texto foram expostas diversas observações respeitantes aos assuntos abordados neste trabalho. Neste capítulo apresenta-se o resumo das principais conclusões retiradas do trabalho desenvolvido e é apresentada uma sugestão para desenvolvimento futuro.

6.1 – CONCLUSÕES

No capítulo 2, são apresentados os resultados da pesquisa bibliográfica efectuada no domínio do reforço de pilares sujeitos à acção sísmica. Os principais modos de ruína que podem ocorrer nestes pilares são: rotura por corte por armadura transversal insuficiente ou deficiente confinamento do betão, rotura à flexão por insuficiente armadura longitudinal e rotura da ligação sapata-pilar por deficiente emenda da armadura longitudinal. Das diversas técnicas e materiais existentes para o reforço de pilares, os materiais compósitos foram os utilizados, por constituírem um material alternativo aos tradicionais e apresentarem várias vantagens, nomeadamente, leveza, facilidade de colocação em obra, o peso da estrutura reforçada é praticamente inalterado, elevada resistência a agentes agressivos, facilidade de aplicação, introdução do confinamento desejado sem aumentar a secção transversal dos pilares. Quanto às técnicas de reforço, a pesquisa foi direccionada para a aplicação de laminados cravados na superfície do pilar. O reduzido número de trabalhos experimentais publicados relacionados com a técnica proposta no presente trabalho dificultou a análise crítica e comparativa dos resultados obtidos neste trabalho.

No capítulo 3 é apresentada a técnica de reforço desenvolvida neste trabalho, que consiste na aplicação de tiras de laminados de fibras de carbono, com secção transversal de $9.55 \times 1.46 \text{ mm}^2$, para o reforço de pilares à flexão. Este tipo de reforço associa os

benefícios da rapidez de execução do reforço à economia de material, revelando potencial para aumentar significativamente a resistência à flexão. Este tipo de reforço é apropriado apenas para pilares com modo de rotura por flexão.

Para se poder aplicar esta técnica de reforço é necessário abrir roços nas faces dos pilares para inserção dos laminados de fibras de carbono, e perfurações na sapata para fixação destes à sapata. Os laminados são cravados no betão por intermédio de uma resina epóxida e a selagem das furações da sapata é feita com uma argamassa epóxida de características diferentes da primeira. Durante as betonagens, em dois elementos de pilar não foi garantido o recobrimento de 20 mm pretendido, devido a deficiente posicionamento das armaduras longitudinais. Por este facto, houve necessidade de cortar o estribo mais próximo da sapata. Para garantir o reforço proporcionado pelos estribos cortados, aplicou-se uma cinta em tecido de fibras de carbono. Trata-se de um procedimento de fácil execução que deve ser implementado no caso de haver necessidade de cortar estribos para garantir o devido posicionamento dos laminados.

No capítulo 4 é apresentada a caracterização dos materiais intervenientes na execução dos modelos de pilar e do seu reforço, nomeadamente, o betão, o aço das armaduras, os laminados de fibras de carbono, a argamassa epóxida e os adesivos de ligação. Os seguintes aspectos foram registados:

- i. As propriedades dos laminados de fibras de carbono são aproximadamente as especificadas pelo fabricante nos seus documentos técnicos;
- ii. A tensão de cedência das armaduras convencionais é bastante superior à que seria de esperar para as armaduras A235.
- iii. Deve ser feito o controlo da qualidade das resinas antes da sua aplicação. Só assim se consegue mobilizar eficazmente o reforço aplicado e evitam-se problemas de endurecimento das resinas, como sucedeu em dois pilares.

No capítulo 5 apresentam-se e analisam-se os resultados obtidos nos ensaios experimentais. Nos pilares de betão armado reforçados com laminados de fibras de carbono registou-se um aumento significativo na força máxima de tracção e de compressão, i.e., na capacidade de carga última destes. O aumento é mais significativo nos pilares com menor percentagem de armadura convencional. Este facto deve-se a que o betão de recobrimento da zona de rotura dos pilares reforçados com a menor

percentagem de armadura longitudinal foi substituído por um argamassa epóxida de elevada resistência à compressão e à tracção. Considerou-se que esta zona localizava-se na base do pilar, com um comprimento de 100 a 150 mm. Com o aumento da percentagem de armadura longitudinal, a fendilhação distribuiu-se num comprimento maior, pelo que passaram a existir fendas fora da zona reforçada. Como não se procedeu à selagem das fendas localizadas fora da zona de rotura considerada, aquando da aplicação dos laminados, ocorreram concentrações de tensões nos laminados que atravessam essas fendas, levando à sua rotura precoce. Estes factos devem estar na base do aumento médio de 92% na capacidade de carga última registado nos pilares reforçados com a menor percentagem de armadura longitudinal, e de somente 34% nos pilares reforçados com a percentagem intermédia.

Assim, presente técnica só é eficaz se as fendas forem devidamente seladas com um composto epóxido, bem como se as operações de reforço forem devidamente executadas e se houver um controlo de qualidade dos materiais de reforço. Se assim for consegue-se um aumento significativo na capacidade de carga de pilares com rotura por flexão, mesmo em pilares com danos significativos. Desde que o reforço seja aplicado correctamente, este aumento é similar em pilares danificados e intactos.

Com esta técnica evitou-se as roturas frágeis e violentas que ocorrem nos laminados e tecidos colados nas faces de peças de betão, dado que na presente técnica os laminados são inseridos em ranhuras nos elementos de pilar, e a rotura daqueles processa-se no interior das ranhuras, pelo que a descolagem violenta dos laminados é impedida. A cedência dos laminados foi acompanhada por sinais sonoros de rotura das fibras e por quebra de capacidade de carga do elemento de pilar, sendo esgotada a total capacidade de reforço que os laminados podem garantir.

No que diz respeito à viabilidade económica, a técnica de reforço que se propõe exige o desenvolvimento de equipamento que permita a execução das ranhuras com a profundidade desejada e com o alinhamento pré-estabelecido, e que assegure o preenchimento homogéneo das ranhuras para a selagem dos laminados. Estes equipamentos deverão ser de simples manuseio, de modo a que o tempo de execução dos procedimentos de reforço não questione a oportunidade desta técnica.

6.3 – Desenvolvimentos futuros

A fase seguinte deste trabalho deve consistir na análise mais aprofundada dos resultados obtidos, utilizando para tal um programa que tenha em conta o comportamento não linear dos materiais intervenientes, quando submetidos a acções cíclicas.

Posteriormente serão elaboradas as recomendações para o projecto de reforço de elementos de pilar, utilizando a técnica desenvolvida neste trabalho. Para tal deverá ser necessário efectuar mais alguns ensaios, em que se fará variar a percentagem de reforço com laminados de fibras de carbono e para diferentes qualidades de betão.

Dado que as faixas de tecido de carbono podem introduzir um acréscimo significativo de resistência ao corte e de confinamento do betão, o desenvolvimento futuro proposto é o do reforço de elementos de pilar à flexão e ao corte, por aplicação de tiras de laminados de fibras de carbono envolvidas por faixas de tecido de fibras de carbono.

CAPÍTULO 7

Referências

- Aboutaha**, R.S., Machado, R.I., 1999, “ *Seismic Resistance of Steel-Tubed High-Strength Reinforced-Concrete Columns.*” Journal of Structural Engineering, Maio, vol. 125, pp.485-494.
- ACI**, 440R, 1996, “ *State-of-the-art Report on Fiber Reinforced Plastic Reinforcement for Concrete Structures*” .
- Barros**, J.; Ferreira, D.; Lourenço, P., 2000-a, “ Pilares de Betão Armado Reforçados com Laminados de Fibras de Carbono”, Repar , Junho, pp. 547-556.
- Barros**, J., 2000-b, “ Pavimentos Industriais – materiais, dimensionamento e processos construtivos”, Relatório 00 – Dec/E-5, Junho, pp.2.5-2.10.
- Barros**, J.A.O.; Cruz, J.M.S., 2001 “*Strengthening a Prestressed Concrete Slab by Epoxy Bonded FRP Composites and SFRP*”, 7th International Conference on Inspection Appraisal & Maintenance of Building & Structures, 11-13 September. (to be published)
- Barros**, J.; Sena, C. J. M.; Ulrix, E., 1999, “Avaliação da Capacidade de Absorção de energia de Betões Reforçados com Fibras”, Revista da APAET, nº4, Novembro.
- Bizindavyi**, L., Neale K. W., 1999, “ *Transfer Lengths and Bond Strengths for Composites Bonded to Concrete*”, Journal of Composites for Construction, November, pp. 153-160.
- Cardoso**, A., Appleton, J., Pompeu, S., 2000, “*Utilização de Mantas de fibras de Carbono para aumento da ductilidade em pilares de betão armado*”, REPAR, Junho, pp. 519-528.
- Chajes**, M.J., Finch, W.W, Januszka, T.F., Thomson, T.A., 1996, “*Bond and Force Transfer of Composites Materials Plates Bonded to Concrete*”, ACI Structural Journal, Vol. 93, nº2, pp.208-217.
- CEB – FIP**, Model Code, 1990, Comité Euro-International Du Beton.
- Coffman**, H.L., Marsh, M.L., Brown, C.B., 1993, “*Seismic Reinforced-Concrete Columns*”, Journal of Structural Engineering, Vol.119, nº5, Maio, pp.1643-1661.

- Cruz, J. M. S.**, 1998, “*Comportamento de Estruturas Porticadas de Betão armado submetidas à Acção Cíclica*”, tese de Mestrado, FEUP.
- Deuring, M.**, Steiner, W., 1996, “*Efficient Strengthening by using the Sika CarboDur-System.*”, Sika AG Zurich, Switzerland, CFK-COPP.Doc2, 15pp.
- Eurocode 2**, “*Design o Concrete Structures*”, European Committee for Standardisation, 1991.
- Freitas, F.**; Barros, J.; Fonseca, P., “*Manual do sistema de ensaio de estruturas – SENTUR*”, Dep. de Eng^a Civil, Escola de Eng^a da Universidade do Minho, 40 pp., Setembro de 1998.
- Garcia, Alonso, J.R.**; Solaguren B., 1998, “*Los Materials de Construcción y su Reacción al Fuego*”, Livres de actes de la II Conference Internationale Sur, Bordeaux, Outubro, pp.373-377.
- Gomes, A. M.**, 1992 “*Comportamento e Reforço de Elementos de Betão Armado Sujeitos a Acções Cíclicas*”. Dissertação submetida para a obtenção do grau de Doutor em Engenharia Civil, Universidade Técnica de Lisboa, Julho, 331 pp.
- Gomes, A. M.**, Appleton, J., 1997, “*Reforço de Estruturas de Betão Armado por Encamisamento das Secções.*” Revista Portuguesa de Engenharia de Estruturas (RPEE), Setembro, nº42, pp.7-14.
- Grace, N.F.**, Sayed, G., Soliman, K., Saleh, K., 1999, “*Strengthening Reinforced Concrete Beams using Fiber Reinforced Polymer (FRP) Laminates.*” ACI Structural Journal, Setembro-Outubro, pp.865-874.
- Juandes, L.**, Marques, A , Figueiras, J., 1996, “*Materiais Compósitos no Reforço de Estruturas de Betão*”, Relatório técnico, FEUP, Março, 112pp.
- Juandes, L.**, Figueiras, J., Marques, A., 1998 “*Comportamento Experimental de Vigas de Betão Armado Reforçadas com Laminados de CFRP*”, 1º Relatório experimental, FEUP, Porto, Maio, 164 pp.
- Juandes, L. F. P.**, 1999, “*Reforço e Reabilitação de Estruturas de Betão Usando Materiais Compósitos de CFRP*”, Dissertação para a obtenção do Grau de Doutor em Engenharia Civil, FEUP, Setembro.
- Karbhari, V.M.**, Seible F., “*Design Consideration for the Use of Fiber Reinforced Polymeric Composites in the Rehabilitation of Concrete Structures*”, 14 pp.
- Katumata, H.** and Kobatake, Y., 1988, “*A Study on Strengthening with Cabon fiber for Earthquake Resistant Capacity of Existing Reinforced Concrete Columns*”, In:)th

World Conference on Earthquake Engineering (9WCEE), Vol. VII. Tokyo-Kyoto, Japan, pp. 517-522.

Katumata, H. , Ohno, S., Kobatake, Y., 1992, “ *Earthquake-Resistant Capacity of Reinforced Concrete Bridge Columns Retrofitted with carbon Fiber*”, In: Proc. Intern. Symp. On Earthquake Disaster Prevention. Cenapred, pp. 66-75

Khuntia, M. Goel, S., 1999,” *Experimental study of FRP- Encased Steel Joist Composite Beams*”, Journal of Structural Engineering, pp 495-502.

Kobatake, Y., Katumata, H., Tanaka, 1998, “*Retrofit Method of Existing Reinforced Concrete Members by Carbon Fiber Hoops*”. Transaction of the LCI 11 (1) , 861-866.

Kobatake, Y.,1998, “ *A Seismic Retrofitting Method for existing Reinforced Concrete Structures using CFRP.*” Adv. Composites Mater., Vol. 7, pp.1-22.

Lee, Y. J., Boothby, T.E., Nanni, A, 1999. “ *Slip Modulus of FRP Sheets Bonded to Concrete.*” Journal of Composites for Construction, Novembro, pp. 161-167.

Lin, Y., Friedrich, K., Weimer, C., Mai, Y.,1998,” *Surface Treatment and Adhesion Bonding between Concrete and CFRP Composite.* Adv. Composites Mater., Vol.

Mander, J.B., Priestley, M. J. N., Park, R., 1988-a, “ *Theoretical Stress-Strain Model for Confined Concrete.*” Journal of Structural Engineering, Agosto, Vol.114 (8), pp.1804-1826.

Mander, J.B., Priestley, M. J. N., Park, R., 1988-b. “ *Observed Stress-Strain Behavior of Confined Concrete*” Journal of Structural Engineering, Agosto, Vol.114 (8), pp.1827-1849.

Mander, J.B., Panthaki, F. D., Kasalanati, A., 1994, “*Low Cicle Fatigue Behavior of Reiforcing Steel*”, Journal of Materials in Civil Engineering, Novembro, Vol.6 (4), pp. 453-468

Meier, U., 1987, “ *Development of the Composites Strip Bonding Techniques for the Post-Strengthening of Structures*”,EMPA, 8 pp.

Meier, U; Dearing, M.; Meier, H.; Schwegler, G.,1993, “*Strengthening of Structures with Advanced Composites*”, Alternative Material for Concrete Reinforcement, pp. 153-171.

Meier, U.,1995, “ *Strengthening of Structures using Carbon Fibre/epoxi Composites.* Construction and Building Materials, vol.9, n°6, pp.341-351.

Meier, U., 1997, “ *Repair Using Advanced Composites*” proceeding of International Conference of Composites Construction – Conventional and Innovative, IABSE, Innsbruck, Austria, Setembro, pp. 113-124.

- Menon**, S. Cercone, L., Policelli, F., 1998, “*Composites Adherent in Joint Concrete Structures*”, Presented at International Community for Composites Engineering (ICCE/5) Fifth International Conference on Composites Engineering, Las Vegas, Julho, pp. 5-11.
- Mirmiran**, A, Shahaway, M., 1997, “ *Behaviour of Concrete Columns confined by Fiber Composites.*” Journal of Structures Engineering, Maio, pp. 583-590.
- Mirmirian**, A, Shahawy, M., Samaan, M. Echary, H. Mastrapa, J.C., Pico, O., 1998, “*Effect of Column Parameters on FRP- Confined Concrete*”, Journal of Composites for Construction, November, pp.175-185.
- Mirmiran**, A, Shahaway, M., Samaan, M., 1999, “*Strength and Ductility of Hybrid FRP- Concrete Beam-Columns.*” Journal of Structures Engineering, Outubro, pp.1085-1093.
- Monti**, G., Spoeltra, M.R., 1997, “*Fiber Section analysis of RC Bridge piers retrofitted with FRP Jackets.*” ASCE Structures Congress, ASCE, New York.
- Nanni**, A et al., 1993, “*Fiber Reinforced Plastic (FRP) – Reinforcement for Concrete Structures: Properties and applications*”, Elsevier Science Publishers B.V., Vol.42, Amsterdam, pp 450.
- Norris**, T., Saadatmanesh, H., Ehsani, M., 1997, “*Shear and Flexural Strengthening of RC Beams with Carbon Fiber Sheets.*” Journal of Structural Engineering, Julho, pp.903-911.
- Pantazopoulou**, S. J., and Mills, R. H., 1995, “*Microstructural Aspects of the Mechanical Response of Plain Concrete*”. ACI Mat. J., Nov.-Dec., Vol.92, pp.605-616.
- Pantazopoulou**, S. J., 1998, “*Detailing for Reinforcement Stability in RC Members.*” Journal of Structural Engineering, Junho, Vol.124 (6), pp.623-632.
- Petersson**, P-E, 1980-a, “*Fracture energy of Concrete. Method of Determination*”, Cement and Concrete Research, Vol. 10, nº1, January, pp. 79-89.
- Petersson**, P-E, 1980-b, “*Fracture energy of Concrete. Practical Performance and Experimental Results*”, Cement and Concrete Research, Vol. 10, nº1, January, pp. 91-101.
- Popovics**, S., 1973, “*Numerical Approach to the Complete Stress-Strain Relation for Concrete*”, Cement and Concrete Res., 3 (5), pp. 583-599.
- Quantrill**, R. J., Hollaway, L. C., Thorne, A. M., 1996a, “*Experimental and Analytical Investigation of FRP Strengthened Beam Response: Part I.*” Mag. Concrete Res., 48(177), pp. 331-342.

- Quantrill**, R. J., Hollaway, L. C., Thorne, A. M., 1996b, “*Prediction of the Maximum Plates end Stress of FRP Strengthened Beams: Part II.*” Mag. Concrete Res., 48(177), 343-351.
- Reddy** J.N. ,1997, “*Mechanics of Laminated Composites Plates, Theory and Analysis.*”
- Ribeiro**, S.; Ulrik, E., 2000, “*Aderência entre Compósitos Reforçados com Fibras de Carbono e o Betão*”, Repar , Junho, pp. 705-712.
- Ripper**, T., 1999, “ *Plásticos Armados com Fibras: uma Solução para o Reforço de Estruturas*”, Seminário de Reforço de Estruturas com Fibras de Carbono, FEUP, Outubro, 12pp.
- Ripper**, T, Costa, J.P., “ *Utilização de Folhas Flexíveis de Fibras Pré-Impregnadas no aumento da Resistência e Ductilidade de Elementos Estruturais de Betão Armado*”, 10pp.
- Rodriguez**, M. E., Botero, J. C., Villa J., 1999, “*Cyclic Stress- Strain Behavior of Reiforcing Steel Including Effect of Buckling*”, Journal of Structural Enginnering, Junho, vol.125, pp. 605-612.
- Ross**, A., Jerome, D., Tedesco, J., Hughes, M., 1999,” *Strengthening of Reinforced Concrete Beams with Externally Bonded Composites Laminates.*” ACI Structural Journal, Março-Abril, pp.212-220.
- Rubinsky**, I. & Rubinsky, A., 1954, “*An Investigacion on the Use of Fiber Glass for Pretressed Concrete*”, Magazine of Concrete Research, Janeiro.
- Rueda**, J. M., Elnashai, A. S., 1997, “ *Confined Concrete Model under Cyclic Load.*” Material and Structures, Abril, vol.30, pp. 139-147.
- Saadatmanesh**, H., Ehsani, M.,1990 “*Fibre Composite Plates can Strengthen Beams*”, Março, pp. 65-71.
- Saadatmanesh**, H., 1998, “ *Seismic Strengthening of Concrete Columns with Fiber composites Wraps*”.
- Samaan**, M., Mirmiran, A., Shahawy, M., 1998, “ *Model of Concrete Confined by Fiber Composites.*”, Journal of structural Engineering, Setembro ,vol. 124, pp. 1025-1031.
- Santiago**, Olivares, M., 1998, “*Los Composites, Nuevos Materiales de la Construcción: Compósitos y Características Técnicas*”. Livres de actes de la II Conference Internationale Sur, Bordeaux, Outubro, pp.17-41.
- Schwegler**, G., “ *Earthquake Resistance of Mansonary Structures*”, Switzerland, 4 pp.

- Seible**, F., Priestley, N., Hegemier, G., Innamorato, D., 1997, “*Seismic Retrofit of RC Columns with Continuous Carbon Fibre Jackets*”, Journal of Composites for Construction, Maio , vol.1, N°2, pp.52-62.
- Sherer**, J., “*Alternative Construction Reinforcement with Fibre Composites*”, 7 pp.
- Sherer**, J., 1999, “*Slot application of S&P Laminates CFK.*”
- Spoeltra**, M.R., Monti, G., 1999, “*FRP- Confined Concrete Model*” Journal of Composites for Construction, Agosto, vol.3, pp.143-150.
- Triantafillou**, T. C., Plevris, N., 1992, “*Strengthening of RC Beams with Epoxi-bonded fiber-composites Materials*”, Mat. And Struct., Vol. 25, pp. 201-211.
- Xiao**, Y., Ma, R., 1997, “*Seismic Retrofit of RC Circular Columns Using Prefabricated Composites Jacketing*”. Journal of Structural Engineering, Outubro, pp. 1357-1364.
- Watson**, S., Zahn, F. Park, R.,1994, “*Confining Reinforcement for concrete Column.*” Journal Structural Engineering, vol.120, pp. 1798-1824.
- Zilch**, Blachko M., 1998, “*Slot application os S&P laminates CFK*”, Technical University in Munich, comunicação privada de J.Sherer.
- Ziraba**, Y., N., Baluch, M. H., Basunbul, I.A., Azad, K., Al-Sulaimani, G., Sharif, M., 1995, “*Combined experimental-numerical approach to characterisation of Steel-glue-concrete interface*”, Materials and Structures, pp. 518-525.

BIBLIOGRAFIA CONSULTADA

- Bencarbino**, F., Spadea, G., Swamy, R., “*Design to Repair/ up-Grade R.C. Structures: The Key to a Successful Utilisation of CFRP Laminates*”, pp. 183-189.
- Blais**, C., Picard, A, 1994, “ *Flexural Strengthening of Reinforced Concrete Beams with Composites Plates*”, Developments in Short and Medium Span Bridge Engineering, pp. 919-929.
- Bracci**, J. M., Moore, W. P., Bugeja, M.N., 1999, “*Seismic Design and Constructability of RCS Special Moment Frames.*” Journal of Structural Engineering, Abril, pp. 385-392.
- Capozucca**, R., 1998, “ *Bond Stress System of Composites Concrete-Timber Beams.*” Materials and Structures, Novembro, Vol.31, pp. 634-640.
- Cardoso**, A.; Appleton, J.; Santos, S.P., 2000, “*Utilização de Mantas de Fibras de Carbono para o Aumento de Ductilidade em Pilares de Betão Armado*”, Repar 2000, pp. 519-528.
- Debois**, M., Picard, A, Beaulieu D., 1992, “*Reiforcement de Poutres en Béton Armé à L'Aide de Matériaux Composites: Étude Théorique et Expérimental*”, Canada, pp. 265-275.
- Deng**, S., Ye, L., Mai, Y.,1998, “*Measurement of Interfacial Shear Strength of Carbon Fibre/Epoxi Composites using a Single Fibre Pull –Out Test.*” Adv. Composites Mat., vol 7, pp. 169-182.
- El-Tawil**, S., Deierlein G., 1999, “*Strength and Ductility of Concrete Encased Composites Columns.*” Journal of Structural Engineering, Setembro, pp. 1009-1019.
- Erki**, M.A, Meier, U., 1999, “*Impact Loading of Concrete Beams Externally Strengthened with CFRP Laminates.*” Journal of Composites for Construction, Agosto, pp.117-124.
- Fanning** ,P., “ *Experimental Testing and Numerical Modelling of Reinforced Concrete Beams Strengthened using Fibre Reinforced Composite Materials*”, Dublin, pp. 211-217.
- Feng**, M.Q., Bahng, E.Y., 1999, “ *Damage Assessment of Jacketed RC Columns using Vibration Tests*”. Journal of Structural Engineering, Março, pp. 265-271.

- Foley**, C., Buckhouse, E., 1999, “*Method to Increase Capacity and Stiffness of Reinforced Concrete Beams*”, Practice Periodical on Structural Design and Construction, pp. 36-42.
- GangaRao**, H., Vijay, P., 1998, “*Bending Behavior of Concrete Beams Wrapped with Carbon Fabric.*” Journal of Structural Engineering, Janeiro, pp.3-10.
- Garden**, H.N., Hollaway, L.C., Thorne, A.M., 1998, “*The Strengthening and Deformation Behaviour of Reinforced Concrete Beams Upgraded using Prestressed Composites Plates.*” Materials and Structures, Maio, vol.31, , pp. 247-258.
- Gentry**, T. R., Husain M., May 1999, “*Thermal Compatibility of Concrete and Composites Reinforcements.*” Journal of Composites for Construction, vol.3, pp. 123-135.
- Gergely**, I., Pantelides, C., Nuismer, R., Reaveley, L., 1998, “*Bridge Pier Retrofit using Fiber-Reinforced Plastic Composites,*” Journal of Composites for Construction, Novembro, pp. 165-174.
- Ibell**, T., Burgoyne C., 1999, “*Use of fiber-Reinforced Plastic versus Steel for Shear Reinforcement of Concrete*”, ACI Structural Journal Novembro-Dezembro, pp. 997-1002.
- Malek**, A., Saadatmanesh, H., 1998, “*Ultimate Shear Capacity of Reinforced Concrete Beams Strengthned with Web-Bonded Fiber- Reinforced Plastic Plates*”, ACI Structural Journal, Julho-Agosto, pp. 391-399.
- Nicolo**, B., Pani, L. Pozzo, E., 1997, “*The Increase in Peak Strength and Strain in Confined Concrete for a Wide Range of Strengths and Degrees of Confinement*”, Material and structures, Março, vol.30, pp. 87-95.
- Pantelides**, C.P., Gergely, J., Reaveley L.D., Volnyy V., 1999, “*Retrofit of RC Bridge Pier with CFRP Advanced Composites.*” Journal of Structural Engineering, Outubro, pp. 1094-1099.
- Park**, D. C., Hwang W., Park, H.C., Han, K.S., Jeong K.W.,1996, “*Bearing Strength of Carbon/epoxy Composites Laminates*”, Adv. Composites Mater., Vol 6, pp. 1-17.
- Priestley** M. J.N., Seible F., Calvi G.M.,1996, “*Seismic Design and Retrofit of Bridges*”.
- Sen**, R., Shahawy, M., Mullins, G., Spain, J., 1999, “*Durability of Carbon Fiber-Reinforced Polymer/Epoxy/Concrete Bond in Marine Environment*”, ACI Structural Journal, Novembro-Dezembro, pp. 906-914.

- Sika**, “*Sistemas de Reforço de Estruturas com Fibras Poliméricas Reforçadas com Fibras de Carbono ou Placas de Aço*”, 8 pp.
- Sika**, “*Seismic Strengthening of Unreinforced Masonry Building with Carbon Fibers*”, 4 pp.
- Smith**, William F., 1993, “*Princípios de Ciência e Engenharia dos Materiais*”, 3ª edição, Mac Graw Hill.
- Souza**, R., 1998, “*Avaliação da Aderência de um Compósito Armado com Tecido de Fibra de Carbono à Superfície do Betão.*” Relatório de Ensaio Experimentais, ICIST, AI nº28/98
- Souza**, H., Appleton, J., 1997, “*Behaviour of Shear-Strengthened Reinforced Concrete Beams.*” *Materials and Structures*, Vol.30, Março, pp.81-86.
- Spadea**, G., Bencardino, F., Swamy, R.N., 1998, “*Structural Behaviour of Composites RC Beams with Externally Bonded CFRP*”, *Journal of Composites for Construction*, Agosto, Vol.2(3), pp.132-137.
- Sulaimani**, G.; Sharif, A.; Basunbul, A.; Baluch, M.; Ghaleb, B., 1994, “*Shear Repair for Reinforced Concrete by fiberglass Plate Bonding*”, *Structural Journal*, Julho-Agosto, Vol.91, nº 3, pp.458-464.
- Tommaso**, A.D., 1997, “*GFRP Composites for Repair and Retrofit Infrastructure Concrete Structural Members*”, 7 pp.
- Triantafillou**, T. C., 1998, “*Shear Strengthening of Reinforced Concrete Beams using Epoxy-Bonded FRP Composites*”, *ACI Structural Journal*, March-April, pp.107-115.
- Varastehpour**, H., Hamelin, P., 1997 “*Strengthening of Concrete Beams using Fiber-Reinforced Plastics.*” *Materials and Structures*, April, Vol.30, pp.160-166.
- Xiao**, Y., Wu, H., Martin, G. R., 1999, “*Prefabricated Composites Jacketing of RC Columns for Enhanced Shear Strength*”, *Journal of Structural Engineering*, Março, pp. 255-264.
- Winkler** N., Klein, P., “*Carbon Fiber Products (CFP). A Construction Material for the next Century*”, *Processing of the 13th FIP Congress*, pp. 69-72

ANEXO A

Materiais

Os resultados dos ensaios de resistência à compressão e à tracção em flexão, aos 28 dias e à data de ensaio dos elementos de pilar, são apresentados na Tabela A1.

Tabela A1 – Resistência do betão à compressão e à tracção em flexão.

elementos de pilar	Amassadura Data/nº	Provetes (cm)	Ensaio		Carga de rotura(kN)	Tensão de Compressão (Mpa)	Tensão de tracção em flexão(Mpa)
			Tipo(idade)	data			
P10aSR	02/09/2000	(ϕ 15x30)	compressão (29 d)	09/03/2000	271.68		
		(ϕ 15x30)	compressão (29 d)	09/03/2000	263.97	14.94	
		(ϕ 15x30)	compressão (91 d)	10/05/2000	397.35	22.49	
		(ϕ 15x30)	compressão (91 d)	10/05/2000	387.42	21.92	
		10x10x85	flexão (29 d)	09/03/2000	1019.549		2.17
		10x10x85	flexão (29 d)	09/03/2000	1037.594		2.21
		10x10x85	flexão (91 d)	10/05/2000	1506.767		3.21
		10x10x85	flexão (91 d)	10/05/2000	1272.1		2.71
P10bSR	28/02/2000	(ϕ 15x30)	compressão (28 d)	28/03/2000	226.49	12.82	
		(ϕ 15x30)	compressão (28 d)	28/03/2000	240.4	13.60	
		(ϕ 15x30)	compressão (83 d)	23/05/2000	268.21	15.18	
		(ϕ 15x30)	compressão (83 d)	23/05/2000	274.17	15.51	
		10x10x85	flexão (28 d)	28/03/2000	1019.549		2.18
		10x10x85	flexão (28 d)	28/03/2000	983.459		2.10
		10x10x85	flexão (83 d)	23/05/2000	1560.902		3.33
		10x10x85	flexão (83 d)	23/05/2000	1200		2.56

P12aSR	14/02/2000	(ϕ 15x30)	compressão (30 d)	15/03/2000	306.36	17.34	
		(ϕ 15x30)	compressão (30 d)	15/03/2000	302.5	17.12	
		(ϕ 15x30)	compressão (98 d)	22/05/2000	365.56	20.69	
		(ϕ 15x30)	compressão (98 d)	22/05/2000	331.79	18.78	
		10x10x85	flexão (30 d)	15/03/2000	N.Q.		
		10x10x85	flexão (30 d)	15/03/2000	1551.88		3.31
		10x10x85	flexão (98 d)	22/05/2000	1308.271		2.79
		10x10x85	flexão (98 d)	22/05/2000	1082.707		2.31
P12bSR	17/02/2000	(ϕ 15x30)	compressão (29 d)	17/03/2000	368.02	20.49	
		(ϕ 15x30)	compressão (29 d)	17/03/2000	342.97	19.41	
		(ϕ 15x30)	compressão (95 d)	22/05/2000	391.39	22.15	
		(ϕ 15x30)	compressão (95 d)	22/05/2000	407.28	23.05	
		10x10x85	flexão (29 d)	17/03/2000	1064.662		2.27
		10x10x85	flexão (29 d)	17/03/2000	1154.887		2.46
		10x10x85	flexão (95 d)	22/05/2000	1524.812		3.25
		10x10x85	flexão (95 d)	22/05/2000	N.Q.		N.Q.
P16aSR	24/02/2000	(ϕ 15x30)	compressão (28 d)	24/03/2000	173.44	9.81	
		(ϕ 15x30)	compressão (28 d)	24/03/2000	215.8	12.21	
		(ϕ 15x30)	compressão (91 d)	22/05/2000	294.04	16.64	
		(ϕ 15x30)	compressão (91 d)	22/05/2000	282.12	15.96	
		10x10x85	flexão (28 d)	24/03/2000	1064.662		2.27
		10x10x85	flexão (28 d)		N.Q.		N.Q.
		10x10x85	flexão (91 d)	22/05/2000	1227.068		2.62
		10x10x85	flexão (91 d)		N.Q.		N.Q.
P16bSR	24/02/2000	(ϕ 15x30)	compressão (28d)	24/03/2000	279.38	15.81	
		(ϕ 15x30)	compressão (28d)	24/03/2000	312.14	17.66	
		(ϕ 15x30)	compressão (88 d)	22/05/2000	353.64	20.01	
		(ϕ 15x30)	compressão (88 d)	22/05/2000	361.59	20.46	
		10x10x85	flexão (28d)	24/03/2000	1551.88		3.31
		10x10x85	flexão (28d)	24/03/2000	1651.13		3.52
		10x10x85	flexão (88 d)	22/05/2000	1560.902		3.33
		10x10x85	flexão (88 d)	22/05/2000	1461.654		3.12

P10aPR	1/3/00	(ϕ 15x30)	compressão (29 d)	30/03/2000	303.97	17.20	
		(ϕ 15x30)	compressão (29 d)	30/03/2000	313.91	17.76	
		(ϕ 15x30)	compressão (118 d)	27/06/2000	405.31	22.94	
		(ϕ 15x30)	compressão (118 d)	27/06/2000	349.67	19.79	
		10x10x85	flexão (28d)	30/03/2000	1154.887		2.46
		10x10x85	flexão (28d)	30/03/2000	1434.586		3.06
		10x10x85	flexão (118 d)	27/06/2000	1506.767		3.21
		10x10x85	flexão (118 d)	27/06/2000	1461.654		3.12
P10bPR	08/03/2000	(ϕ 15x30)	compressão (28d)	06/04/2000	256.29	14.50	
		(ϕ 15x30)	compressão (28d)	06/04/2000	266.23	15.07	
		(ϕ 15x30)	compressão (149 d)	04/08/2000	357.62	20.24	
		(ϕ 15x30)	compressão (149 d)	04/08/2000	375.5	21.25	
		10x10x85	flexão (28d)	06/04/2000	1109.774		2.37
		10x10x85	flexão (28d)	06/04/2000	1010.526		2.16
		10x10x85	flexão (149 d)	04/08/2000	1867.669		3.98
		10x10x85	flexão (149 d)	04/08/2000	1822.556		3.89
P12aPR	03/03/2000	(ϕ 15x30)	compressão (30 d)	04/04/2000	387.42	21.92	
		(ϕ 15x30)	compressão (30 d)	04/04/2000	445.03	25.18	
		(ϕ 15x30)	compressão (116 d)	27/06/2000	479.83	27.15	
		(ϕ 15x30)	compressão (116 d)	27/06/2000	450.99	25.52	
		10x10x85	flexão (28d)	04/04/2000	1669.173		3.56
		10x10x85	flexão (28d)	04/04/2000	1669.173		3.56
		10x10x85	flexão (116 d)	27/06/2000	1642.105		3.50
		10x10x85	flexão (116 d)	27/06/2000	1615.038		3.45
P12bPR	29/03/2000	(ϕ 15x30)	compressão (34 d)	02/05/2000	311.92	17.65	
		(ϕ 15x30)	compressão (34 d)	02/05/2000	321.85	18.21	
		(ϕ 15x30)	compressão (128 d)	04/08/2000	409.27	23.16	
		(ϕ 15x30)	compressão (128 d)	04/08/2000	421.19	23.83	
		10x10x85	flexão (34 d)	02/05/2000	1317.293		2.81
		10x10x85	flexão (34 d)	02/05/2000	1321.293		2.82
		10x10x85	flexão (128 d)	04/08/2000	1741.353		3.71
		10x10x85	flexão (128 d)	04/08/2000	1731.331		3.69

P16aPR	10/03/2000	(ϕ 15x30)	compressão (28 d)	06/04/2000	236.42	13.38	
		(ϕ 15x30)	compressão (28 d)	06/04/2000	252.32	14.28	
		(ϕ 15x30)	compressão (147 d)	04/08/2000	329.8	18.66	
		(ϕ 15x30)	compressão (147 d)	04/08/2000	369.54	20.91	
		10x10x85	flexão (28d)	7/4/00	1218.045		2.60
		10x10x85	flexão (28d)	7/4/00	992.487		2.12
		10x10x85	flexão	1/8/00	1741.353		3.71
		10x10x85	flexão	1/8/00	1732.331		3.70
P16bPR	14/03/2000	(ϕ 15x30)	compressão (28d)	10/04/2000	315.89	17.88	
		(ϕ 15x30)	compressão (28d)	10/04/2000	349.67	19.79	
		(ϕ 15x30)	compressão (151 d)	04/08/2000	401.32	22.71	
		(ϕ 15x30)	compressão (151 d)	04/08/2000	429.14	24.28	
		10x10x85	flexão (28d)	10/04/2000	1190.977		2.54
		10x10x85	flexão (28d)	10/04/2000	1326.316		2.83
		10x10x85	flexão (151 d)	04/08/2000	1939.85		4.14
		10x10x85	flexão (151 d)		N.Q		N.Q

ANEXO B1

Relação Força Horizontal-deslocamentos

Os resultados dos ensaios cíclicos, força horizontal-deslocamentos, são apresentados nas figuras seguintes. Os deslocamentos são referentes aos transdutores de deslocamentos colocados ao longo do pilar, como está indicado na Figura B1.

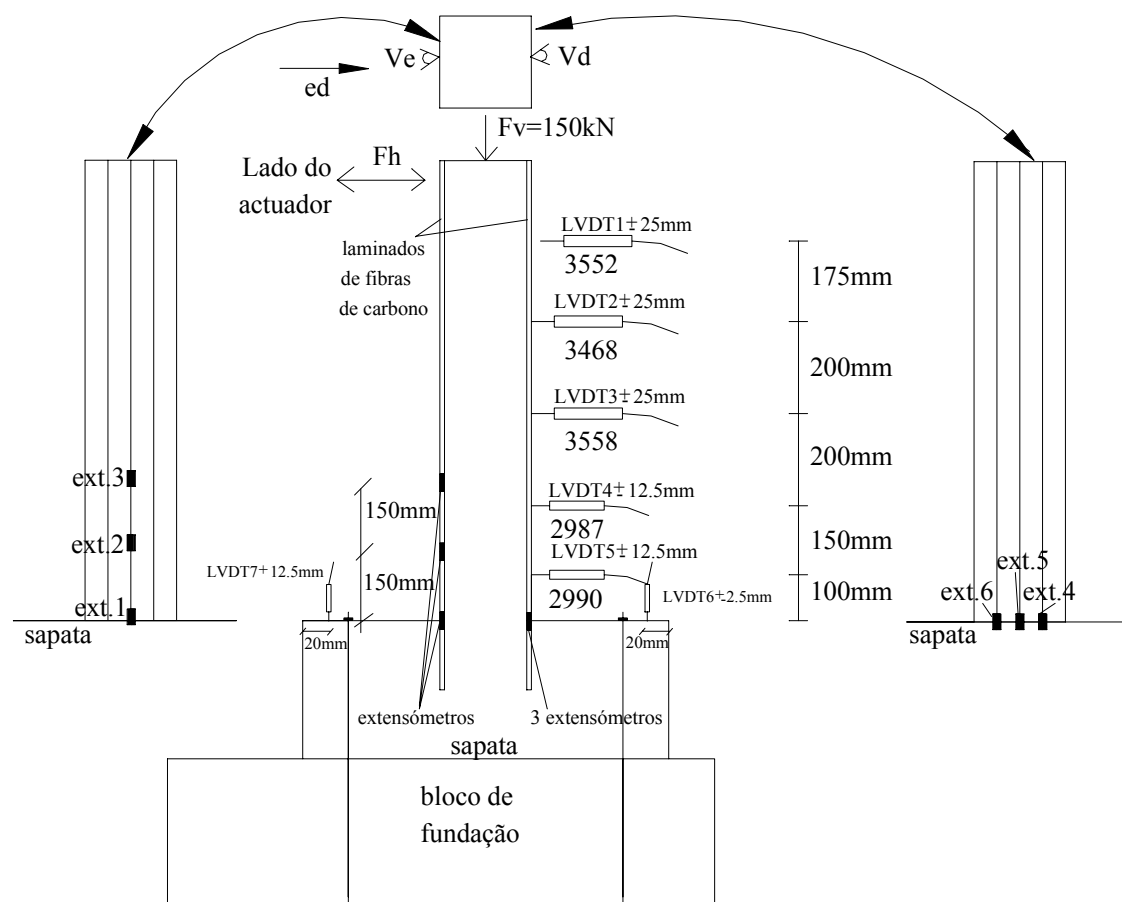


Figura B1.1 – Transdutores de deslocamentos e extensômetros aplicados.

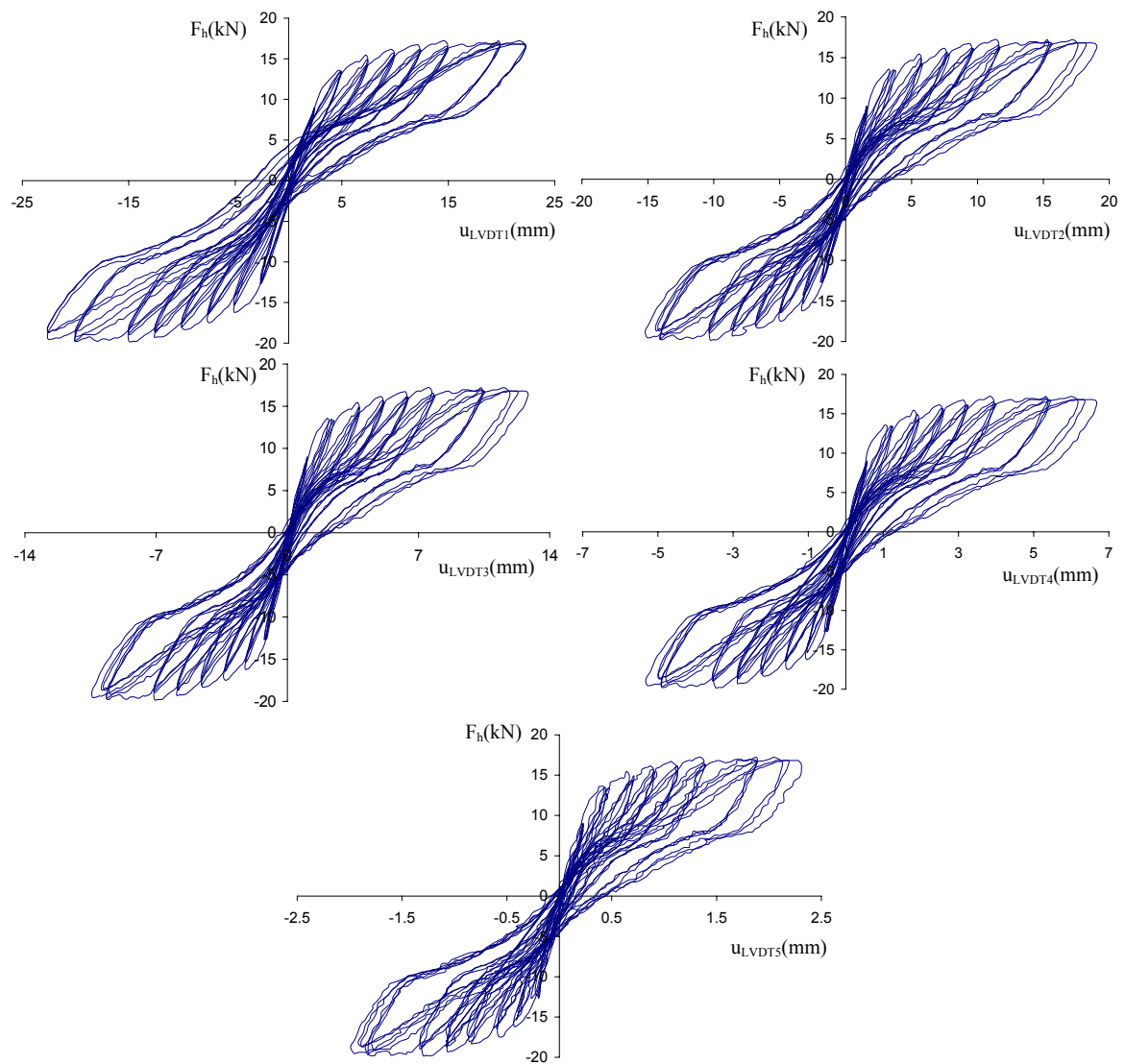
B 1.1 – Pilar P10a**B 1.1.1 – Força horizontal-deslocamentos no pilar P10aSR**

Figura B1.2 – Relação força horizontal-deslocamento nos transdutores de deslocamentos para o pilar P10aSR.

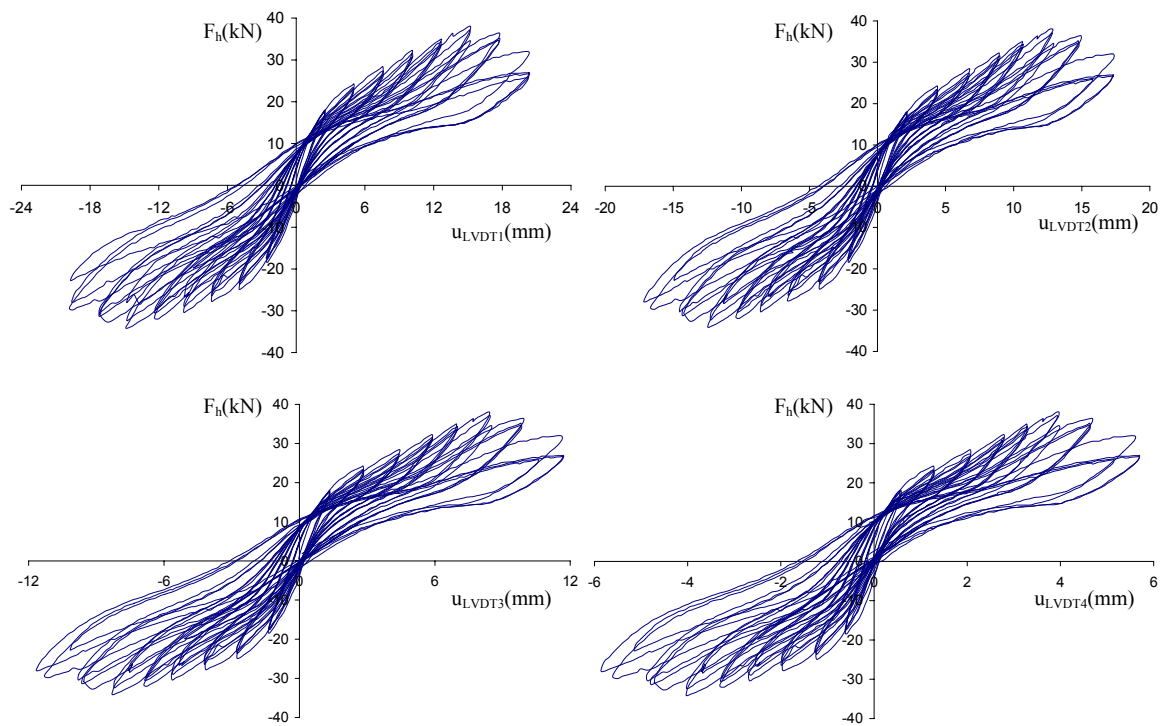
B 1.1.2 – Força horizontal-deslocamentos no pilar P10aCR

Figura B1.3 – Relação força horizontal-deslocamento nos transdutores de deslocamentos para o pilar P10aCR.

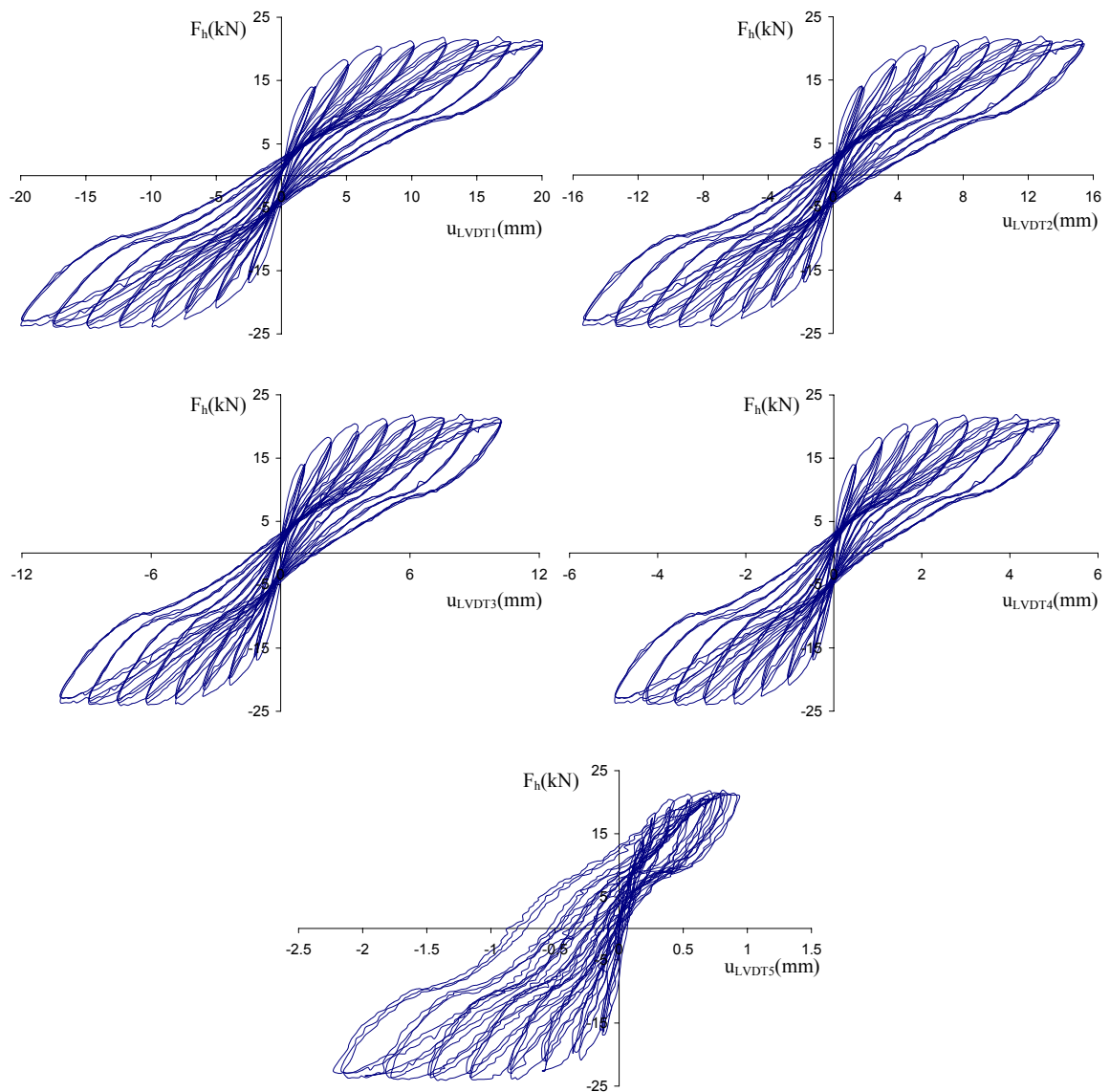
B 1.2 – Pilar P10b**B1.2.1 – Força horizontal-deslocamentos no pilar P10bSR**

Figura B1.4 – Relação força horizontal-deslocamento nos transdutores de deslocamentos para o pilar P10bSR.

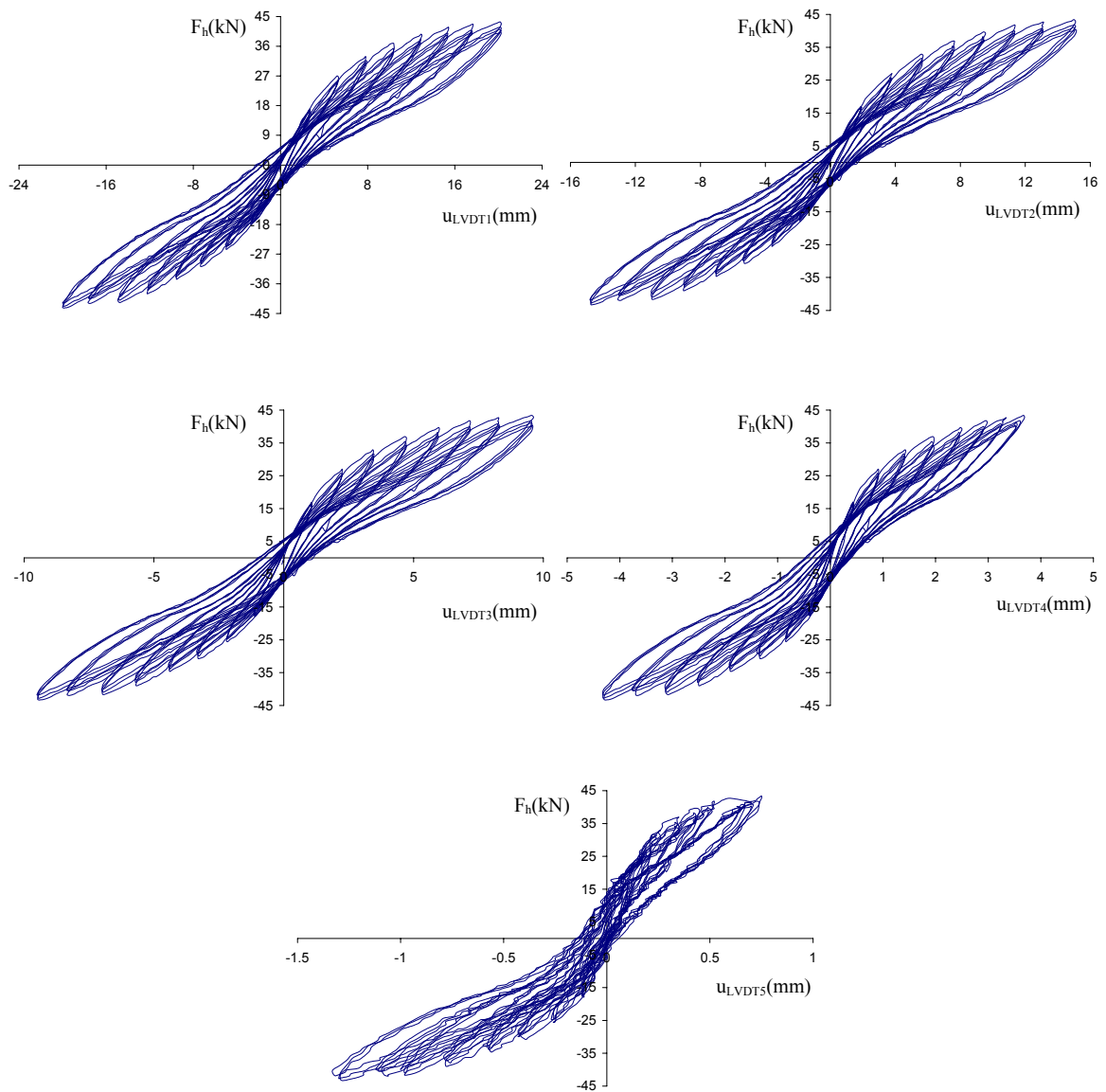
B 1.2.2 – Força horizontal-deslocamentos no pilar P10bCR

Figura B1.5 – Relação força horizontal-deslocamento nos transdutores de deslocamentos para o pilar P10bCR.

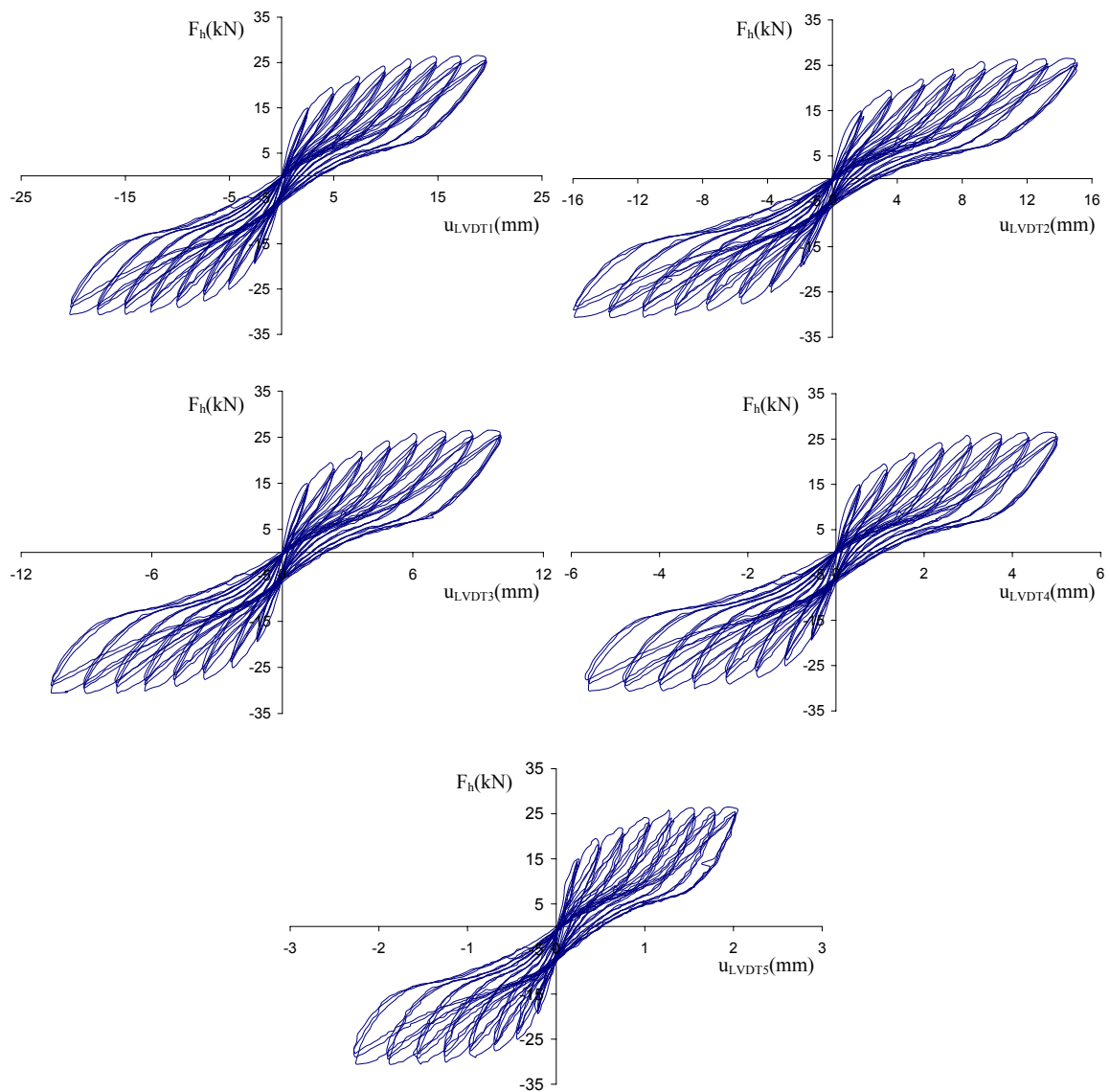
B 1.3 – Pilar P12a**B 1.3.1 – Força horizontal-deslocamentos no pilar P12aSR**

Figura B1.6 – Relação força horizontal-deslocamento nos transdutores de deslocamentos para o pilar P12aSR.

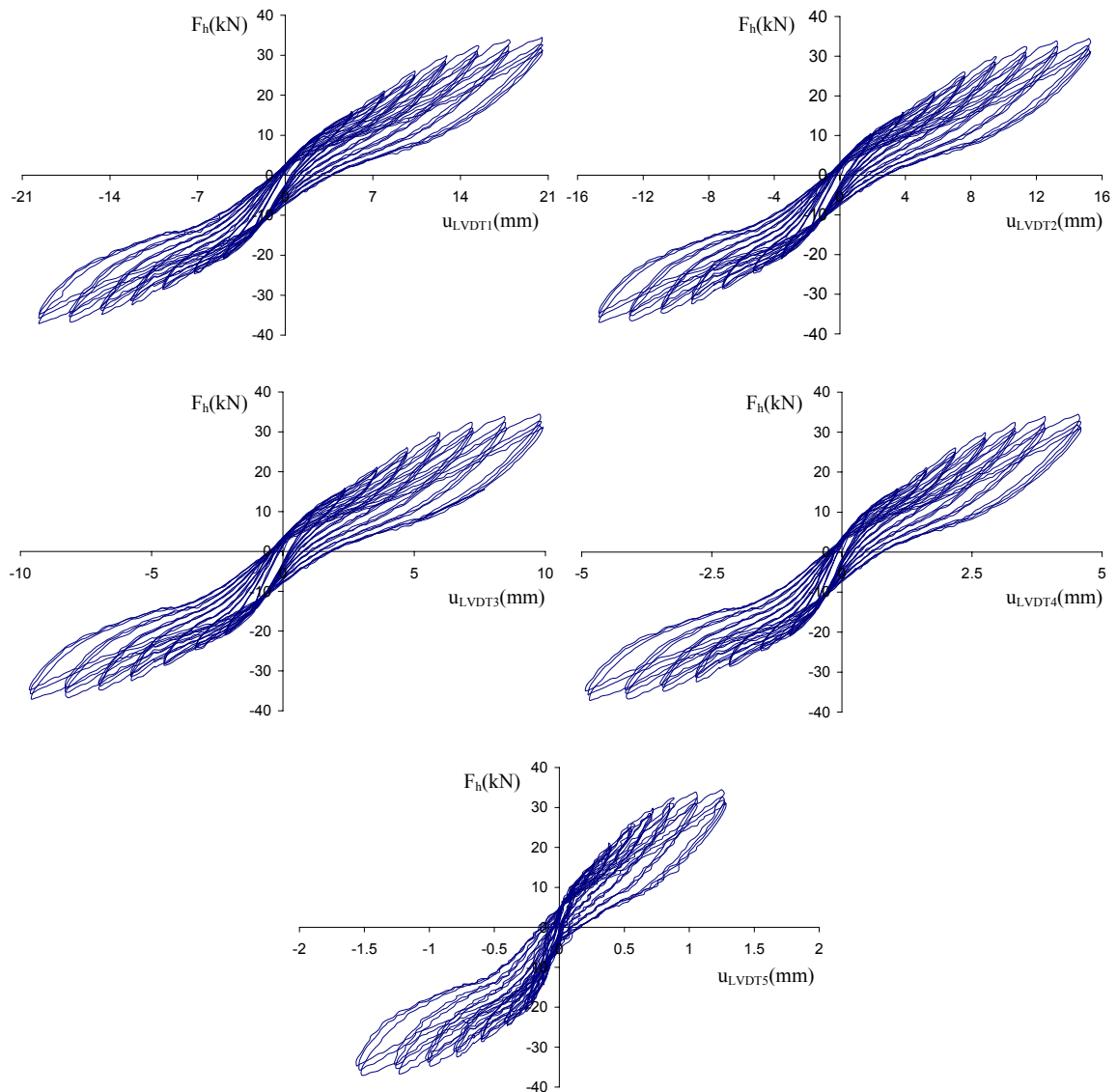
B 1.3.2 – Força horizontal-deslocamentos no pilar P12aCR

Figura B1.7 – Relação força horizontal-deslocamento nos transdutores de deslocamentos para o pilar P12aCR.

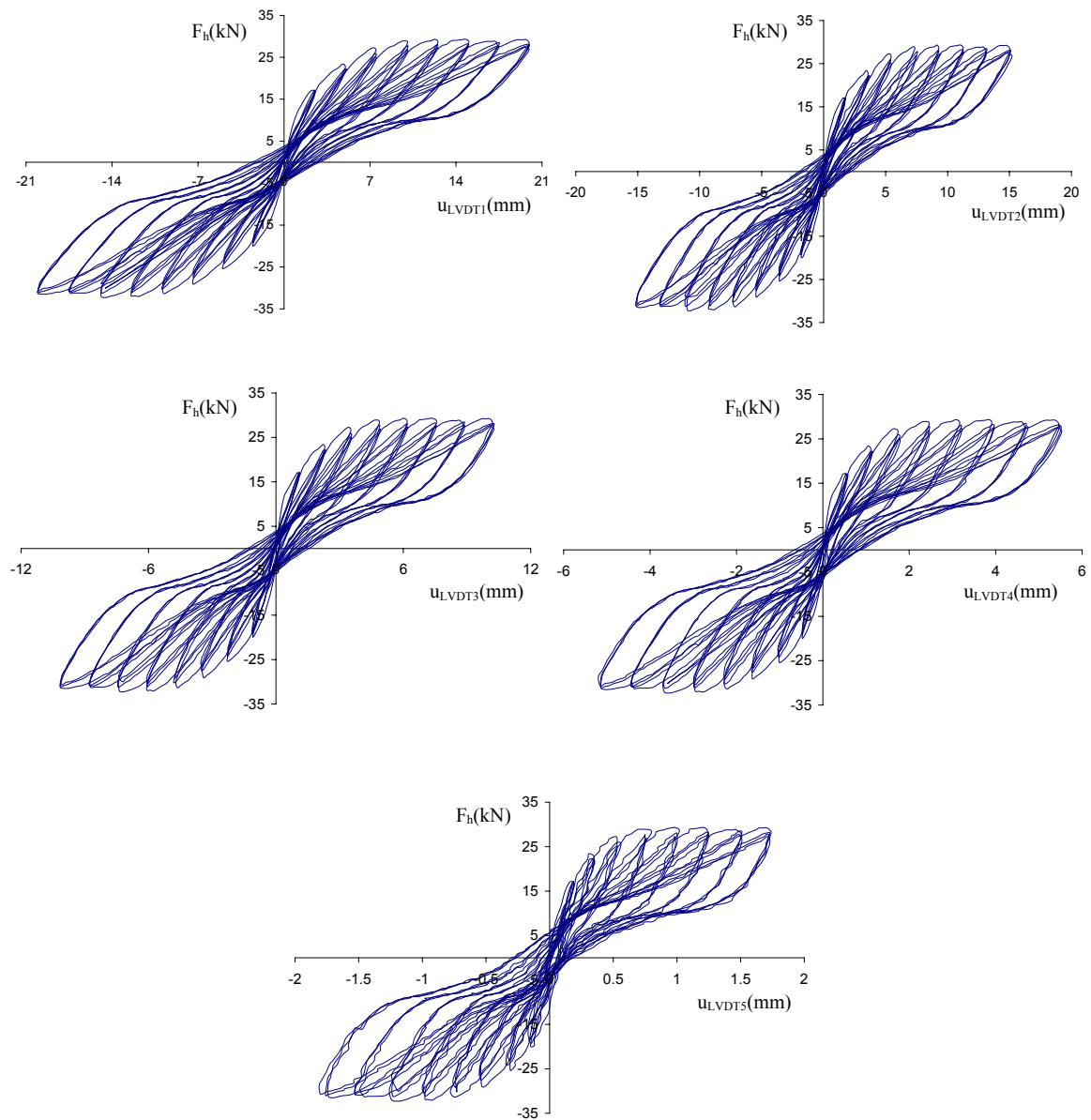
B 1.4 – Pilar P12b**B 1.4.1 – Força horizontal-deslocamentos no pilar P12bSR**

Figura B1.8 – Relação força horizontal-deslocamento nos transdutores de deslocamentos para o pilar P12bSR.

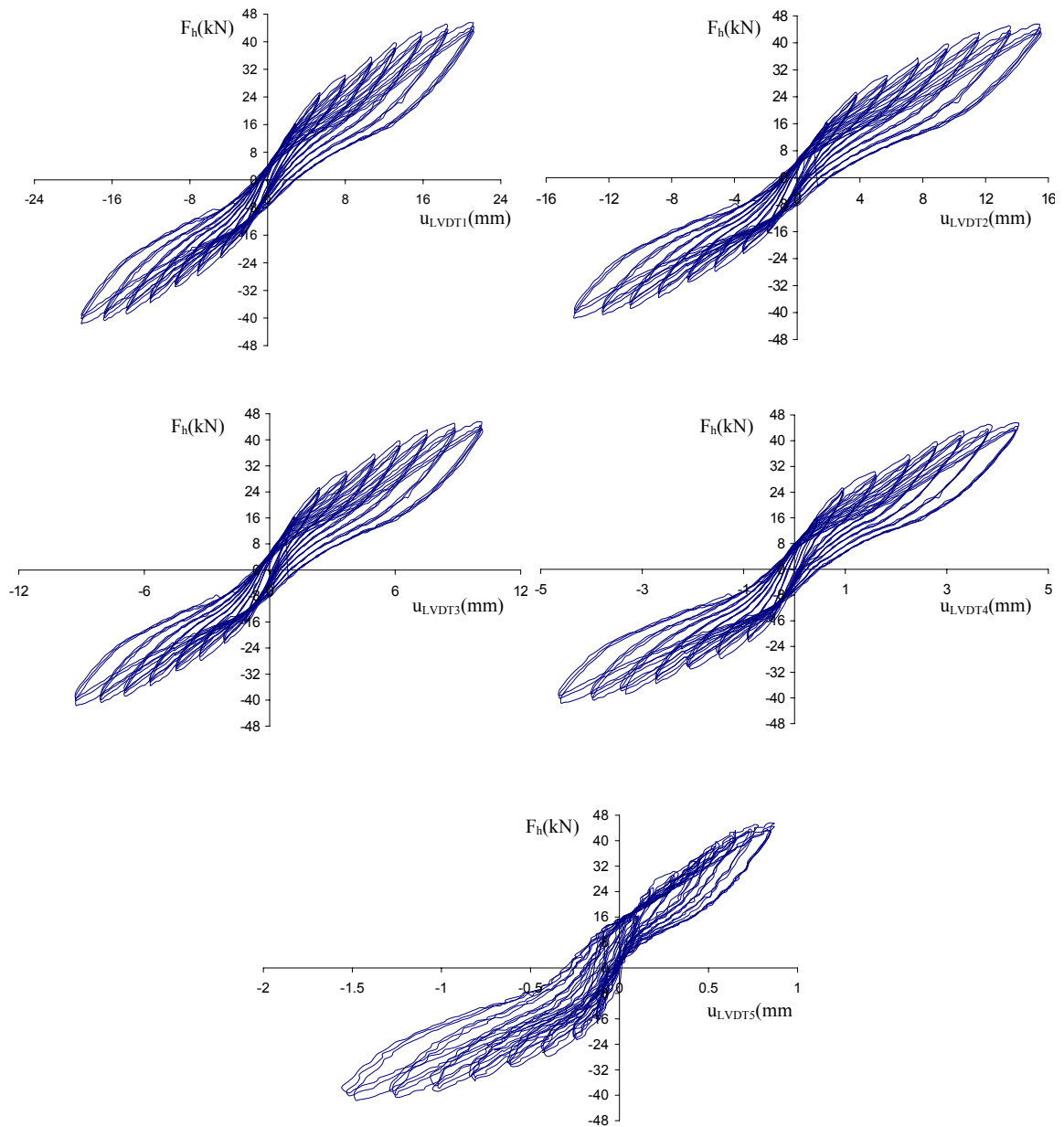
B 1.4.2 – Força horizontal-deslocamentos no pilar P12bCR

Figura B1.9 – Relação força horizontal-deslocamento nos transdutores de deslocamentos para o pilar P12bCR.

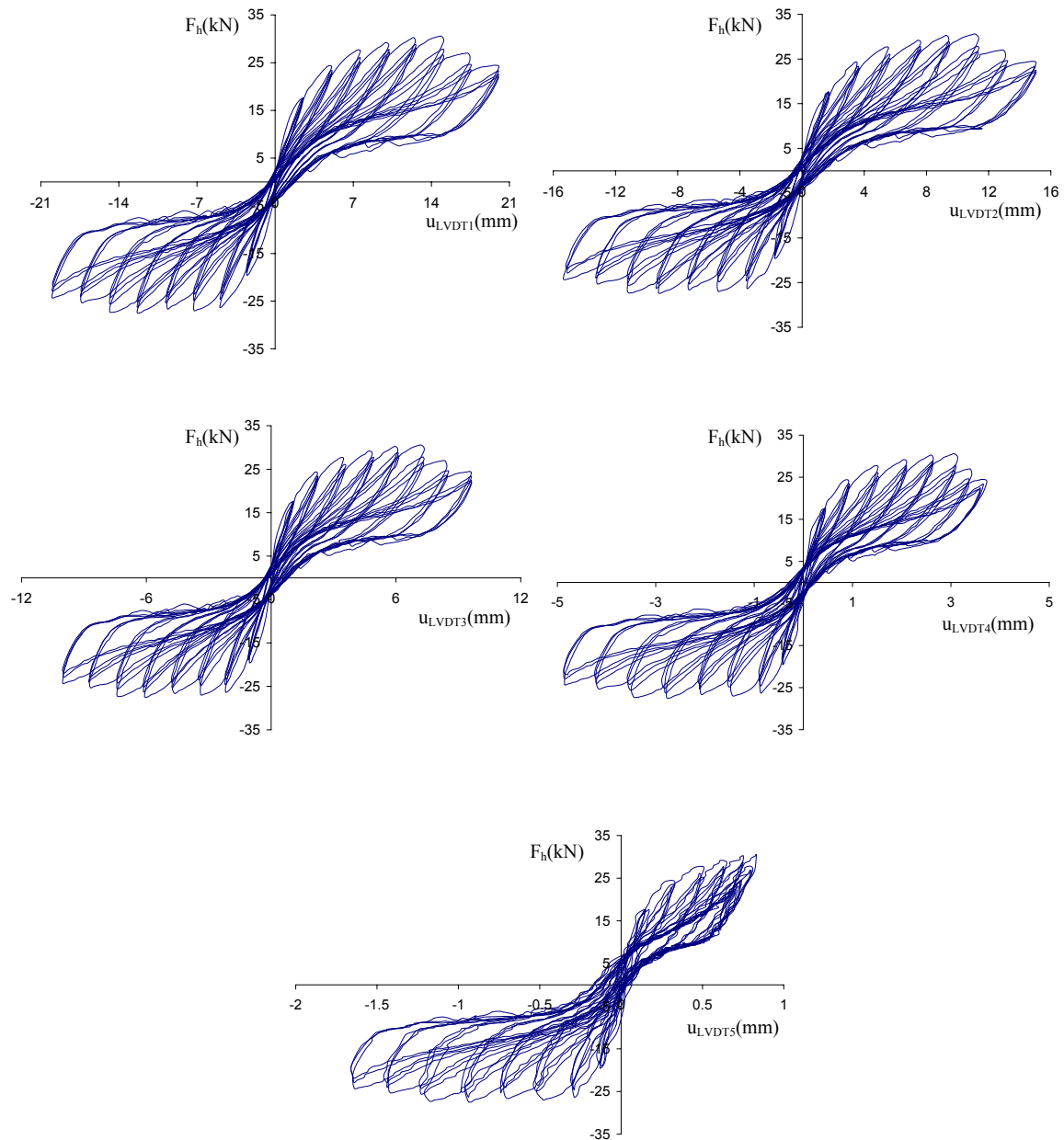
B 1.5 – Pilar P16a**B 1.5.1 – Força horizontal-deslocamentos no pilar P16aSR**

Figura B1.10 – Relação força horizontal-deslocamento nos transdutores de deslocamentos para o pilar P16aSR.

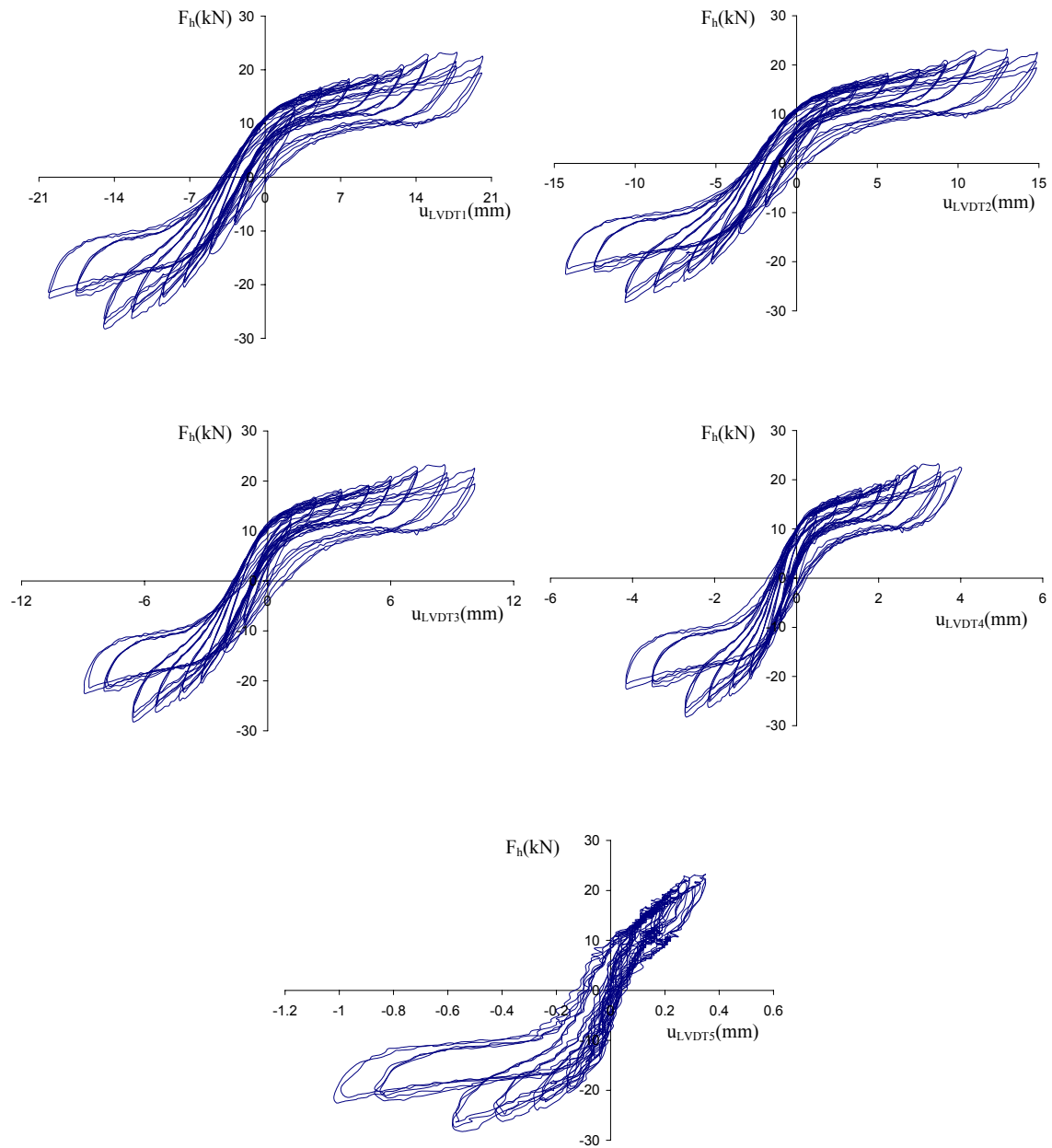
B 1.5.2 – Força horizontal-deslocamentos no pilar P16aCR

Figura B1.11 – Relação força horizontal-deslocamento nos transdutores de deslocamentos para o pilar P16aCR.

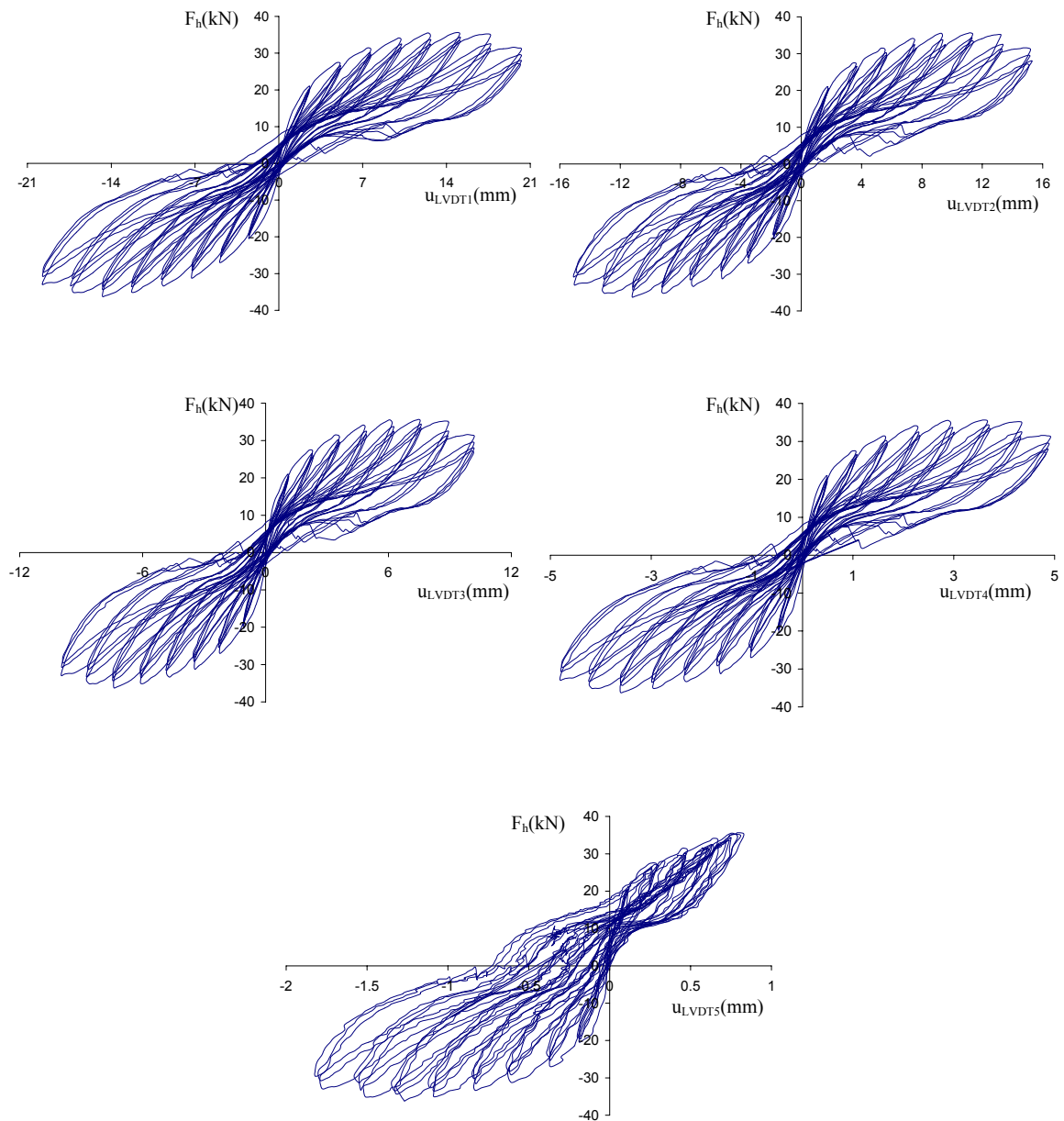
B 1.6 – Pilar P16b**B 1.6.1 – Força horizontal-deslocamentos no pilar P16bSR**

Figura B1.12 – Relação força horizontal-deslocamento nos transdutores de deslocamentos para o pilar P16bSR.

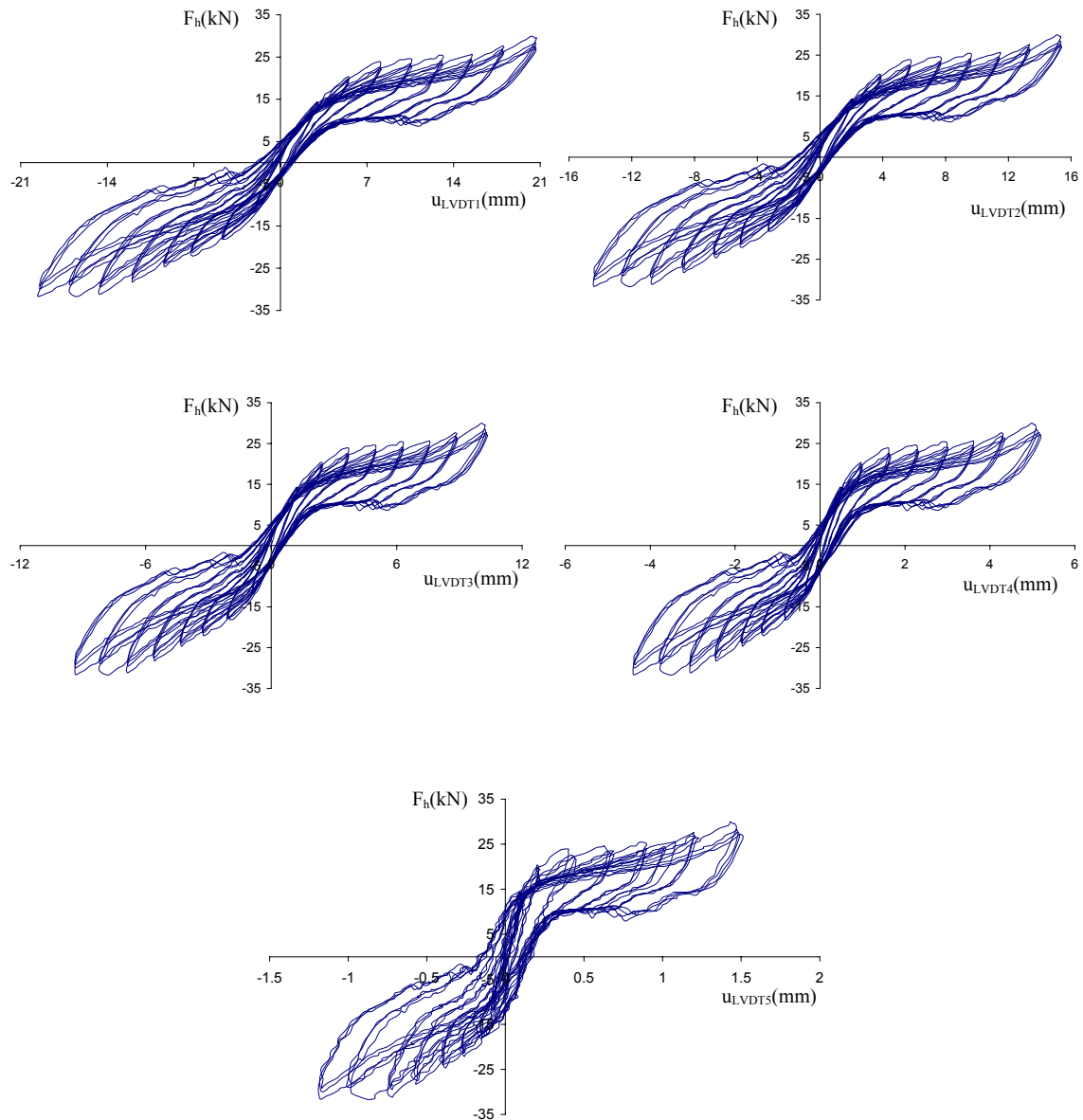
B 1.6.2 – Força horizontal-deslocamentos no pilar P16bCR

Figura B1.13 – Relação força horizontal-deslocamento nos transdutores de deslocamentos para o pilar P16bCR.

A seguir são apresentados os diagramas força horizontal-deslocamento para os elementos de pilar previamente reforçados.

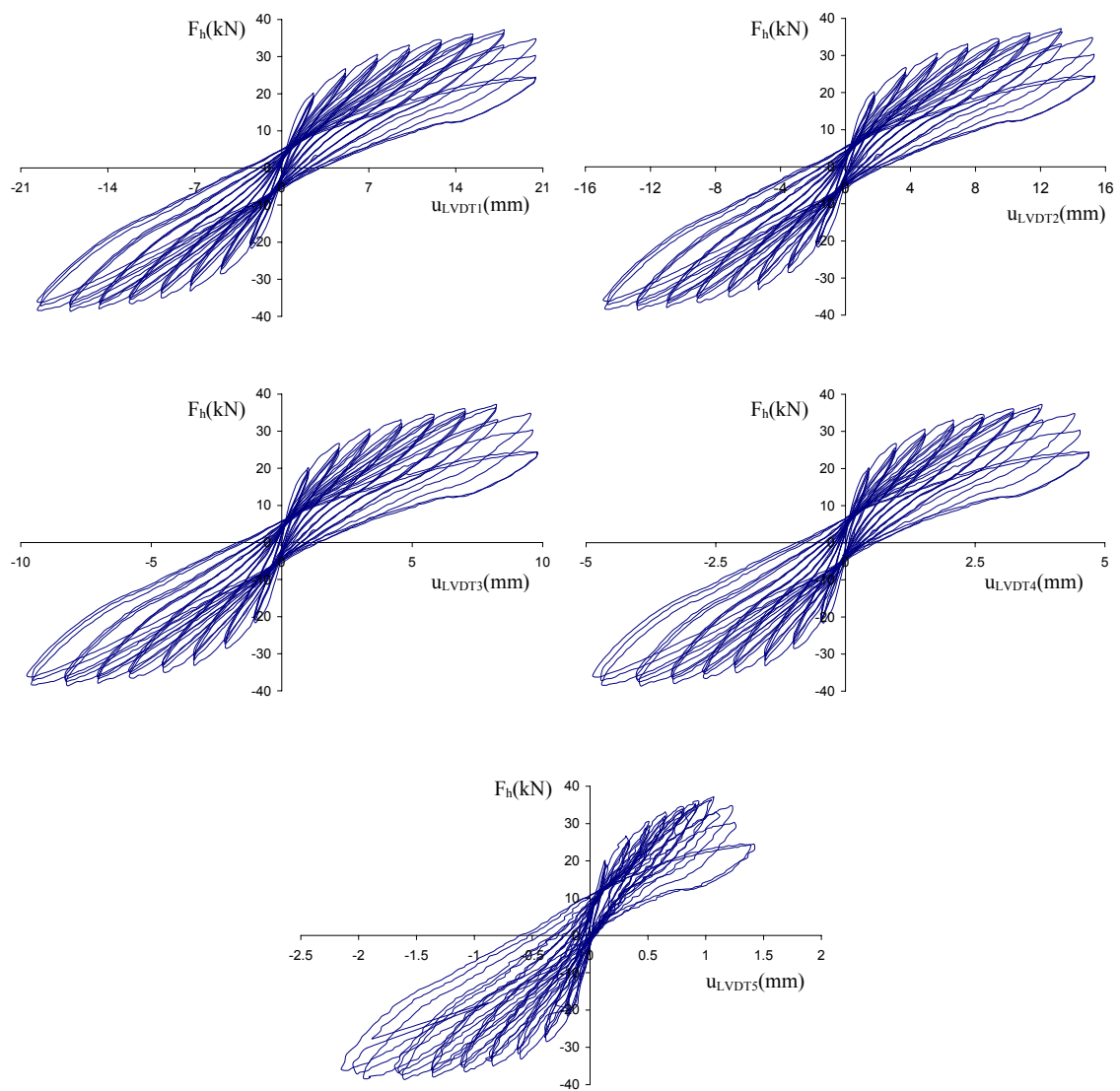
B 1.7 – Pilar P10a**B 1.7.1 – Força horizontal-deslocamentos no pilar P10aPR**

Figura B1.14 – Relação força horizontal-deslocamento nos transdutores de deslocamentos para o pilar P10aPR.

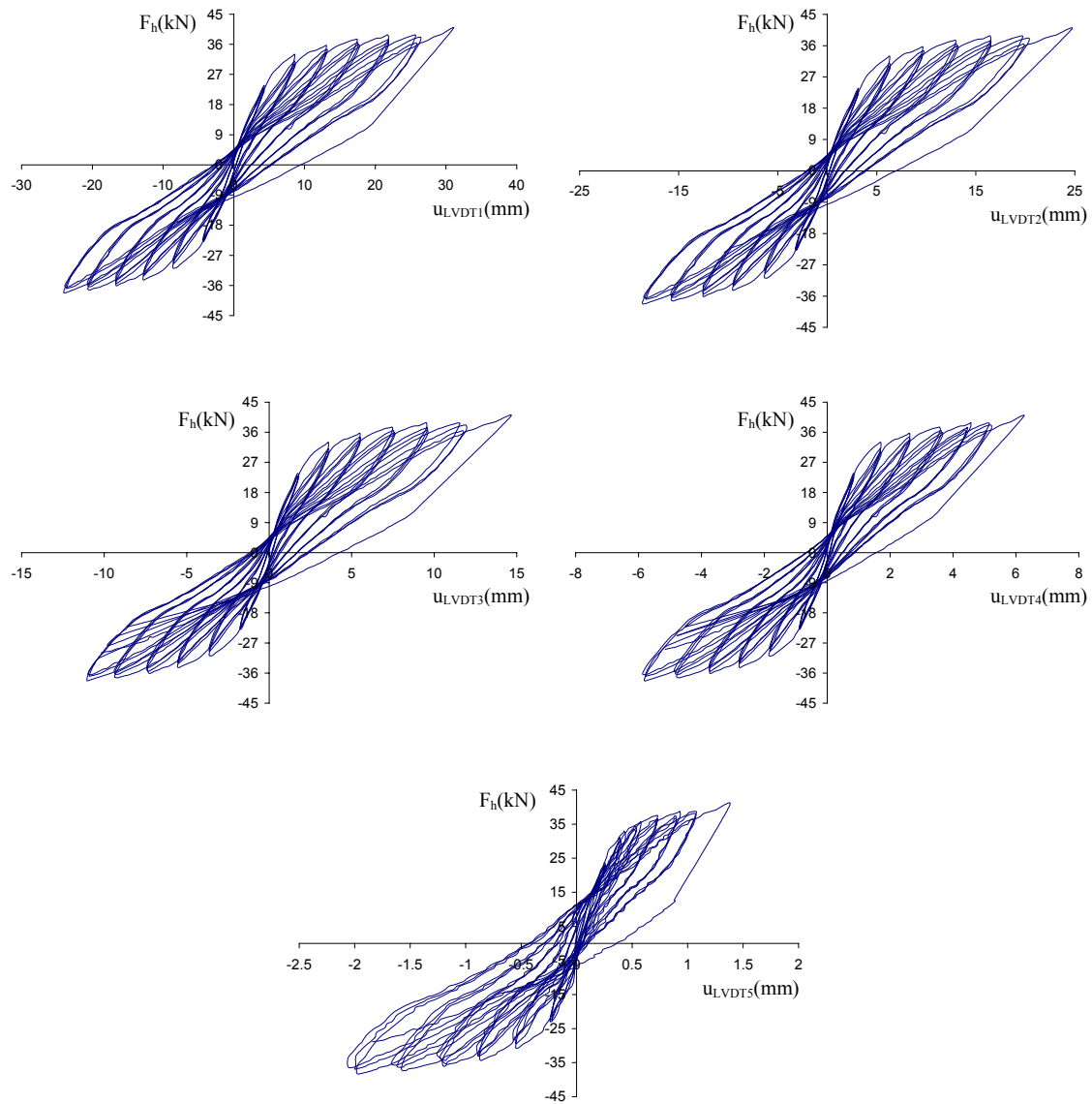
B 1.8 – Pilar P10b**B 1.8.1 – Força horizontal-deslocamentos no pilar P10bPR**

Figura B1.15 – Relação força horizontal-deslocamento nos transdutores de deslocamentos para o pilar P10bPR.

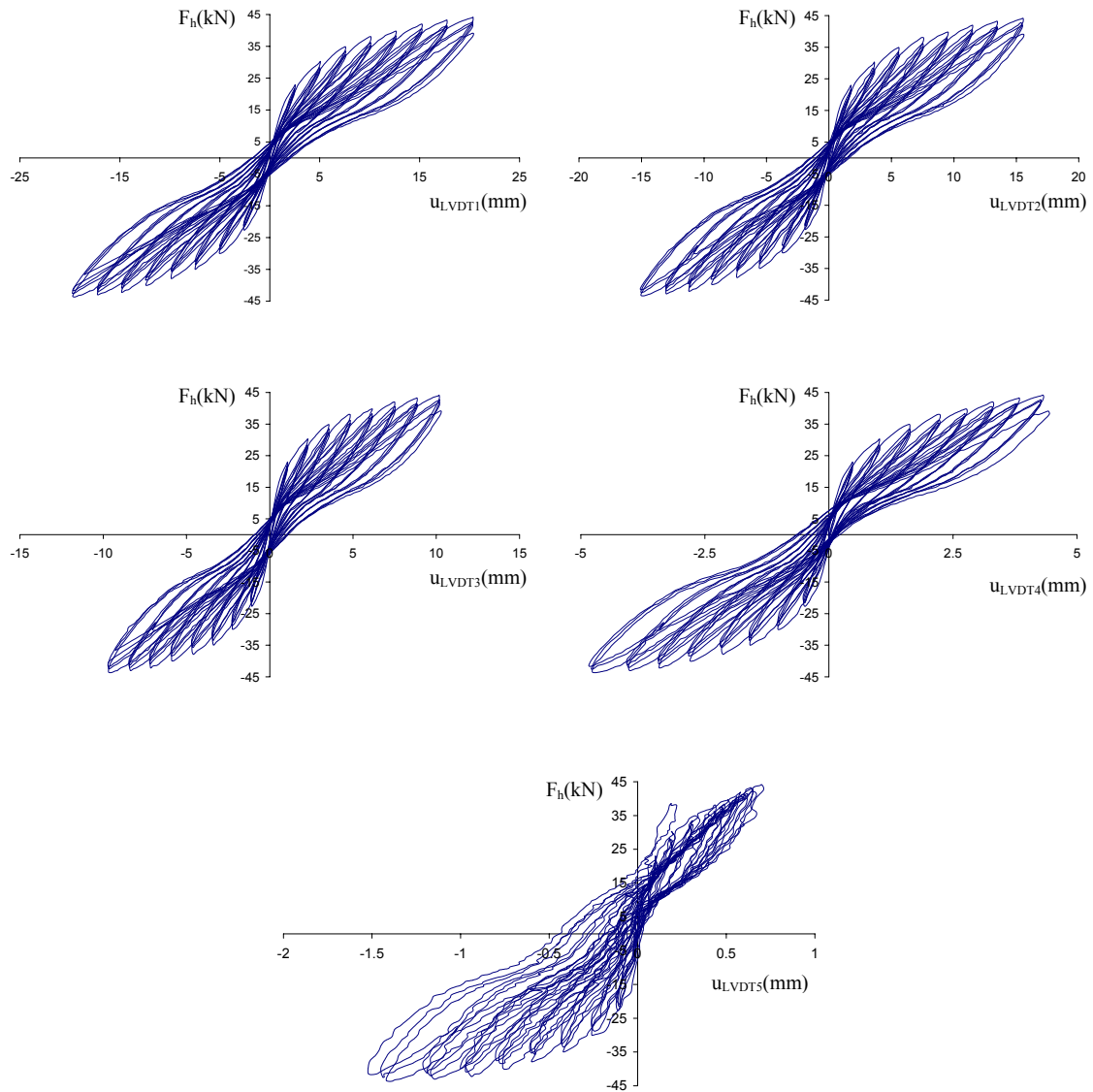
B 1.9 – Pilar P12a**B 1.9.1 – Força horizontal-deslocamentos no pilar P12aPR**

Figura B1.16 – Relação força horizontal-deslocamento nos transdutores de deslocamentos para o pilar P12aPR.

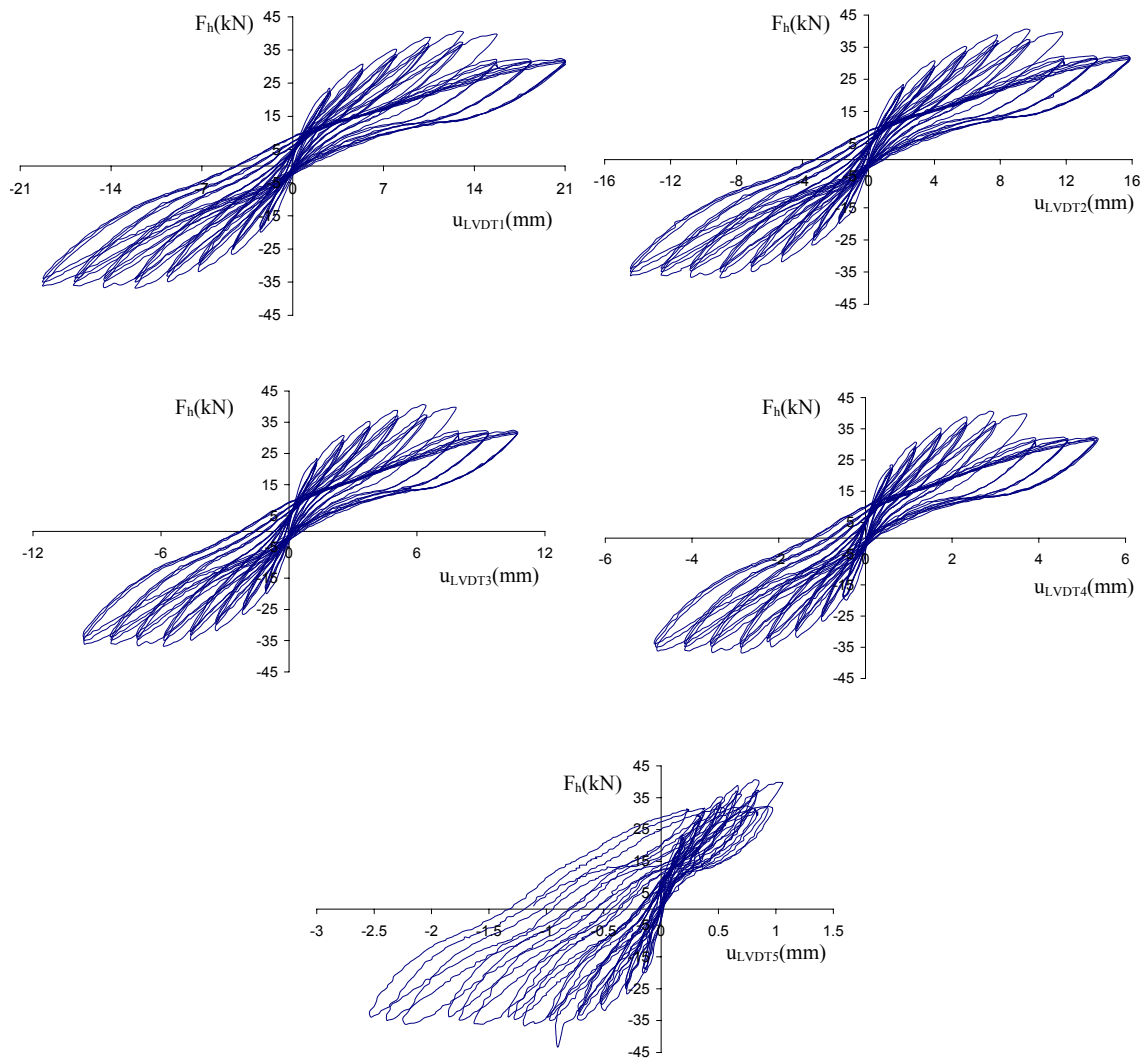
B 1.10 – Pilar P12b**B 1.10.1 – Força horizontal-deslocamentos no pilar P12bPR**

Figura B1.17 – Relação força horizontal-deslocamento nos transdutores de deslocamentos para o pilar P12bPR.

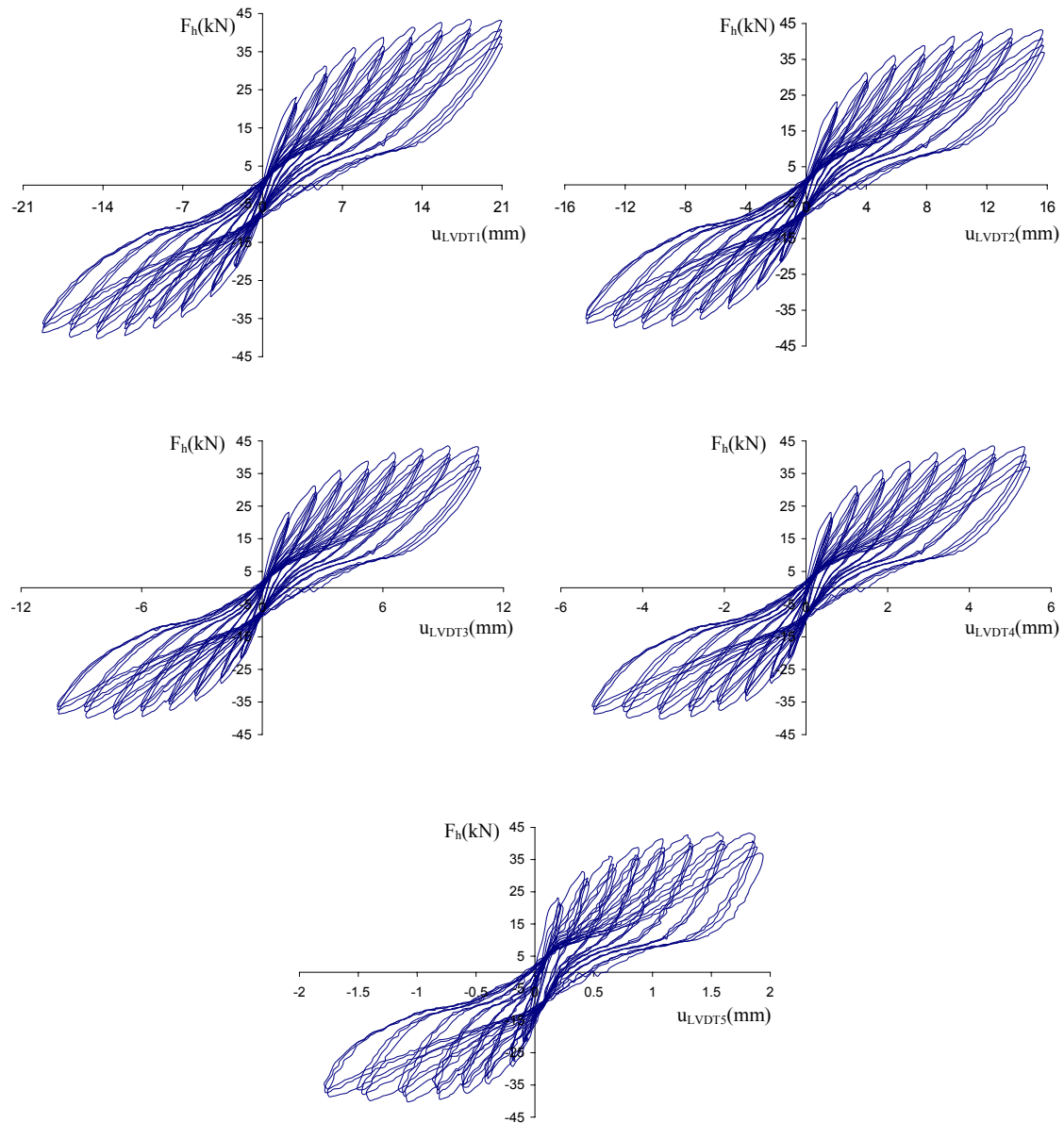
B 1.11 – Pilar P16a**B 1.11.1 – Força horizontal-deslocamentos no pilar P16aPR**

Figura B1.18 – Relação força horizontal-deslocamento nos transdutores de deslocamentos para o pilar P16aPR.

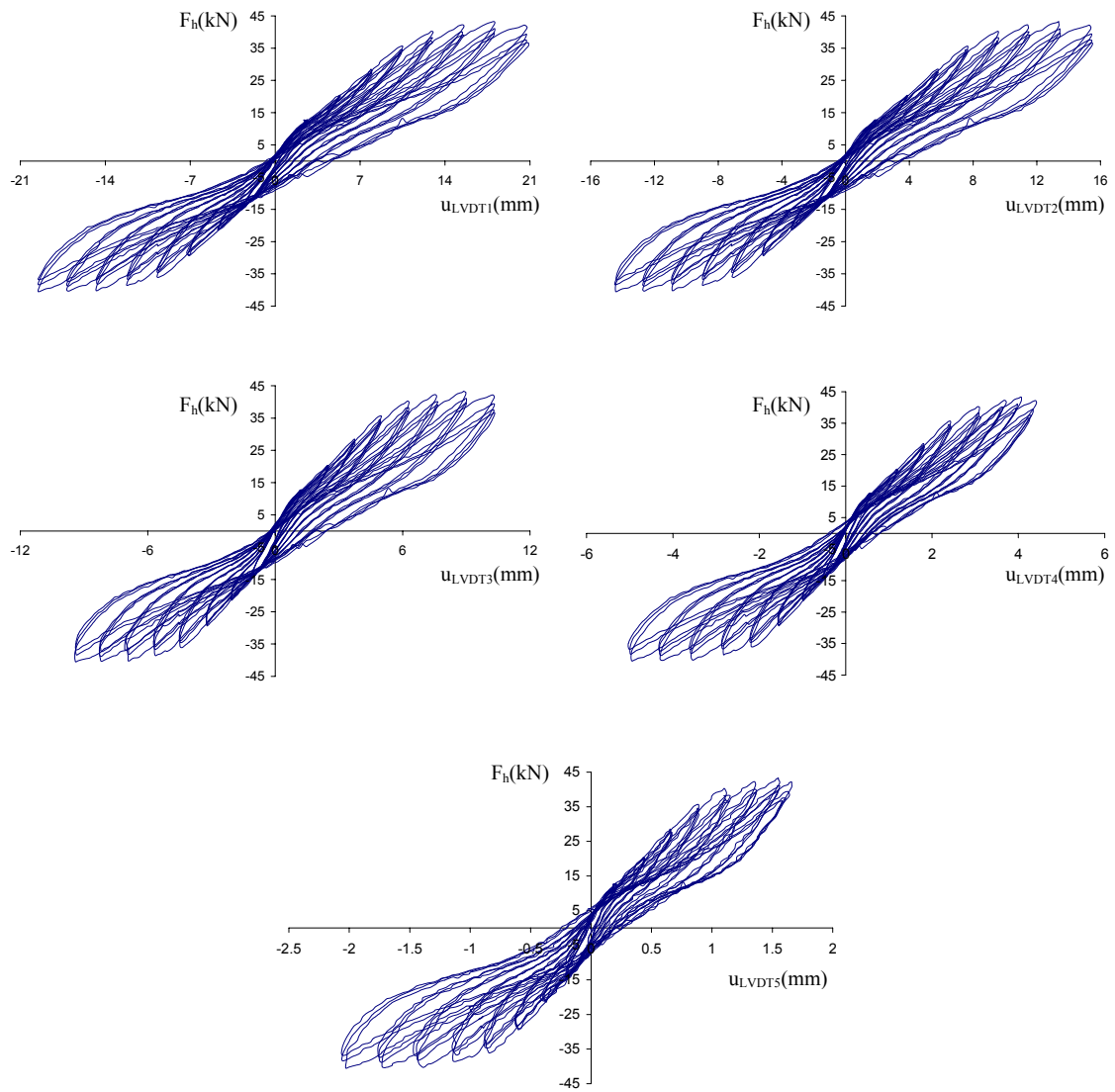
B 1.12 – Pilar P16b**B 1.12.1 – Força horizontal-deslocamentos no pilar P16bPR**

Figura B1.19 – Relação força horizontal-deslocamento nos transdutores de deslocamentos para o pilar P16bPR.

ANEXO B2

Envolventes Força Horizontal-deslocamentos

Neste anexo apresentam-se os diagramas das envolventes que relacionam a força máxima horizontal registada, no transdutor de controlo (LVDT1, ver Figura B 1.1) em cada ciclo, de cada procedimento e o seu respectivo deslocamento. Neste diagramas podemos verificar a perda de rigidez nos elementos de pilar.

B 2.1 – Pilar P10a

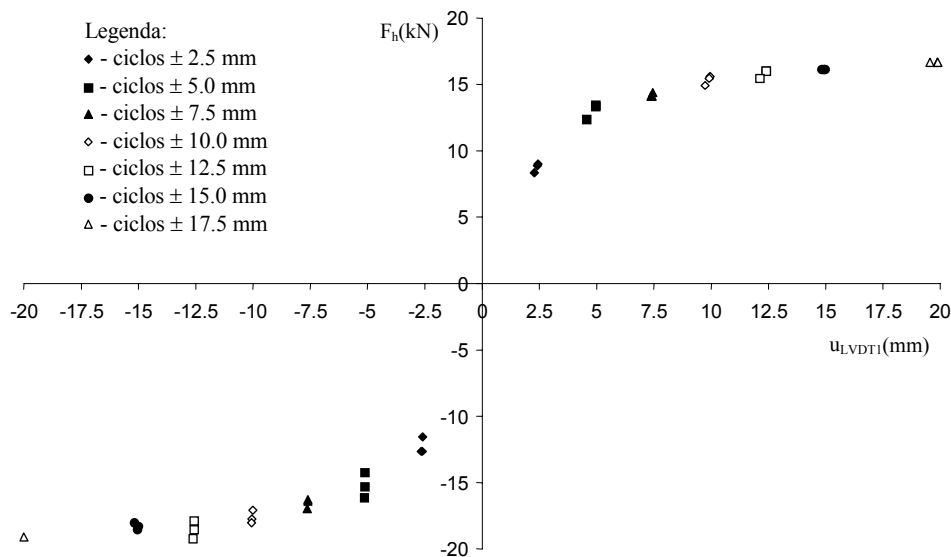


Figura B 2.1 – Relação força horizontal-deslocamento para P10aSR.

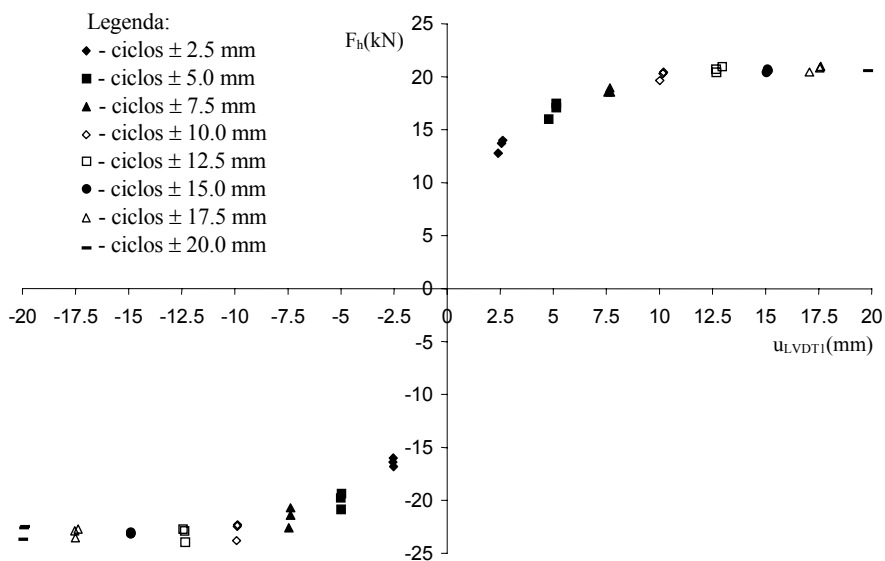


Figura B 2.2 – Relação força horizontal-deslocamento para P10aCR.

B 2.2 – Pilar P10b

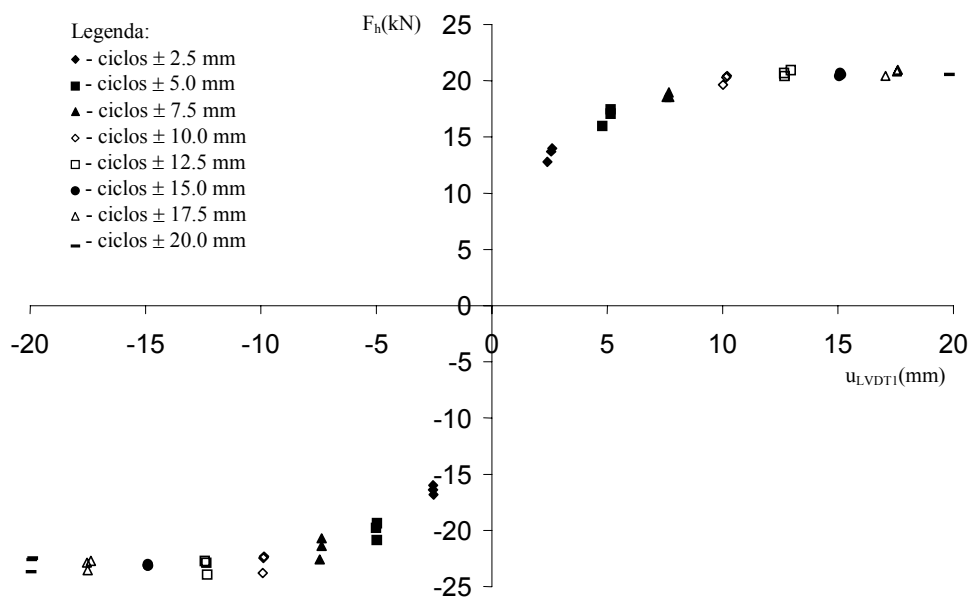


Figura B 2.3 – Relação força horizontal-deslocamento para P10bSR.

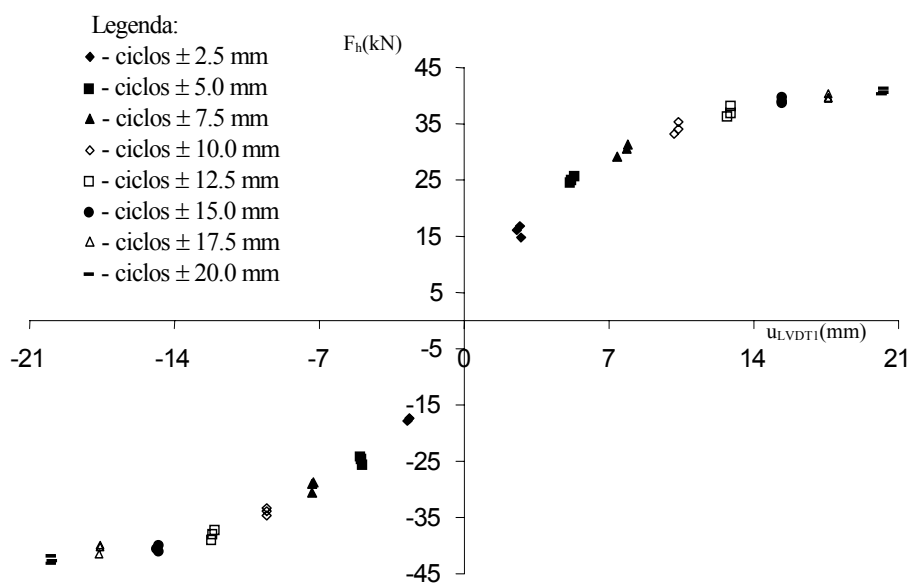


Figura B 2.4 – Relação força horizontal-deslocamento para P10bCR.

B 2.3 – Pilar P12a

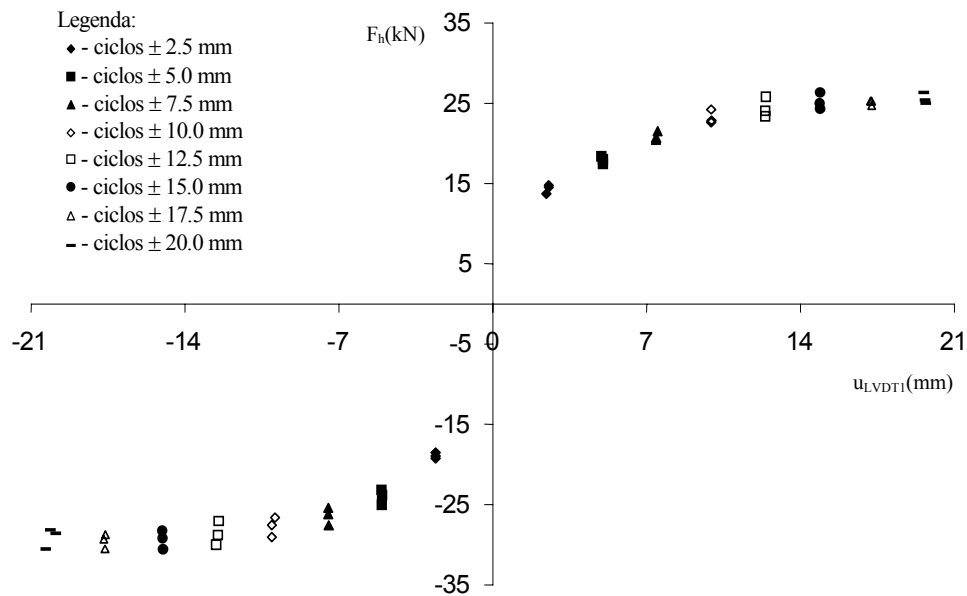


Figura B 2.5 – Relação força horizontal-deslocamento para P12aSR.

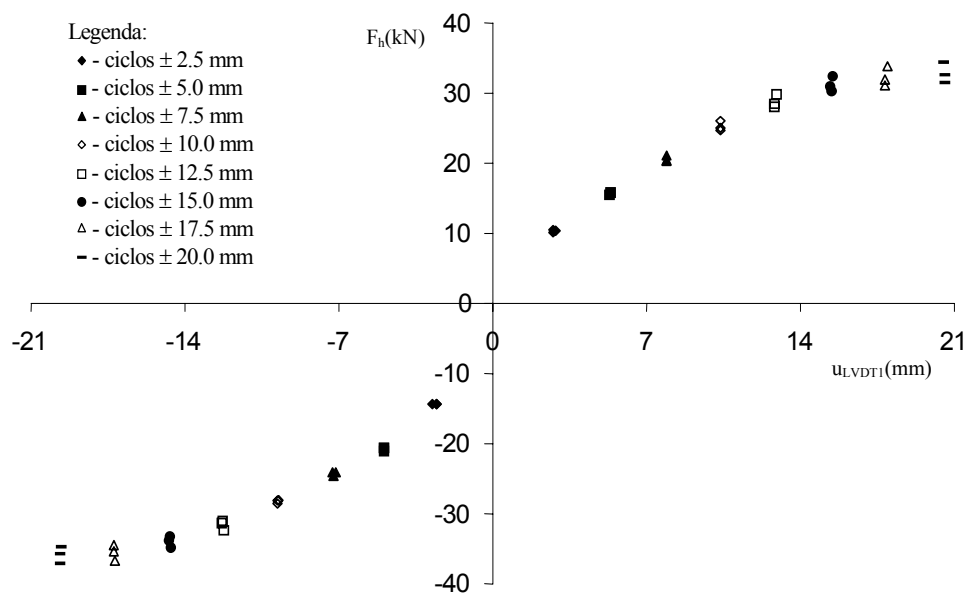


Figura B 2.6 – Relação força horizontal-deslocamento para P12aCR.

B 2.4 – Pilar P12b

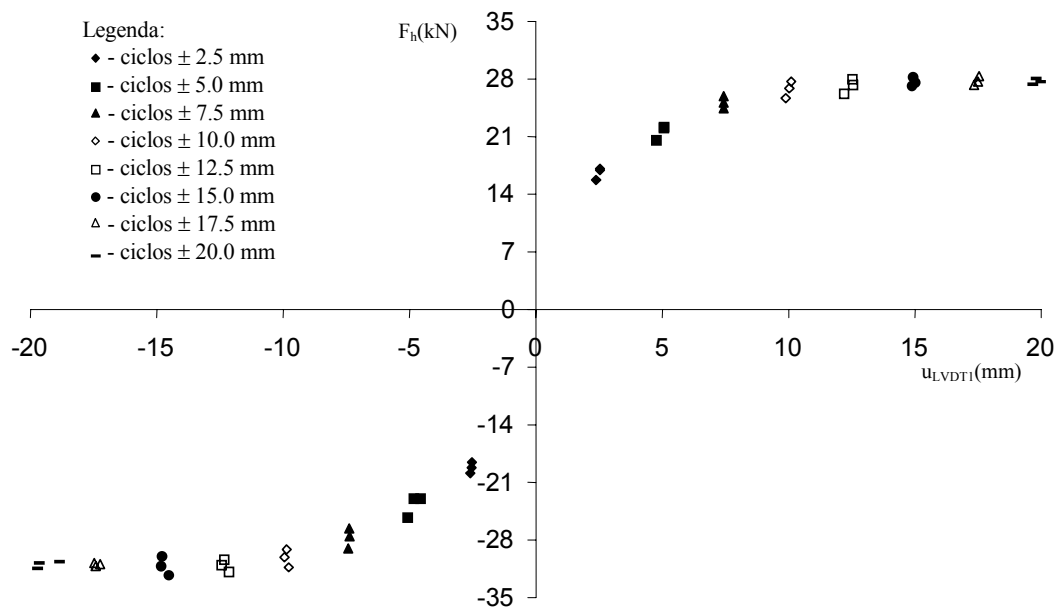


Figura B 2.7 – Relação força horizontal-deslocamento para P12bSR.

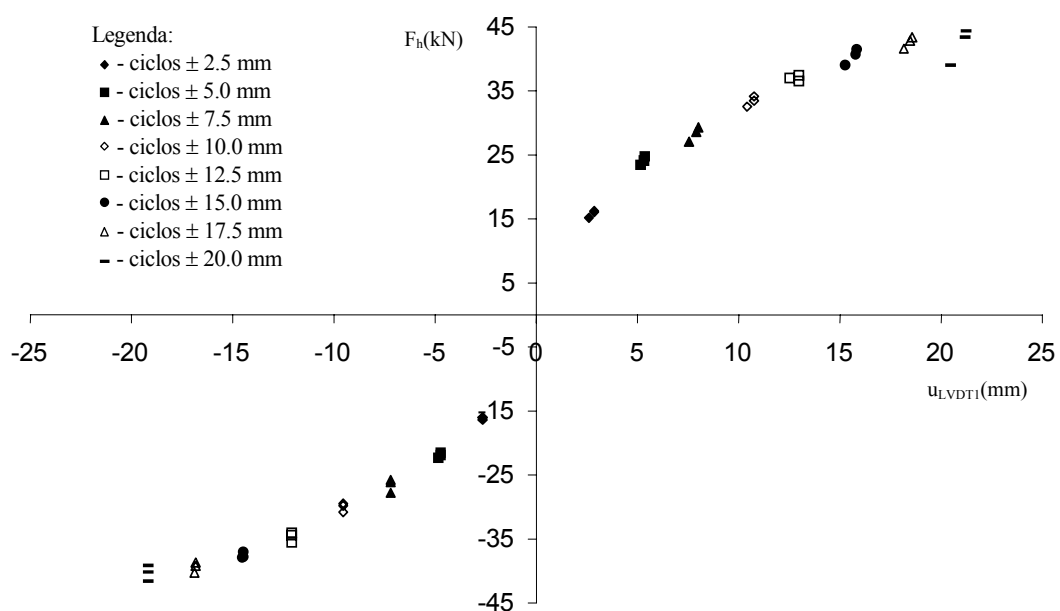


Figura B 2.8 – Relação força horizontal-deslocamento para P12bCR.

B 2.5 – Pilar P16a

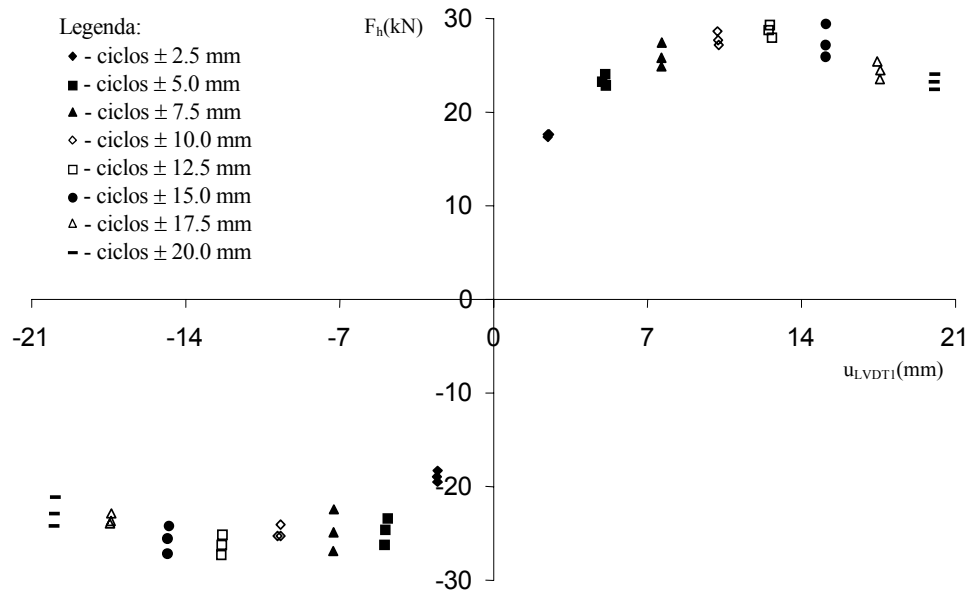


Figura B 2.9 – Relação força horizontal-deslocamento para P16aSR.

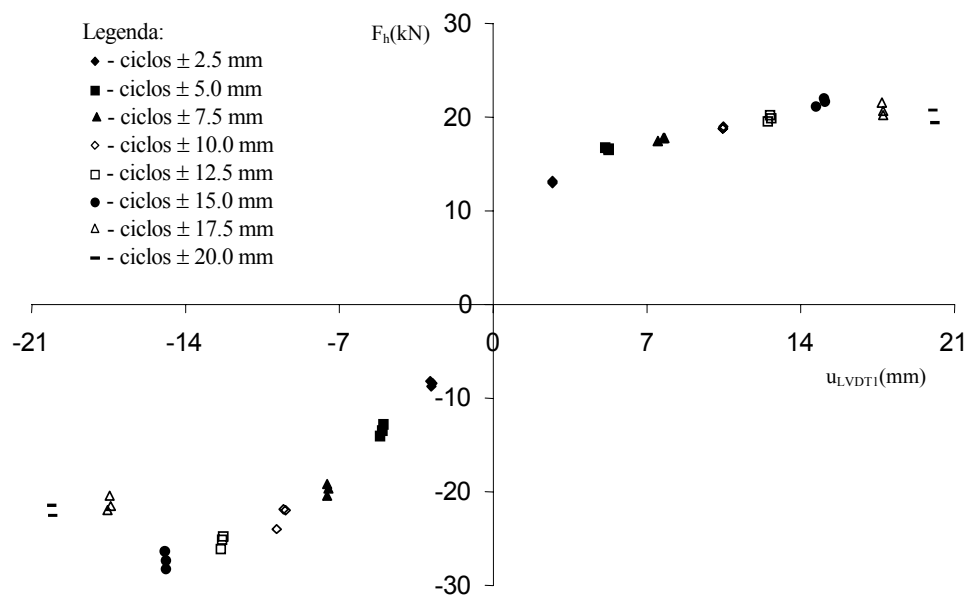


Figura B 2.10 – Relação força horizontal-deslocamento para P16aCR.

B 2.6 – Pilar P16b

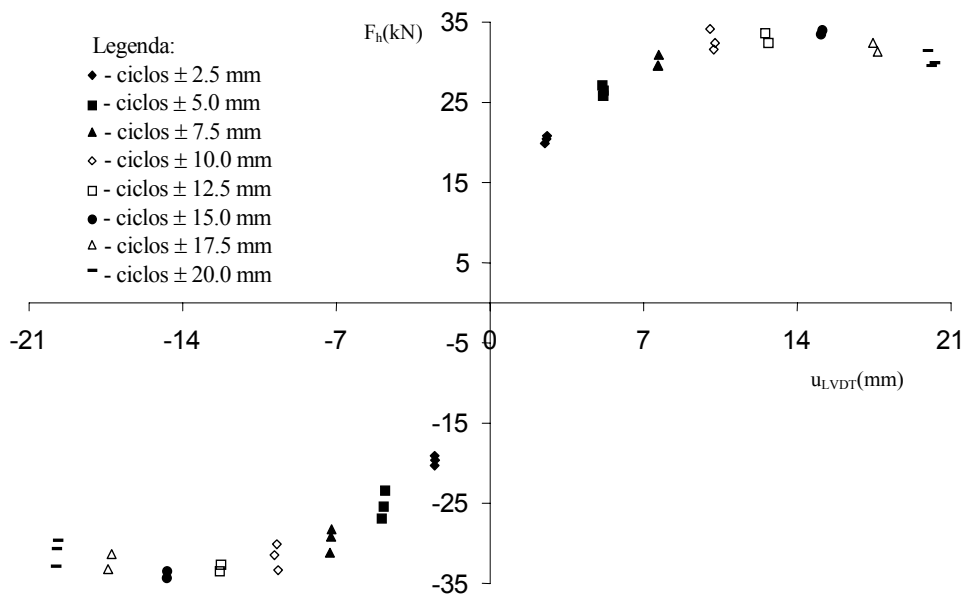


Figura B 2.11 – Relação força horizontal-deslocamento para P16bSR.

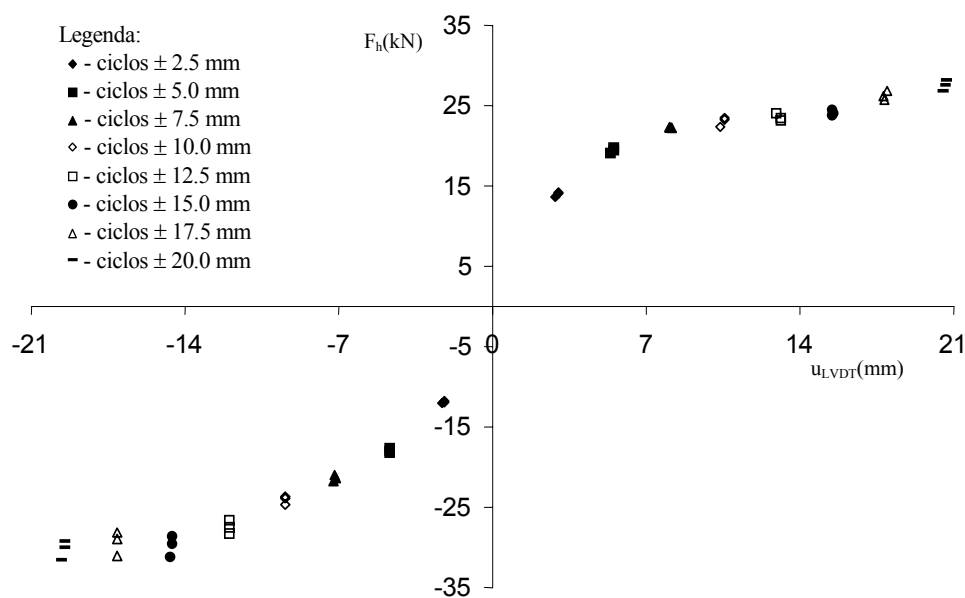


Figura B 2.12 – Relação força horizontal-deslocamento para P16bCR.

ANEXO B3

Relação Força Horizontal-extensão

Neste anexo apresentam-se as relações força horizontal-extensão para cada extensómetro colocados nos laminados de fibras de carbono como se indica na Figura B1.1.

B 3.1 – Pilar P10aCR

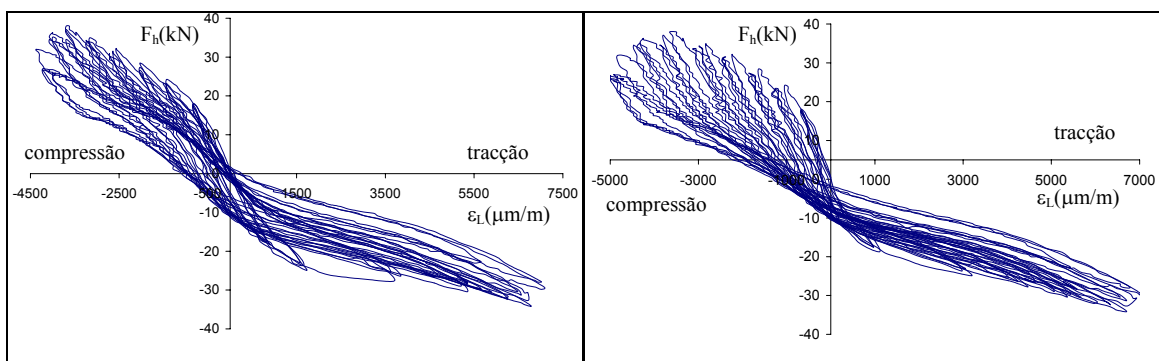


Figura B 3.1 – Relação entre a força horizontal-extensão no extensómetro 1, no pilar P10aCR.

Figura B 3.2 – Relação entre a força horizontal-extensão no extensómetro 2, no pilar P10aCR.

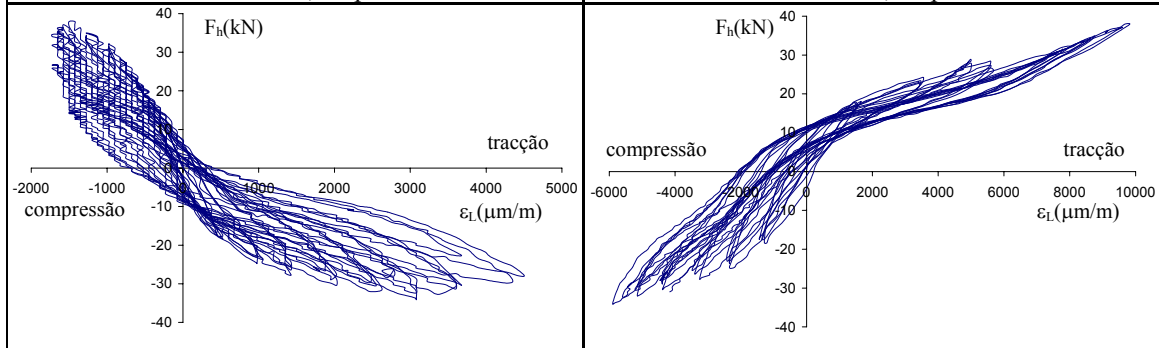


Figura B 3.3 – Relação entre a força horizontal-extensão no extensómetro 3, no pilar P10aCR.

Figura B 3.4 – Relação entre a força horizontal-extensão no extensómetro 4, no pilar P10aCR.

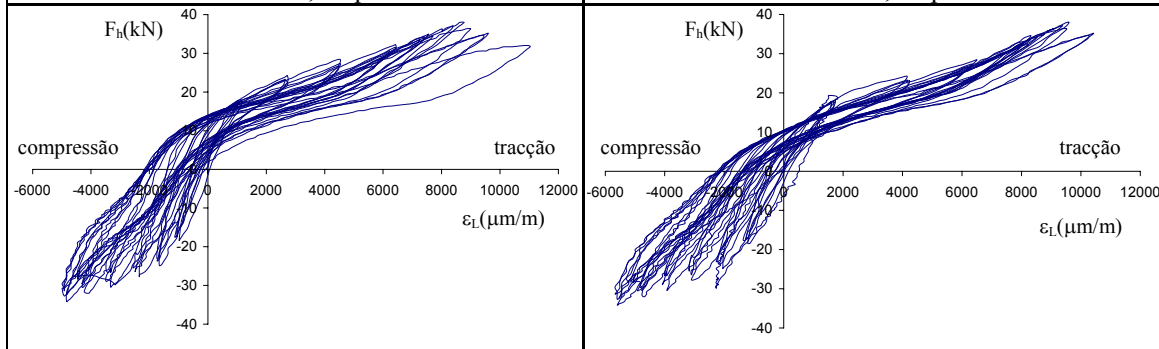


Figura B 3.5 – Relação entre a força horizontal-extensão no extensómetro 5, no pilar P10aCR.

Figura B 3.6 – Relação entre a força horizontal-extensão no extensómetro 6, no pilar P10aCR.

B 3.2 – Pilar P10bCR

Não existem valores porque durante o ensaios os extensómetros deixaram de fazer aquisição de dados.

B 3.3 – Pilar P12aCR

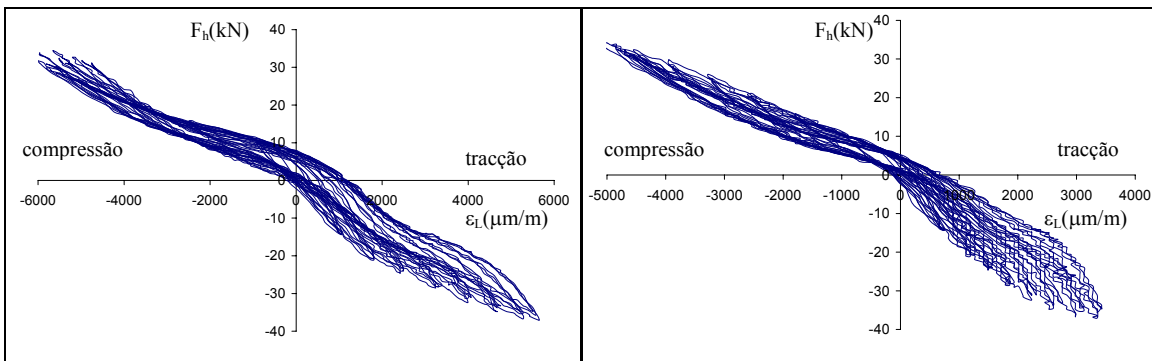


Figura B 3.7 – Relação entre a força horizontal-extensão no extensómetro 1, no pilar P12aCR.

Figura B 3.8 – Relação entre a força horizontal-extensão no extensómetro 2, no pilar P12aCR.

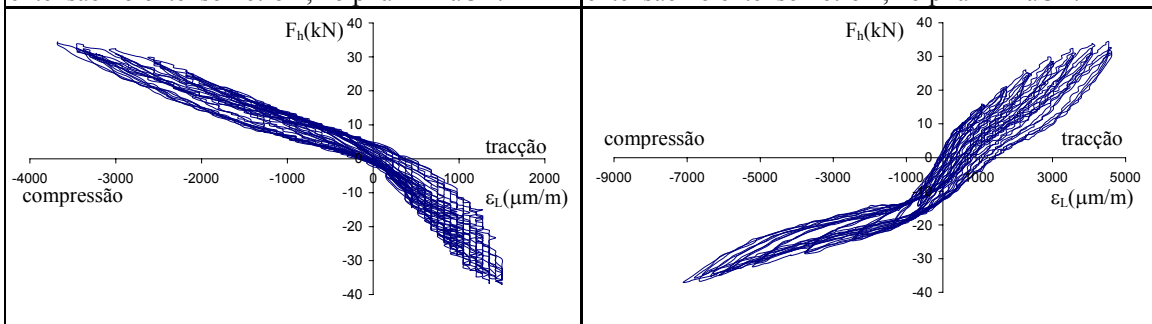


Figura B 3.9 – Relação entre a força horizontal-extensão no extensómetro 3, no pilar P12aCR.

Figura B 3.10 – Relação entre a força horizontal-extensão no extensómetro 4, no pilar P12aCR.

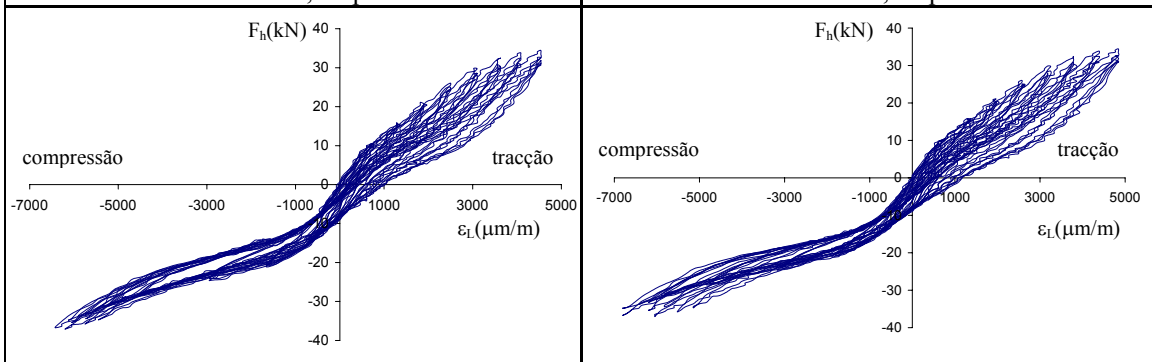


Figura B 3.11 – Relação entre a força horizontal-extensão no extensómetro 5, no pilar P12aCR.

Figura B 3.12 – Relação entre a força horizontal-extensão no extensómetro 6, no pilar P12aCR.

B 3.4 – Pilar P12bCR

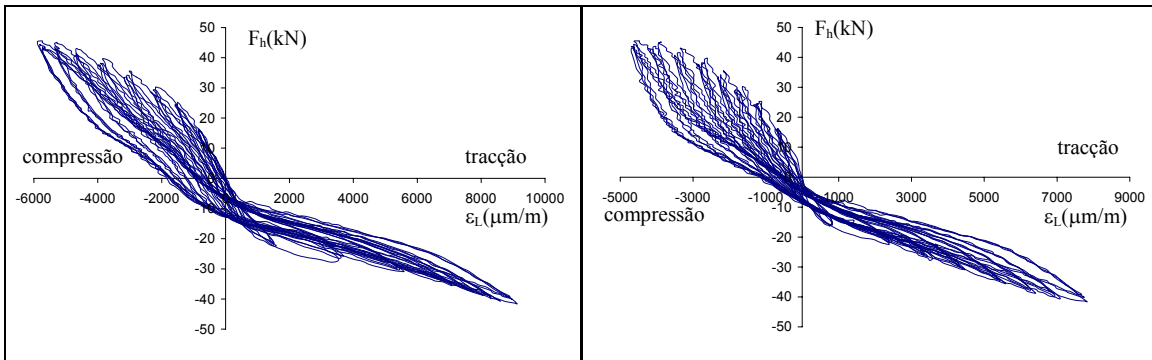


Figura B 3.13 – Relação entre a força horizontal-extensão no extensómetro 1, no pilar P12bCR.

Figura B 3.14 – Relação entre a força horizontal-extensão no extensómetro 2, no pilar P12bCR.

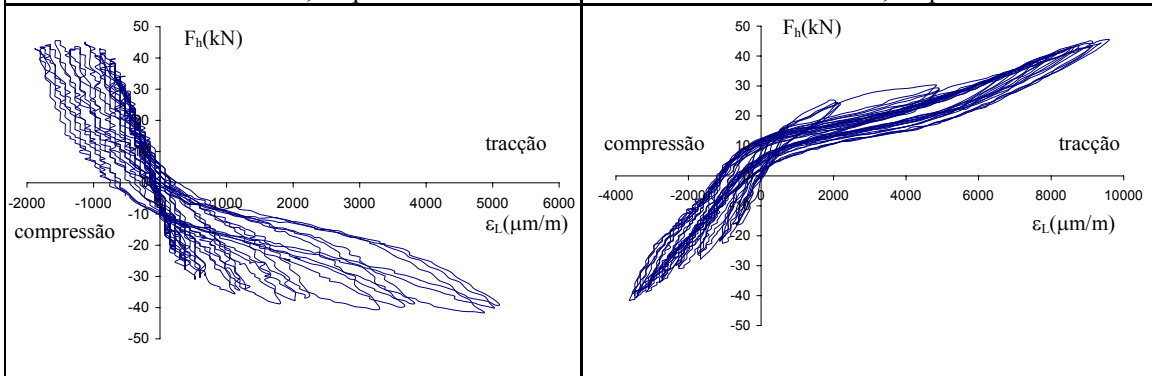


Figura B 3.15 – Relação entre a força horizontal-extensão no extensómetro 3, no pilar P12bCR.

Figura B 3.16 – Relação entre a força horizontal-extensão no extensómetro 4, no pilar P12bCR.

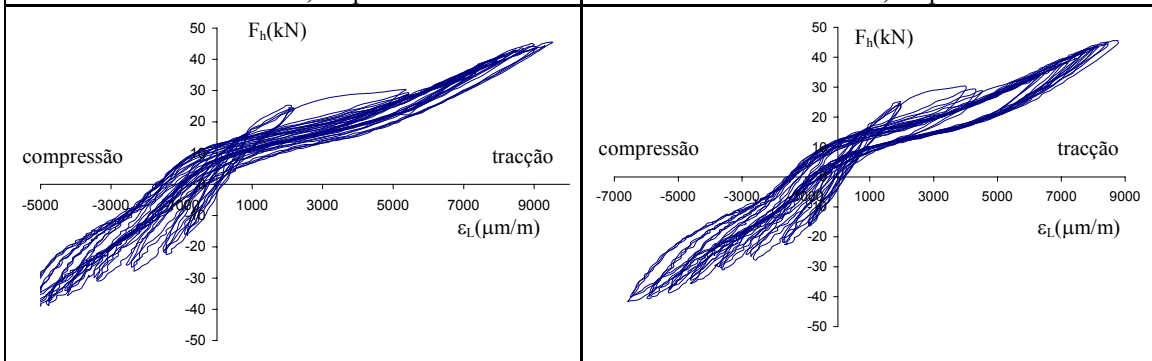


Figura B 3.17 – Relação entre a força horizontal-extensão no extensómetro 5, no pilar P12bCR.

Figura B 3.18 – Relação entre a força horizontal-extensão no extensómetro 6, no pilar P12bCR.

B 3.5 – Pilar P16aCR

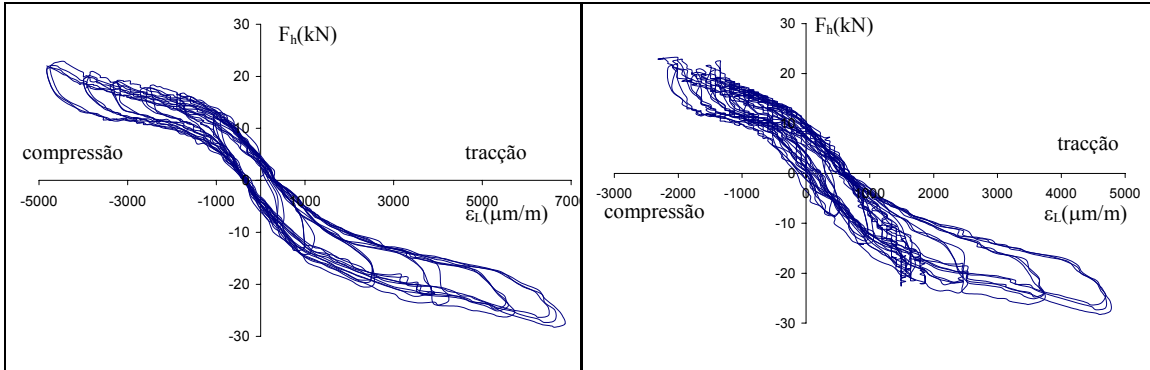


Figura B 3.19 – Relação entre a força horizontal-extensão no extensómetro 1, no pilar P16aCR.

Figura B 3.20 – Relação entre a força horizontal-extensão no extensómetro 2, no pilar P16aCR.

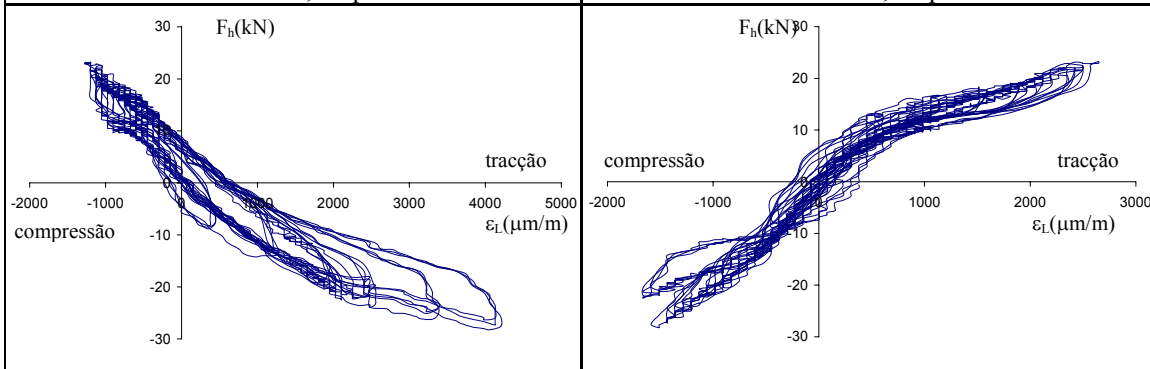


Figura B 3.21 – Relação entre a força horizontal-extensão no extensómetro 3, no pilar P16aCR.

Figura B 3.22 – Relação entre a força horizontal-extensão no extensómetro 4, no pilar P16aCR.

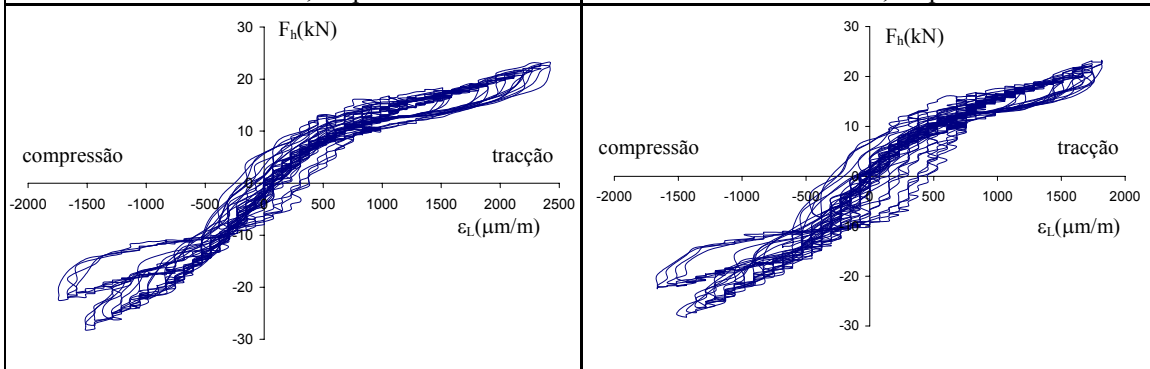


Figura B 3.23 – Relação entre a força horizontal-extensão no extensómetro 5, no pilar P16aCR.

Figura B 3.24 – Relação entre a força horizontal-extensão no extensómetro 6, no pilar P16aCR.

B 3.6 – Pilar P16bCR

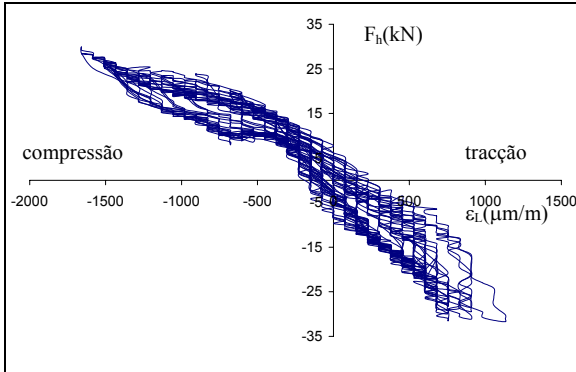


Figura B 3.25 – Relação entre a força horizontal-extensão no extensómetro 1, no pilar P16bCR.

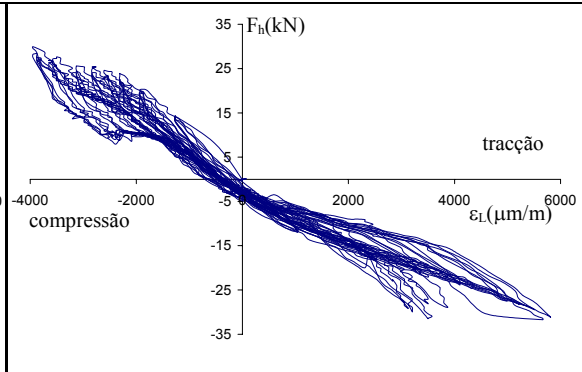


Figura B 3.26 – Relação entre a força horizontal-extensão no extensómetro 2, no pilar P16bCR.

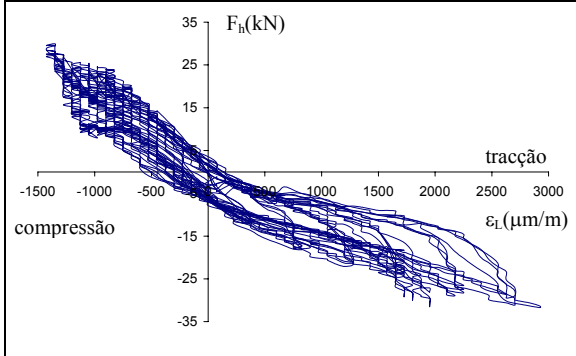


Figura B 3.27 – Relação entre a força horizontal-extensão no extensómetro 3, no pilar P16bCR.

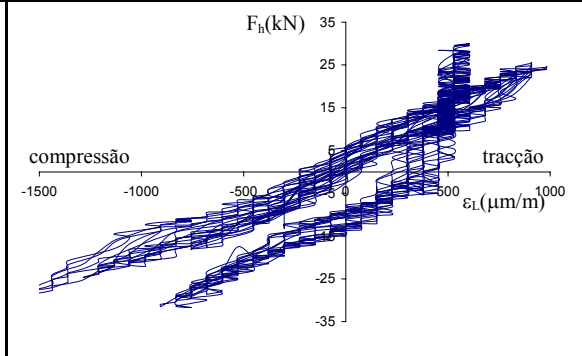


Figura B 3.28 – Relação entre a força horizontal-extensão no extensómetro 4, no pilar P16bCR.

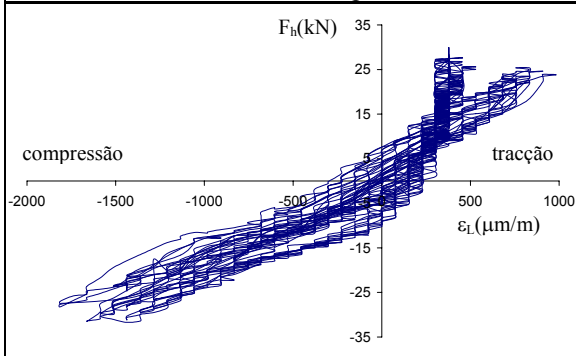


Figura B 3.29 – Relação entre a força horizontal-extensão no extensómetro 5, no pilar P16bCR.

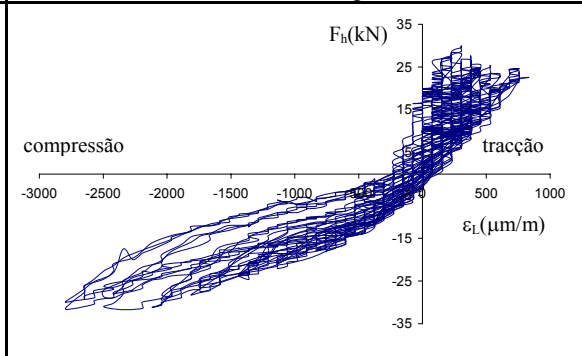


Figura B 3.30 – Relação entre a força horizontal-extensão no extensómetro 6, no pilar P16bCR.

B 3.6 – Pilar P10aPR

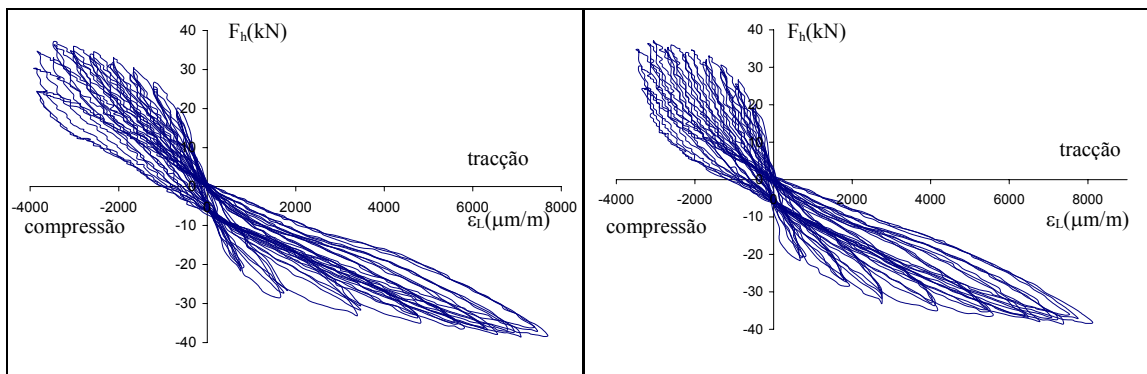


Figura B 3.31 – Relação entre a força horizontal-extensão no extensómetro 1, no pilar P10aPR.

Figura B 3.32 – Relação entre a força horizontal-extensão no extensómetro 2, no pilar P10aPR.

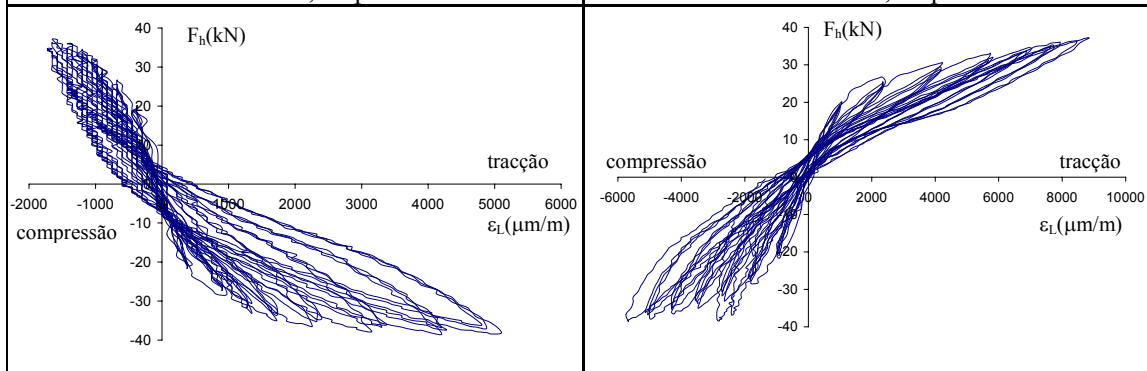


Figura B 3.33 – Relação entre a força horizontal-extensão no extensómetro 3, no pilar P10aPR.

Figura B 3.34 – Relação entre a força horizontal-extensão no extensómetro 4, no pilar P10aPR.

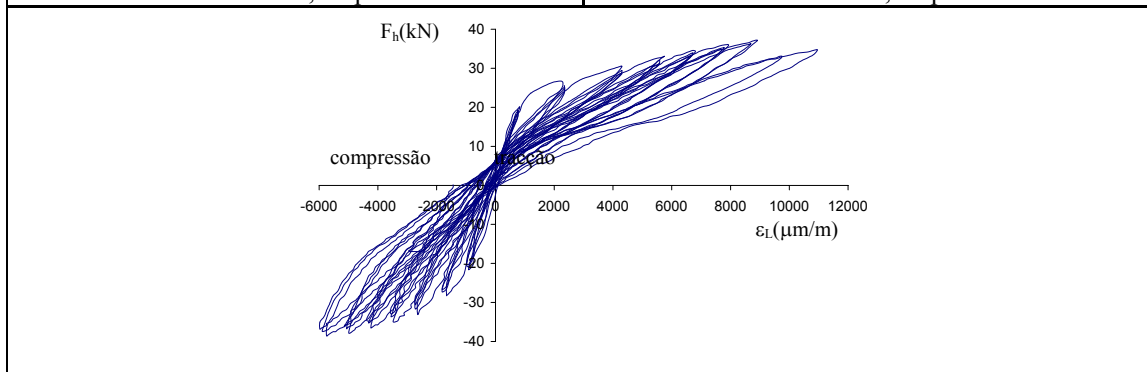


Figura B 3.35 – Relação entre a força horizontal-extensão no extensómetro 5, no pilar P10aPR.

O extensómetro 6 do P10aPR estragou-se.

B 3.8 – Pilar P10bPR

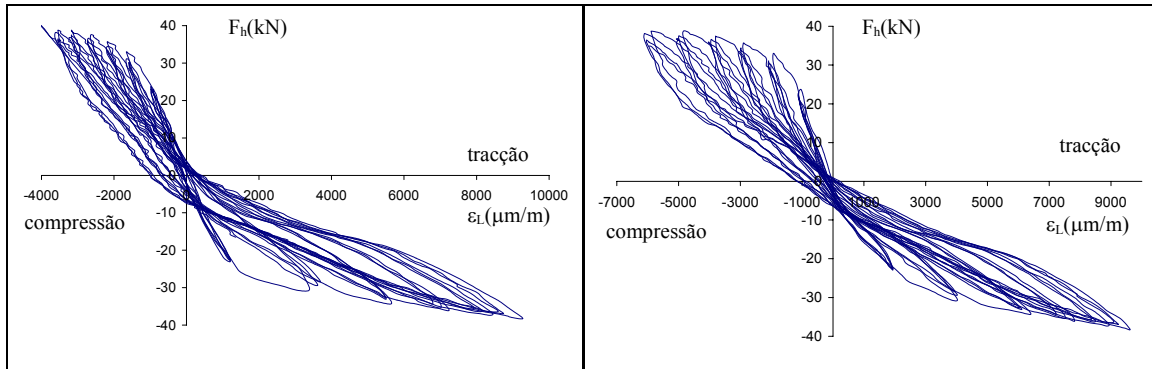


Figura B 3.36 – Relação entre a força horizontal-extensão no extensômetro 1, no pilar P10bPR.

Figura B 3.37 – Relação entre a força horizontal-extensão no extensômetro 2, no pilar P10bPR.

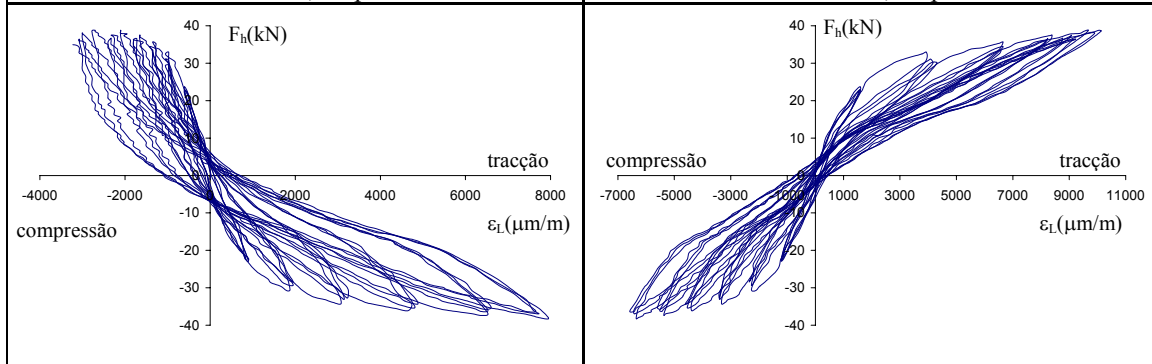


Figura B 3.38 – Relação entre a força horizontal-extensão no extensômetro 3, no pilar P10bPR.

Figura B 3.39 – Relação entre a força horizontal-extensão no extensômetro 4, no pilar P10bPR.

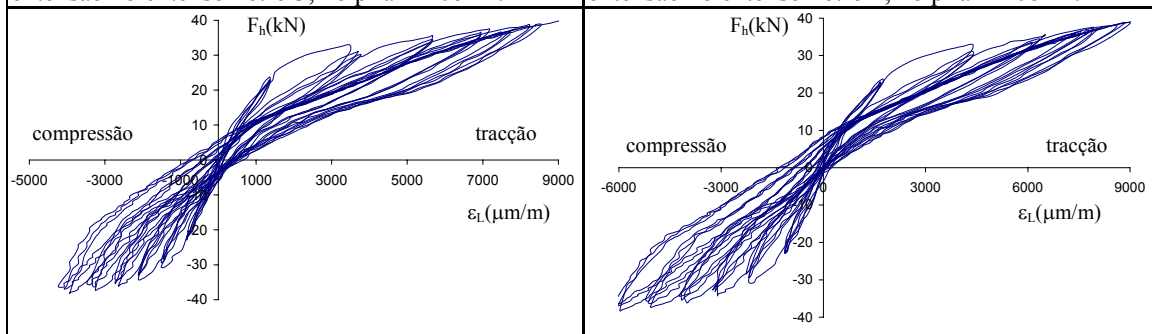


Figura B 3.40 – Relação entre a força horizontal-extensão no extensômetro 5, no pilar P10bPR.

Figura B 3.41 – Relação entre a força horizontal-extensão no extensômetro 6, no pilar P10bPR.

B 3.9 – Pilar P12aPR

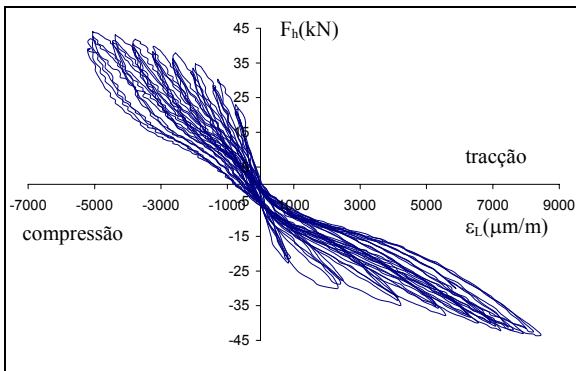


Figura B 3.42 – Relação entre a força horizontal-extensão no extensómetro 1, no pilar P12aPR.

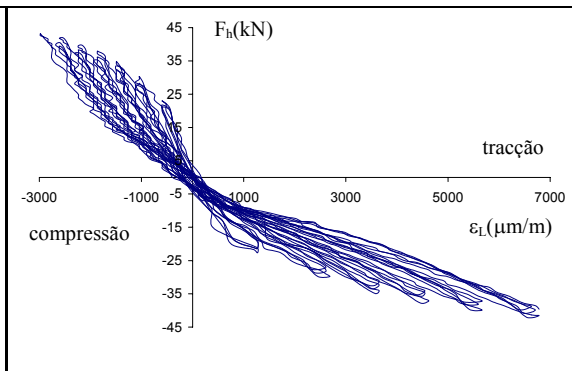


Figura B 3.43 – Relação entre a força horizontal-extensão no extensómetro 2, no pilar P12aPR.

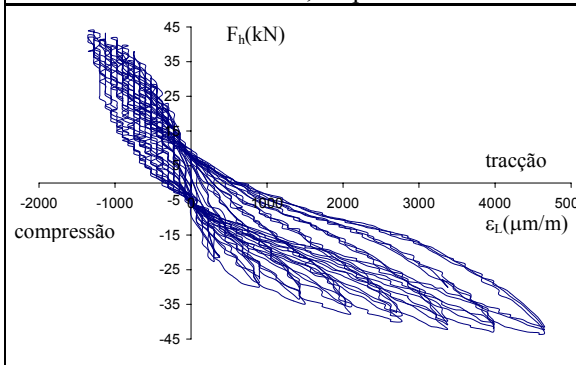


Figura B 3.44 – Relação entre a força horizontal-extensão no extensómetro 3, no pilar P12aPR.

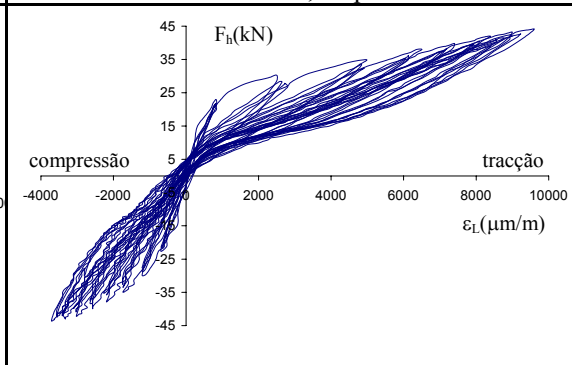


Figura B 3.45 – Relação entre a força horizontal-extensão no extensómetro 4, no pilar P12aPR.

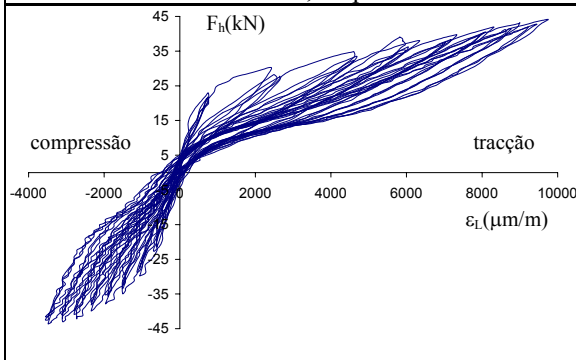


Figura B 3.46 – Relação entre a força horizontal-extensão no extensómetro 5, no pilar P12aPR.

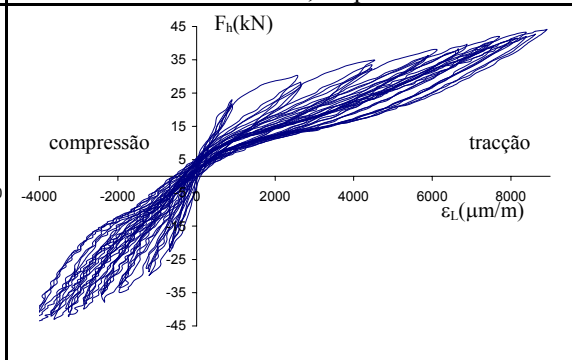


Figura B 3.47 – Relação entre a força horizontal-extensão no extensómetro 6, no pilar P12aPR.

B 3.10 – Pilar P12bPR

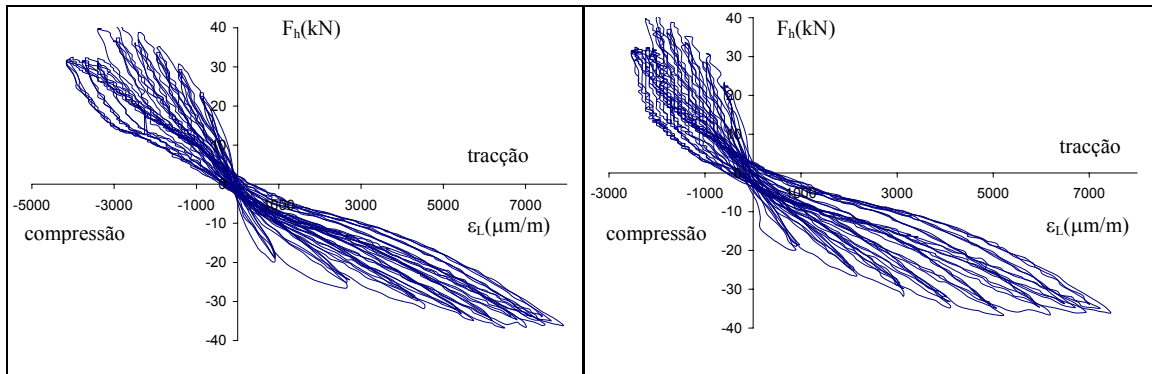


Figura B 3.48 – Relação entre a força horizontal-extensão no extensómetro 1, no pilar P12bPR.

Figura B 3.49 – Relação entre a força horizontal-extensão no extensómetro 2, no pilar P12bPR.

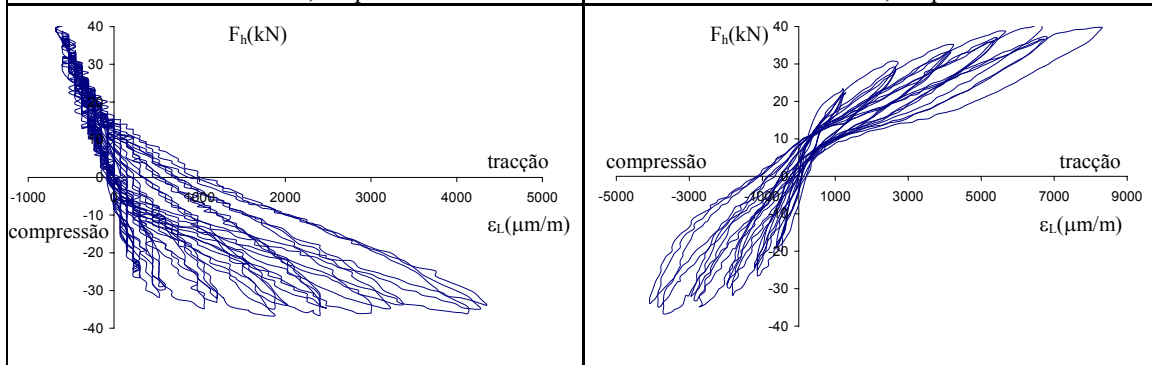


Figura B 3.50 – Relação entre a força horizontal-extensão no extensómetro 3, no pilar P12bPR.

Figura B 3.51 – Relação entre a força horizontal-extensão no extensómetro 4, no pilar P12bPR.

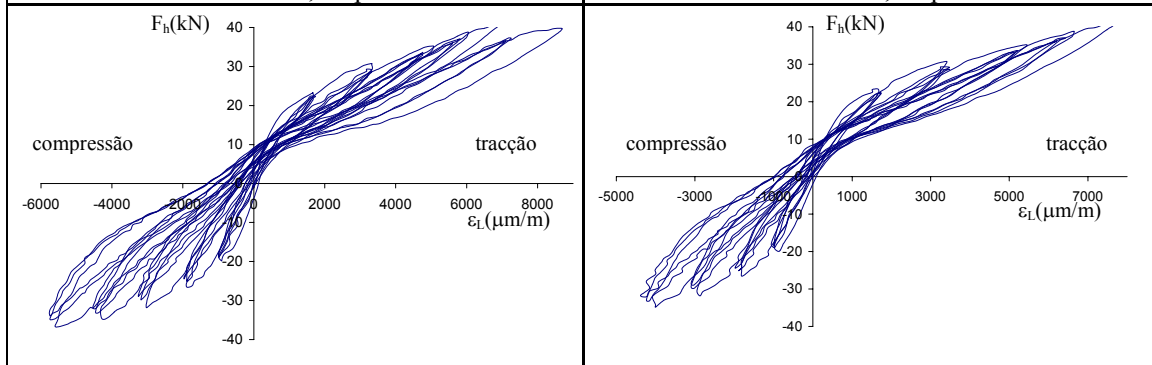


Figura B 3.52 – Relação entre a força horizontal-extensão no extensómetro 5, no pilar P12bPR.

Figura B 3.53 – Relação entre a força horizontal-extensão no extensómetro 6, no pilar P12bPR.

B 3.11 – Pilar P16aPR

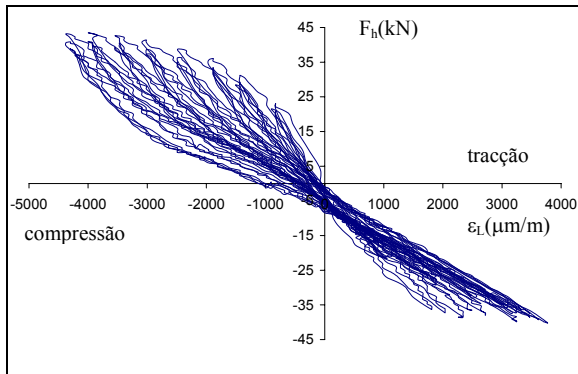


Figura B 3.54 – Relação entre a força horizontal-extensão no extensómetro 1, no pilar P16aPR.

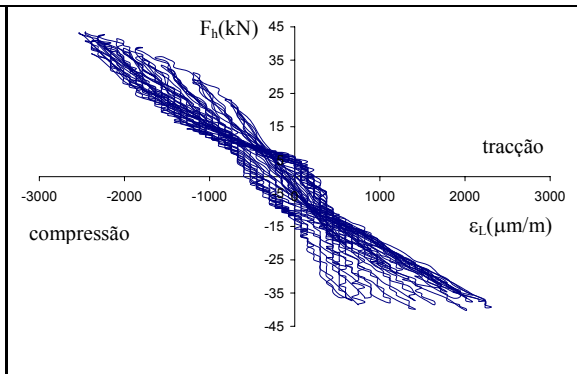


Figura B 3.55 – Relação entre a força horizontal-extensão no extensómetro 2, no pilar P16aPR.

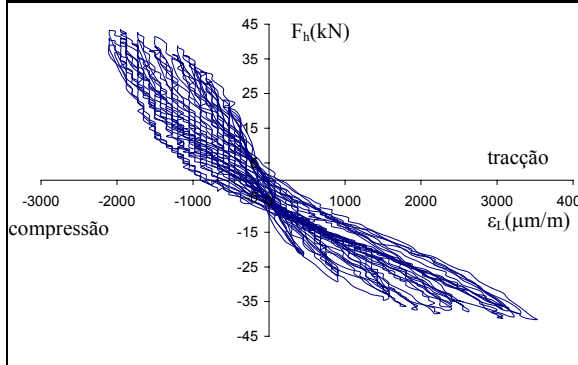


Figura B 3.56 – Relação entre a força horizontal-extensão no extensómetro 3, no pilar P16aPR.

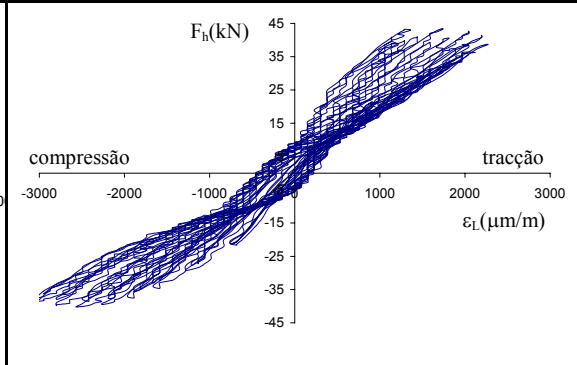


Figura B 3.57 – Relação entre a força horizontal-extensão no extensómetro 4, no pilar P16aPR.

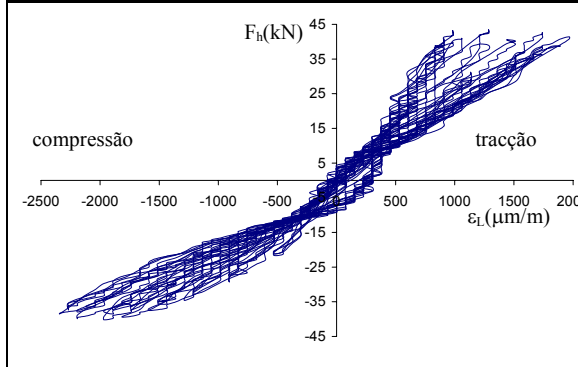


Figura B 3.58 – Relação entre a força horizontal-extensão no extensómetro 5, no pilar P16aPR.

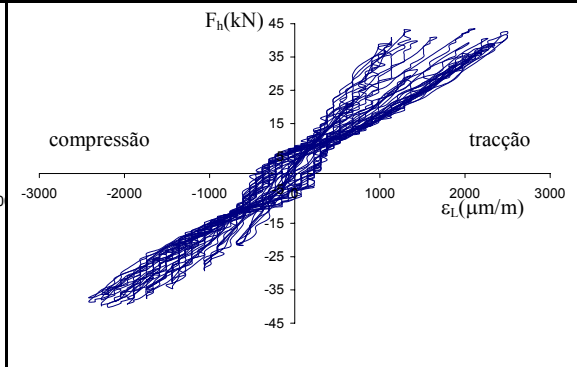


Figura B 3.59 – Relação entre a força horizontal-extensão no extensómetro 6, no pilar P16aPR.

B 3.12 – Pilar P16bPR

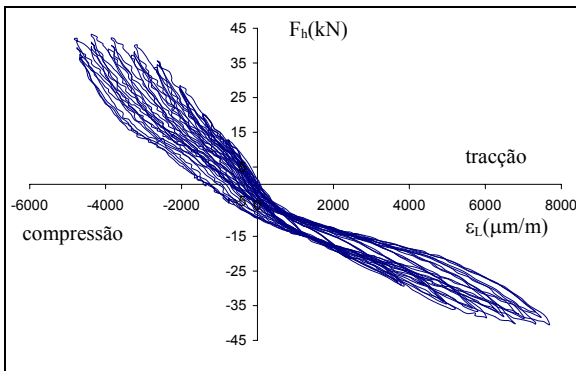


Figura B 3.60 – Relação entre a força horizontal-extensão no extensómetro 1, no pilar P16bPR.

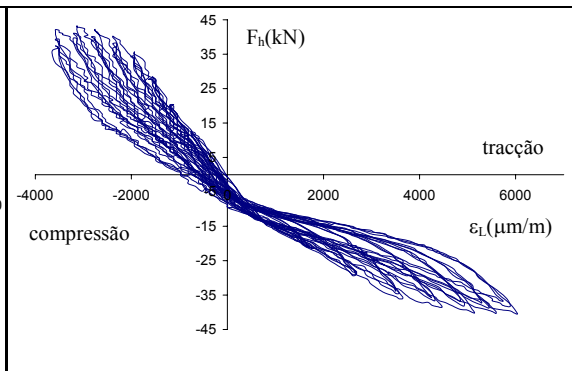


Figura B 3.61 – Relação entre a força horizontal-extensão no extensómetro 2, no pilar P16bPR.

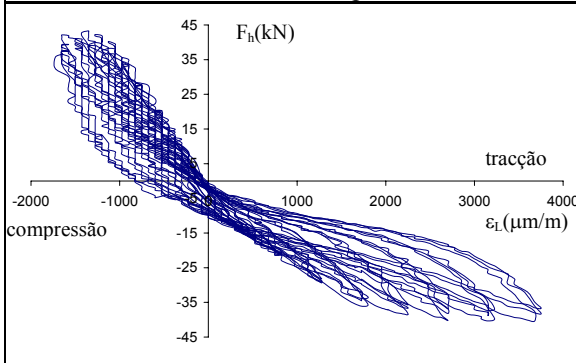


Figura B 3.62 – Relação entre a força horizontal-extensão no extensómetro 3, no pilar P16bPR.

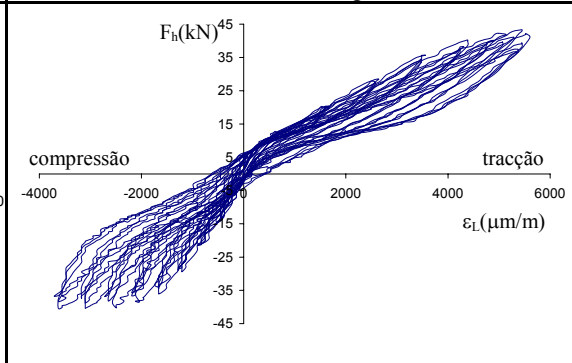


Figura B 3.63 – Relação entre a força horizontal-extensão no extensómetro 4, no pilar P16bPR.

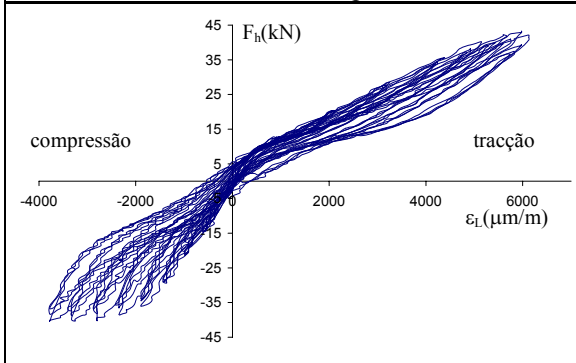


Figura B 3.64 – Relação entre a força horizontal-extensão no extensómetro 5, no pilar P16bPR.

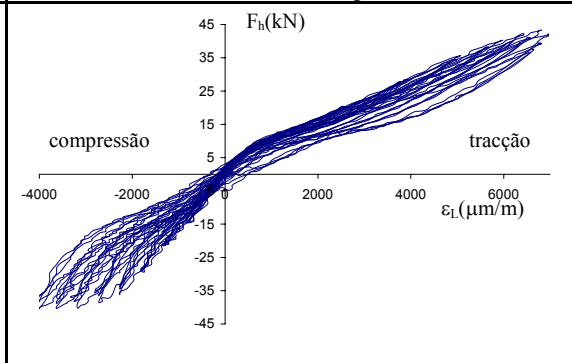


Figura B 3.65 – Relação entre a força horizontal-extensão no extensómetro 6, no pilar P16bPR.

ANEXO B4

Deformações nos extensómetros

Neste anexo apresenta-se a deformação máxima atingida em cada ciclo de cada procedimento. Os diagramas de força horizontal-extensão relacionam, em conjunto, os extensómetros de cada face do pilar, como se pode ver na Figura B 1.1.

B 4.1 – Pilar P10aCR

B 4.1.1 – Deformações registadas pelos extensómetros 1,2 e 3, para P10aCR.

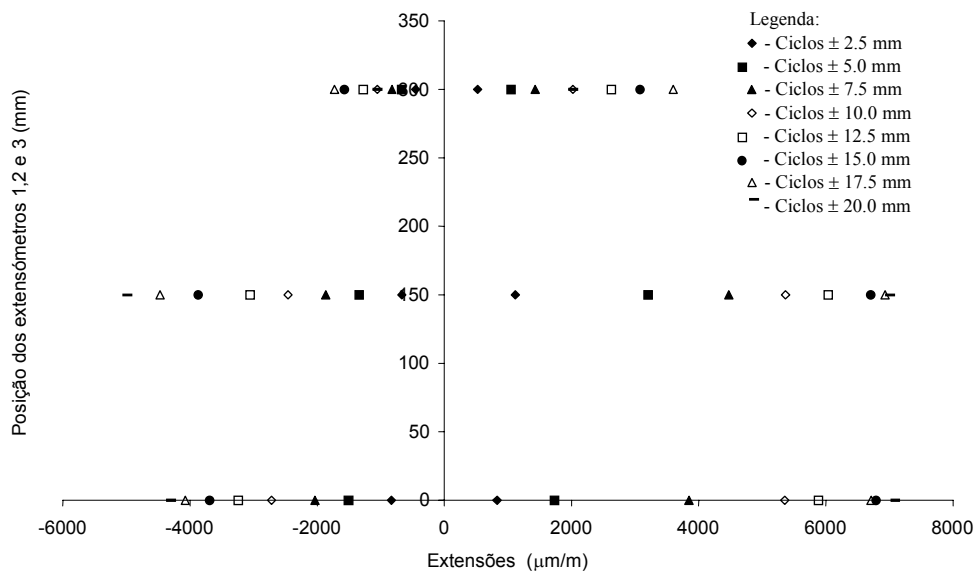


Figura B 4.1 - Deformações registadas pelos extensómetro 1,2 e3, para P10aCR.

B 4.1.2 – Deformações registadas pelos extensómetros 4,5 e 6, para P10aCR.

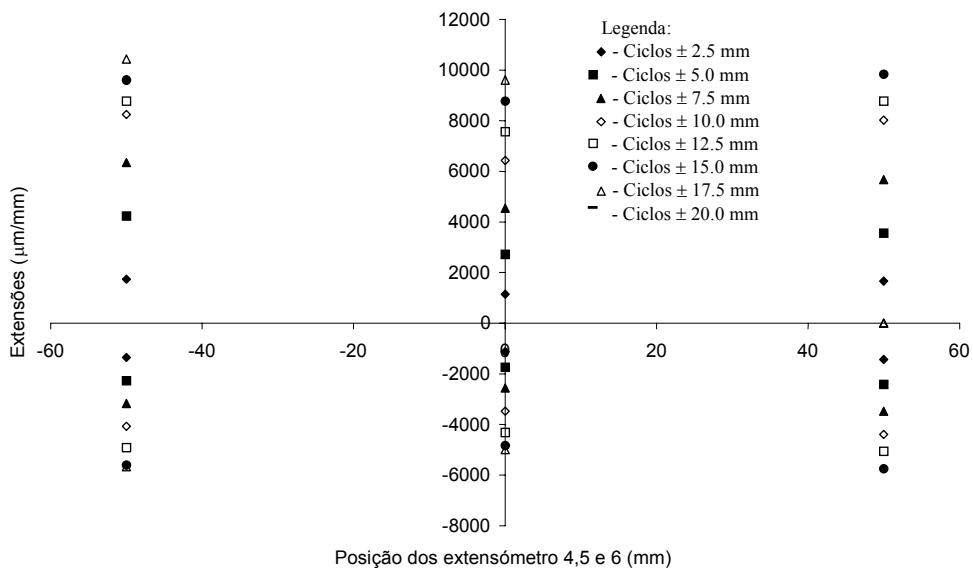


Figura B 4.2 - Deformações registadas pelos extensómetro 4,5 e 6, para P10aCR.

B 4.2 – Pilar P12aCR

B 4.2.1 – Deformações registadas pelos extensómetros 1,2 e 3, para P12aCR

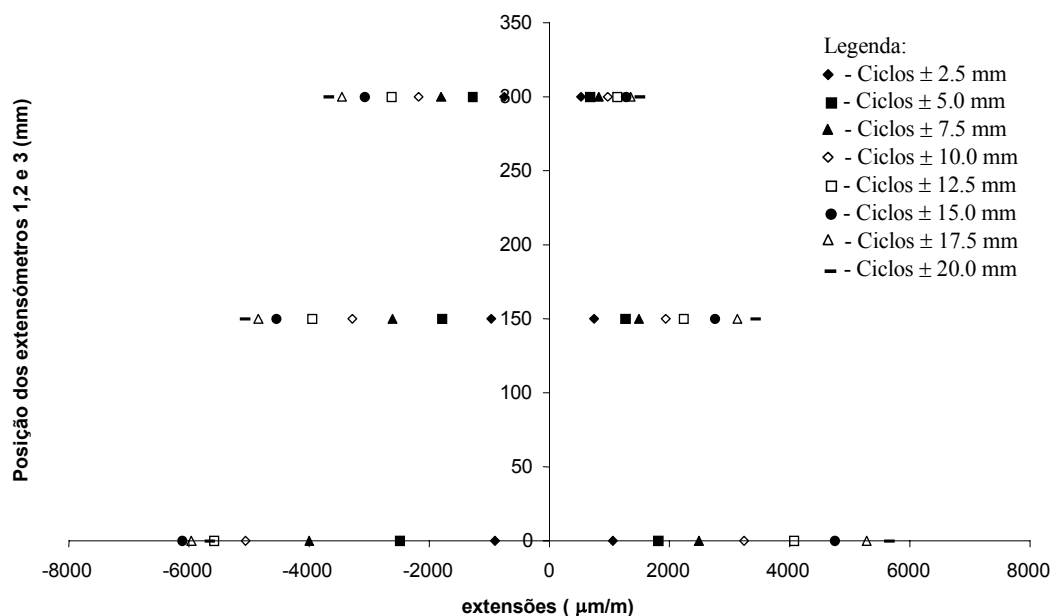


Figura B 4.3 - Deformações registadas pelos extensómetro 1,2 e 3, para P12aCR.

B 4.2.1 – Deformações registadas pelos extensómetros 4,5 e 6, para P12aCR

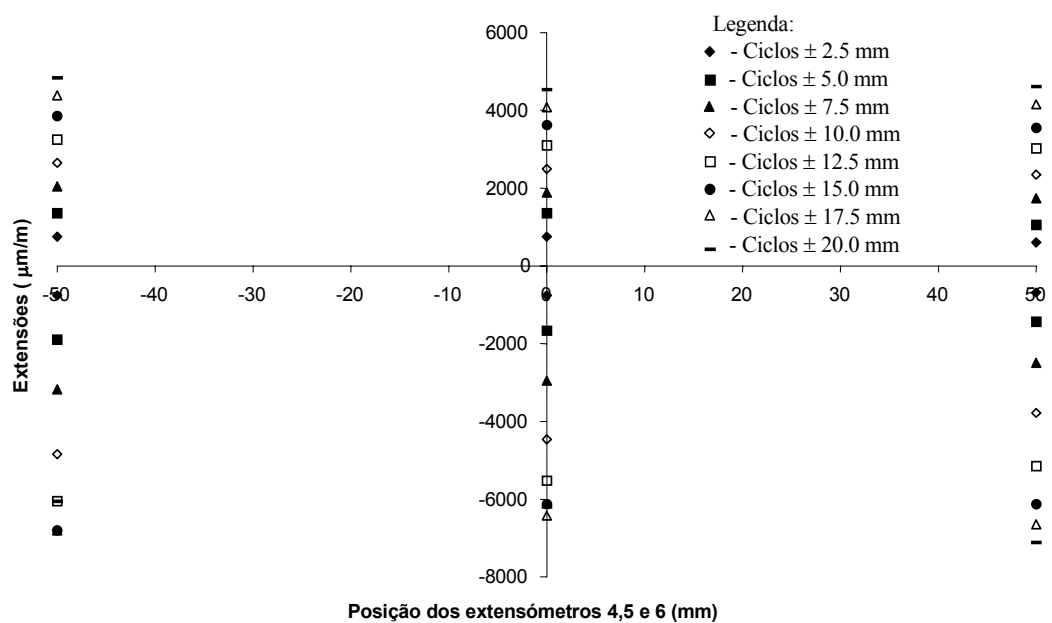


Figura 5.4 – Deformações registadas pelos extensómetro 4,5 e 6, para P12aCR.

B 4.3 – Pilar P12bCR

B 4.3.1 – Deformações registadas pelos extensómetros 1,2 e 3, para P12bCR

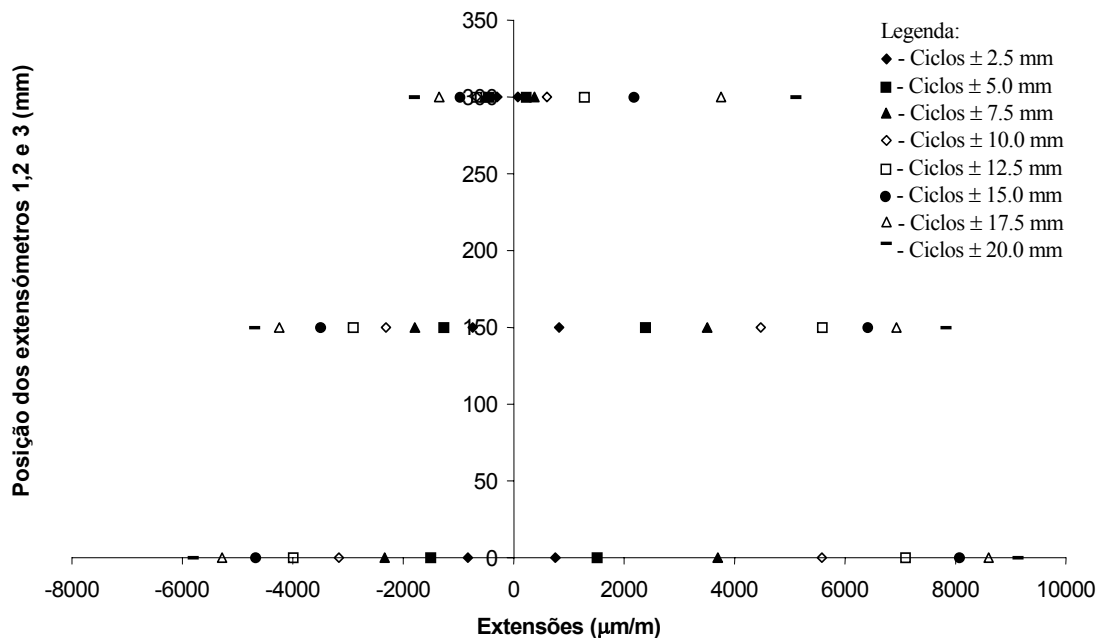


Figura 5.5 – Deformações registadas pelos extensómetro 1,2 e 3, para P12bCR.

B 4.3.2 – Deformações registadas pelos extensómetros 4,5 e 6, para P12bCR

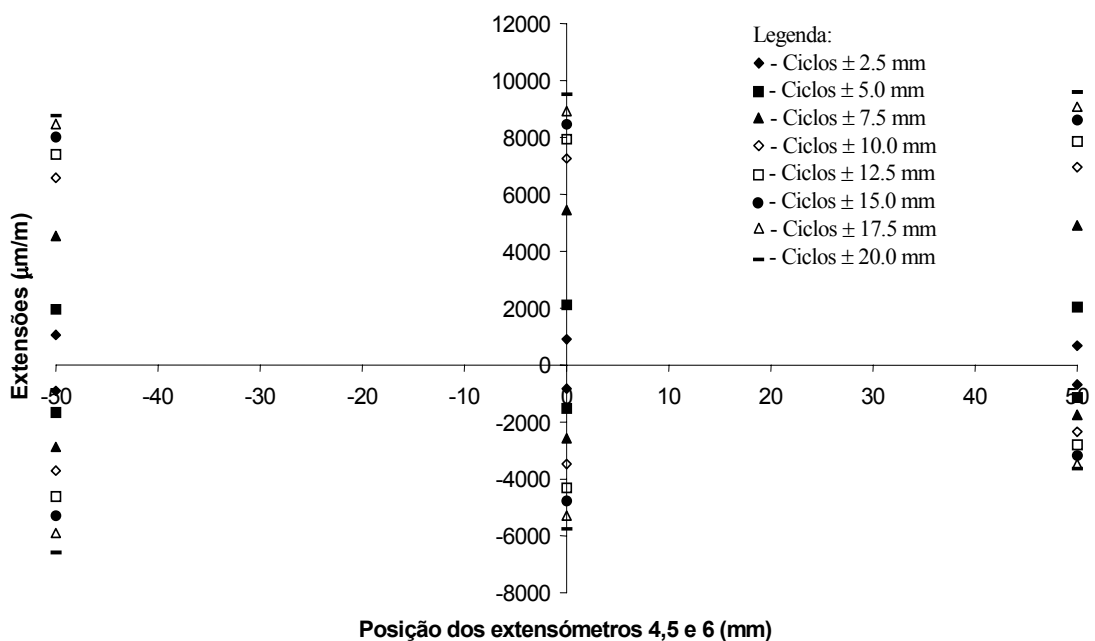


Figura 5.6 – Deformações registadas pelos extensómetro 4,5 e 6, para P12bCR.

B 4.4 – Pilar P16aCR

B 4.4.1 – Deformações registadas pelos extensómetros 1,2 e 3, para P16aCR

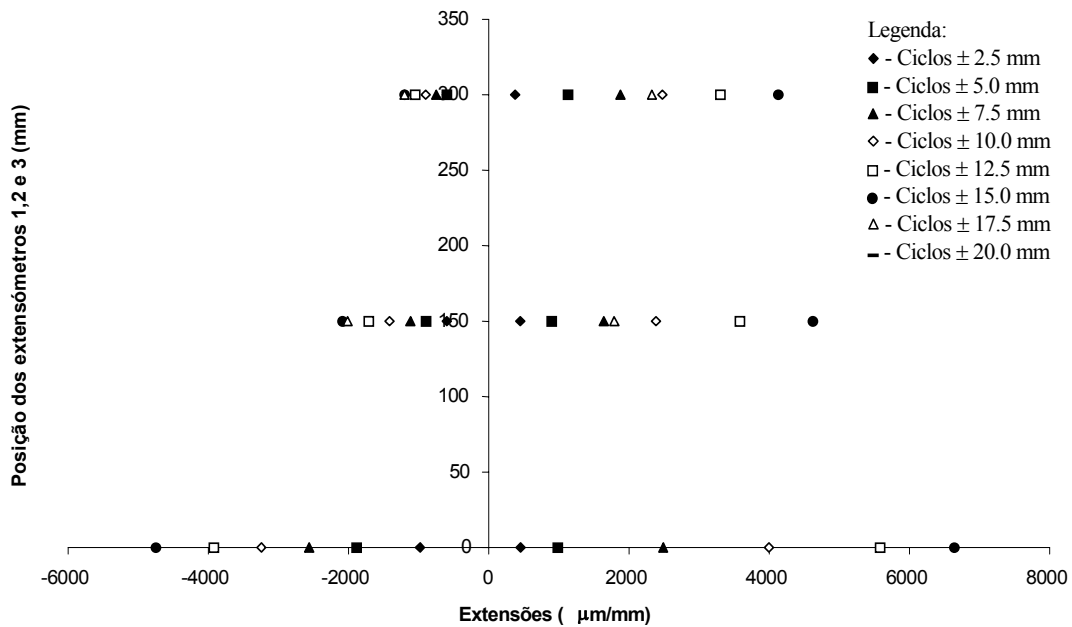


Figura 5.7 – Deformações registadas pelos extensómetro 1,2 e 3, para P16aCR.

B 4.4.2 – Deformações registadas pelos extensómetros 4,5 e 6, para P16aCR

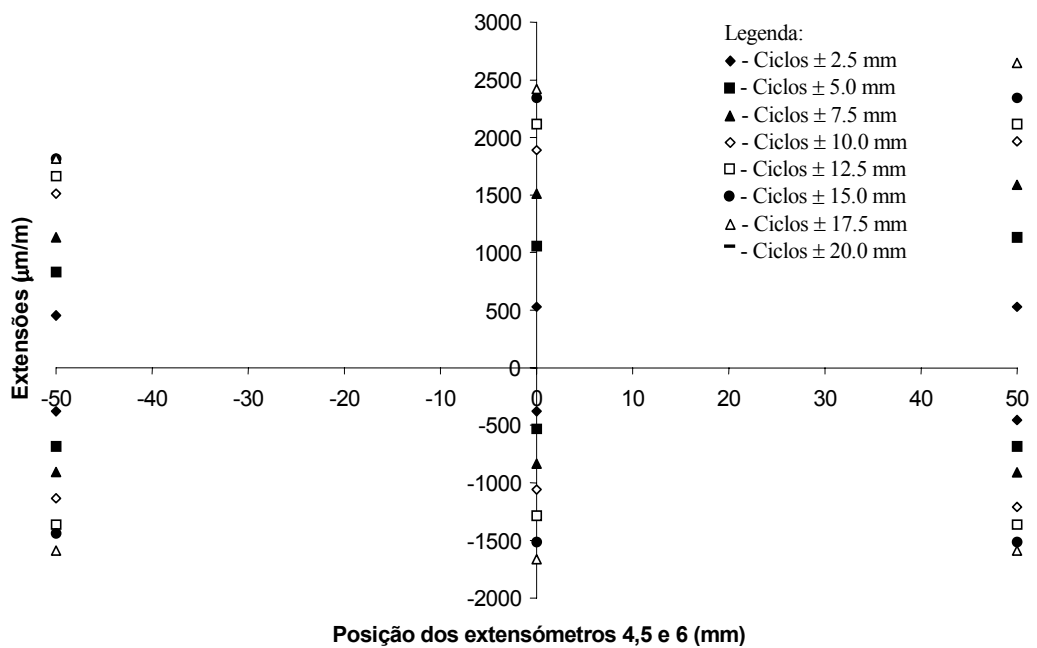


Figura 5.8 – Deformações registadas pelos extensómetro 4,5 e 6, para P16aCR.

B 4.5 – Pilar P16bCR

B 4.5.1 – Deformações registadas pelos extensómetros 1,2 e 3, para P16bCR

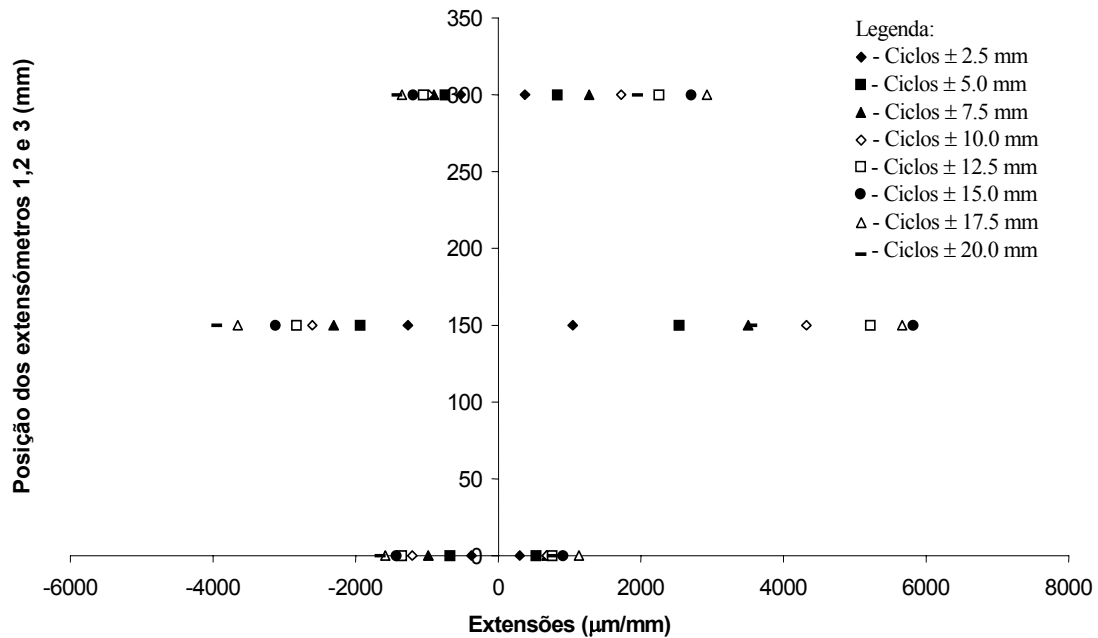


Figura 5.9 – Deformações registadas pelos extensómetro 1,2 e 3, para P16bCR.

B 4.5.2 – Deformações registadas pelos extensómetros 4,5 e 6, para P16bCR

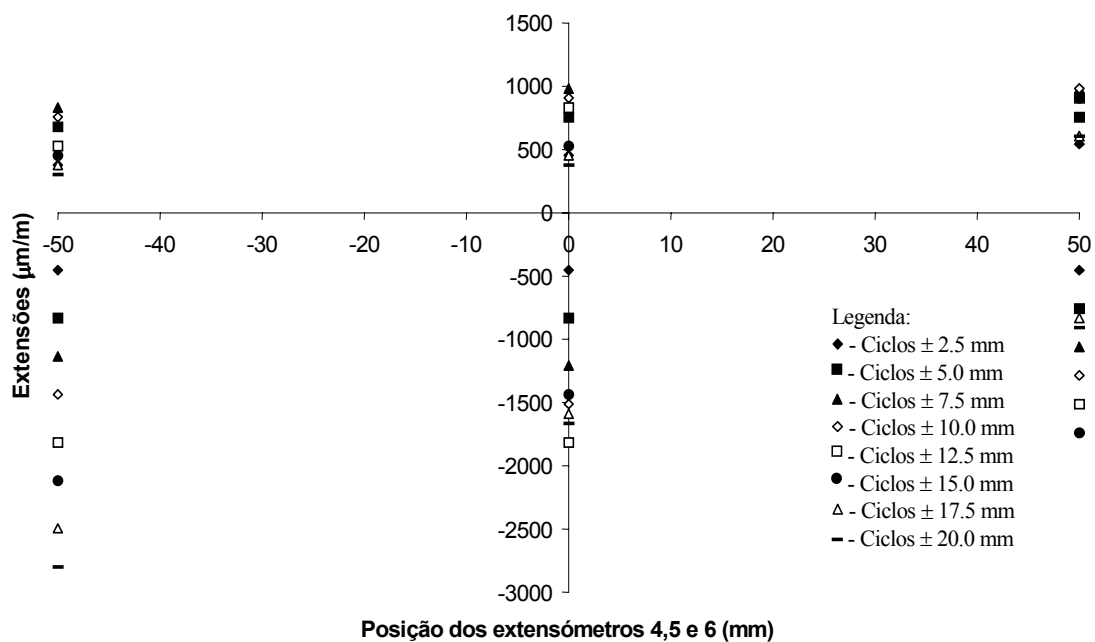


Figura 5.10 – Deformações registadas pelos extensómetro 4,5 e 6, para P16bCR.

B 4.6 – Pilar P10aPR

B 4.6.1 – Deformações registadas pelos extensómetros 1,2 e 3, para P10aPR

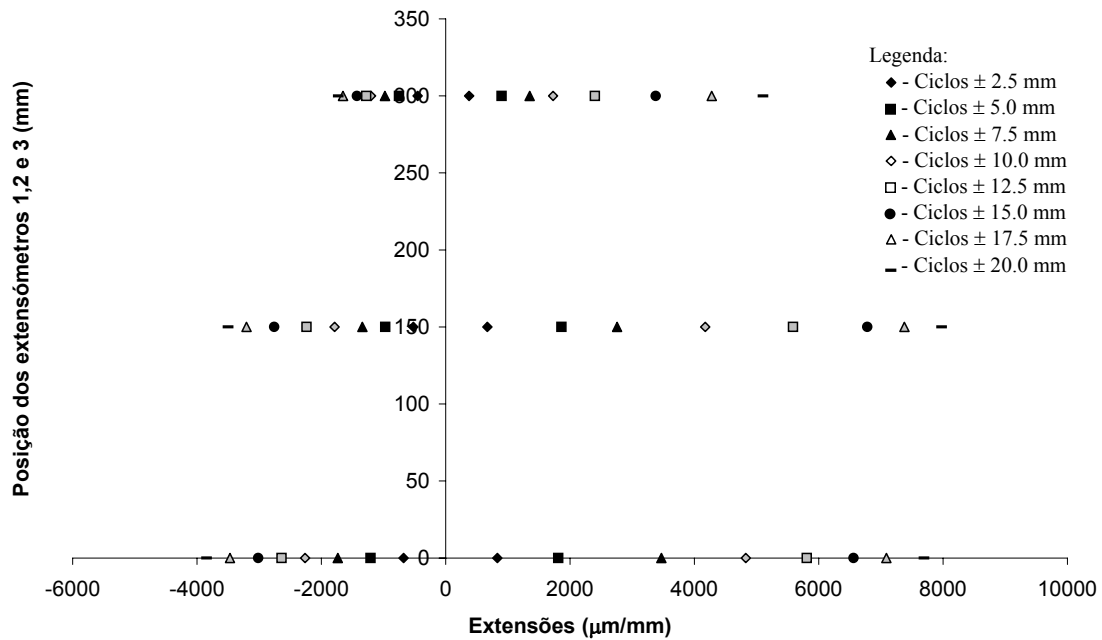


Figura 5.11 – Deformações registadas pelos extensómetro 1,2 e 3 para P10aPR.

B 4.6.2 – Deformações registadas pelos extensómetros 4,5 e 6 para P10aPR

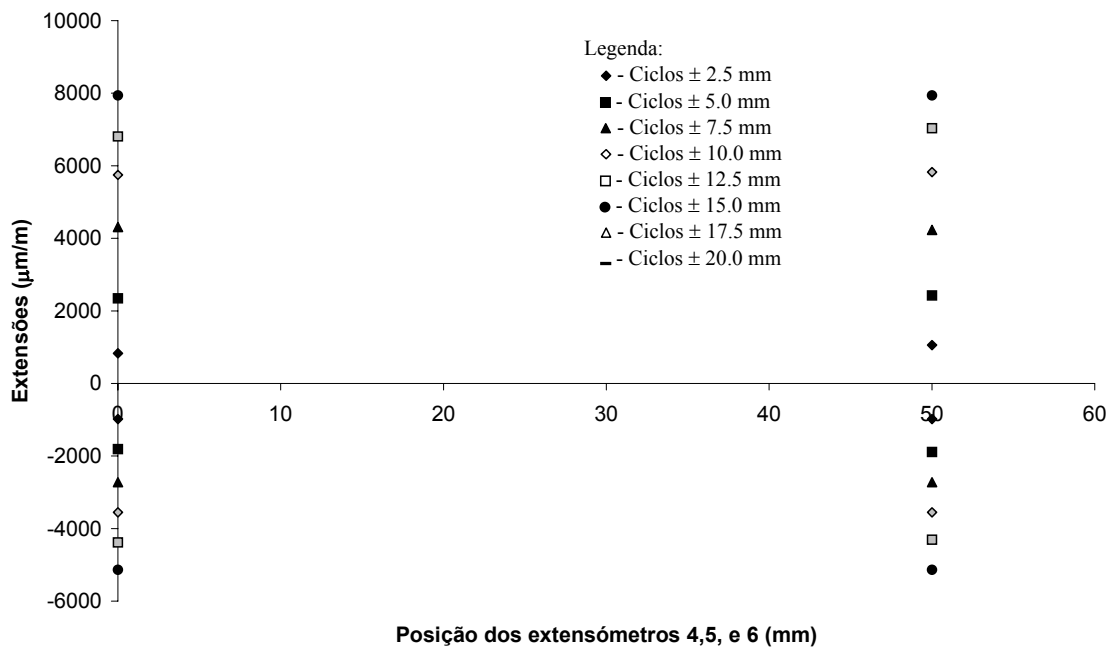


Figura 5.12 – Deformações registadas pelos extensómetro 4,5 e 6, para P10aPR.

B 4.7 – Pilar P12aPR

B 4.7.1 – Deformações registadas pelos extensómetros 1,2 e 3 para P12aPR

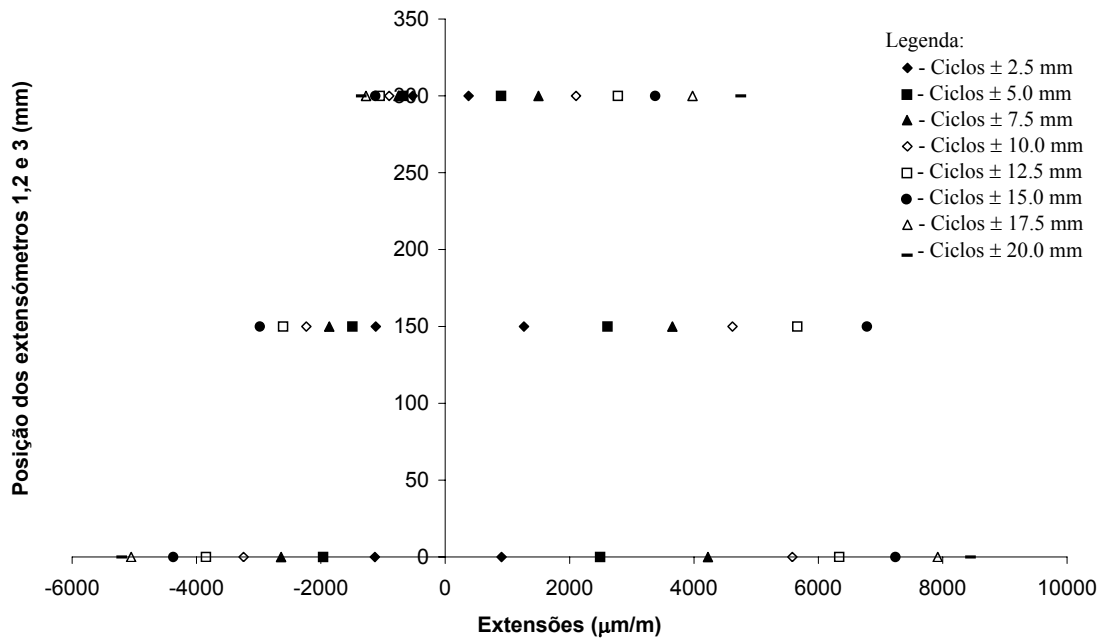


Figura 5.13 – Deformações registadas pelos extensómetro 1,2 e 3 para P12aPR.

B 4.7.2 – Deformações registadas pelos extensómetros 4,5 e 6 para P12aPR

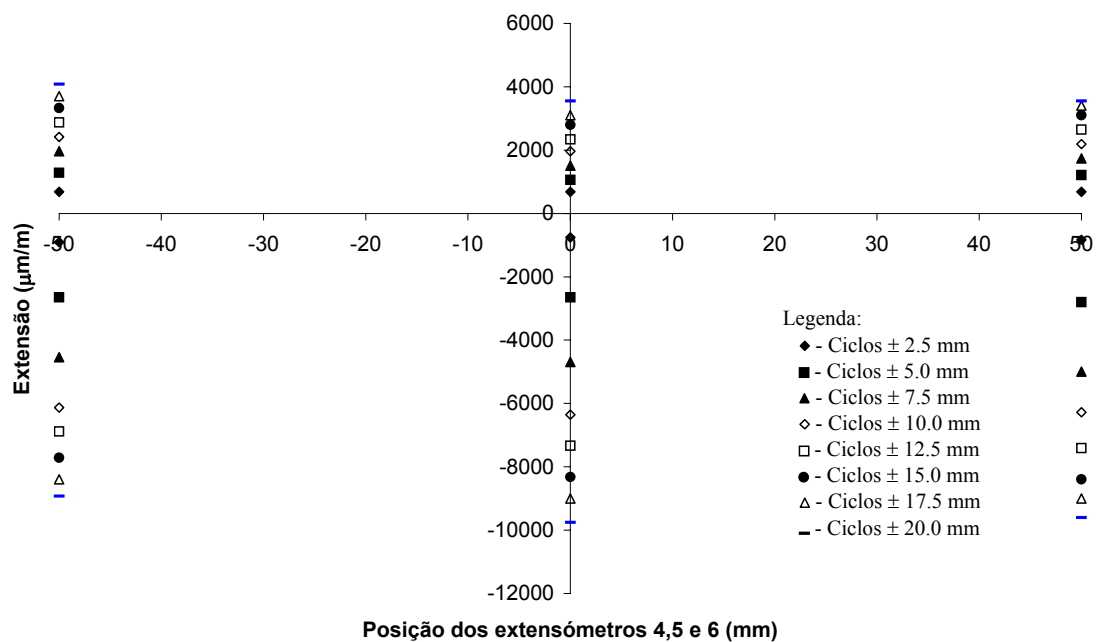


Figura 5.14 – Deformações registadas pelos extensómetro 4,5 e 6 para P12aPR.

B 4.8 – Pilar P12bPR

B 4.8.1 – Deformações registadas pelos extensómetros 1,2 e 3 para P12bPR

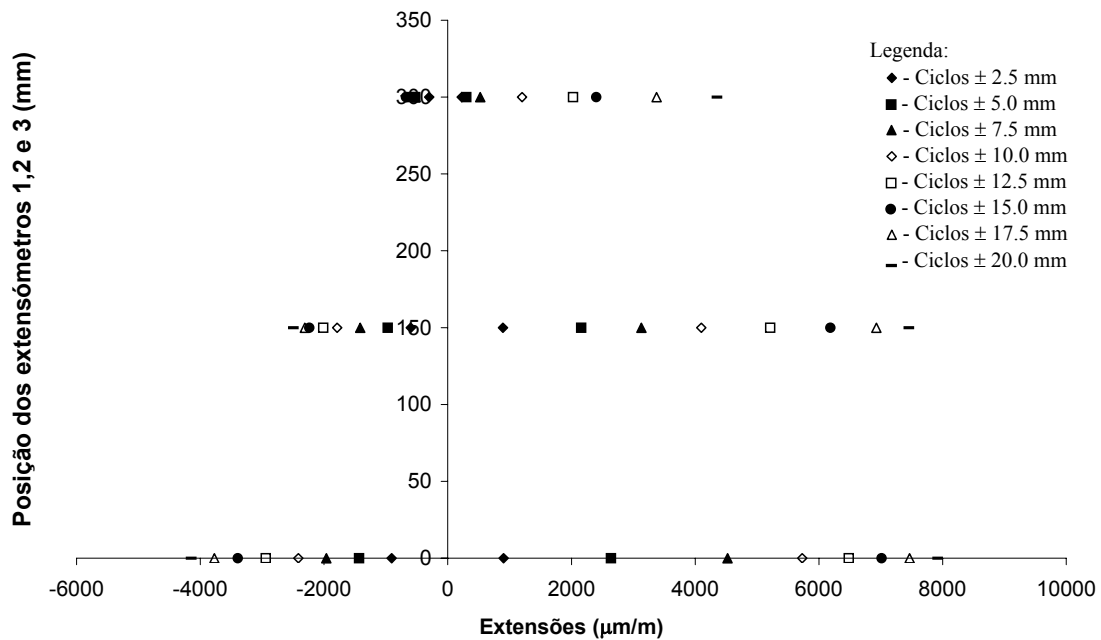


Figura 5.15 – Deformações registadas pelos extensómetro 1,2 e 3 para P12bPR.

B 4.8.2 – Deformações registadas pelos extensómetros 4, 5 e 6 para P12bPR

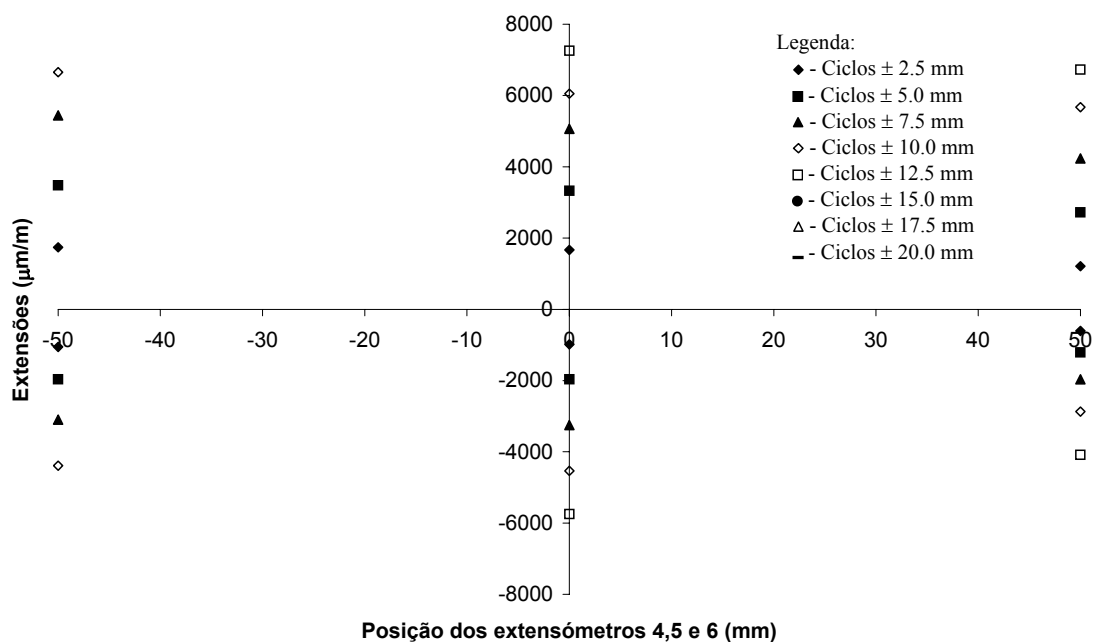


Figura 5.16 – Deformações registadas pelos extensómetro 4,5 e 6 para P12bPR.

B 4.9 – Pilar P16aPR

B 4.9.1 – Deformações registadas pelos extensómetros 1,2 e 3 para P16aPR

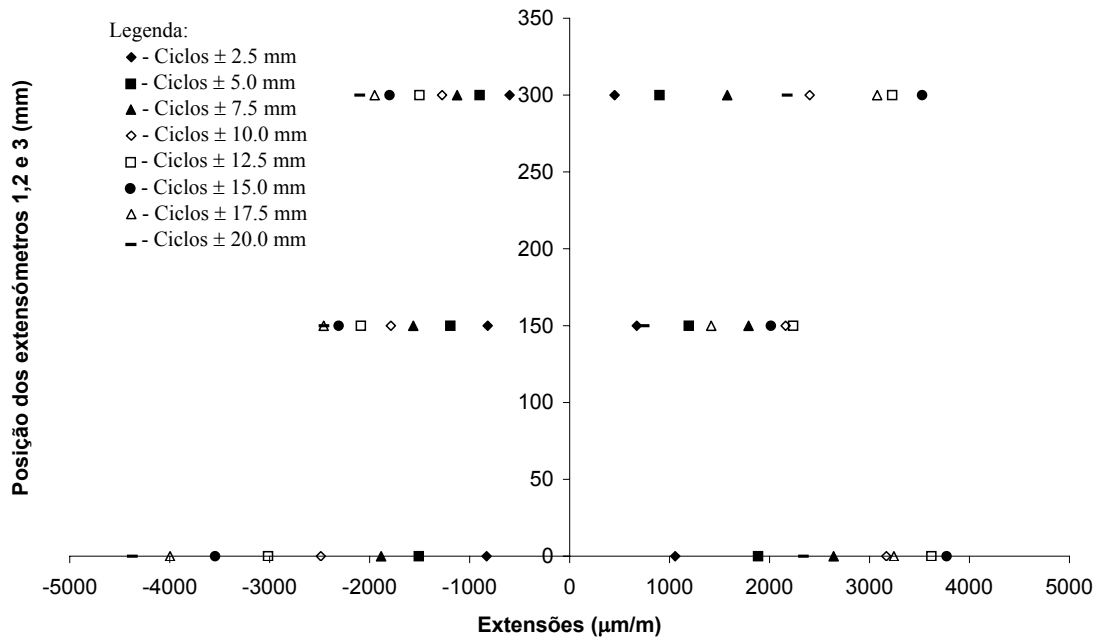


Figura 5.17 – Deformações registadas pelos extensómetro 1,2 e 3 para P16aPR.

B 4.9.2 – Deformações registadas pelos extensómetros 4,5 e 6 para P16aPR

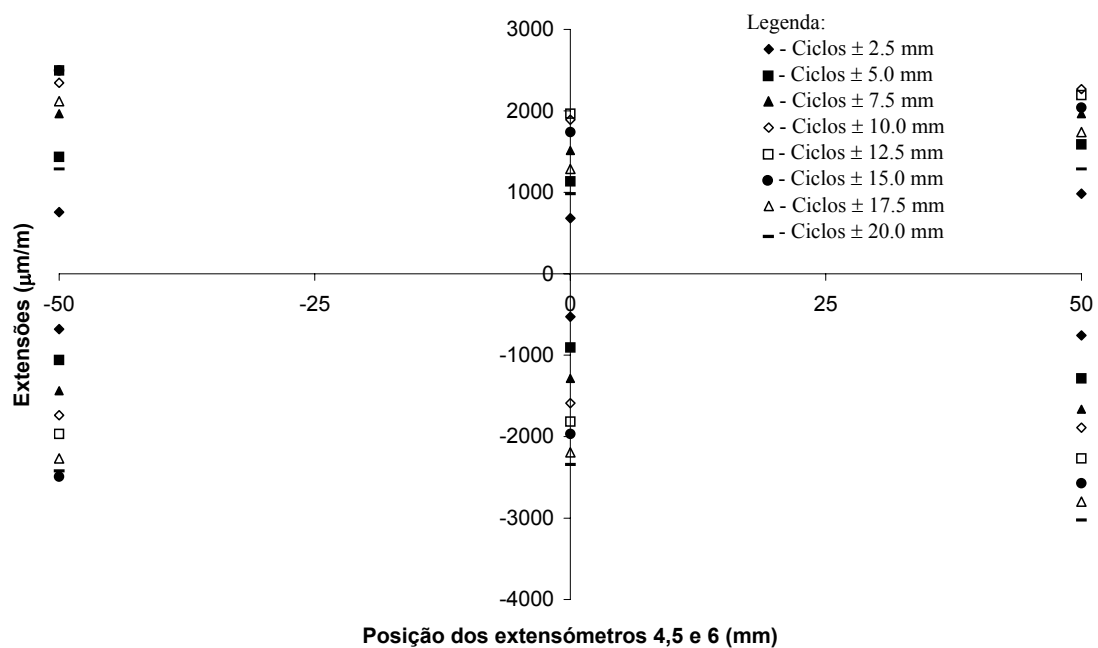


Figura 5.18 – Deformações registadas pelos extensómetro 4,5 e 6 para P16aPR.

B 4.10 – Pilar P16bPR

B 4.10.1 – Deformações registadas pelos extensómetros 1,2 e 3 para P16bPR

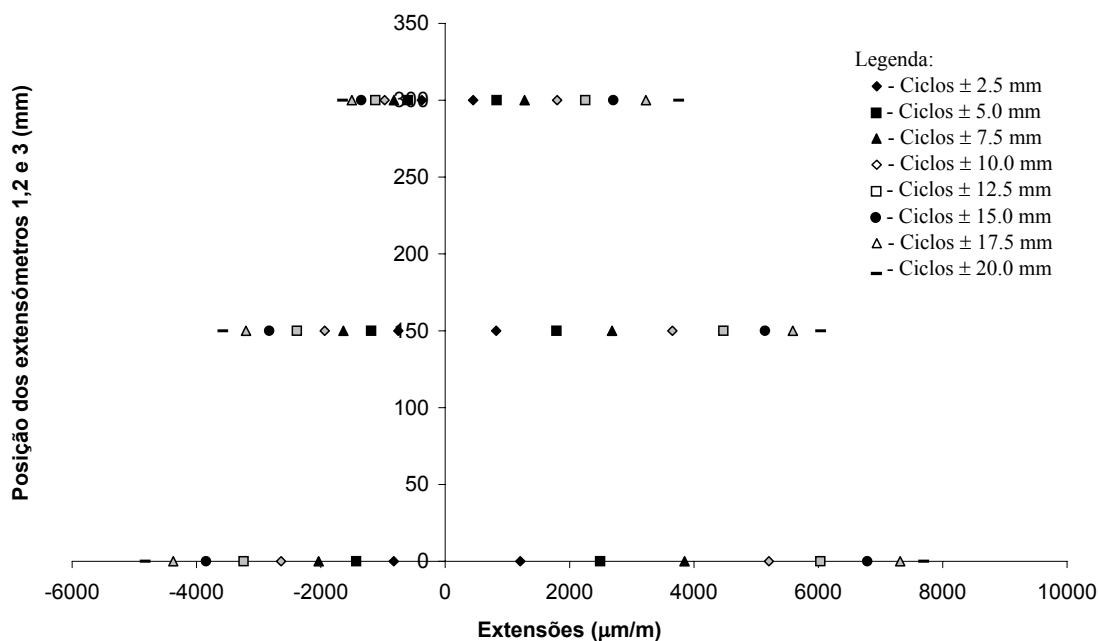


Figura 5.19 – Deformações registadas pelos extensómetro 1,2 e 3 para P16bPR.

B 4.10.2 – Deformações registadas pelos extensómetros 4,5 e 6 para P16bPR

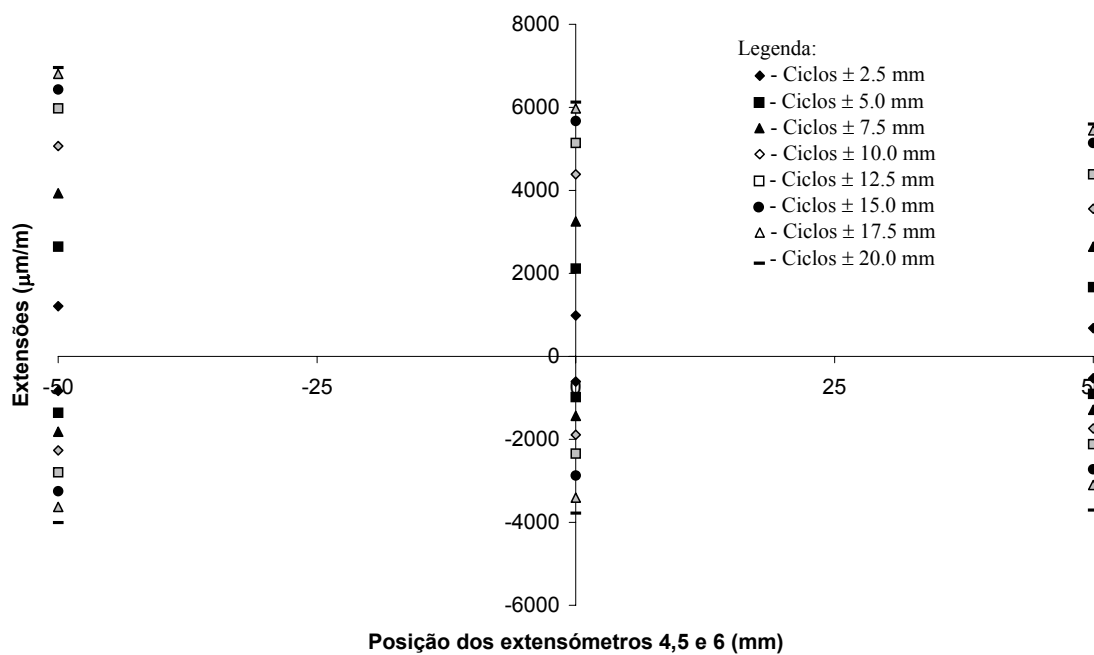


Figura 5.20 – Deformações registadas pelos extensómetro 4,5 e 6 para P16bPR.

ANEXO B5

Padrão de fendilhação

Neste anexo são apresentados os padrões de fendilhação visualizados durante o ensaio dos elementos de pilar. São um registo importante para a localização da zona de formação da rótula plástica, uma vez que está associada a grandes deformação e localiza-se na zona onde as fendas atingem aberturas maiores. Também se pode verificar até onde vai a propagação das fendas.

A figura B5.1 ilustra a designação das faces do pilar.

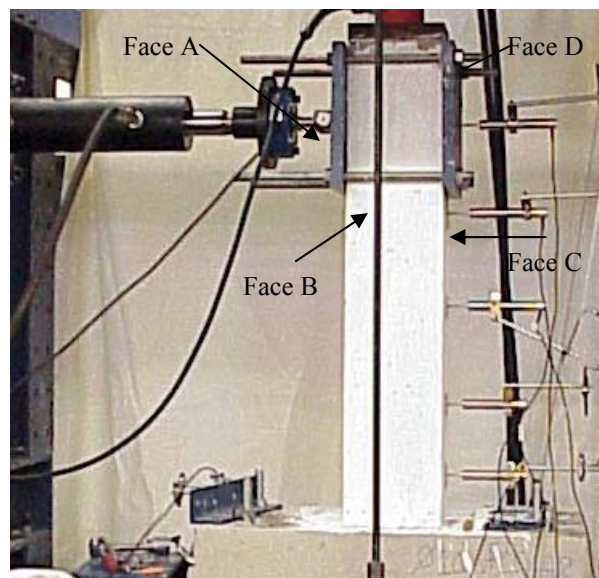
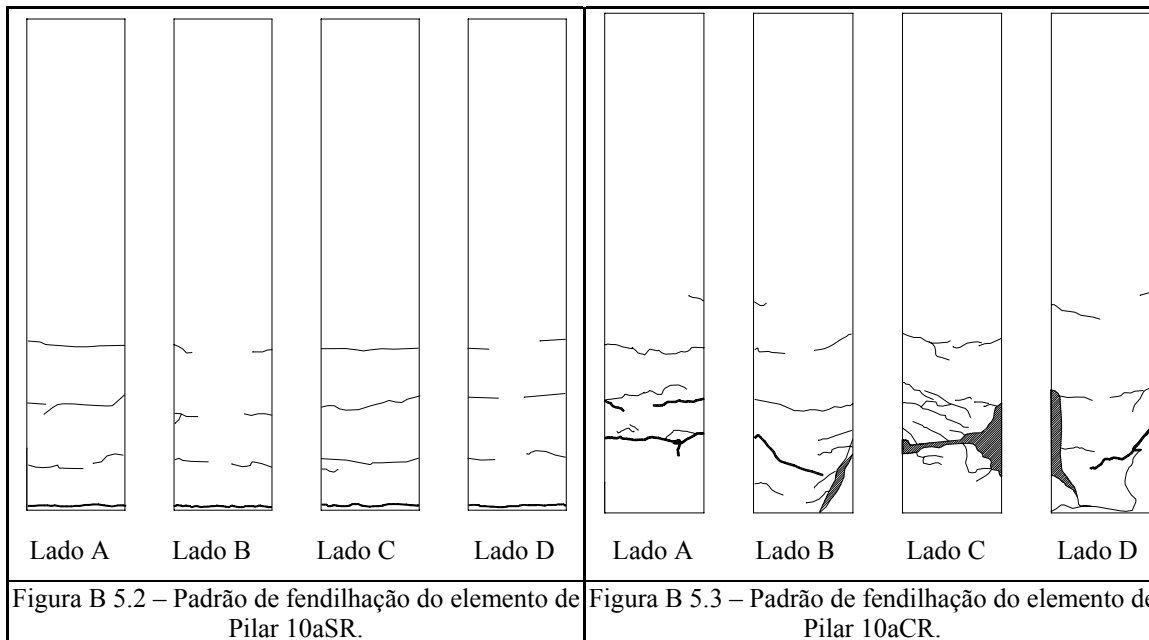
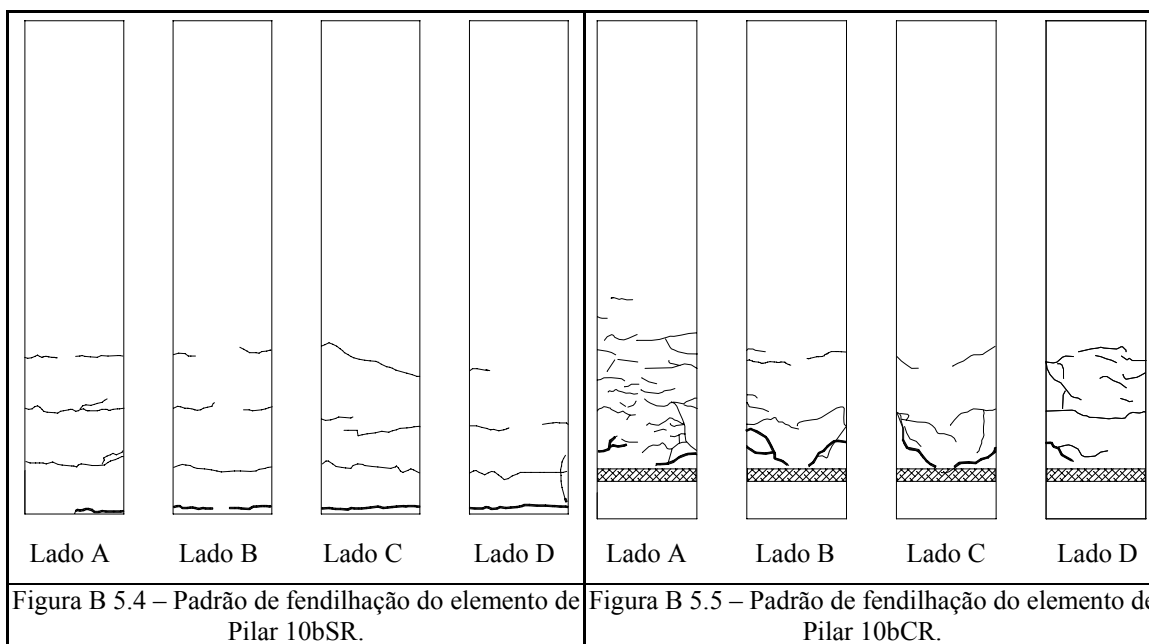


Figura B5.1 – Designação das faces do pilar.

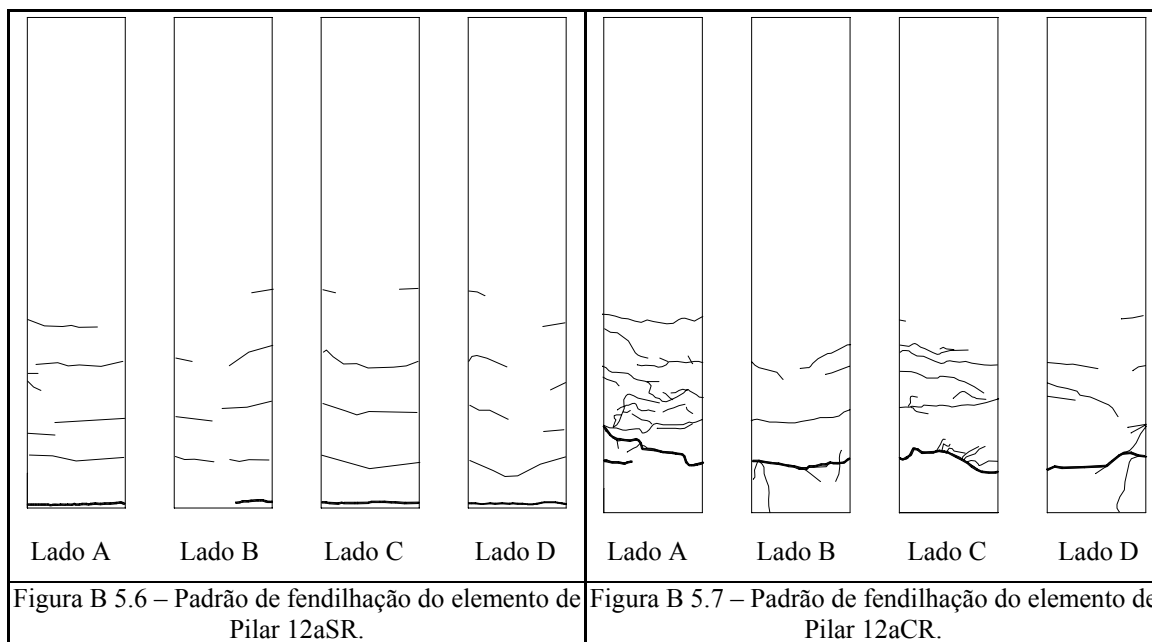
B 5.1 – Padrão de fendilhação observado no elemento de pilar P10a



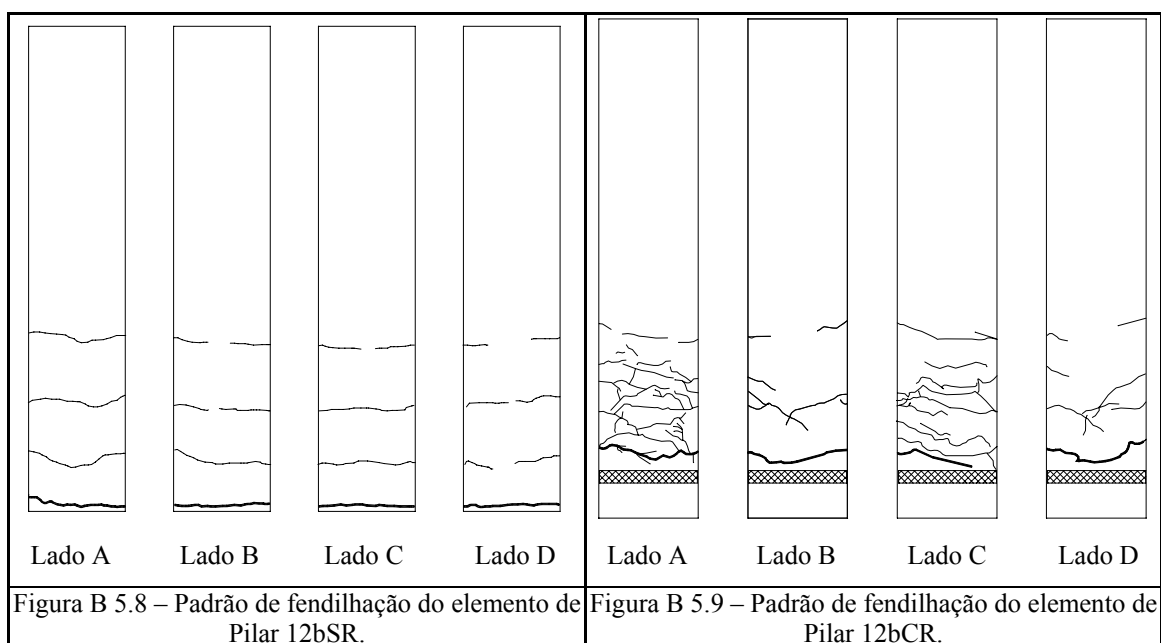
B 5.2 – Padrão de fendilhação observado no elemento de pilar P10b



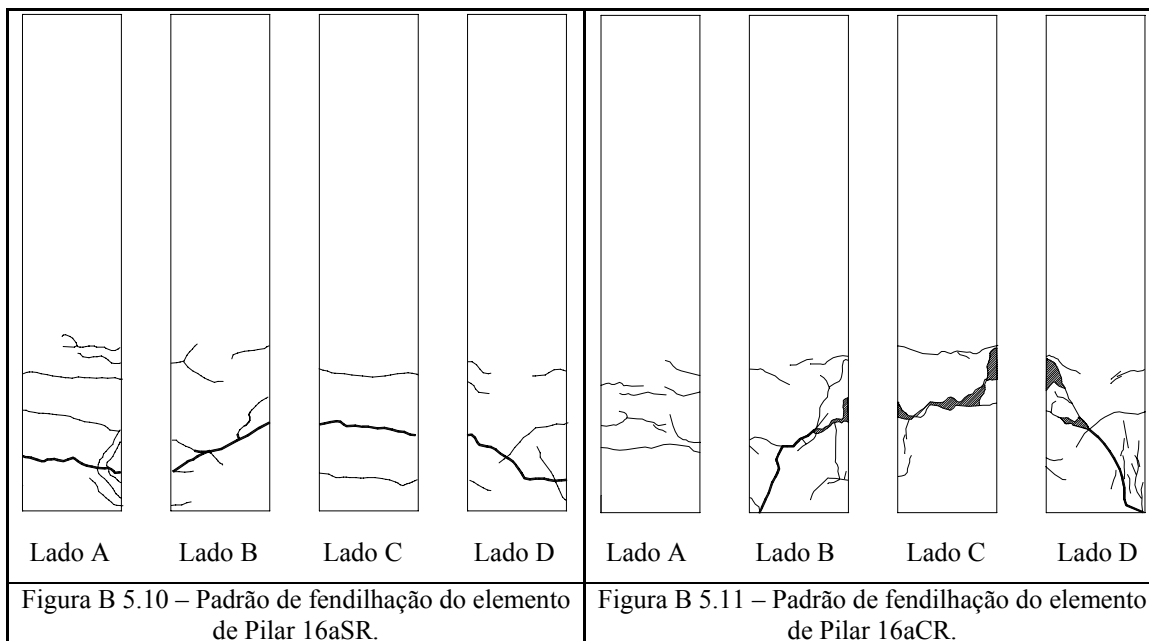
B 5.3 – Padrão de fendilhação observado no elemento de pilar P12a



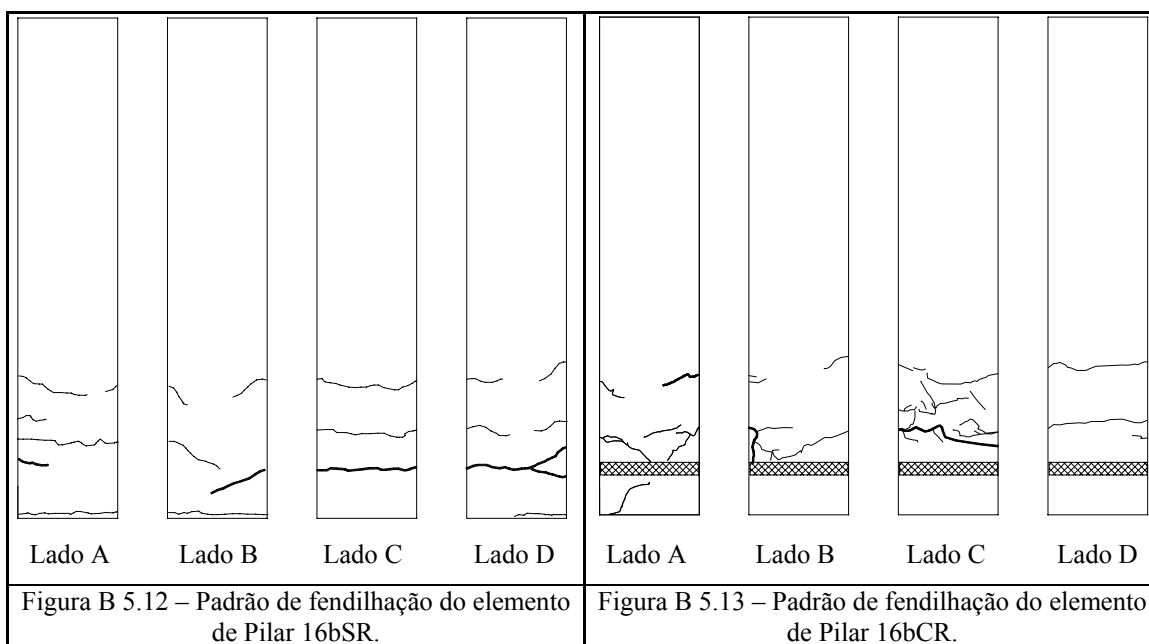
B 5.4 – Padrão de fendilhação observado no elemento de pilar P12b



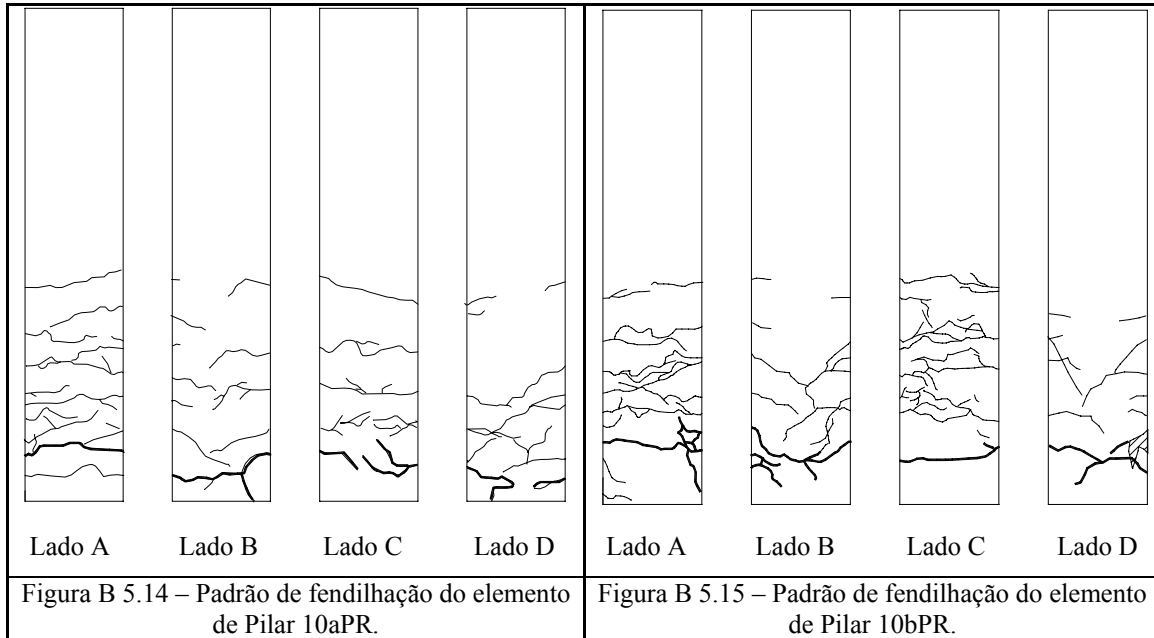
B 5.5 – Padrão de fendilhação observado no elemento de pilar P16a



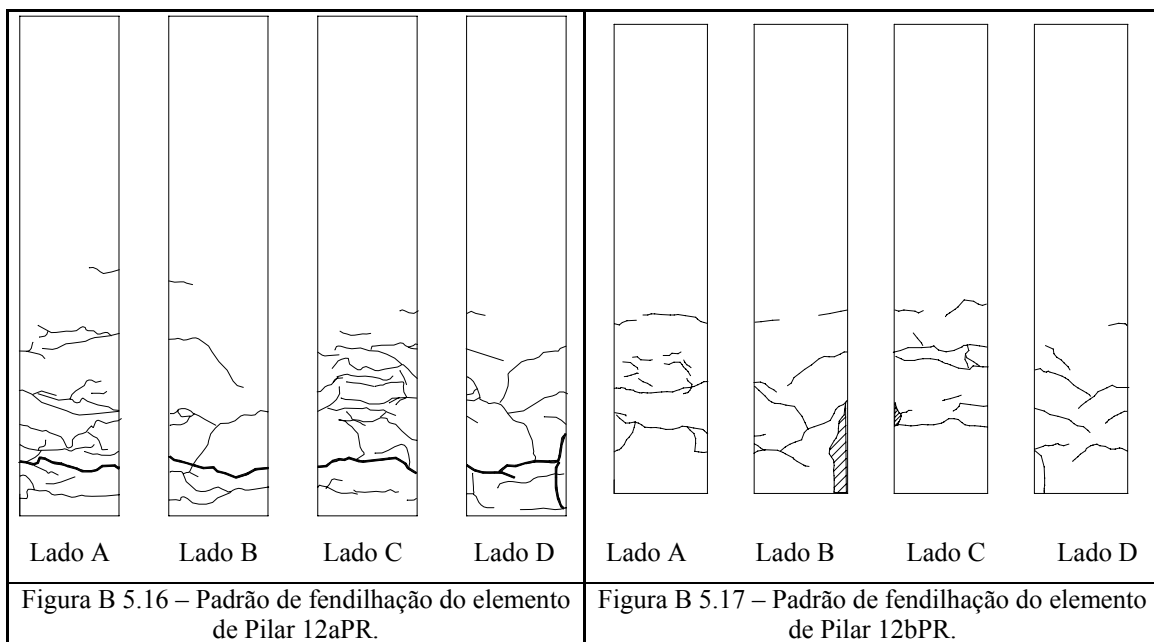
B 5.6 – Padrão de fendilhação observado no elemento de pilar P16b

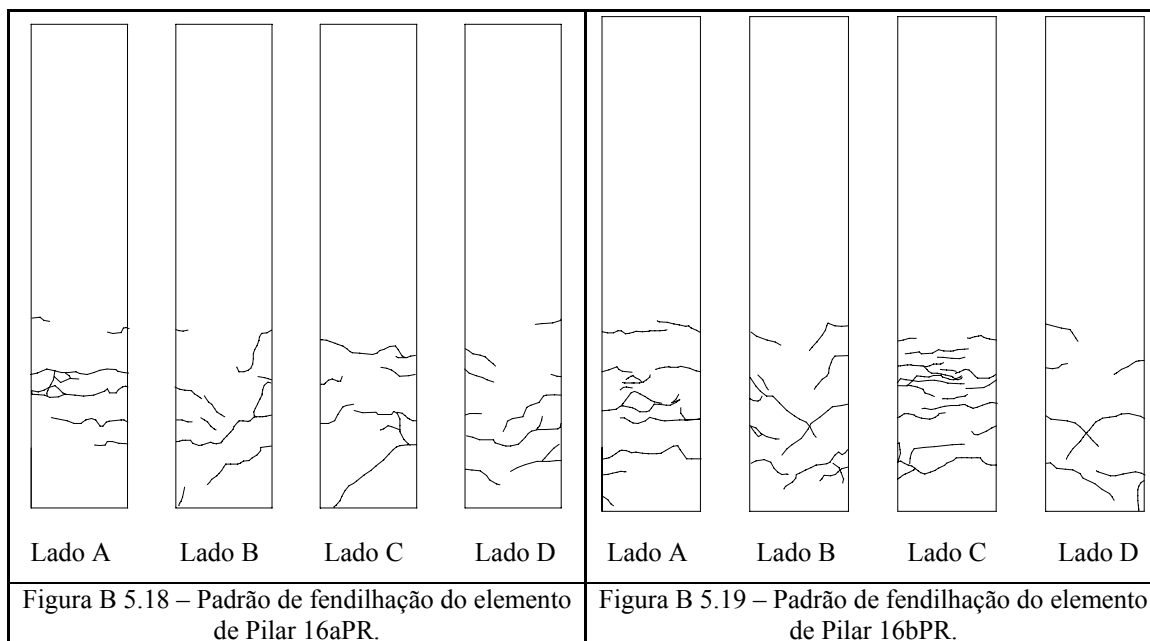


B 5.7 – Padrão de fendilhação observado no elemento de pilar P10PR



B 5.8 – Padrão de fendilhação observado no elemento de pilar P12PR



B 5.2 – Padrão de fendilhação observado no elemento de pilar P16PR

ANEXO C

Análise numérica

Ficheiro de dados – Pilar armado com armadura convencional

```

21 27 28 32 31 ;
22 29 30 34 33 ;
### Data for design general cross sections
23 30 31 35 34 ;
### Main title of the problem
24 31 32 36 35 ;
Simulacao de um pilar de 0.20x0.20 m2 (armados com fi10
25 33 34 38 37 ;
e sem reforco);
26 34 35 39 38 ;
27 35 36 40 39 ;
## Main parameters
28 37 38 42 41 ;
39 ; # nelem_sect (n. of elements in the section mesh)
29 38 39 43 42 ;
39 ; # nelem_conc (n. of concrete elements)
30 39 40 44 43 ;
0 ; # nelem_comp (n. of composite elements)
31 41 42 46 45 ;
4 ; # nelem_rein (n. of reinforcement bars)
32 42 43 47 46 ;
56 ; # npoin_sect (n. of points of the section mesh)
33 43 44 48 47 ;
4 ; # nnode_sect (n. of nodes per element in the section
34 45 46 50 49 ;
mesh)
35 46 47 51 50 ;
1 ; # ngaus_sect (n. of Gauss points in the integration
36 47 48 52 51 ;
rule)
37 49 50 54 53 ;
2 ; # nsmat_ccom (n. of sets of concrete in uniaxial
38 50 51 55 54 ;
compression)
39 51 52 56 55 ;
1 ; # nsmat_cten (n. of sets of concrete in uniaxial
tension)
0 ; # nsmat_csti (n. of sets of concrete in tension
stiffening)
### Geometric cross section properties
0 ; # nsmat_fipa (n. of sets of steel fibre material
### Coordinates of the points of the section mesh
properties)
# ipoin_sect (index point)
0 ; # nsmat_comp (n. of sets of composite material
# coord_y, coord_z (y and z coordinates)
properties)
# ipoin_sect coord_y coord_z
1 -0.10000000 -0.10000000 ;
1 ; # nsmat_rein (n. of sets of reinforcement material
2 -0.08000000 -0.10000000 ;
properties)
3 0.08000000 -0.10000000 ;
600 ; # nincs_proc (n. of sets of the incremental-iterative
4 0.10000000 -0.10000000 ;
procedure)
5 -0.10000000 -0.09000000 ;
6 -0.08000000 -0.09000000 ;
7 0.08000000 -0.09000000 ;
8 0.10000000 -0.09000000 ;
9 -0.10000000 -0.08000000 ;
10 -0.08000000 -0.08000000 ;
11 0.08000000 -0.08000000 ;
12 0.10000000 -0.08000000 ;
13 -0.10000000 -0.07000000 ;
14 -0.08000000 -0.07000000 ;
15 0.08000000 -0.07000000 ;
16 0.10000000 -0.07000000 ;
17 -0.10000000 -0.05000000 ;
18 -0.08000000 -0.05000000 ;
19 0.08000000 -0.05000000 ;
20 0.10000000 -0.05000000 ;
21 -0.10000000 -0.03000000 ;
22 -0.08000000 -0.03000000 ;
23 0.08000000 -0.03000000 ;
24 0.10000000 -0.03000000 ;
25 -0.10000000 -0.01000000 ;
26 -0.08000000 -0.01000000 ;
27 0.08000000 -0.01000000 ;
28 0.10000000 -0.01000000 ;
29 -0.10000000 0.01000000 ;
30 -0.08000000 0.01000000 ;
31 0.08000000 0.01000000 ;

### List of the nodes of each element in the section mesh
# ielem_sect (index number of the elements)
# lnods_sect (list of nodes per element)
# ielem_sect lnods_sect...
1 1 2 6 5 ;
2 2 3 7 6 ;
3 3 4 8 7 ;
4 5 6 10 9 ;
5 6 7 11 10 ;
6 7 8 12 11 ;
7 9 10 14 13 ;
8 10 11 15 14 ;
9 11 12 16 15 ;
10 13 14 18 17 ;
11 14 15 19 18 ;
12 15 16 20 19 ;
13 17 18 22 21 ;
14 18 19 23 22 ;
15 19 20 24 23 ;
16 21 22 26 25 ;
17 22 23 27 26 ;
18 23 24 28 27 ;
19 25 26 30 29 ;
20 26 27 31 30 ;

```

```

32 0.1000000 0.0100000 ;
33 -0.1000000 0.0300000 ;
34 -0.0800000 0.0300000 ;
35 0.0800000 0.0300000 ;
36 0.1000000 0.0300000 ;
37 -0.1000000 0.0500000 ;
38 -0.0800000 0.0500000 ;
39 0.0800000 0.0500000 ;
40 0.1000000 0.0500000 ;
41 -0.1000000 0.0700000 ;
42 -0.0800000 0.0700000 ;
43 0.0800000 0.0700000 ;
44 0.1000000 0.0700000 ;
45 -0.1000000 0.0800000 ;
46 -0.0800000 0.0800000 ;
47 0.0800000 0.0800000 ;
48 0.1000000 0.0800000 ;
49 -0.1000000 0.0900000 ;
50 -0.0800000 0.0900000 ;
51 0.0800000 0.0900000 ;
52 0.1000000 0.0900000 ;
53 -0.1000000 0.1000000 ;
54 -0.0800000 0.1000000 ;
55 0.0800000 0.1000000 ;
56 0.1000000 0.1000000 ;

### List/position of the reinforcement bars
## Position of each steel bar in the cross section
# ielem_rein (n. of set index of reinforcement bars)
# coord_y, coord_z (y and z coordinates)
# ielem_rein coord_y coord_z
      1 -0.0690 -0.0690 ;
      2 +0.0690 -0.0690 ;
      3 -0.0690 +0.0690 ;
      4 +0.0690 +0.0690 ;
;

### Sets of concrete in uniaxial compression
## Data to define the uniaxial compression stress-strain
diagram
# ismat_ccom (set index of concrete in uniaxial
compression)
# tysss_ccom (type of compression stress-strain diagram)
#
# Uniaxial compression models availables
# tysss_ccom=1: Scott, Park & Priestley Model
# stress_c0 : stress at peak for unconfined concrete [MPa]
# strain_c0 : strain at peak for unconfined concrete
# strain_cmax : maximum strain for confined concrete
# young_c0 : inicial Young modulus [MPa]
# z_parameter : parameter to defined the descending curve
# k_parameter : parameter for the confined concrete
#
# tysss_ccom=2: MC90 CEB-FIB Model
# strain_c1 : strain at peak for unconfined concrete
# stress_fcm : stress at peak for unconfined concrete
[MPa]
# young_ci : inicial Young modulus [MPa]
# ismat_ccom tysss_ccom data...
# Betao de recobrimento
      1 2 2.20e-3 15.2 26.0e3 ;
# Betao confinado
      2 1 15.2 2.200e-3 20.0e-3 26.0e3
58.920 1.092 ;

### Sets of concrete in uniaxial tension
## Data to define the uniaxial tension stress-strain diagram
# ismat_cten (set index of concrete in uniaxial tension)
# tytss_cten (type of tensile stress-strain diagram)
#
# tytss_cten=1:
# stress_fctm : uniaxial tensile stress at peak
# young_ci : inicial Young modulus [MPa]

# gf_param : mode 1 fracture energy (divided by the
crack band width)
# alfa_param : part [0,1] of uniaxial tensile stress
# p1_param : multiple of normal crack strain
# tytss_cten=1:
stress_fctm,young_ci,gf_param,alfa_param,p1_param
# ismat_cten tytss_cten data...
      1 1 1.5 29000 0.0018 0.35 2 ; # betao simples,
confinado e de recobrimento

### Sets of tension stiffening
## Data to define the tension stiffening diagram
# ismat_csti (set index of tension stiffening parameters)
# tysti_csti (type of tension stiffening diagram)
# alfa1_csti (1.0 for deformed bars; 0.7 for plain bars wires
or bonded strands)
# alfa2_csti (1.0 for short-term monotonic loads; 0.7 for
sustained or repeated loads)
# rmora_csti (modular ratio: Es/Ec)
# frein_csti (effective reinforcement ratio (%))
# tysti_csti=1: alfa1_csti,alfa2_csti,rmora_csti,frein_ctsti
# ismat_csti tysti_csti data...

### Sets of steel fibre material properties
## Steel fibre main/data parameters
# ismat_fipa (set index of steel fibre material properties)
# fweip_fipa (percentage of fibres in weight (%))
# fasra_fipa (fibre aspect-ratio)
# ismat_fipa weip_fipa fasra_fipa

### Sets of composite material properties
## Data to define the composite constitutive law
# ismat_comp (set index of composite material properties)
# tycom_comp (type of constitutive law of the composite)
# young_comp (Young's elasticity modulus of the
composite)
# ustre_comp (ultimate stress of composite)
# ustra_comp (ultimate strain of the composite)
# bpoint_comp (break point of diagram)
# tycom_comp=1: young_comp, ustre_comp, ustra_comp,
bpoint_comp
# ismat_comp tycom_comp data...

### Sets of reinforcement material properties
## Data to define the constitutive law of the reinforcement
# ismat_rein (set index of reinforcement material
properties)
# tyrei_rein (type of constitutive law for the reinforcement)
#
# Uniaxial models availables
# tyrei_rein=1: Menegotto & Pinto Model
# eyoun : young's modulus
# eyouh : Hardening young's modulus
# fsy_ : yelding stress
# fsu_ : ultimate stress
# epsh_ : hardening strain
# epsu_ : ultimate strain
# rofac : ro factor (Menegotto-Pinto)
# a1fac : a1 factor (Menegotto-Pinto)
# a2fac : a2 factor (Menegotto-Pinto)

# ismat_rein tyrei_rein data...
      1 1 200.0e3 0.80300e3 323.3 456.75
34.0000e-3 164.e-3 20.0 18.5 0.15 ;

### Concrete/composite elements definition
## Define the material property of each element of the
section mesh
# ielem_sect (n. of element in the section mesh)

```

```

# ismat_ccom (n. of set index of concrete in uniaxial
compression)
# ismat_cten (n. of set index of concrete in uniaxial
tension)
# ismat_csti (n. of set index of tension stiffening material
property)
# ismat_fipa (n. of set index of steel fibre material
propertie: 0 for PC)
# ismat_comp (n. of set index of composite material
propertie: 0 for PC or SFRC)
# ielem_sect ismat_ccom ismat_cten ismat_csti
ismat_fipa ismat_comp
1 1 1 0 0 0 ;
2 1 1 0 0 0 ;
3 1 1 0 0 0 ;
4 1 1 0 0 0 ;
5 1 1 0 0 0 ;
6 1 1 0 0 0 ;
7 1 1 0 0 0 ;
8 2 1 0 0 0 ;
9 1 1 0 0 0 ;
10 1 1 0 0 0 ;
11 2 1 0 0 0 ;
12 1 1 0 0 0 ;
13 1 1 0 0 0 ;
14 2 1 0 0 0 ;
15 1 1 0 0 0 ;
16 1 1 0 0 0 ;
17 2 1 0 0 0 ;
18 1 1 0 0 0 ;
19 1 1 0 0 0 ;
20 2 1 0 0 0 ;
21 1 1 0 0 0 ;
22 1 1 0 0 0 ;
23 2 1 0 0 0 ;
24 1 1 0 0 0 ;
25 1 1 0 0 0 ;
26 2 1 0 0 0 ;
27 1 1 0 0 0 ;
28 1 1 0 0 0 ;
29 2 1 0 0 0 ;
30 1 1 0 0 0 ;
31 1 1 0 0 0 ;
32 2 1 0 0 0 ;
33 1 1 0 0 0 ;
34 1 1 0 0 0 ;
35 1 1 0 0 0 ;
36 1 1 0 0 0 ;
37 1 1 0 0 0 ;
38 1 1 0 0 0 ;
39 1 1 0 0 0 ;

### Reinforcement elements definition
## Define the material property of each element bar
# ielem_rein (n. of reinforcement element)
# ismat_rein (set index of reinforcement material property)
# barea_rein (cross section area of reinforcement bar)
# ielem_rein ismat_rein barea_rein
1 1 78.540e-6 ;
2 1 78.540e-6 ;
3 1 78.540e-6 ;
4 1 78.540e-6 ;

### Data for the incremental-iterative procedure
## NOTE: if (iincs=1) all the data parameters have the
same
## value during the incremental-iterative procedure
# iincs_proc (increment number)
# aforc_proc (axial force)
# incy_proc (increment curvature value from yy axis)
# incz_proc (increment curvature value from zz axis)
# dstra_proc (strain increment value of the centre of the
cross section)
# tolef_proc (tolerance of the equilibrium of the force
equation)
# miter_proc (maximum number of iterations to obtain the
solution of the increment)
# iincs_proc aforc_proc incy_proc incz_proc
dstra_proc tolef_proc miter_proc
1 -0.15 0.000000 0.00 1.00E-04 0.000001 1000 ;
2 -0.15 -0.0005000 0.00 1.00E-04 0.000001 1000 ;
3 -0.15 -0.0005000 0.00 1.00E-04 0.000001 1000 ;
4 -0.15 -0.0005000 0.00 1.00E-04 0.000001 1000 ;
5 -0.15 -0.0005000 0.00 1.00E-04 0.000001 1000 ;
6 -0.15 -0.0005000 0.00 1.00E-04 0.000001 1000 ;
7 -0.15 -0.0005000 0.00 1.00E-04 0.000001 1000 ;
8 -0.15 -0.0005000 0.00 1.00E-04 0.000001 1000 ;
9 -0.15 -0.0005000 0.00 1.00E-04 0.000001 1000 ;
10 -0.15 -0.0005000 0.00 1.00E-04 0.000001 1000 ;
11 -0.15 -0.0005000 0.00 1.00E-04 0.000001 1000 ;
12 -0.15 -0.0005000 0.00 1.00E-04 0.000001 1000 ;
13 -0.15 -0.0005000 0.00 1.00E-04 0.000001 1000 ;
14 -0.15 -0.0005000 0.00 1.00E-04 0.000001 1000 ;
15 -0.15 -0.0005000 0.00 1.00E-04 0.000001 1000 ;
16 -0.15 -0.0005000 0.00 1.00E-04 0.000001 1000 ;
17 -0.15 -0.0005000 0.00 1.00E-04 0.000001 1000 ;
18 -0.15 -0.0005000 0.00 1.00E-04 0.000001 1000 ;
19 -0.15 -0.0005000 0.00 1.00E-04 0.000001 1000 ;
20 -0.15 -0.0005000 0.00 1.00E-04 0.000001 1000 ;
21 -0.15 -0.0005000 0.00 1.00E-04 0.000001 1000 ;
22 -0.15 -0.0005000 0.00 1.00E-04 0.000001 1000 ;
23 -0.15 -0.0005000 0.00 1.00E-04 0.000001 1000 ;
24 -0.15 -0.0005000 0.00 1.00E-04 0.000001 1000 ;
25 -0.15 -0.0005000 0.00 1.00E-04 0.000001 1000 ;
26 -0.15 -0.0005000 0.00 1.00E-04 0.000001 1000 ;
27 -0.15 -0.0005000 0.00 1.00E-04 0.000001 1000 ;
28 -0.15 -0.0005000 0.00 1.00E-04 0.000001 1000 ;
29 -0.15 -0.0005000 0.00 1.00E-04 0.000001 1000 ;
30 -0.15 -0.0005000 0.00 1.00E-04 0.000001 1000 ;
31 -0.15 -0.0005000 0.00 1.00E-04 0.000001 1000 ;
32 -0.15 -0.0005000 0.00 1.00E-04 0.000001 1000 ;
33 -0.15 -0.0005000 0.00 1.00E-04 0.000001 1000 ;
34 -0.15 -0.0005000 0.00 1.00E-04 0.000001 1000 ;
35 -0.15 -0.0005000 0.00 1.00E-04 0.000001 1000 ;
36 -0.15 -0.0005000 0.00 1.00E-04 0.000001 1000 ;
37 -0.15 -0.0005000 0.00 1.00E-04 0.000001 1000 ;
38 -0.15 -0.0005000 0.00 1.00E-04 0.000001 1000 ;
39 -0.15 -0.0005000 0.00 1.00E-04 0.000001 1000 ;
40 -0.15 -0.0005000 0.00 1.00E-04 0.000001 1000 ;
41 -0.15 -0.0005000 0.00 1.00E-04 0.000001 1000 ;
42 -0.15 -0.0005000 0.00 1.00E-04 0.000001 1000 ;
43 -0.15 -0.0005000 0.00 1.00E-04 0.000001 1000 ;
44 -0.15 -0.0005000 0.00 1.00E-04 0.000001 1000 ;
45 -0.15 -0.0005000 0.00 1.00E-04 0.000001 1000 ;
46 -0.15 -0.0005000 0.00 1.00E-04 0.000001 1000 ;
47 -0.15 -0.0005000 0.00 1.00E-04 0.000001 1000 ;
48 -0.15 -0.0005000 0.00 1.00E-04 0.000001 1000 ;
49 -0.15 -0.0005000 0.00 1.00E-04 0.000001 1000 ;
50 -0.15 -0.0005000 0.00 1.00E-04 0.000001 1000 ;
51 -0.15 -0.0005000 0.00 1.00E-04 0.000001 1000 ;
52 -0.15 -0.0005000 0.00 1.00E-04 0.000001 1000 ;
53 -0.15 -0.0005000 0.00 1.00E-04 0.000001 1000 ;
54 -0.15 -0.0005000 0.00 1.00E-04 0.000001 1000 ;
55 -0.15 -0.0005000 0.00 1.00E-04 0.000001 1000 ;
56 -0.15 -0.0005000 0.00 1.00E-04 0.000001 1000 ;
57 -0.15 -0.0005000 0.00 1.00E-04 0.000001 1000 ;
58 -0.15 -0.0005000 0.00 1.00E-04 0.000001 1000 ;
59 -0.15 -0.0005000 0.00 1.00E-04 0.000001 1000 ;
60 -0.15 -0.0005000 0.00 1.00E-04 0.000001 1000 ;
61 -0.15 -0.0005000 0.00 1.00E-04 0.000001 1000 ;
62 -0.15 -0.0005000 0.00 1.00E-04 0.000001 1000 ;
63 -0.15 -0.0005000 0.00 1.00E-04 0.000001 1000 ;
64 -0.15 -0.0005000 0.00 1.00E-04 0.000001 1000 ;
65 -0.15 -0.0005000 0.00 1.00E-04 0.000001 1000 ;
66 -0.15 -0.0005000 0.00 1.00E-04 0.000001 1000 ;
67 -0.15 -0.0005000 0.00 1.00E-04 0.000001 1000 ;
68 -0.15 -0.0005000 0.00 1.00E-04 0.000001 1000 ;
69 -0.15 -0.0005000 0.00 1.00E-04 0.000001 1000 ;
70 -0.15 -0.0005000 0.00 1.00E-04 0.000001 1000 ;
71 -0.15 -0.0005000 0.00 1.00E-04 0.000001 1000 ;
72 -0.15 -0.0005000 0.00 1.00E-04 0.000001 1000 ;
73 -0.15 -0.0005000 0.00 1.00E-04 0.000001 1000 ;
74 -0.15 -0.0005000 0.00 1.00E-04 0.000001 1000 ;
75 -0.15 -0.0005000 0.00 1.00E-04 0.000001 1000 ;
76 -0.15 -0.0005000 0.00 1.00E-04 0.000001 1000 ;
77 -0.15 -0.0005000 0.00 1.00E-04 0.000001 1000 ;
78 -0.15 -0.0005000 0.00 1.00E-04 0.000001 1000 ;
79 -0.15 -0.0005000 0.00 1.00E-04 0.000001 1000 ;
80 -0.15 -0.0005000 0.00 1.00E-04 0.000001 1000 ;
81 -0.15 -0.0005000 0.00 1.00E-04 0.000001 1000 ;
82 -0.15 -0.0005000 0.00 1.00E-04 0.000001 1000 ;
83 -0.15 -0.0005000 0.00 1.00E-04 0.000001 1000 ;
84 -0.15 -0.0005000 0.00 1.00E-04 0.000001 1000 ;
85 -0.15 -0.0005000 0.00 1.00E-04 0.000001 1000 ;
86 -0.15 -0.0005000 0.00 1.00E-04 0.000001 1000 ;
87 -0.15 -0.0005000 0.00 1.00E-04 0.000001 1000 ;
88 -0.15 -0.0005000 0.00 1.00E-04 0.000001 1000 ;
89 -0.15 -0.0005000 0.00 1.00E-04 0.000001 1000 ;
90 -0.15 -0.0005000 0.00 1.00E-04 0.000001 1000 ;
91 -0.15 -0.0005000 0.00 1.00E-04 0.000001 1000 ;
92 -0.15 -0.0005000 0.00 1.00E-04 0.000001 1000 ;
93 -0.15 -0.0005000 0.00 1.00E-04 0.000001 1000 ;

```


Ficheiro de dados – Pilar armado com armadura convencional + laminados de fibras de carbono

```

35 46 47 51 50 ;
### Data for design general cross sections
36 47 48 52 51 ;
### Main title of the problem
37 49 50 54 53 ;
Simulacao de um pilar de 0.20x0.20 m2 (so com os
38 50 51 55 54 ;
laminados) ;
39 51 52 56 55 ;

## Main parameters
39 ; # nelem_sect (n. of elements in the section mesh)
39 ; # nelem_conc (n. of concrete elements)
0 ; # nelem_comp (n. of composite elements)
10 ; # nelem_rein (n. of reinforcement bars)
56 ; # npoin_sect (n. of points of the section mesh)
4 ; # nnode_sect (n. of nodes per element in the section
mesh)
1 ; # ngaus_sect (n. of Gauss points in the integration
rule)
2 ; # nsmat_ccom (n. of sets of concrete in uniaxial
compression)
1 ; # nsmat_cten (n. of sets of concrete in uniaxial
tension)
0 ; # nsmat_csti (n. of sets of concrete in tension
stiffening)
0 ; # nsmat_fipa (n. of sets of steel fibre material
properties)
0 ; # nsmat_comp (n. of sets of composite material
properties)
2 ; # nsmat_rein (n. of sets of reinforcement material
properties)
600 ; # ninces_proc (n. of sets of the incremental-iterative
procedure)

### Geometric cross section properties
### Coordinates of the points of the section mesh
# ipoin_sect (index point)
# coord_y, coord_z (y and z coordinates)
# ipoin_sect coord_y coord_z
1 -0.10000000 -0.10000000 ;
2 -0.08000000 -0.10000000 ;
3 0.08000000 -0.10000000 ;
4 0.10000000 -0.10000000 ;
5 -0.10000000 -0.09000000 ;
6 -0.08000000 -0.09000000 ;
7 0.08000000 -0.09000000 ;
8 0.10000000 -0.09000000 ;
9 -0.10000000 -0.08000000 ;
10 -0.08000000 -0.08000000 ;
11 0.08000000 -0.08000000 ;
12 0.10000000 -0.08000000 ;
13 -0.10000000 -0.07000000 ;
14 -0.08000000 -0.07000000 ;
15 0.08000000 -0.07000000 ;
16 0.10000000 -0.07000000 ;
17 -0.10000000 -0.05000000 ;
18 -0.08000000 -0.05000000 ;
19 0.08000000 -0.05000000 ;
20 0.10000000 -0.05000000 ;
21 -0.10000000 -0.03000000 ;
22 -0.08000000 -0.03000000 ;
23 0.08000000 -0.03000000 ;
24 0.10000000 -0.03000000 ;
25 -0.10000000 -0.01000000 ;
26 -0.08000000 -0.01000000 ;
27 0.08000000 -0.01000000 ;
28 0.10000000 -0.01000000 ;
29 -0.10000000 0.01000000 ;
30 -0.08000000 0.01000000 ;
31 0.08000000 0.01000000 ;
32 0.10000000 0.01000000 ;
33 -0.10000000 0.03000000 ;
34 -0.08000000 0.03000000 ;
35 0.08000000 0.03000000 ;
36 0.10000000 0.03000000 ;
37 -0.10000000 0.05000000 ;
38 -0.08000000 0.05000000 ;
39 0.08000000 0.05000000 ;
40 0.10000000 0.05000000 ;
41 -0.10000000 0.07000000 ;
42 -0.08000000 0.07000000 ;
43 0.08000000 0.07000000 ;
44 0.10000000 0.07000000 ;
45 -0.10000000 0.08000000 ;
46 -0.08000000 0.08000000 ;
47 0.08000000 0.08000000 ;
48 0.10000000 0.08000000 ;
49 -0.10000000 0.09000000 ;
50 -0.08000000 0.09000000 ;
51 0.08000000 0.09000000 ;
52 0.10000000 0.09000000 ;
53 -0.10000000 0.10000000 ;
54 -0.08000000 0.10000000 ;
55 0.08000000 0.10000000 ;
56 0.10000000 0.10000000 ;

### List of the nodes of each element in the section mesh
# ielem_sect (index number of the elements)
# lnods_sect (list of nodes per element)
# ielem_sect lnods_sect...
1 1 2 6 5 ;
2 2 3 7 6 ;
3 3 4 8 7 ;
4 5 6 10 9 ;
5 6 7 11 10 ;
6 7 8 12 11 ;
7 9 10 14 13 ;
8 10 11 15 14 ;
9 11 12 16 15 ;
10 13 14 18 17 ;
11 14 15 19 18 ;
12 15 16 20 19 ;
13 17 18 22 21 ;
14 18 19 23 22 ;
15 19 20 24 23 ;
16 21 22 26 25 ;
17 22 23 27 26 ;
18 23 24 28 27 ;
19 25 26 30 29 ;
20 26 27 31 30 ;
21 27 28 32 31 ;
22 29 30 34 33 ;
23 30 31 35 34 ;
24 31 32 36 35 ;
25 33 34 38 37 ;
26 34 35 39 38 ;
27 35 36 40 39 ;
28 37 38 42 41 ;
29 38 39 43 42 ;
30 39 40 44 43 ;
31 41 42 46 45 ;
32 42 43 47 46 ;
33 43 44 48 47 ;
34 45 46 50 49 ;

```

```

### List/position of the reinforcement bars
## Position of each steel bar in the cross section
# ielem_rein (n. of set index of reinforcement bars)
# coord_y, coord_z (y and z coordinates)
# ielem_rein coord_y coord_z
      1 -0.0690 -0.06900 ;
      2 +0.0690 -0.06900 ;
      3 -0.0690 +0.06900 ;
      4 +0.0690 +0.06900 ;
;

      5 -0.05 -0.095 ; # laminados
      6 -0.05 0.095 ;
      7 0.0 -0.095 ;
      8 0.0 0.095 ;
      9 0.05 -0.095 ;
     10 0.05 0.095 ;

#### Sets of concrete in uniaxial compression
## Data to define the uniaxial compression stress-strain
diagram
# ismat_ccom (set index of concrete in uniaxial
compression)
# tyccs_ccom (type of compression stress-strain diagram)
#
# Uniaxial compression models availables
# tyccs_ccom=1: Scott, Park & Priestley Model
# stress_c0 : stress at peak for unconfined concrete [MPa]
# strain_c0 : strain at peak for unconfined concrete
# strain_cmax : maximum strain for confined concrete
# young_c0 : inicial Young modulus [MPa]
# z_parameter : parameter to defined the descending curve
# k_parameter : parameter for the confined concrete
#
# tyccs_ccom=2: MC90 CEB-FIB Model
# strain_c1 : strain at peak for unconfined concrete
# stress_fcm : stress at peak for unconfined concrete
[MPa]
# young_ci : inicial Young modulus [MPa]
# ismat_ccom tyccs_ccom data...
# Betao de recobrimento
      1 2 2.20e-3 15.2 26.0e3 ;
# Betao confinado
      2 1 15.2 2.200e-3 20.0e-3 26.0e3
58.920 1.092 ;

#### Sets of concrete in uniaxial tension
## Data to define the uniaxial tension stress-strain diagram
# ismat_cten (set index of concrete in uniaxial tension)
# tytss_cten (type of tensile stress-strain diagram)
#
# tytss_cten=1:
# stress_fctm : uniaxial tensile stress at peak
# young_ci : inicial Young modulus [MPa]
# gf_param : mode 1 fracture energy (divided by the
crack band width)
# alfa_param : part ]0,1] of uniaxial tensile stress
# p1_param : multiple of normal crack strain
# tytss_cten=1:
stress_fctm,young_ci,gf_param,alfa_param,p1_param
# ismat_cten tytss_cten data...
      1 1 1.5 29000 0.0018 0.35 2 ; # betao simples,
confinado e de recobrimento

#### Sets of tension stiffening
## Data to define the tension stiffening diagram
# ismat_csti (set index of tension stiffening parameters)
# tysti_csti (type of tension stiffening diagram)
# alfa1_csti (1.0 for deformed bars; 0.7 for plain bars wires
or bonded strands)
# alfa2_csti (1.0 for short-term monotonic loads; 0.7 for
sustained or repeated loads)
# rmora_csti (modular ratio: Es/Ec)
# frein_csti (effective reinforcement ratio (%))
# tysti_csti=1: alfa1_csti,alfa2_csti,rmora_csti,frein_ctsti

# ismat_csti tysti_csti data...

#### Sets of steel fibre material properties
## Steel fibre main/data parameters
# ismat_fipa (set index of steel fibre material properties)
# fweip_fipa (percentage of fibres in weight (%))
# fasra_fipa (fibre aspect-ratio)
# ismat_fipa weip_fipa fasra_fipa

#### Sets of composite material properties
## Data to define the composite constitutive law
# ismat_comp (set index of composite material properties)
# tycom_comp (type of constitutive law of the composite)
# young_comp (Young's elasticity modulus of the
composite)
# ustre_comp (ultimate stress of composite)
# ustra_comp (ultimate strain of the composite)
# bpoint_comp (break point of diagram)
# tycom_comp=1: young_comp, ustre_comp, ustra_comp,
bpoint_comp
# ismat_comp tycom_comp data...

#### Sets of reinforcement material properties
## Data to define the constitutive law of the reinforcement
# ismat_rein (set index of reinforcement material
properties)
# tyrei_rein (type of constitutive law for the reinforcement)
#
# Uniaxial models availables
# tyrei_rein=1: Menegotto & Pinto Model
# eyoun : young's modulus
# eyouh : Hardening young's modulus
# fsy_ : yelding stress
# fsu_ : ultimate stress
# epsh_ : hardening strain
# epsu_ : ultimate strain
# rofac : ro factor (Menegotto-Pinto)
# a1fac : a1 factor (Menegotto-Pinto)
# a2fac : a2 factor (Menegotto-Pinto)

# ismat_rein tyrei_rein data...
      1 1 200.0e3 0.80300e3 323.3 456.75
34.0000e-3 164.e-3 20.0 18.5 0.15 ;
      2 1 160.0e3 160.0e3 1600 1600
0.026 0.026 20.0 18.5 0.15 ;

#### Concrete/composite elements definition
## Define the material property of each element of the
section mesh
# ielem_sect (n. of element in the section mesh)
# ismat_ccom (n. of set index of concrete in uniaxial
compression)
# ismat_cten (n. of set index of concrete in uniaxial
tension)
# ismat_csti (n. of set index of tension stiffening material
property)
# ismat_fipa (n. of set index of steel fibre material
propertie: 0 for PC)
# ismat_comp (n. of set index of composite material
propertie: 0 for PC or SFRC)
# ielem_sect ismat_ccom ismat_cten ismat_csti
ismat_fipa ismat_comp
      1 1 1 0 0 0 ;
      2 1 1 0 0 0 ;
      3 1 1 0 0 0 ;
      4 1 1 0 0 0 ;
      5 1 1 0 0 0 ;
      6 1 1 0 0 0 ;
      7 1 1 0 0 0 ;
      8 2 1 0 0 0 ;

```

```

9      1      1      0      0      0 ;
10     1      1      0      0      0 ;
11     2      1      0      0      0 ;
12     1      1      0      0      0 ;
13     1      1      0      0      0 ;
14     2      1      0      0      0 ;
15     1      1      0      0      0 ;
16     1      1      0      0      0 ;
17     2      1      0      0      0 ;
18     1      1      0      0      0 ;
19     1      1      0      0      0 ;
20     2      1      0      0      0 ;
21     1      1      0      0      0 ;
22     1      1      0      0      0 ;
23     2      1      0      0      0 ;
24     1      1      0      0      0 ;
25     1      1      0      0      0 ;
26     2      1      0      0      0 ;
27     1      1      0      0      0 ;
28     1      1      0      0      0 ;
29     2      1      0      0      0 ;
30     1      1      0      0      0 ;
31     1      1      0      0      0 ;
32     2      1      0      0      0 ;
33     1      1      0      0      0 ;
34     1      1      0      0      0 ;
35     1      1      0      0      0 ;
36     1      1      0      0      0 ;
37     1      1      0      0      0 ;
38     1      1      0      0      0 ;
39     1      1      0      0      0 ;

### Reinforcement elements definition
## Define the material property of each element bar
# ielem_rein (n. of reinforcement element)
# ismat_rein (set index of reinforcement material property)
# barea_rein (cross section area of reinforcement bar)
# ielem_rein ismat_rein barea_rein
1      1      78.540e-6 ;
2      1      78.540e-6 ;
3      1      78.540e-6 ;
4      1      78.540e-6 ;

5      2      13.943e-6 ; # laminados
6      2      13.943e-6 ;
7      2      13.943e-6 ;
8      2      13.943e-6 ;
9      2      13.943e-6 ;
10     2      13.943e-6 ;

### Data for the incremental-iterative procedure
## NOTE: if (iincs=1) all the data parameters have the
same
## value during the incremental-iterative procedure
# iincs_proc (increment number)
# aforc_proc (axial force)
# inccy_proc (increment curvature value from yy axis)
# inccz_proc (increment curvature value from zz axis)
# dstra_proc (strain increment value of the centre of the
cross section)
# tolef_proc (tolerance of the equilibrium of the force
equation)
# miter_proc (maximum number of iterations to obtain the
solution of the increment)
# iincs_proc aforc_proc inccy_proc inccz_proc
dstra_proc tolef_proc miter_proc
1      -0.15 0.000000 0.00 1.00E-04 0.000001 1000 ;
2      -0.15 -0.0005000 0.00 1.00E-04 0.000001 1000 ;
3      -0.15 -0.0005000 0.00 1.00E-04 0.000001 1000 ;
4      -0.15 -0.0005000 0.00 1.00E-04 0.000001 1000 ;
5      -0.15 -0.0005000 0.00 1.00E-04 0.000001 1000 ;
6      -0.15 -0.0005000 0.00 1.00E-04 0.000001 1000 ;
7      -0.15 -0.0005000 0.00 1.00E-04 0.000001 1000 ;
8      -0.15 -0.0005000 0.00 1.00E-04 0.000001 1000 ;
9      -0.15 -0.0005000 0.00 1.00E-04 0.000001 1000 ;
10     -0.15 -0.0005000 0.00 1.00E-04 0.000001 1000 ;
11     -0.15 -0.0005000 0.00 1.00E-04 0.000001 1000 ;
12     -0.15 -0.0005000 0.00 1.00E-04 0.000001 1000 ;
13     -0.15 -0.0005000 0.00 1.00E-04 0.000001 1000 ;
14     -0.15 -0.0005000 0.00 1.00E-04 0.000001 1000 ;
15     -0.15 -0.0005000 0.00 1.00E-04 0.000001 1000 ;
16     -0.15 -0.0005000 0.00 1.00E-04 0.000001 1000 ;
17     -0.15 -0.0005000 0.00 1.00E-04 0.000001 1000 ;
18     -0.15 -0.0005000 0.00 1.00E-04 0.000001 1000 ;
19     -0.15 -0.0005000 0.00 1.00E-04 0.000001 1000 ;
20     -0.15 -0.0005000 0.00 1.00E-04 0.000001 1000 ;
21     -0.15 -0.0005000 0.00 1.00E-04 0.000001 1000 ;
22     -0.15 -0.0005000 0.00 1.00E-04 0.000001 1000 ;
23     -0.15 -0.0005000 0.00 1.00E-04 0.000001 1000 ;
24     -0.15 -0.0005000 0.00 1.00E-04 0.000001 1000 ;
25     -0.15 -0.0005000 0.00 1.00E-04 0.000001 1000 ;
26     -0.15 -0.0005000 0.00 1.00E-04 0.000001 1000 ;
27     -0.15 -0.0005000 0.00 1.00E-04 0.000001 1000 ;
28     -0.15 -0.0005000 0.00 1.00E-04 0.000001 1000 ;
29     -0.15 -0.0005000 0.00 1.00E-04 0.000001 1000 ;
30     -0.15 -0.0005000 0.00 1.00E-04 0.000001 1000 ;
31     -0.15 -0.0005000 0.00 1.00E-04 0.000001 1000 ;
32     -0.15 -0.0005000 0.00 1.00E-04 0.000001 1000 ;
33     -0.15 -0.0005000 0.00 1.00E-04 0.000001 1000 ;
34     -0.15 -0.0005000 0.00 1.00E-04 0.000001 1000 ;
35     -0.15 -0.0005000 0.00 1.00E-04 0.000001 1000 ;
36     -0.15 -0.0005000 0.00 1.00E-04 0.000001 1000 ;
37     -0.15 -0.0005000 0.00 1.00E-04 0.000001 1000 ;
38     -0.15 -0.0005000 0.00 1.00E-04 0.000001 1000 ;
39     -0.15 -0.0005000 0.00 1.00E-04 0.000001 1000 ;
40     -0.15 -0.0005000 0.00 1.00E-04 0.000001 1000 ;
41     -0.15 -0.0005000 0.00 1.00E-04 0.000001 1000 ;
42     -0.15 -0.0005000 0.00 1.00E-04 0.000001 1000 ;
43     -0.15 -0.0005000 0.00 1.00E-04 0.000001 1000 ;
44     -0.15 -0.0005000 0.00 1.00E-04 0.000001 1000 ;
45     -0.15 -0.0005000 0.00 1.00E-04 0.000001 1000 ;
46     -0.15 -0.0005000 0.00 1.00E-04 0.000001 1000 ;
47     -0.15 -0.0005000 0.00 1.00E-04 0.000001 1000 ;
48     -0.15 -0.0005000 0.00 1.00E-04 0.000001 1000 ;
49     -0.15 -0.0005000 0.00 1.00E-04 0.000001 1000 ;
50     -0.15 -0.0005000 0.00 1.00E-04 0.000001 1000 ;
51     -0.15 -0.0005000 0.00 1.00E-04 0.000001 1000 ;
52     -0.15 -0.0005000 0.00 1.00E-04 0.000001 1000 ;
53     -0.15 -0.0005000 0.00 1.00E-04 0.000001 1000 ;
54     -0.15 -0.0005000 0.00 1.00E-04 0.000001 1000 ;
55     -0.15 -0.0005000 0.00 1.00E-04 0.000001 1000 ;
56     -0.15 -0.0005000 0.00 1.00E-04 0.000001 1000 ;
57     -0.15 -0.0005000 0.00 1.00E-04 0.000001 1000 ;
58     -0.15 -0.0005000 0.00 1.00E-04 0.000001 1000 ;
59     -0.15 -0.0005000 0.00 1.00E-04 0.000001 1000 ;
60     -0.15 -0.0005000 0.00 1.00E-04 0.000001 1000 ;
61     -0.15 -0.0005000 0.00 1.00E-04 0.000001 1000 ;
62     -0.15 -0.0005000 0.00 1.00E-04 0.000001 1000 ;
63     -0.15 -0.0005000 0.00 1.00E-04 0.000001 1000 ;
64     -0.15 -0.0005000 0.00 1.00E-04 0.000001 1000 ;
65     -0.15 -0.0005000 0.00 1.00E-04 0.000001 1000 ;
66     -0.15 -0.0005000 0.00 1.00E-04 0.000001 1000 ;
67     -0.15 -0.0005000 0.00 1.00E-04 0.000001 1000 ;
68     -0.15 -0.0005000 0.00 1.00E-04 0.000001 1000 ;
69     -0.15 -0.0005000 0.00 1.00E-04 0.000001 1000 ;
70     -0.15 -0.0005000 0.00 1.00E-04 0.000001 1000 ;
71     -0.15 -0.0005000 0.00 1.00E-04 0.000001 1000 ;
72     -0.15 -0.0005000 0.00 1.00E-04 0.000001 1000 ;
73     -0.15 -0.0005000 0.00 1.00E-04 0.000001 1000 ;
74     -0.15 -0.0005000 0.00 1.00E-04 0.000001 1000 ;
75     -0.15 -0.0005000 0.00 1.00E-04 0.000001 1000 ;
76     -0.15 -0.0005000 0.00 1.00E-04 0.000001 1000 ;
77     -0.15 -0.0005000 0.00 1.00E-04 0.000001 1000 ;
78     -0.15 -0.0005000 0.00 1.00E-04 0.000001 1000 ;
79     -0.15 -0.0005000 0.00 1.00E-04 0.000001 1000 ;
80     -0.15 -0.0005000 0.00 1.00E-04 0.000001 1000 ;
81     -0.15 -0.0005000 0.00 1.00E-04 0.000001 1000 ;
82     -0.15 -0.0005000 0.00 1.00E-04 0.000001 1000 ;
83     -0.15 -0.0005000 0.00 1.00E-04 0.000001 1000 ;
84     -0.15 -0.0005000 0.00 1.00E-04 0.000001 1000 ;
85     -0.15 -0.0005000 0.00 1.00E-04 0.000001 1000 ;
86     -0.15 -0.0005000 0.00 1.00E-04 0.000001 1000 ;
87     -0.15 -0.0005000 0.00 1.00E-04 0.000001 1000 ;
88     -0.15 -0.0005000 0.00 1.00E-04 0.000001 1000 ;
89     -0.15 -0.0005000 0.00 1.00E-04 0.000001 1000 ;
90     -0.15 -0.0005000 0.00 1.00E-04 0.000001 1000 ;
91     -0.15 -0.0005000 0.00 1.00E-04 0.000001 1000 ;
92     -0.15 -0.0005000 0.00 1.00E-04 0.000001 1000 ;
93     -0.15 -0.0005000 0.00 1.00E-04 0.000001 1000 ;
94     -0.15 -0.0005000 0.00 1.00E-04 0.000001 1000 ;
95     -0.15 -0.0005000 0.00 1.00E-04 0.000001 1000 ;
96     -0.15 -0.0005000 0.00 1.00E-04 0.000001 1000 ;
97     -0.15 -0.0005000 0.00 1.00E-04 0.000001 1000 ;
98     -0.15 -0.0005000 0.00 1.00E-04 0.000001 1000 ;
99     -0.15 -0.0005000 0.00 1.00E-04 0.000001 1000 ;
100    -0.15 -0.0005000 0.00 1.00E-04 0.000001 1000 ;
101    -0.15 -0.0005000 0.00 1.00E-04 0.000001 1000 ;
102    -0.15 -0.0005000 0.00 1.00E-04 0.000001 1000 ;
103    -0.15 -0.0005000 0.00 1.00E-04 0.000001 1000 ;
104    -0.15 -0.0005000 0.00 1.00E-04 0.000001 1000 ;
105    -0.15 -0.0005000 0.00 1.00E-04 0.000001 1000 ;
106    -0.15 -0.0005000 0.00 1.00E-04 0.000001 1000 ;
107    -0.15 -0.0005000 0.00 1.00E-04 0.000001 1000 ;
108    -0.15 -0.0005000 0.00 1.00E-04 0.000001 1000 ;
109    -0.15 -0.0005000 0.00 1.00E-04 0.000001 1000 ;
110    -0.15 -0.0005000 0.00 1.00E-04 0.000001 1000 ;
111    -0.15 -0.0005000 0.00 1.00E-04 0.000001 1000 ;
112    -0.15 -0.0005000 0.00 1.00E-04 0.000001 1000 ;
113    -0.15 -0.0005000 0.00 1.00E-04 0.000001 1000 ;

```



```

518 -0.15 -0.0005000 0.00 1.00E-04 0.000001 1000 ;
519 -0.15 -0.0005000 0.00 1.00E-04 0.000001 1000 ;
520 -0.15 -0.0005000 0.00 1.00E-04 0.000001 1000 ;
521 -0.15 -0.0005000 0.00 1.00E-04 0.000001 1000 ;
522 -0.15 -0.0005000 0.00 1.00E-04 0.000001 1000 ;
523 -0.15 -0.0005000 0.00 1.00E-04 0.000001 1000 ;
524 -0.15 -0.0005000 0.00 1.00E-04 0.000001 1000 ;
525 -0.15 -0.0005000 0.00 1.00E-04 0.000001 1000 ;
526 -0.15 -0.0005000 0.00 1.00E-04 0.000001 1000 ;
527 -0.15 -0.0005000 0.00 1.00E-04 0.000001 1000 ;
528 -0.15 -0.0005000 0.00 1.00E-04 0.000001 1000 ;
529 -0.15 -0.0005000 0.00 1.00E-04 0.000001 1000 ;
530 -0.15 -0.0005000 0.00 1.00E-04 0.000001 1000 ;
531 -0.15 -0.0005000 0.00 1.00E-04 0.000001 1000 ;
532 -0.15 -0.0005000 0.00 1.00E-04 0.000001 1000 ;
533 -0.15 -0.0005000 0.00 1.00E-04 0.000001 1000 ;
534 -0.15 -0.0005000 0.00 1.00E-04 0.000001 1000 ;
535 -0.15 -0.0005000 0.00 1.00E-04 0.000001 1000 ;
536 -0.15 -0.0005000 0.00 1.00E-04 0.000001 1000 ;
537 -0.15 -0.0005000 0.00 1.00E-04 0.000001 1000 ;
538 -0.15 -0.0005000 0.00 1.00E-04 0.000001 1000 ;
539 -0.15 -0.0005000 0.00 1.00E-04 0.000001 1000 ;
540 -0.15 -0.0005000 0.00 1.00E-04 0.000001 1000 ;
541 -0.15 -0.0005000 0.00 1.00E-04 0.000001 1000 ;
542 -0.15 -0.0005000 0.00 1.00E-04 0.000001 1000 ;
543 -0.15 -0.0005000 0.00 1.00E-04 0.000001 1000 ;
544 -0.15 -0.0005000 0.00 1.00E-04 0.000001 1000 ;
545 -0.15 -0.0005000 0.00 1.00E-04 0.000001 1000 ;
546 -0.15 -0.0005000 0.00 1.00E-04 0.000001 1000 ;
547 -0.15 -0.0005000 0.00 1.00E-04 0.000001 1000 ;
548 -0.15 -0.0005000 0.00 1.00E-04 0.000001 1000 ;
549 -0.15 -0.0005000 0.00 1.00E-04 0.000001 1000 ;
550 -0.15 -0.0005000 0.00 1.00E-04 0.000001 1000 ;
551 -0.15 -0.0005000 0.00 1.00E-04 0.000001 1000 ;
552 -0.15 -0.0005000 0.00 1.00E-04 0.000001 1000 ;
553 -0.15 -0.0005000 0.00 1.00E-04 0.000001 1000 ;
554 -0.15 -0.0005000 0.00 1.00E-04 0.000001 1000 ;
555 -0.15 -0.0005000 0.00 1.00E-04 0.000001 1000 ;
556 -0.15 -0.0005000 0.00 1.00E-04 0.000001 1000 ;
557 -0.15 -0.0005000 0.00 1.00E-04 0.000001 1000 ;
558 -0.15 -0.0005000 0.00 1.00E-04 0.000001 1000 ;
559 -0.15 -0.0005000 0.00 1.00E-04 0.000001 1000 ;
560 -0.15 -0.0005000 0.00 1.00E-04 0.000001 1000 ;
561 -0.15 -0.0005000 0.00 1.00E-04 0.000001 1000 ;
562 -0.15 -0.0005000 0.00 1.00E-04 0.000001 1000 ;
563 -0.15 -0.0005000 0.00 1.00E-04 0.000001 1000 ;
564 -0.15 -0.0005000 0.00 1.00E-04 0.000001 1000 ;
565 -0.15 -0.0005000 0.00 1.00E-04 0.000001 1000 ;
566 -0.15 -0.0005000 0.00 1.00E-04 0.000001 1000 ;
567 -0.15 -0.0005000 0.00 1.00E-04 0.000001 1000 ;
568 -0.15 -0.0005000 0.00 1.00E-04 0.000001 1000 ;
569 -0.15 -0.0005000 0.00 1.00E-04 0.000001 1000 ;
570 -0.15 -0.0005000 0.00 1.00E-04 0.000001 1000 ;
571 -0.15 -0.0005000 0.00 1.00E-04 0.000001 1000 ;
572 -0.15 -0.0005000 0.00 1.00E-04 0.000001 1000 ;
573 -0.15 -0.0005000 0.00 1.00E-04 0.000001 1000 ;
574 -0.15 -0.0005000 0.00 1.00E-04 0.000001 1000 ;
575 -0.15 -0.0005000 0.00 1.00E-04 0.000001 1000 ;
576 -0.15 -0.0005000 0.00 1.00E-04 0.000001 1000 ;
577 -0.15 -0.0005000 0.00 1.00E-04 0.000001 1000 ;
578 -0.15 -0.0005000 0.00 1.00E-04 0.000001 1000 ;
579 -0.15 -0.0005000 0.00 1.00E-04 0.000001 1000 ;
580 -0.15 -0.0005000 0.00 1.00E-04 0.000001 1000 ;
581 -0.15 -0.0005000 0.00 1.00E-04 0.000001 1000 ;
582 -0.15 -0.0005000 0.00 1.00E-04 0.000001 1000 ;
583 -0.15 -0.0005000 0.00 1.00E-04 0.000001 1000 ;
584 -0.15 -0.0005000 0.00 1.00E-04 0.000001 1000 ;
585 -0.15 -0.0005000 0.00 1.00E-04 0.000001 1000 ;
586 -0.15 -0.0005000 0.00 1.00E-04 0.000001 1000 ;
587 -0.15 -0.0005000 0.00 1.00E-04 0.000001 1000 ;
588 -0.15 -0.0005000 0.00 1.00E-04 0.000001 1000 ;
589 -0.15 -0.0005000 0.00 1.00E-04 0.000001 1000 ;
590 -0.15 -0.0005000 0.00 1.00E-04 0.000001 1000 ;
591 -0.15 -0.0005000 0.00 1.00E-04 0.000001 1000 ;
592 -0.15 -0.0005000 0.00 1.00E-04 0.000001 1000 ;
593 -0.15 -0.0005000 0.00 1.00E-04 0.000001 1000 ;
594 -0.15 -0.0005000 0.00 1.00E-04 0.000001 1000 ;
595 -0.15 -0.0005000 0.00 1.00E-04 0.000001 1000 ;
596 -0.15 -0.0005000 0.00 1.00E-04 0.000001 1000 ;
597 -0.15 -0.0005000 0.00 1.00E-04 0.000001 1000 ;
598 -0.15 -0.0005000 0.00 1.00E-04 0.000001 1000 ;
599 -0.15 -0.0005000 0.00 1.00E-04 0.000001 1000 ;
600 -0.15 -0.0005000 0.00 1.00E-04 0.000001 1000 ;

```

```

3.0e-3 ; # mcst_stop (maximum value of
concrete strain)
3.0e-3 ; # mcct_stop (maximum value of
composite strain)
50.0e-3 ; # mrst_stop (maximum value of
reinforcement strain)
50.0e-3 ; # mrsa_stop (maximum value of plastic
accumulation reinforcement strain)

```

```
END_OF_FILE
```

```

### Definition of the start working of the composite
material
# ielem_comp (n. of composite element)
# iincs_proc (increment number)
# ielem_comp iincs_proc

```

```

### Data to define the Stop of the incremental procedure
75.0 ; # mmon_stop (percentage of the maximum
moment)

```

Ficheiro de dados – Pilar armado com armadura convencional + laminados de fibras de carbono + argamassa epóxida

```

35 46 47 51 50 ;
### Data for design general cross sections
36 47 48 52 51 ;
### Main title of the problem
37 49 50 54 53 ;
Simulacao de um pilar de 0.20x0.20 m2 com laminados e
38 50 51 55 54 ;
epoxi;
39 51 52 56 55 ;

## Main parameters
39 ; # nelem_sect (n. of elements in the section mesh)
39 ; # nelem_conc (n. of concrete elements)
0 ; # nelem_comp (n. of composite elements)
10 ; # nelem_rein (n. of reinforcement bars)
56 ; # npoin_sect (n. of points of the section mesh)
4 ; # nnode_sect (n. of nodes per element in the section
mesh)
1 ; # ngaus_sect (n. of Gauss points in the integration
rule)
3 ; # nsmat_ccom (n. of sets of concrete in uniaxial
compression)
2 ; # nsmat_cten (n. of sets of concrete in uniaxial
tension)
0 ; # nsmat_csti (n. of sets of concrete in tension
stiffening)
0 ; # nsmat_fipa (n. of sets of steel fibre material
properties)
0 ; # nsmat_comp (n. of sets of composite material
properties)
2 ; # nsmat_rein (n. of sets of reinforcement material
properties)
600 ; # ninces_proc (n. of sets of the incremental-iterative
procedure)

### Geometric cross section properties
### Coordinates of the points of the section mesh
# ipoin_sect (index point)
# coord_y, coord_z (y and z coordinates)
# ipoin_sect coord_y coord_z
1 -0.10000000 -0.10000000 ;
2 -0.08000000 -0.10000000 ;
3 0.08000000 -0.10000000 ;
4 0.10000000 -0.10000000 ;
5 -0.10000000 -0.09000000 ;
6 -0.08000000 -0.09000000 ;
7 0.08000000 -0.09000000 ;
8 0.10000000 -0.09000000 ;
9 -0.10000000 -0.08000000 ;
10 -0.08000000 -0.08000000 ;
11 0.08000000 -0.08000000 ;
12 0.10000000 -0.08000000 ;
13 -0.10000000 -0.07000000 ;
14 -0.08000000 -0.07000000 ;
15 0.08000000 -0.07000000 ;
16 0.10000000 -0.07000000 ;
17 -0.10000000 -0.05000000 ;
18 -0.08000000 -0.05000000 ;
19 0.08000000 -0.05000000 ;
20 0.10000000 -0.05000000 ;
21 -0.10000000 -0.03000000 ;
22 -0.08000000 -0.03000000 ;
23 0.08000000 -0.03000000 ;
24 0.10000000 -0.03000000 ;
25 -0.10000000 -0.01000000 ;
26 -0.08000000 -0.01000000 ;
27 0.08000000 -0.01000000 ;
28 0.10000000 -0.01000000 ;
29 -0.10000000 0.01000000 ;
30 -0.08000000 0.01000000 ;
31 0.08000000 0.01000000 ;
32 0.10000000 0.01000000 ;
33 -0.10000000 0.03000000 ;
34 -0.08000000 0.03000000 ;
35 0.08000000 0.03000000 ;
36 0.10000000 0.03000000 ;
37 -0.10000000 0.05000000 ;
38 -0.08000000 0.05000000 ;
39 0.08000000 0.05000000 ;
40 0.10000000 0.05000000 ;
41 -0.10000000 0.07000000 ;
42 -0.08000000 0.07000000 ;
43 0.08000000 0.07000000 ;
44 0.10000000 0.07000000 ;
45 -0.10000000 0.08000000 ;
46 -0.08000000 0.08000000 ;
47 0.08000000 0.08000000 ;
48 0.10000000 0.08000000 ;
49 -0.10000000 0.09000000 ;
50 -0.08000000 0.09000000 ;
51 0.08000000 0.09000000 ;
52 0.10000000 0.09000000 ;
53 -0.10000000 0.10000000 ;
54 -0.08000000 0.10000000 ;
55 0.08000000 0.10000000 ;
56 0.10000000 0.10000000 ;

### List of the nodes of each element in the section mesh
# ielem_sect (index number of the elements)
# lnods_sect (list of nodes per element)
# ielem_sect lnods_sect...
1 1 2 6 5 ;
2 2 3 7 6 ;
3 3 4 8 7 ;
4 5 6 10 9 ;
5 6 7 11 10 ;
6 7 8 12 11 ;
7 9 10 14 13 ;
8 10 11 15 14 ;
9 11 12 16 15 ;
10 13 14 18 17 ;
11 14 15 19 18 ;
12 15 16 20 19 ;
13 17 18 22 21 ;
14 18 19 23 22 ;
15 19 20 24 23 ;
16 21 22 26 25 ;
17 22 23 27 26 ;
18 23 24 28 27 ;
19 25 26 30 29 ;
20 26 27 31 30 ;
21 27 28 32 31 ;
22 29 30 34 33 ;
23 30 31 35 34 ;
24 31 32 36 35 ;
25 33 34 38 37 ;
26 34 35 39 38 ;
27 35 36 40 39 ;
28 37 38 42 41 ;
29 38 39 43 42 ;
30 39 40 44 43 ;
31 41 42 46 45 ;
32 42 43 47 46 ;
33 43 44 48 47 ;
34 45 46 50 49 ;

```

```

### List/position of the reinforcement bars
## Position of each steel bar in the cross section
# ielem_rein (n. of set index of reinforcement bars)
# coord_y, coord_z (y and z coordinates)
# ielem_rein coord_y coord_z
      1 -0.0690 -0.06900 ;
      2 +0.0690 -0.06900 ;
      3 -0.0690 +0.06900 ;
      4 +0.0690 +0.06900 ;
;

      5 -0.05 -0.095 ; # laminados
      6 -0.05 0.095 ;
      7 0.0 -0.095 ;
      8 0.0 0.095 ;
      9 0.05 -0.095 ;
     10 0.05 0.095 ;

#### Sets of concrete in uniaxial compression
## Data to define the uniaxial compression stress-strain
diagram
# ismat_ccom (set index of concrete in uniaxial
compression)
# tyccs_ccom (type of compression stress-strain diagram)
#
# Uniaxial compression models availables
# tyccs_ccom=1: Scott, Park & Priestley Model
# stress_c0 : stress at peak for unconfined concrete [MPa]
# strain_c0 : strain at peak for unconfined concrete
# strain_cmax : maximum strain for confined concrete
# young_c0 : inicial Young modulus [MPa]
# z_parameter : parameter to defined the descending curve
# k_parameter : parameter for the confined concrete
#
# tyccs_ccom=2: MC90 CEB-FIB Model
# strain_c1 : strain at peak for unconfined concrete
# stress_fcm : stress at peak for unconfined concrete
[MPa]
# young_ci : inicial Young modulus [MPa]
# ismat_ccom tyccs_ccom data...
# Betao de recobrimento
      1 2 2.20e-3 15.2 26.0e3 ;
# Betao confinado
      2 1 15.2 2.200e-3 20.0e-3 26.0e3
58.920 1.092 ;
# Argamassa epoxida
      3 2 10e-3 43.44 5000 ;

#### Sets of concrete in uniaxial tension
## Data to define the uniaxial tension stress-strain diagram
# ismat_cten (set index of concrete in uniaxial tension)
# tytss_cten (type of tensile stress-strain diagram)
#
# tytss_cten=1:
# stress_fctm : uniaxial tensile stress at peak
# young_ci : inicial Young modulus [MPa]
# gf_param : mode I fracture energy (divided by the
crack band width)
# alfa_param : part ]0,1] of uniaxial tensile stress
# p1_param : multiple of normal crack strain
# tytss_cten=1:
stress_fctm,young_ci,gf_param,alfa_param,p1_param
# ismat_cten tytss_cten data...
      1 1 1.5 29000 0.0018 0.35 2 ; # betao simples,
confinado e de recobrimento
      2 1 15.622 5000 0.102 0.5 2 ; # argamassa epoxida

#### Sets of tension stiffening
## Data to define the tension stiffening diagram
# ismat_csti (set index of tension stiffening parameters)
# tysti_csti (type of tension stiffening diagram)
# alfa1_csti (1.0 for deformed bars; 0.7 for plain bars wires
or bonded strands)
# alfa2_csti (1.0 for short-term monotonic loads; 0.7 for
sustained or repeated loads)
# rmora_csti (modular ratio: Es/Ec)

# frein_csti (effective reinforcement ratio (%))
# tysti_csti=1: alfa1_csti,alfa2_csti,rmora_csti,frein_csti
# ismat_csti tysti_csti data...

#### Sets of steel fibre material properties
## Steel fibre main/data parameters
# ismat_fipa (set index of steel fibre material properties)
# fweip_fipa (percentage of fibres in weight (%))
# fasra_fipa (fibre aspect-ratio)
# ismat_fipa weip_fipa fasra_fipa

#### Sets of composite material properties
## Data to define the composite constitutive law
# ismat_comp (set index of composite material properties)
# tycom_comp (type of constitutive law of the composite)
# young_comp (Young's elasticity modulus of the
composite)
# ustre_comp (ultimate stress of composite)
# ustra_comp (ultimate strain of the composite)
# bpoint_comp (break point of diagram)
# tycom_comp=1: young_comp, ustre_comp, ustra_comp,
bpoint_comp
# ismat_comp tycom_comp data...

#### Sets of reinforcement material properties
## Data to define the constitutive law of the reinforcement
# ismat_rein (set index of reinforcement material
properties)
# tyrei_rein (type of constitutive law for the reinforcement)
#
# Uniaxial models availables
# tyrei_rein=1: Menegotto & Pinto Model
# eyoun : young's modulus
# eyouh : Hardening young's modulus
# fsy_ : yelding stress
# fsu_ : ultimate stress
# epsh_ : hardening strain
# epsu_ : ultimate strain
# rofac : ro factor (Menegotto-Pinto)
# a1fac : a1 factor (Menegotto-Pinto)
# a2fac : a2 factor (Menegotto-Pinto)

# ismat_rein tyrei_rein data...
      1 1 200.0e3 0.80300e3 336.15 456.75
34.0000e-3 164.e-3 20.0 18.5 0.15 ;
      2 1 160.0e3 160.0e3 1600 1600
0.026 0.026 20.0 18.5 0.15 ;

#### Concrete/composite elements definition
## Define the material property of each element of the
section mesh
# ielem_sect (n. of element in the section mesh)
# ismat_ccom (n. of set index of concrete in uniaxial
compression)
# ismat_cten (n. of set index of concrete in uniaxial
tension)
# ismat_csti (n. of set index of tension stiffening material
property)
# ismat_fipa (n. of set index of steel fibre material
propertie: 0 for PC)
# ismat_comp (n. of set index of composite material
propertie: 0 for PC or SFRC)
# ielem_sect ismat_ccom ismat_cten ismat_csti
ismat_fipa ismat_comp
      1 3 2 0 0 0 ;
      2 1 1 0 0 0 ;
      3 3 2 0 0 0 ;
      4 3 2 0 0 0 ;
      5 1 1 0 0 0 ;
      6 3 2 0 0 0 ;

```

```

7 3 2 0 0 0 ;
8 2 1 0 0 0 ;
9 3 2 0 0 0 ;
10 3 2 0 0 0 ;
11 2 1 0 0 0 ;
12 3 2 0 0 0 ;
13 3 2 0 0 0 ;
14 2 1 0 0 0 ;
15 3 2 0 0 0 ;
16 3 2 0 0 0 ;
17 2 1 0 0 0 ;
18 3 2 0 0 0 ;
19 3 2 0 0 0 ;
20 2 1 0 0 0 ;
21 3 2 0 0 0 ;
22 3 2 0 0 0 ;
23 2 1 0 0 0 ;
24 3 2 0 0 0 ;
25 3 2 0 0 0 ;
26 2 1 0 0 0 ;
27 3 2 0 0 0 ;
28 3 2 0 0 0 ;
29 2 1 0 0 0 ;
30 3 2 0 0 0 ;
31 3 2 0 0 0 ;
32 2 1 0 0 0 ;
33 3 2 0 0 0 ;
34 3 2 0 0 0 ;
35 1 1 0 0 0 ;
36 3 2 0 0 0 ;
37 3 2 0 0 0 ;
38 1 1 0 0 0 ;
39 3 2 0 0 0 ;

```

```

### Reinforcement elements definition
## Define the material property of each element bar
# ielem_rein (n. of reinforcement element)
# ismat_rein (set index of reinforcement material property)
# barea_rein (cross section area of reinforcement bar)
# ielem_rein ismat_rein barea_rein
1 1 78.540e-6 ;
2 1 78.540e-6 ;
3 1 78.540e-6 ;
4 1 78.540e-6 ;

5 2 13.943e-6 ; # laminados
6 2 13.943e-6 ;
7 2 13.943e-6 ;
8 2 13.943e-6 ;
9 2 13.943e-6 ;
10 2 13.943e-6 ;

```

```

### Data for the incremental-iterative procedure
## NOTE: if (iincs=1) all the data parameters have the
same
## value during the incremental-iterative procedure
# iincs_proc (increment number)
# aforc_proc (axial force)
# incyy_proc (increment curvature value from yy axis)
# inczz_proc (increment curvature value from zz axis)
# dstra_proc (strain increment value of the centre of the
cross section)
# tolef_proc (tolerance of the equilibrium of the force
equation)
# miter_proc (maximum number of iterations to obtain the
solution of the increment)
# iincs_proc aforc_proc incyy_proc inczz_proc
dstra_proc tolef_proc miter_proc
1 -0.15 0.000000 0.00 1.00E-04 0.000001 1000 ;
2 -0.15 -0.0005000 0.00 1.00E-04 0.000001 1000 ;
3 -0.15 -0.0005000 0.00 1.00E-04 0.000001 1000 ;
4 -0.15 -0.0005000 0.00 1.00E-04 0.000001 1000 ;
5 -0.15 -0.0005000 0.00 1.00E-04 0.000001 1000 ;
6 -0.15 -0.0005000 0.00 1.00E-04 0.000001 1000 ;
7 -0.15 -0.0005000 0.00 1.00E-04 0.000001 1000 ;
8 -0.15 -0.0005000 0.00 1.00E-04 0.000001 1000 ;
9 -0.15 -0.0005000 0.00 1.00E-04 0.000001 1000 ;

```

```

10 -0.15 -0.0005000 0.00 1.00E-04 0.000001 1000 ;
11 -0.15 -0.0005000 0.00 1.00E-04 0.000001 1000 ;
12 -0.15 -0.0005000 0.00 1.00E-04 0.000001 1000 ;
13 -0.15 -0.0005000 0.00 1.00E-04 0.000001 1000 ;
14 -0.15 -0.0005000 0.00 1.00E-04 0.000001 1000 ;
15 -0.15 -0.0005000 0.00 1.00E-04 0.000001 1000 ;
16 -0.15 -0.0005000 0.00 1.00E-04 0.000001 1000 ;
17 -0.15 -0.0005000 0.00 1.00E-04 0.000001 1000 ;
18 -0.15 -0.0005000 0.00 1.00E-04 0.000001 1000 ;
19 -0.15 -0.0005000 0.00 1.00E-04 0.000001 1000 ;
20 -0.15 -0.0005000 0.00 1.00E-04 0.000001 1000 ;
21 -0.15 -0.0005000 0.00 1.00E-04 0.000001 1000 ;
22 -0.15 -0.0005000 0.00 1.00E-04 0.000001 1000 ;
23 -0.15 -0.0005000 0.00 1.00E-04 0.000001 1000 ;
24 -0.15 -0.0005000 0.00 1.00E-04 0.000001 1000 ;
25 -0.15 -0.0005000 0.00 1.00E-04 0.000001 1000 ;
26 -0.15 -0.0005000 0.00 1.00E-04 0.000001 1000 ;
27 -0.15 -0.0005000 0.00 1.00E-04 0.000001 1000 ;
28 -0.15 -0.0005000 0.00 1.00E-04 0.000001 1000 ;
29 -0.15 -0.0005000 0.00 1.00E-04 0.000001 1000 ;
30 -0.15 -0.0005000 0.00 1.00E-04 0.000001 1000 ;
31 -0.15 -0.0005000 0.00 1.00E-04 0.000001 1000 ;
32 -0.15 -0.0005000 0.00 1.00E-04 0.000001 1000 ;
33 -0.15 -0.0005000 0.00 1.00E-04 0.000001 1000 ;
34 -0.15 -0.0005000 0.00 1.00E-04 0.000001 1000 ;
35 -0.15 -0.0005000 0.00 1.00E-04 0.000001 1000 ;
36 -0.15 -0.0005000 0.00 1.00E-04 0.000001 1000 ;
37 -0.15 -0.0005000 0.00 1.00E-04 0.000001 1000 ;
38 -0.15 -0.0005000 0.00 1.00E-04 0.000001 1000 ;
39 -0.15 -0.0005000 0.00 1.00E-04 0.000001 1000 ;
40 -0.15 -0.0005000 0.00 1.00E-04 0.000001 1000 ;
41 -0.15 -0.0005000 0.00 1.00E-04 0.000001 1000 ;
42 -0.15 -0.0005000 0.00 1.00E-04 0.000001 1000 ;
43 -0.15 -0.0005000 0.00 1.00E-04 0.000001 1000 ;
44 -0.15 -0.0005000 0.00 1.00E-04 0.000001 1000 ;
45 -0.15 -0.0005000 0.00 1.00E-04 0.000001 1000 ;
46 -0.15 -0.0005000 0.00 1.00E-04 0.000001 1000 ;
47 -0.15 -0.0005000 0.00 1.00E-04 0.000001 1000 ;
48 -0.15 -0.0005000 0.00 1.00E-04 0.000001 1000 ;
49 -0.15 -0.0005000 0.00 1.00E-04 0.000001 1000 ;
50 -0.15 -0.0005000 0.00 1.00E-04 0.000001 1000 ;
51 -0.15 -0.0005000 0.00 1.00E-04 0.000001 1000 ;
52 -0.15 -0.0005000 0.00 1.00E-04 0.000001 1000 ;
53 -0.15 -0.0005000 0.00 1.00E-04 0.000001 1000 ;
54 -0.15 -0.0005000 0.00 1.00E-04 0.000001 1000 ;
55 -0.15 -0.0005000 0.00 1.00E-04 0.000001 1000 ;
56 -0.15 -0.0005000 0.00 1.00E-04 0.000001 1000 ;
57 -0.15 -0.0005000 0.00 1.00E-04 0.000001 1000 ;
58 -0.15 -0.0005000 0.00 1.00E-04 0.000001 1000 ;
59 -0.15 -0.0005000 0.00 1.00E-04 0.000001 1000 ;
60 -0.15 -0.0005000 0.00 1.00E-04 0.000001 1000 ;
61 -0.15 -0.0005000 0.00 1.00E-04 0.000001 1000 ;
62 -0.15 -0.0005000 0.00 1.00E-04 0.000001 1000 ;
63 -0.15 -0.0005000 0.00 1.00E-04 0.000001 1000 ;
64 -0.15 -0.0005000 0.00 1.00E-04 0.000001 1000 ;
65 -0.15 -0.0005000 0.00 1.00E-04 0.000001 1000 ;
66 -0.15 -0.0005000 0.00 1.00E-04 0.000001 1000 ;
67 -0.15 -0.0005000 0.00 1.00E-04 0.000001 1000 ;
68 -0.15 -0.0005000 0.00 1.00E-04 0.000001 1000 ;
69 -0.15 -0.0005000 0.00 1.00E-04 0.000001 1000 ;
70 -0.15 -0.0005000 0.00 1.00E-04 0.000001 1000 ;
71 -0.15 -0.0005000 0.00 1.00E-04 0.000001 1000 ;
72 -0.15 -0.0005000 0.00 1.00E-04 0.000001 1000 ;
73 -0.15 -0.0005000 0.00 1.00E-04 0.000001 1000 ;
74 -0.15 -0.0005000 0.00 1.00E-04 0.000001 1000 ;
75 -0.15 -0.0005000 0.00 1.00E-04 0.000001 1000 ;
76 -0.15 -0.0005000 0.00 1.00E-04 0.000001 1000 ;
77 -0.15 -0.0005000 0.00 1.00E-04 0.000001 1000 ;
78 -0.15 -0.0005000 0.00 1.00E-04 0.000001 1000 ;
79 -0.15 -0.0005000 0.00 1.00E-04 0.000001 1000 ;
80 -0.15 -0.0005000 0.00 1.00E-04 0.000001 1000 ;
81 -0.15 -0.0005000 0.00 1.00E-04 0.000001 1000 ;
82 -0.15 -0.0005000 0.00 1.00E-04 0.000001 1000 ;
83 -0.15 -0.0005000 0.00 1.00E-04 0.000001 1000 ;
84 -0.15 -0.0005000 0.00 1.00E-04 0.000001 1000 ;
85 -0.15 -0.0005000 0.00 1.00E-04 0.000001 1000 ;
86 -0.15 -0.0005000 0.00 1.00E-04 0.000001 1000 ;
87 -0.15 -0.0005000 0.00 1.00E-04 0.000001 1000 ;
88 -0.15 -0.0005000 0.00 1.00E-04 0.000001 1000 ;
89 -0.15 -0.0005000 0.00 1.00E-04 0.000001 1000 ;
90 -0.15 -0.0005000 0.00 1.00E-04 0.000001 1000 ;
91 -0.15 -0.0005000 0.00 1.00E-04 0.000001 1000 ;
92 -0.15 -0.0005000 0.00 1.00E-04 0.000001 1000 ;
93 -0.15 -0.0005000 0.00 1.00E-04 0.000001 1000 ;
94 -0.15 -0.0005000 0.00 1.00E-04 0.000001 1000 ;
95 -0.15 -0.0005000 0.00 1.00E-04 0.000001 1000 ;
96 -0.15 -0.0005000 0.00 1.00E-04 0.000001 1000 ;
97 -0.15 -0.0005000 0.00 1.00E-04 0.000001 1000 ;
98 -0.15 -0.0005000 0.00 1.00E-04 0.000001 1000 ;
99 -0.15 -0.0005000 0.00 1.00E-04 0.000001 1000 ;
100 -0.15 -0.0005000 0.00 1.00E-04 0.000001 1000 ;
101 -0.15 -0.0005000 0.00 1.00E-04 0.000001 1000 ;
102 -0.15 -0.0005000 0.00 1.00E-04 0.000001 1000 ;
103 -0.15 -0.0005000 0.00 1.00E-04 0.000001 1000 ;
104 -0.15 -0.0005000 0.00 1.00E-04 0.000001 1000 ;
105 -0.15 -0.0005000 0.00 1.00E-04 0.000001 1000 ;
106 -0.15 -0.0005000 0.00 1.00E-04 0.000001 1000 ;
107 -0.15 -0.0005000 0.00 1.00E-04 0.000001 1000 ;
108 -0.15 -0.0005000 0.00 1.00E-04 0.000001 1000 ;
109 -0.15 -0.0005000 0.00 1.00E-04 0.000001 1000 ;
110 -0.15 -0.0005000 0.00 1.00E-04 0.000001 1000 ;

```