

Pilares de Betão Armado Reforçados com Laminados de Fibras de Carbono

Débora R. S. M. Ferreira (1); Joaquim O. Barros (2)

(1) Assistente de 2º triénio, Departamento de Mecânica Aplicada
Escola Superior de Tecnologia e Gestão, Instituto Politécnico de Bragança
Campus de Santa Apolónia – Apartado 134 – 5301-857 Bragança, Portugal
email: debora@ipb.pt

(2) Professor Doutor, Departamento de Engenharia Civil
Universidade do Minho
email: Barros@eng.uminho.pt

RESUMO

Um número elevado de edifícios construídos até ao início da década de 80 foram projectados sem atender ao efeito das acções horizontais. Por este motivo a ocorrência de acções sísmicas poderá introduzir nessa 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 maneira mais eficaz e mais económica que as técnicas convencionais, foi elaborado o projecto de investigação apresentado envolvendo a aplicação de laminados de fibras de carbono no reforço dos referidos elementos estruturais. O reforço é constituído por laminados de fibras de carbono com 9.55X1.46 mm² de secção transversal embutidos no betão de recobrimento dos elementos de pilar por intermédio da utilização de materiais epóxicos.

1 Introdução

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

No presente trabalho é proposto o sistema de reforço para pilares com modos de rotura por flexão, por aplicação de tiras de laminados de fibras de carbono, com secção transversal 9.55X1.46 mm². As séries de ensaios efectuados são constituída por três conjuntos de dois pilares armados com varões longitudinais de 10, 12 e 16 mm de diâmetro, ver Figura 1. A série E2 é constituída por elementos de pilar reforçados antes de serem ensaiados e a série E3 é constituída pelos elementos não reforçados que tinham sido ensaiados na série E1, e que após o seu reforço com os referidos laminados , voltaram a ser ensaiados.

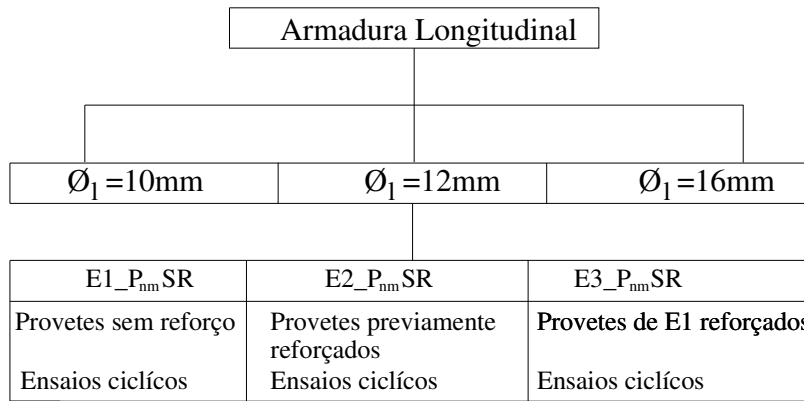


Figura 1 – Séries de ensaios.

Aos elementos da série E2 atribuiu-se a designação $P_{nm}PR$ em que n significa o diâmetro, em mm, da armadura longitudinal (10, 12 e 16) e m pode ser a ou b (dado existirem dois elementos por cada percentagem de armadura longitudinal). O símbolo PR significa tratar-se de um elemento pré-reforçado. De forma, similar aos elementos de pilar da série E3 atribuiu-se a designação $P_{nm}CR$ em CR significa tratar-se de um pilar ensaiado sem reforço e que, após a aplicação do reforço, voltou a ser ensaiado. Aos elementos de pilar da série E1 atribuiu-se a designação de $P_{nm}SR$ em que SR designa “sem reforço”. O reforço é basicamente constituído por três laminados de fibras de carbono introduzidos em ranhuras efectuadas no betão de recobrimento, ver Figura 2 e 3. Os laminados são fixos ao betão por intermédio de uma epóxi introduzida nessas ranhuras.

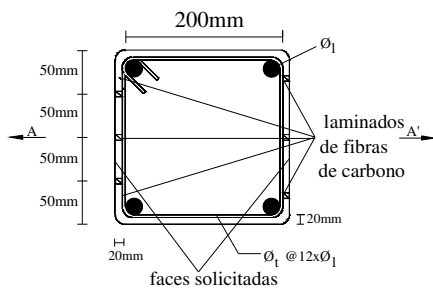


Figura 2 – Secção transversal dos elementos de pilar.

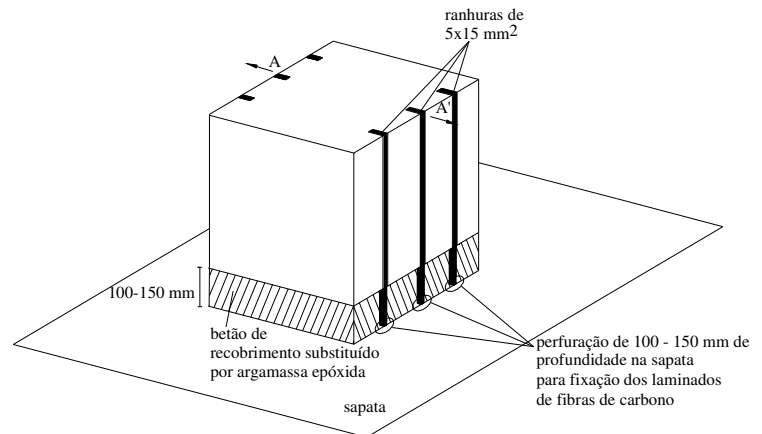


Figura 3 – Reforço dos elementos de pilar.

2 Reforço dos Elementos De pilar

2.1 Sistema de Ensaio e Equipamento

Na Figura 4 apresenta-se o esquema de ensaio sistema de ensaio. O provete constituído pelo pilar ligado monoliticamente à fundação é fixado ao bloco de fundação por intermédio de 4 varões roscados. O actuador de tracção/compressão que aplica a força horizontal tem capacidade de carga máxima de 100 kN. 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 (Figura 5). Entre a célula 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 (ver Figura 5). Uma força de compressão aproximadamente constante de 150 kN é aplicada ao elemento de pilar por intermédio de um actuador de 250 kN de capacidade máxima de carga, fixado ao bloco de fundação por meio de dois cabos diwidag (ver Figuras 6). Esta força é medida por intermédio de uma célula de carga de 500 kN de capacidade máxima de carga e 0.7% de precisão, introduzindo uma tensão de compressão no pilar de 3.75 MPa, Barros a) (2000).

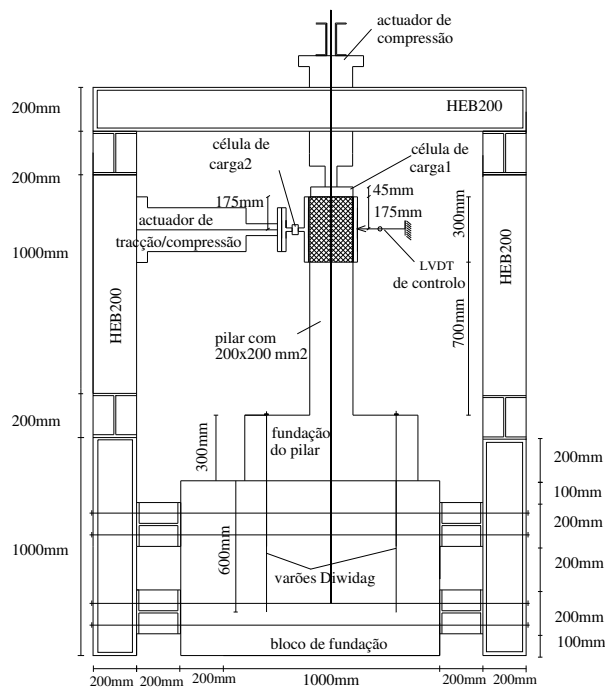


Figura 4 – Esquema do ensaio.

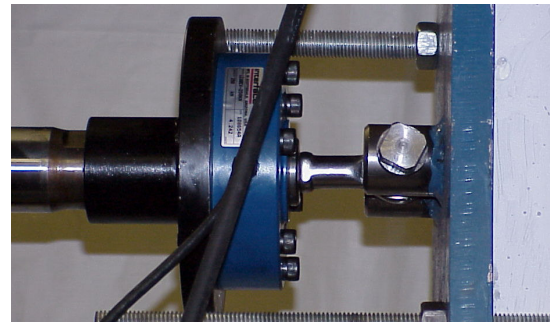


Figura 6 – Sistema rotulado aplicado entre o actuador e a cabeça do provete.

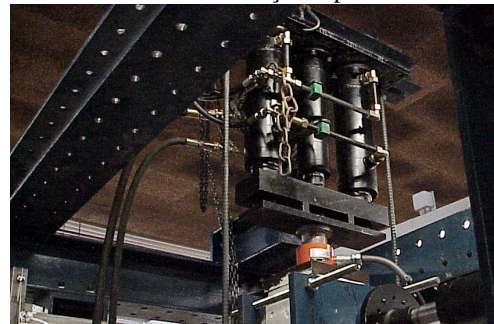


Figura 7 – Sistema de fixação do actuador que aplica a força de compressão no pilar.

Para medir a deformabilidade do elemento de pilar foram dispostos transdutores de deslocamento de acordo com o esquema representado na Figura 8. Nesta figura também se assinala a posição dos extensómetros (6 mm de grelha), a serem aplicados nos laminados de fibras de carbono para medirem o estado de extensão nestes. A Figura 9 inclui uma foto do sistema de ensaio. O carregamento 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 8 e 9). A velocidade de deformação é próxima de 9 mm por minuto. O ensaio é controlado por um equipamento que tem vindo a ser desenvolvido nos últimos anos, Freitas et al. (1998).

Simulações numéricas preliminares, Cruz (1998), relativas ao comportamento dos pilares indicaram que no momento da cedência das armaduras longitudinais a flecha da cabeça do pilar deveria ser da ordem dos 5 mm, pelo que o carregamento cíclico aplicado nos ensaios experimentais é o representado na Figura 10. Assim, o deslocamento máximo no transdutor de controlo do ensaio será próximo de 5 vezes o deslocamento correspondente ao

início da cedência do aço, por forma a introduzir significativos danos no betão da zona da rótula plástica.

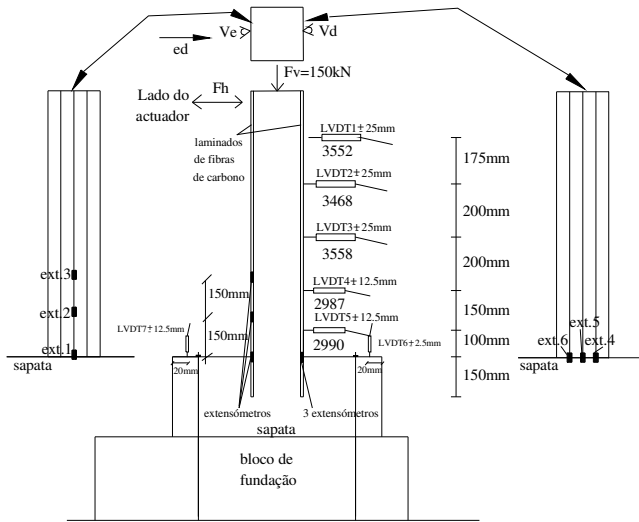


Figura 8 – Transdutores de deslocamentos e extensómetros aplicados.



Figura 9 – Sistema de ensaio.

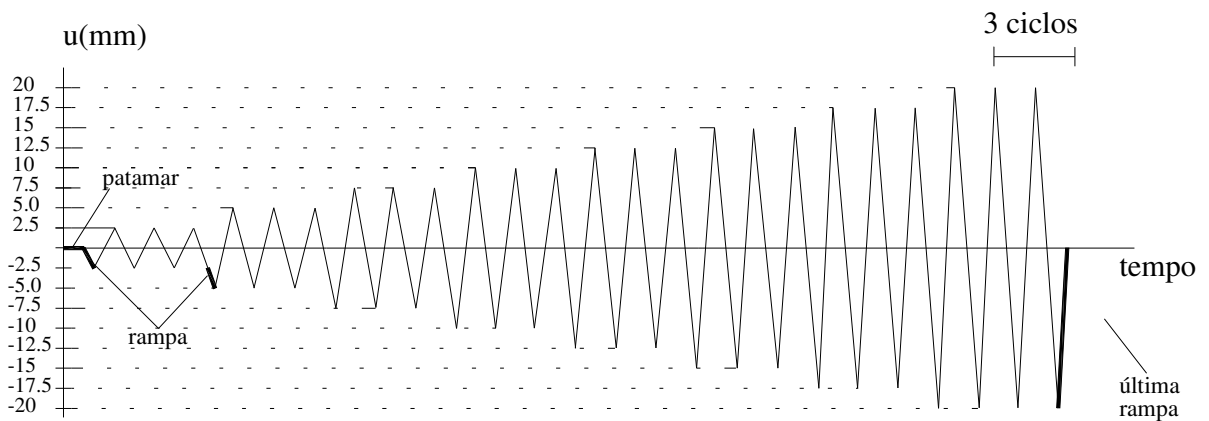


Figura 10 – Ciclos de carga a aplicar nos ensaios.

2.2 Materiais

2.2.1 Betão

Dado que um dos objectivos principais do presente projecto de investigação é desenvolver e analisar sistemas de reforço, técnica e economicamente vantajosas para reforço de pilares de edifícios construídos nas décadas de 60 e 70, o betão dos provetes a ensaiar deve ser, o mais possível, semelhante ao empregue naquelas estruturas. Nessas décadas o betão utilizado na construção de edifícios era, geralmente, de classe B15 e B20. O betão destas estruturas que não sofreu danos consideráveis poderá ter actualmente uma resistência substancialmente superior à sua resistência na altura das 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 (C12/20), com a composição apresentada na Tabela 1.

Tabela 1 – Composição do betão dos elementos de pilar/sapata (kg/m³)

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

A resistência à compressão foi aferida aos 28 dias e à data dos ensaios sobre os elementos de pilar. A resistência a essas datas foi obtida por intermédio de ensaios de compressão uniaxial sobre dois provetes cilíndricos de 150 mm de diâmetro e 300 mm de altura. Em cada amassadura foram também preparados dois provetes prismáticos com dimensões de 850×100×100 mm³ para avaliar a resistência à tracção em flexão e o comportamento após fendilhação do betão. Na Tabela 2 incluem-se os resultados obtidos aos 28 dias.

Tabela 2 – Resistência do betão à compressão e à tracção em flexão, aos 28 dias

Compressão	Flexão
Média = 16.66 MPa	Média = 2.62 MPa
Desvio padrão = 3.31 MPa	Desvio padrão = 0.48 MPa
Coefficiente de variação = 0.20	Coefficiente de variação = 0.18

2.2.2 Armaduras convencionais

Os elementos de pilar foram armados com varões de aço com propriedades mecânicas e geométricas semelhantes às dos varões utilizados nas décadas de 60 e 70 (Aço A24). Os varões utilizados nos elementos de pilar foram ensaiados numa prensa servo-controlada da marca Instron série 4400, seguindo as recomendações da norma NP EN 10002. Os resultados incluídos na Tabela 3 são a média dos obtidos com três provetes. As relações típicas tensão-extensão registadas nas séries de provetes $\phi 6$ e $\phi 10$ estão apresentadas na Figura 11. A forma da relação tensão-extensão registada nos aços $\phi 12$ e $\phi 16$ é semelhante à registada no aço $\phi 10$.

Tabela 3 – Propriedades armaduras convencionais à tracção uniaxial

Diâmetro do varão (mm)	f_{sy} (MPa)	f_{su} (MPa)	ϵ_{su} (mm/mm)	E_s (GPa)
6	352.4	352.8	0.23	203.7
10	323.3	456.5	0.17	217.0
12	364.8	518.8	0.20	229.7
16	361.6	475.0	0.13	226.9

2.2.3 Laminados de fibras de carbono

As tiras de laminado de fibras de carbono aplicadas no reforço dos pilares foram cedidas pela empresa S&P. Estas tiras são fornecidas em rolos e têm uma secção de 10 mm de largura por 1.4 mm de espessura. 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 [11]. Os valores destas propriedades no material fornecido foram determinados por intermédio de ensaios de tracção uniaxial com provetes de 231 mm de comprimento, efectuados em prensa servo-controlada da marca Instron, série 4208. O módulo de elasticidade foi determinado por intermédio de um extensómetro (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. Os resultados obtidos estão incluídos na Tabela 4. Constata-se que o módulo de elasticidade e a tensão máxima são ligeiramente superiores aos valores indicados pelo fabricante.

Tabela 4 – Propriedades das tiras de laminado de fibras de carbono

Carga máxima (kN)	Tensão máxima (MPa)	Extensão à tensão máxima (mm/mm)	Tensão mínima de cedência (MPa)	Módulo de elasticidade* (GPa)	Módulo de elasticidade (GPa)
22.74	1596	0.0265	1460	150.4	160.9
22.19	1550	0.0761	1424	145.9	156.5

* Módulo de elasticidade obtido entre dois pontos escolhidos previamente.

2.2.4 Argamassa epóxida

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 160x40x40 mm³, 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 5.

Tabela 5 – 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

As propriedades de aderência da argamassa epóxida ao betão foi ainda avaliada colando as duas partes de provetes de 850x100x100 mm³, 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. Após colados, os provetes voltaram a ser ensaiados, ver Figura 11, tendo-se obtido os resultados apresentados na Tabela 6. 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 12. Contudo, esta superfície tem agora maior desenvolvimento, justificando o aumento da resistência à tracção em flexão.

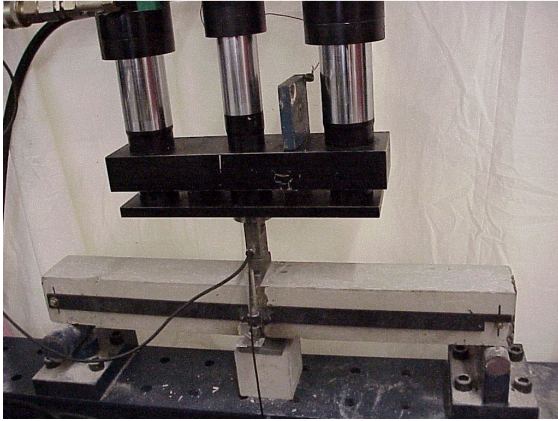


Figura 10 – Ensaio de flexão dos provetes prismáticos colados com argamassa epóxida



Figura 11 – Zona fractura.

Tabela 6 – 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 (121dias)
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.

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 160×40×40 mm³. 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.

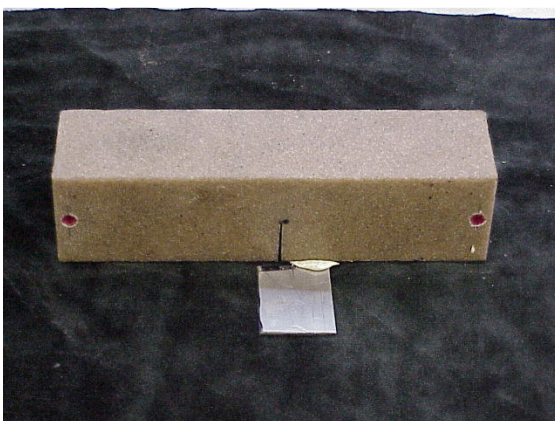


Figura 4.22 – Provete de argamassa epóxida.

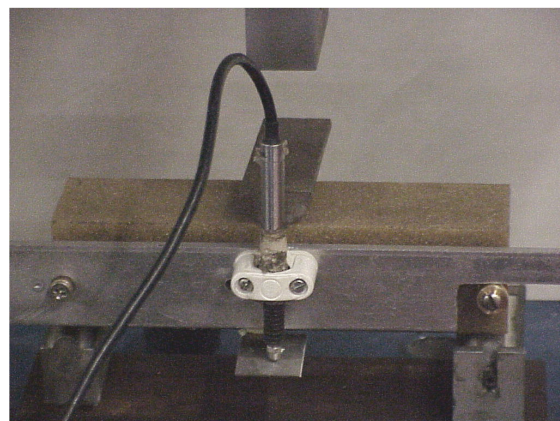


Figura 4.23 – Ensaio de flexão.

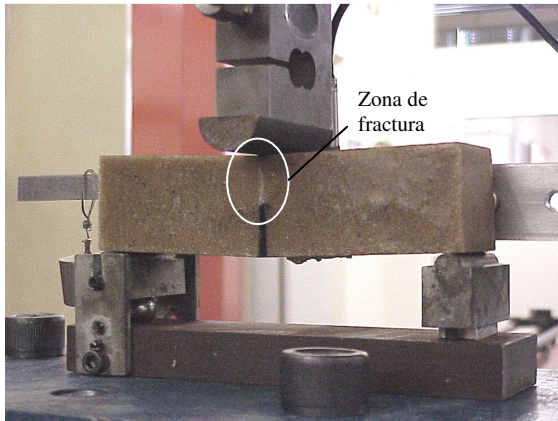


Figura 4.24 – Zona de fractura

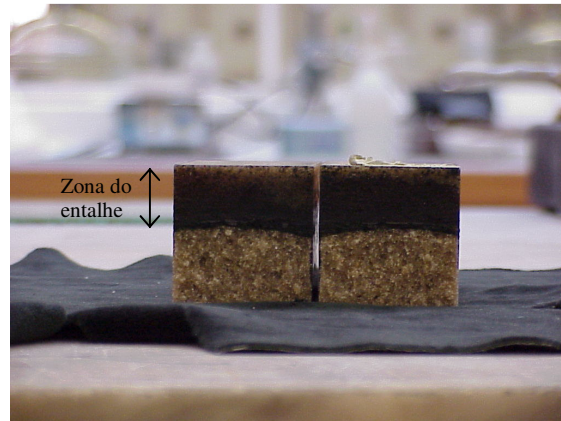


Figura 4.25 – Aspecto final do provete ensaiado

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 $E \simeq 5.0 \text{ GPa}$.

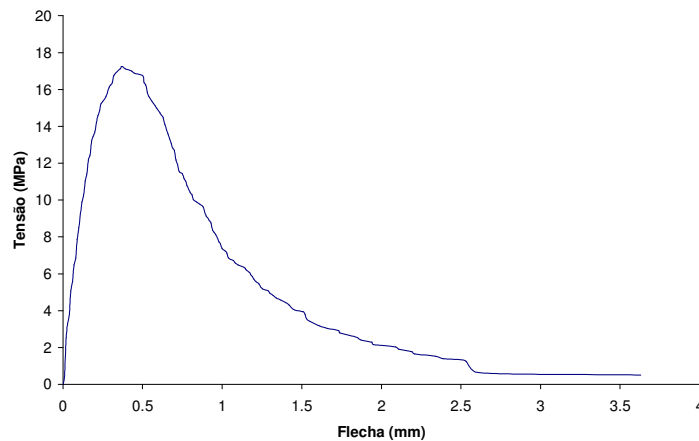


Figura 4.26 – Relação tipo Tensão/Flecha da argamassa epóxida.

2.3 Procedimentos de Reforço

Na Figura 2 representa-se esquematicamente a técnica de reforço adoptada nas séries de elementos de pilar ensaiados no âmbito do presente trabalho, julgada apropriada para pilares com rotura por flexão. Na zona da rótula plástica, com comprimento próximo dos 100 mm, o betão de recobrimento foi removido. Em seguida foram efectuadas ranhuras de 5 mm de largura por 15 mm de profundidade em toda a altura do pilar, para alojamento das tiras de laminado de fibras de carbono (Figura 3). Na sapata, no alinhamento das ranhuras, foram efectuadas perfurações com aproximadamente 100 mm de comprimento, de forma a fixar os laminados à sapata (Figura 4). Antes de se aplicar os laminados, as ranhuras e os furos foram limpos utilizando-se escovas de aço e ar comprimido (Figura 5). As ranhuras foram preenchidas com um composto constituído por duas partes de resina epóxida e uma de endurecedor [2], sendo de seguida inseridas as tiras de laminado (Figura 6). Por fim, a zona da rótula plástica e as perfurações na sapata foram preenchidas com uma argamassa epóxida constituída por uma parte (em peso) de um composto epóxido e três partes (em peso) de areia fina previamente

lavada e seca (Figura 7). O composto epóxico era constituído por duas partes de resina epóxida e uma parte de endurecedor.



Figura 3 - Abertura das ranhuras.



Figura 4 - Abertura dos buracos de fixação dos laminados à sapata.



Figura 5 - Limpeza dos buracos de fixação dos laminados à sapata.



Figura 6 - Fixação dos laminados a um elemento de pilar.



Figura 7 - Aplicação da argamassa epóxida nos buracos de fixação dos laminados à sapata.

3 Apresentação e Discussão dos Resultados

3.1 Relação entre a Força Horizontal e os Deslocamentos

A força máxima de compressão e de tracção nos ensaios efectuados encontram-se nas Tabelas 4 e 5. Nestas tabelas a idade dos elementos de pilar encontram-se entre parêntesis. A força de compressão é a lida na célula de carga quando o actuador avança no sentido ed (ver Figura 10), ficando a célula de carga comprimida e a face do elemento de pilar virada para o actuador fica traccionada. O conceito de força de tracção depreende-se por analogia com a anterior definição.

Tabela 4 – Forças máximas (kN) registadas nos ensaios da série E3.

	Série E3					
	P10aPR (111 dias)	P10bPR (113 dias)	P12aPR (110 dias)	P12bPR (115 dias)	P16aPR (136 dias)	P16bPR (113 dias)
Tracção	37.14	40.63	44.13	39.81	43.45	43.29
Compressão	-38.54	-37.96	-43.66	-36.64	-39.88	-40.38

Tabela 5 – Forças máximas (kN) registadas nos ensaios das séries E2 e E5.

	Pilar diâmetro	P10a φ10	P10b φ10	P12a φ12	P12b φ12	P16a φ16	P16b φ16
Tracção	E2 (kN)	16.67 (86d*)	21.78 (85d)	26.35 (85d)	29.31 (85d)	30.52 (82d)	35.23 (79d)
	E5 (kN)	37.96 (146d)	41.38 (130d)	34.11 (150d)	45.54 (154d)	23.13 (155d)	29.97 (13d)
	Variação(%)	127.7	89.99	29.45	55.37	-24.41	-14.93
Compressão	E2 (kN)	-19.76 (86d)	-24.07 (85d)	-30.52 (85d)	-32.27 (85d)	-27.29 (82d)	-35.09 (79d)
	E5 (kN)	-34.11 (146d)	-43.1 (130d)	-37.03 (150d)	-41.58 (154d)	-28.25 (152d)	-31.53 (79d)
	Variação(%)	72.62	79.06	21.33	28.85	3.52	-10.15

* d=dias

Na série E5, excepto nos pilares armados com varões φ16, registou-se um aumento significativo na força máxima de tracção e de compressão. Este aumento é maior nos pilares reforçados com menor percentagem de armadura convencional. O decréscimo da capacidade de carga ocorrido nos pilares *P16aCR* e *P16bCR* é analisado na secção 4. Se se tomar como base de referência os valores registados nos pilares da série E2 [1] (pilares não reforçados), verifica-se um aumento significativo da capacidade de carga nos pilares da série E3. O aumento é também mais significativo nos pilares com menor percentagem de armadura convencional. Se não se considerarem os pilares *P16aCR* e *P16bCR* verifica-se que o aumento proporcionado pelo reforço dos laminados é aproximadamente igual para o caso dos pilares pré-reforçados (série E3) e pós-reforçados (série E5). A título de exemplo apresenta-se nas Figuras 11 e 12 a relação entre a força horizontal e o deslocamento de controlo do ensaio (LVDT1 – ver Figura 10) para os pilares armados com φ10 e φ12, com e sem reforço dos laminados.

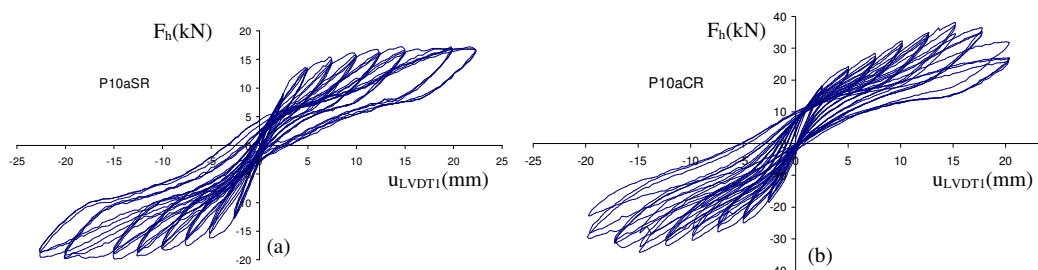


Figura 11 – Relação entre a força horizontal e o deslocamento de controlo nos elementos de pilar *P10aSR* (a) e *P10aCR* (b).

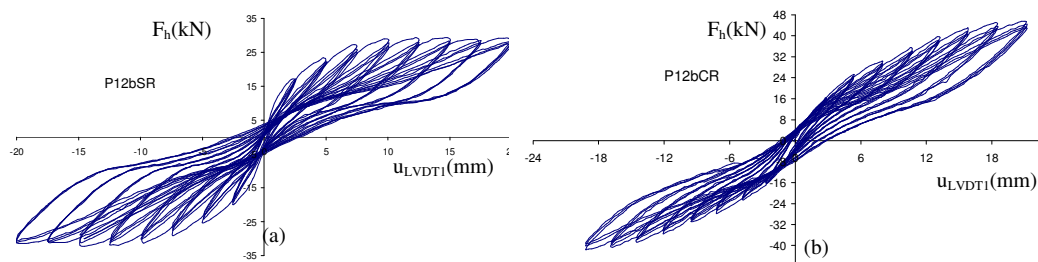


Figura 12 – Relação entre a força horizontal e o deslocamento de controlo nos elementos de pilar *P12bSR* (a) e *P12bCR* (b).

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 13 e nos elementos de pilar *P12bSR* e *P12bCR* está ilustrada na Figura 14. Nos pilares $\phi 10$ o aumento proporcionado pelo reforço manifesta-se antes da cedência da armadura, enquanto nos pilares $\phi 12$ o aumento só é significativo após a cedência das armaduras.

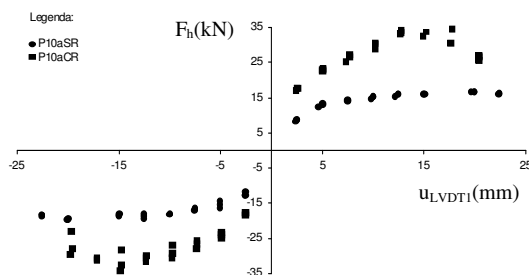


Figura 13 – Relação entre a força máxima e o deslocamento nos carregamentos cíclicos do elemento de pilar *P10a*.

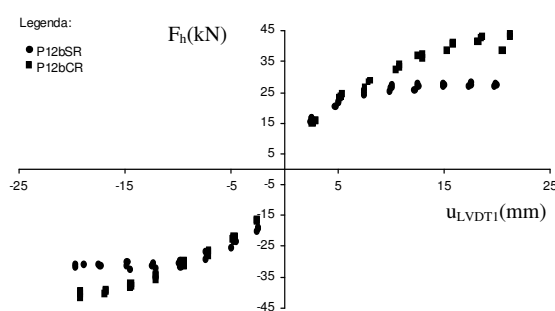


Figura 14 – Relação entre a força máxima e o deslocamento nos carregamentos cíclicos do elemento de pilar *P12b*.

3.2 Relação entre a Força Horizontal e a Extensão

Em praticamente todos os ensaios, alguns dos laminados alcançaram a sua tensão de rotura (próximo dos 1500 MPa), conforme se pode constatar analisando, na Figura 15, a título de exemplo, a relação entre a força horizontal máxima registada nos carregamentos cíclicos e a respectiva extensão, obtida no extensómetro colocado na base do pilar *P10aCR* (ext.5 – ver Figura 10). Nos restantes elementos de pilar foram registadas relações similares nos extensómetros dispostos próximos da secção de rotura. Verifica-se que, em tracção, os laminados alcançam uma extensão próxima dos 1%, que corresponde a uma tensão entre 1500 a 1600 MPa, da ordem da tensão de rotura obtida nos ensaios de tracção uniaxial [1]. As extensões de compressão são da ordem da metade das extensões em tracção, facto este motivado pela contribuição do betão comprimido envolvente. A existência de uma interface dúctil entre o laminado e o betão envolvente, constituída pelo composto epóxico, pode ter promovido o desenvolvimento de micro-encurvaduras nos laminados, contribuindo também para esta diferença tão significativa nas extensões dos laminados em tracção e em compressão.

Em vez das roturas frágeis e violentas que ocorrem nos laminados e tecidos colados nas faces de peças de betão [5], nos laminados inseridos nas ranhuras dos elementos de pilar ensaiados, a sua rotura processou-se no interior das

ranhuras, pelo que a descolagem violenta dos laminados foi 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.

3.3 Padrão de Fendilhação Observado

A título de exemplo, na Figura 17, representa-se o padrão de fendilhação registado nas faces dos pilares P10aSR e P10aCR. A figura 16 ilustra a designação das faces.

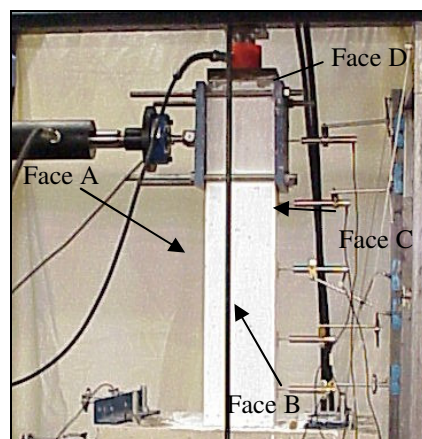
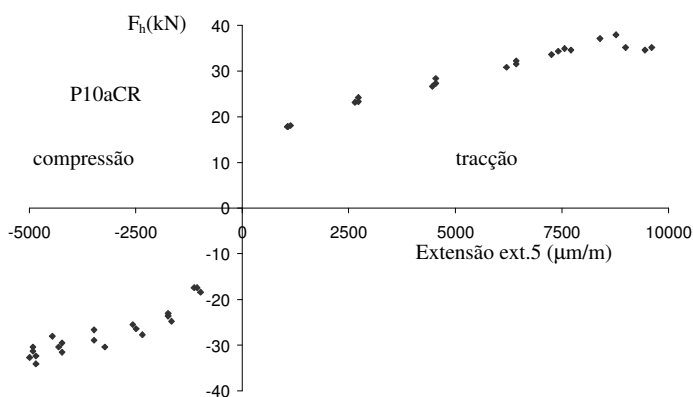


Figura 15 - Relação entre a força máxima e a extensão no extensómetro ext.5 (ver Figura 11) nos carregamentos cíclicos, no elemento de pilar *P10aCR*.

Figura 16 - Designação das faces do pilar.

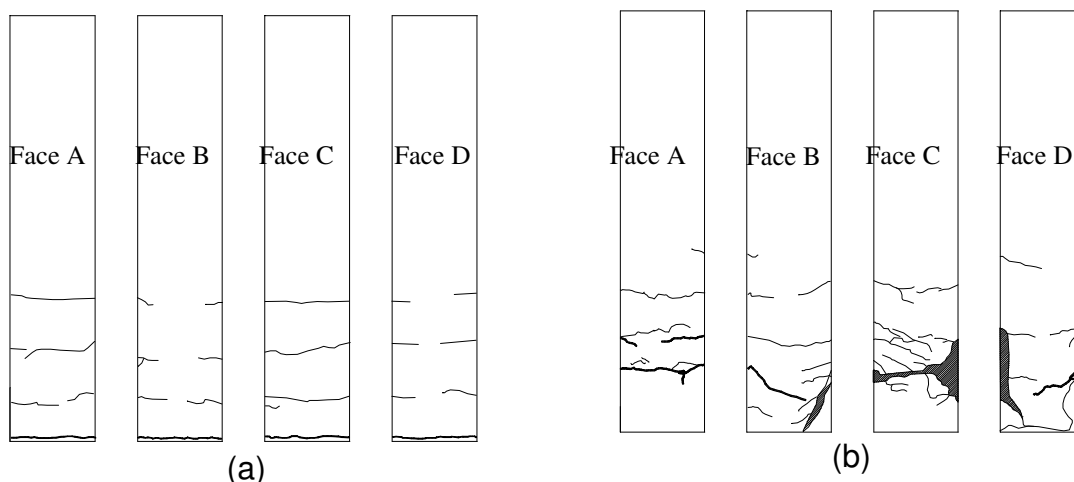


Figura 17 - Padrão de fendilhação registado no pilar P10aSR (a) e P10aCR (b). Traço mais grosso significa fenda com maior abertura. Zona tracejada representa betão muito danificado.

Constata-se que no pilar não reforçado a secção de rotura ocorre na base do pilar, enquanto no pilar reforçado desenvolve-se maior número de fendas e a rotura localiza-se aproximadamente a 150 mm acima da base do pilar, pelo que o braço do momento aplicado pela força horizontal decresce, motivando o acréscimo da capacidade de carga registado. Este padrão de fendilhação foi característico dos pilares reforçados em que se registou um aumento da sua capacidade de carga.

3.4 Algumas Considerações Numéricas

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.

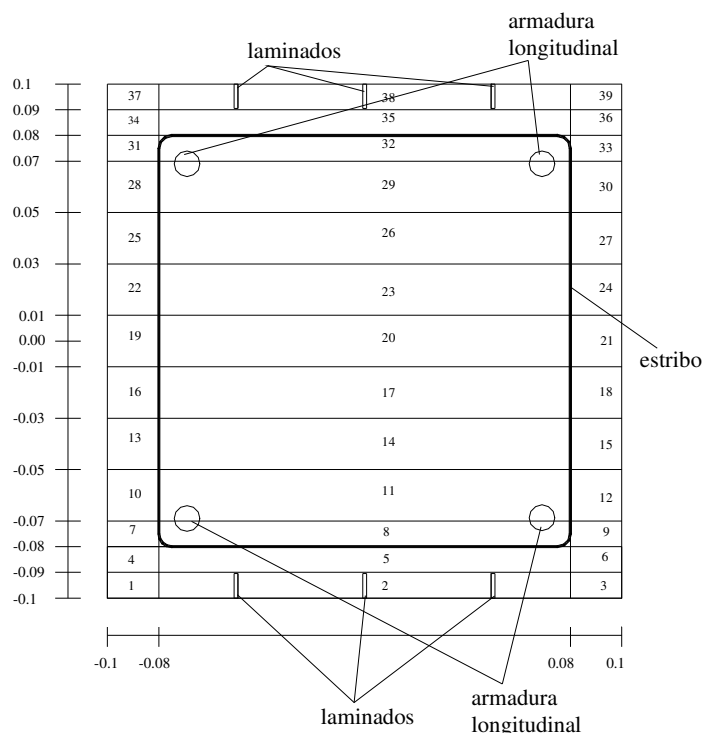


Figura 5.34 – Malha de elementos finitos utilizada no modelo numérico, Barros e Sena (2000).

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.

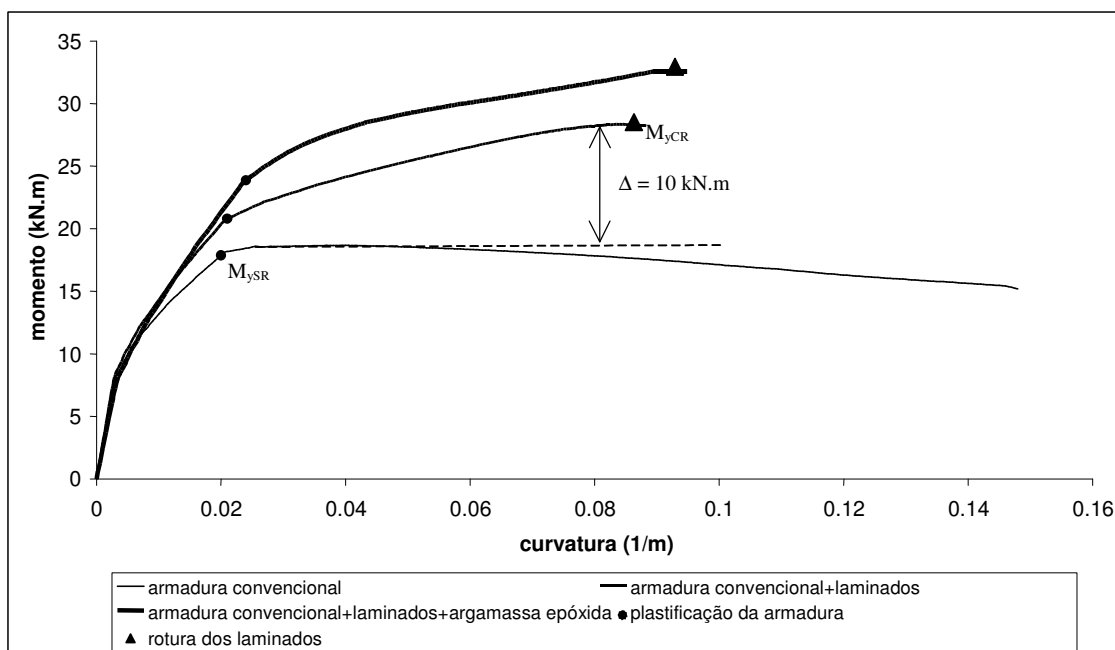


Figura 5.35 – Diagramas Momento/curvatura.

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.

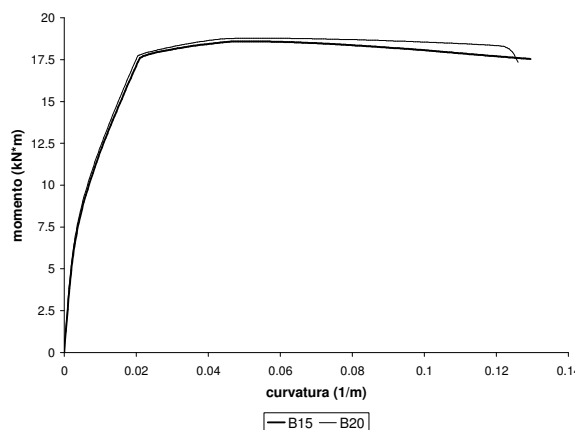


Figura 5.36 – Diagrama momento/curvatura para diferentes tipos de betão.

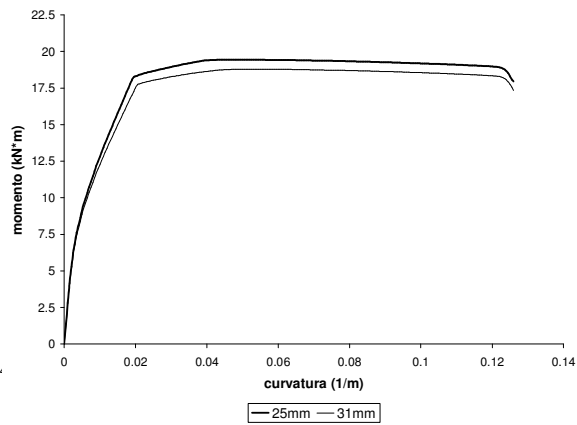


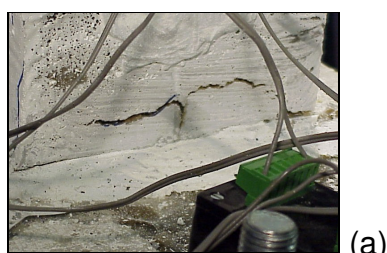
Figura 5.37 – Diagrama momento/curvatura para diferentes posições da armadura convencional.

4 Problemas que Podem surgir com a Presente Técnica

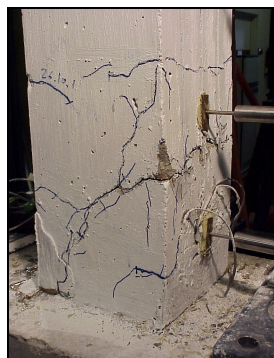
Na Tabela 5 verificou-se que nos pilares *P16aCR* e *P16bCR* se registou um decréscimo da capacidade de carga com a aplicação dos laminados de fibras de carbono. Durante o processo de reforço do pilar *P16aCR* fendas com considerável abertura não foram seladas. Além disto, a argamassa epóxida apresentou dificuldades de endurecimento (provavelmente motivadas por a temperatura do adesivo poder ter excedido a temperatura crítica [5]), tendo mesmo surgido uma fenda nesta argamassa (ver Figura 18a). Por estes motivos, durante o ensaio do pilar *P16aCR* a fractura localizou-se na fenda de maior abertura (ver Figura 18b), conduzindo a um acréscimo de tensão nos laminados, nessa secção, e à rotura precoce destes.

No pilar *P16bCR* a argamassa epóxida também apresentou problemas de 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 19), resultando num reforço ineficaz.

Estes factos revelam a necessidade de selagem das fendas existentes e do controlo rigoroso da qualidade dos materiais utilizados no reforço.



(a)



(b)

Figura 18 – Deficiências no reforço do pilar *P16aCR*.



(a)



(b)

Figura 19 – Deficiências no reforço do pilar *P16bCR*.

5 Conclusões

Se as fendas forem devidamente seladas com um composto epóxico, se as operações de reforço forem devidamente executadas e se houver um controlo de qualidade dos materiais de reforço, a capacidade de carga de pilares com rotura por flexão pode aumentar significativamente, mesmo em pilares com elevados danos, aplicando-se a técnica de reforço que se propõe no presente trabalho. Desde que as zonas de dano sejam devidamente tratadas, este aumento é similar em pilares danificados e intactos. Nos elementos de pilar ensaiados no presente trabalho constatou-se que este aumento foi mais significativo nos pilares com menor percentagem de armadura longitudinal. Tal deve-se ao facto da zona de rotura dos pilares reforçados com a menor percentagem de armadura longitudinal ter sido substituída por uma argamassa epóxida de elevada resistência à compressão e à tracção. 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. Dado não se ter procedido à selagem das fendas aquando da aplicação dos laminados, ocorreram concentrações de tensões nos laminados que atravessavam 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, em pilares fendilhados a presente técnica só é eficaz se as fendas forem seladas.

Em termos de 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 selagem dos laminados. Estes equipamentos deverão ser de simples manuseio, de forma a que o tempo de execução dos procedimentos de reforço não questione a oportunidade desta técnica.

6 Agradecimentos

Os autores do presente trabalho agradecem a colaboração prestada pelas empresas: Biu Internacional (Eng^o Erik Ulrix); Nordesfer (Eng^o Mendes Marques), Ferseque (Eng^{os} Hélio Igrejas e Hugo Mota), Casais (Eng^{os} Emanuel Martins e António Carlos), Secil (Eng^a Raquel Figueira), Solusel (Eng^o Fernandes), VSL e UBI (Prof. João Paulo e Eng^o Jorge Andrade).

1 Referências

Ferreira, D.R.S.M, "Pilares de betão armado reforçados com laminados de fibras de carbono", Tese de Mestrado, UM, 2001.

Barros, J.A.O., Ferreira, D.R.S.M., Lourenço, P.B., "Pilares de betão armado reforçados com laminados de fibras de carbono", REPAR 2000, Encontro Nacional sobre Conservação e Reabilitação de Estruturas, LNEC, pp. 547-556, 14-17 Julho, 2000.

Barros, J.A.O., Ferreira, D.R.S.M., Lourenço, P.B., "Comportamento de pilares de betão armado reforçados com laminados de fibras de carbono", Encontro Nacional de Betão Estrutural 2000, FEUP, pp. 393-402, 22-24 Novembro, 2000.

Barros, J.A.O., Cruz, J.S. "Fracture energy of steel fibre reinforced concrete"
Journal of Mechanics of Composite Materials and Structures (aceite para
publicação 2000).