ANÁLISE EXPERIMENTAL DE TENSÕES EM LAMINADOS DE FIBRAS DE CARBONO

Ferreira, D.R.S.M.¹; Barros, J.A.O.²; Lourenço, P.B.³

'Prof. Adjunta, 'Prof. Auxiliar,'Prof. Associado

¹Dept de Mecânica Aplicada, Escola Superior de Tecnologia e Gestão, Instituto Politécnico de Bragança ²³Departamento de Engenharia Civil, Faculdade de Engenharia da Universidade do Minho



RESUMO

Um número elevado de edifícios de betão armado 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 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 maneira mais eficaz e mais económica que as técnicas convencionais, foi efectuado um conjunto de ensaios cíclicos envolvendo a aplicação de laminados de fibras de carbono no reforço à flexão dos referidos elementos estruturais. O reforço é constituído por laminados de fibras de carbono com 9.5×1.5 mm² de secção transversal embutidos no betão de recobrimento dos elementos de pilar, por intermédio da utilização de ligantes epóxidos. Foram reforçados e ensaiados elementos de pilar intactos e outros pré-danificados. Os resultados são apresentados e discutidos neste trabalho.

1 – INTRODUÇÃO

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, sua elevada resistência à corrosão e sua maior leveza, durabilidade e facilidade de aplicação, Nanni (1993).

No presente trabalho é proposto um sistema de reforço para pilares com modos de rotura por flexão, constituído pela aplicação de tiras de laminados de fibras de carbono com secção transversal de $9.5 \times 1.5 \text{ mm}^2$. As séries de ensaios cíclicos efectuadas são constituídas por três conjuntos de dois pilares armados com varões longitudinais de 10, 12 e 16 mm de diâmetro, ver Fig. 1. A série E2 é constituída por elementos de pilar reforçados antes de serem ensaiados e a série E3 é constituída pelos elementos que tinham sido ensaiados na série E1 (não reforçados), e que, após o seu reforço com os referidos laminados, voltaram a ser ensaiados.



Fig.1 – Séries de ensaios cíclicos

Aos elementos da série E2 atribuiu-se a designação $P_{nm}PR$ em que *n* representa 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 que CR significa tratar-se de um pilar que já tinha sido 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 SRdesigna "Sem Reforço".

2 - REFORÇO DOS ELEMENTOS DE PILAR

2.1 – Sistema de ensaio e equipamento

Na Fig. 2 apresenta-se o esquema do sistema de ensaio. O provete constituído pelo pilar ligado monoliticamente à sapata é fixado ao bloco de fundação por intermédio de 4 varões roscados. O actuador de tracção/compressão que aplica a forca horizontal tem capacidade máxima de carga 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, ver Fig. 3. 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 Fig. 3. Uma força de compressão aproximadamente constante de 150 kN foi aplicada elemento de pilar ao 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 Fig. 4. Esta força foi 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 et al.(2000-a).

Para medir a deformabilidade do elemento de pilar foram dispostos

transdutores de deslocamento de acordo com o esquema representado na Fig. 5. Nesta Fig. também se assinala a posição dos extensómetros, aplicados nos laminados de fibras de carbono para medirem o estado de extensão. A Fig. 6 inclui uma foto do sistema de ensaio. O carregamento é transdutor controlado por um 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 Fig.s 5 e 6). A velocidade de deformação foi próxima 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).



Fig.2 - Esquema do ensaio



Fig. 3 – Sistema rotulado aplicado entre o actuador e a cabeça do provete



Fig. 4 – Sistema de fixação do actuador que aplica a força de compressão no pilar



Fig. 5 – Transdutores de deslocamentos e extensómetros aplicados.



Fig.6 – Sistema de ensaio

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 Fig. 7. Assim, o deslocamento máximo no transdutor de controlo do ensaio foi 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.



Fig. 7 – Ciclos de carga aplicados 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 vantajosos para reforço de pilares de edifícios construídos nas décadas de 60 e 70, o betão dos provetes a ensaiar deve ser, o mais possível, empregue naquelas semelhante ao estruturas. Nessas décadas o betão utilizado na construção de edifícios era, geralmente, de classe B15 e B20 (15 e 20 MPa de resistência à compressão, respectivamente). O betão destas 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 algum grau de apresente estruturas deterioração, pelo que no presente projecto se optou por um betão com resistência à compressão próxima dos 16 MPa aos 28 composição (C12/20),com а dias 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 dos elementos de pilar, 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=16.6 MPa	Média=16.6 MPa
Desvio Padrão=3.3 MPa	Desvio Padrão=3.3 MPa
Coef. de variação=0.20	Coef. de variação=0.20

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). Estes varões 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.

Tabela 3 – Propriedades das armaduras convencionais à tracção uniaxial

φ do varão (mm)	f _{sy} (MPa)	f _{su} (MPa)	E _{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. Segundo

fabricante, este material compósito desenvolve um módulo de elasticidade da ordem dos 150 GPa e uma resistência à tracção próxima dos 1500 MPa, S&P (1998). Os valores das propriedades do material fornecido foram determinados por intermédio de ensaios de tracção uniaxial em 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 laminados defibras de carbono

(i)			
Provetes	Carga	Tensão	Extensão à
	máxima (kN)	máxima	tensão
		(MPa)	máxima
			(mm/mm)
Α	22.74	1596	0.0265
В	22.19	1550	0.0261
Provetes	Tensão	Módulo de	Modulo de
	mínima de	elasticidade	elasticidade
	cedência	(GPa)*	(GPa)
	(MPa)		
A	1460	150.4	160.9

* módulo de elasticidade obtido entre dois pontos escolhidos préviamente

145.9

156.5

2.2.4 – Argamassa epóxida

1424

B

A resistência à compressão e à tracção em flexão da argamassa epóxida utilizada na fixação dos laminados ao betão do elemento de pilar 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.

-	Resistência à compressão		Resistência à tracção em flexão	
	48 horas	28 dias	48 horas	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

Tabela 5 – Resistência à compressão e à tracção em flexão em provetes de argamassa epóxida

As propriedades de aderência da argamassa epóxida ao betão foi ainda avaliada colando as duas partes de provetes de 850×100×100 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 Fig. 8, tendo-se obtido os resultados apresentados na Tabela 6, Barros et al. (2000-b). 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, próximo da interface com a argamassa epóxida, ver Fig. 9. Contudo, esta superfície tem agora maior desenvolvimento, justificando o aumento da resistência à tracção em flexão.



Fig. 8 – Ensaio de flexão dos provetes prismáticos colados com argamassa epóxida



Fig. 9 – Zona de fractura

Tabela 6 - Resistência à tracção em flexão nos provetes colados com a argamassa epóxida.

Provetes	Resistência à tracção em flexão (MPa)		
	28	À data de	Prismas
2	dias	ensaio dos	"colados"
10		pilares	
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)
* -il = = = = = = = = = = = = = = = = = =			

* pilar não ensaiado; NQ – não que

módulo de determinar 0 Para elasticidade e a energia de fractura da epóxida foram efectuados argamassa ensaios de tracção em flexão. 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 Fig. 10. O ensaio foi efectuado sob controlo de deslocamentos e a idade dos provetes era de cinco dias. As Fig. 11 a 13 ilustram as fases do ensaio da argamassa epóxida, Ferreira (2000).



Fig.10 – Provete de argamassa epóxida



Fig.11 – Ensaio de flexão



Fig. 12 – Zona de fractura



Fig.13 - Aspecto final do provete

A relação típica tensão-flecha registada nos provetes de argamassa epóxida está representada na Fig. 14. A energia de fractura média e o módulo de elasticidade médio dos cinco provetes ensaiados foi de $G_f = 1530$ Nm/ m² e de $E_{cf} = 5.0$ GPa, respectivamente.



Fig 14 - Relação típica tensão-flecha dos provetes de argamassa epóxida.

2.3 – Técnicas de reforço

A técnica de reforço adoptada no âmbito do presente trabalho, julgada apropriada para pilares com rotura por flexão, está representada nas Fig. 15 e 16. O reforço é basicamente constituído por três laminados de fibras de carbono introduzidos em ranhuras efectuadas no betão de recobrimento. Os laminados são fixados ao betão por intermédio de uma epóxi introduzida nessas ranhuras.





Fig. 15 – Secção transversal dos elementos de pilar

Fig 16 – Reforço dos elementos de pilar.

O betão de recobrimento do elemento de pilar, na zona da rótula plástica, foi removido, ver Fig. 16. Em seguida foram efectuadas ranhuras de 5 mm de largura por 15 mm de profundidade em toda a altura do pilar, para alojar as tiras de laminado de fibras de carbono, ver Fig. 17. Na sapata, no alinhamento das ranhuras, foram efectuadas perfurações com aproximadamente 100 mm de comprimento, de forma a fixar OS laminados à sapata, ver Fig. 18. Antes de serem aplicados os laminados, as ranhuras e furos foram limpos, utilizando-se OS escovas de aço e ar comprimido, vêr Fig. 19. As ranhuras foram preenchidas com um composto constituído por duas partes de resina epóxida e uma de endurecedor, sendo as tiras de laminado inseridas de seguida, ver Fig. 20. 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, ver Fig. 21, Barros et al. (2000-b). O composto epóxido era constituído por duas partes de resina epóxida e uma parte de endurecedor.



Fig.17 – Abertura das ranhuras

Fig.18 – Abertura dos buracos de fixação dos laminados à sapata







Fig.20 – Fixação dos laminados a um elemento de pilar



Fig.21 – 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

Na Fig. 22 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 em particular, armado, betão de degradação de rigidez e de resistência que medida que surgem as ocorre à deformações plásticas bem como o efeito de estreitamento do diagrama histerético. Deste modo, o sistema e procedimentos de permitiram captar concebidos ensaio devidamente a resposta de elementos de pilar de betão armado submetidos a carregamentos cíclicos.



Fig.22 – Relação força horizontal-deslocamento num elemento de pilar armado com $\phi_l = 10$ mm, Barros et al. (2000)

Verifica-se que a entrada em cedência das armaduras ocorre para flechas entre 5 e 10 mm. O diagrama histerético da Figura 22 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 histerético é pronunciado, principalmente nos pilares de betão de menor resistência, Barros et al. (2000).

Nas Figuras 23 e 24 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.

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%.

Nas Figuras 25 e 26 representa-se a mesma relação, para o caso de um pilar armado com ϕ 12. Verifica-se um comportamento semelhante ao registado no pilar com ϕ 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.



Fig.23 – Relação entre a força horizontal e o





Constata-se que a força horizontal máxima para o pilar sem reforço é próxima de 17 kN e para o mesmo pilar reforçado





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 Fig. 27 e nos elementos de pilar P12bSR e P12bCR está ilustrada na Fig. 28.







Fig. 28 – Relação entre a força máxima e o deslocamento nos carregamento cíclicos do pilar P12b.

incremento da diferença no Α capacidade de carga verificada para os pilares com armadura longitudinal \$10 é superior à registada para os pilares com armadura longitudinal \$12. Nesses pilares armados com varões \$10, a diferença da carga é atribuída de à capacidade substituição da secção de rotura por uma argamassa epóxida de elevada resistência à compressão e à tracção. No caso dos pilares armados com varões \$12, devido ao aumento da percentagem de armadura longitudinal, a fendilhação distribuiu-se comprimento maior, pelo que num passaram a existir fendas fora da zona reforçada. Como não se procedeu à selagem das fendas fora da zona reforcada, 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 $\phi=12$.

3.2 - Relação entre a força horizontal e as extensões nos laminados

Nos elementos de pilar reforçados, quer previa quer posteriormente, foram colados extensómetros nos laminados de fibras de carbono nas posições indicadas na Fig. 5, 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.

Em praticamente todos os ensaios, alguns dos laminados alcançaram a sua tensão de rotura (próximo dos 1500 MPa), conforme mostra a Fig. 29. Esta Figura ilustra a relação entre a força horizontal registada nos carregamentos máxima cíclicos e a extensão no extensómetro colocado na base do pilar P10aCR (ext. 5 ver Fig. 5). Nos restantes elementos de pilar foram registadas relações similares nos dispostos próximos da extensómetros secção de rotura. Verifica-se que, em tracção, os laminados alcançam uma extensão próxima de 1%, que corresponde a uma tensão entre 1500 a 1600 MPa, da ordem da tensão de rotura obtida nos ensaios de tracção uniaxial, Barros et al. (2000-a). As extensões de compressão são da ordem da metade das extensões em tracção, facto este motivado pela contribuição do betão comprimido envolvente.

Nos laminados e tecidos colados nas faces de peças de betão ocorrem, geralmente, roturas frágeis e violentas, Juvandes (1999). Dado que os laminados foram inseridos nas ranhuras efectuadas nos elementos de pilar, 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.



Fig.29 – Relação entre a força máxima e a extensão no extensómetro ext.5 (ver Fig.5) nos carregamentos cíclicos, no elemento de pilar P10aCR.

3.3 - Algumas considerações numéricas

A força horizontal aplicada no pilar aumenta linearmente até à base do pilar, admitindo um comportamento linear dos materiais, Ferreira (2000).

Para estimar o comportamento dos elementos de pilar sem reforço, com reforço e previamente reforçados 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 Fig. 30, 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 ponto 2.2. 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 а formulação proposta por Sena Cruz (1998).



Fig. 30 – Malha de elementos finitos utilizada no modelo numérico.

A Fig. 31 ilustra para os seguintes três tipos de seccões: a) só com a armadura convencional: b) com armadura а convencional e com os laminados; c) com a armadura convencional, mais os laminados argamassa epóxida, е а а relação momento/curvatura observado no pilar armado com varões longitudinais \$10. Nos diagramas da Fig. 31 estão ainda assinalados os pontos correspondentes ao inicio 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 Fig. 31.

Tendo como base 0 momento correspondente à entrada em cedência das armaduras convencionais na secção não reforçada com laminados (MysR), verificase que o momento de rotura (MyCR), 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 armaduras cedência das entrada em convencionais e aumentam a rigidez da momento/curvatura após a relação fendilhação do betão.



Fig. 31 – Diagramas momento/curvatura

3.4 - Padrão de fendilhação observado

A título de exemplo, na Fig. 33, representa-se o padrão de fendilhação registado nas faces dos pilares P10aSR e P10aCR. A Fig. 32 ilustra a designação das faces.

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. Este padrão de fendilhação foi característico dos pilares reforçados em que se registou um aumento da sua capacidade de carga, Ferreira (2000).



Fig.32 – Designação das faces do pilar



Fig. 33 - Padrão de fendilhação registado no pilar P10aSR.



Fig.34 - Padrão de fendilhação registado no pilar P10aCR.

4 - CONCLUSÕES

Se as fendas forem devidamente seladas com um composto epóxido, 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 danos elevados, por aplicação da técnica de reforço proposta 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 de a zona de rotura dos pilares reforçados, com a percentagem menor 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% da capacidade de carga última registado nos pilares reforçados com а 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, е que assegure 0 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.

5 - 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).

6 - REFERÊNCIAS

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-a.

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

Barros, J.A.O., Cruz, J.S. "Fracture energy of steel fibre reinforced concrete" *Journal of Mechanics of Composite Materials and Structures*, Vol. 8, No. 1 pp.29-45, Jan-March 2001.

Cruz, J.M.S. "Comportamento de Estruturas Porticadas de Betão Armado Sujeitas à Acção Ciclica", Tese de Mestrado, FEUP, 1998.

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

Freitas, F.; Barros, J.A.O.; Fonseca, P., "Manual do sistema de ensaio de estruturas-SENTUR", Dep. de Eng^a Civil, Escola da Universidade do Minho, 40pp, Setembro de 1998

Juvandes, L.F.P. "Reforço e Reabilitação de Estruturas de Betão Armado usando Materiais Compósitos de "CFRP" ", Tese de Doutoramento, FEUP, 1999.

Nanni A. "Fiber reinforced plastic (FRP)reinforcement for concrete structures: properties and applications", Elsevier Science Publishers B.V., Vol. 42, Amsterdam, Holanda, 450pp, 1993

Publicações técnico/comercial da S&P clever reinforcement company, 30pp, 1998.