

# **ESTRATEGIAS NO USO DO ENCAMISAMENTO LOCALIZADO COM CHAPAS DE AÇO QUE PREVELIGEM A DUCTILIDADE OU O AUMENTO DIFERENCIADO DA RESISTÊNCIA**



**António Cardoso<sup>1</sup>**

## **RESUMO**

O reforço selectivo materializado através de encamisamento localizado com chapas de aço, em pilares de betão armado de secção rectangular, pode induzir o aumento de ductilidade ou promover o aumento da resistência e da ductilidade.

Aborda-se nesta comunicação alguns dos factores que podem influenciar o aumento da resistência do encamisamento localizado com chapas de aço, permitindo ao projectista direccionar a intervenção apenas para o aumento de ductilidade, para o aumento de ductilidade e um aumento de resistência moderado (+20%), ou ainda para o aumento da ductilidade e um aumento significativo da resistência (+80%). Por último aborda-se a possibilidade de utilizar a ligação do encamisamento à base/nó como “fusível”.

Os resultados que sustentam o artigo fazem parte de um estudo experimental sobre encamisamento localizado de pilares de betão armado com secção rectangular, que decorreu no Laboratório Nacional de Engenharia Civil (LNEC) [1].

## **PALAVRAS-CHAVE**

Reforço selectivo, encamisamento, ductilidade

<sup>1</sup> LNEC, Departamento de Estruturas. 1700-066 Lisboa. Portugal. [abc Cardoso@lnec.pt](mailto:abc Cardoso@lnec.pt)

## 1. INTRODUÇÃO

A evolução das sociedades tem implicado um investimento na prevenção e no socorro em situações de catástrofe. A localização geográfica de Portugal é caracterizada pela existência de risco sísmico significativo em extensas zonas do território nacional. O extenso património edificado com base em regulamentos incipientes em relação à verificação da segurança em relação à acção sísmica leva a que seja de toda a conveniência a discussão e divulgação no meio técnico nacional de técnicas de reforço *anti-sísmico* pouco intrusivas.

Será de referir a título de exemplo que o número de edifícios existentes no Município de Lisboa com elementos resistentes de betão armado é apenas 38% do total edificado [1]. De entre esses edifícios apenas 13% se atribui uma estrutura de betão armado “com ductilidade”, sendo os restantes 25% relativos a estruturas de betão armado “sem ductilidade” [2].

Em relação às operações de reparação/reforço de pilares de betão armado existem duas grandes linhas de actuação: a primeira, relativa a intervenções que envolvam um aumento significativo do momento resistente, sendo correntemente estes casos vocacionados para intervenções do tipo global na estrutura; e uma segunda linha que privilegia o aumento de ductilidade, podendo também proporcionar um aumento da resistência, sendo mais orientado para intervenções selectivas na estrutura. O encamisamento localizado enquadra-se nos reforços do tipo selectivo, incidindo, essencialmente, na zona da rótula plástica.

Este tipo de intervenção encontra-se bem documentado para secções de pilares circulares [3]. Porém, para secções rectangulares, existe, ainda, um amplo campo de estudo.

O encamisamento localizado é uma das técnicas vocacionadas para intervenções pontuais em processos de reforço ou reabilitação estrutural ao privilegiar o aumento da ductilidade, podendo também proporcionar um pequeno aumento da resistência. Pode ser materializado por chapas de aço ou fibras de carbono, possuindo a técnica especificidades relativas à adequação a cada um dos destes materiais [4],[5],[6].

Na presente comunicação aborda-se apenas o encamisamento por chapas de aço, sendo, de ambas as técnicas referidas, aquela que permite diversos níveis de aumento da resistência além de aumentar a ductilidade.

Os factores que se abordam na presente comunicação e que influenciam a resistência são:

- A existência de ligação à base
- O espaçamento entre a chapa e o pilar

Conforme se referiu os resultados agora apresentados basearam-se num estudo experimental efectuado no LNEC. Apresentar-se-á de uma forma breve uma descrição do estudo apenas na vertente dos encamisamentos localizados materializados com chapas de aço, procurando-se por em evidência as estratégias que proporcionam apenas o aumento da ductilidade, o aumento da ductilidade e do momento resistente de forma limitada (20% a 30%) ou o aumento da ductilidade e um aumento mais significativo do momento resistente.

## 2. – UMA BREVE DESCRIÇÃO DO ESTUDO

### 2.1 – Parte experimental

O estudo experimental consistiu num programa de ensaios sobre um conjunto de modelos que fossem representativos de pilares de edifícios.

Assim, os modelos eram formados por uma consola com um maciço de fundação, permitindo a semelhança com pilares cujo ponto de inflexão se situe a meia altura, ou seja, que tenham idêntica rigidez nos nós. A forma a secção adoptada foi de 0,30 m x 0,30 m. A altura da consola era tal que, a relação entre esta e a altura da secção, estivesse no domínio da rotura por flexão. A distância da secção de encastramento em relação ao ponto de aplicação da força era 1,5 m.

Os modelos foram todos concebidos com a mesma armadura e secção, de maneira a reduzir as variáveis em estudo. Apresenta-se, no quadro 1, as principais características dos modelos em termos de armaduras, nomeadamente, a percentagem efectiva da armadura longitudinal, a percentagem da

armadura transversal e a razão volumétrica da armadura transversal dos modelos sem encamisamento localizado.

### QUADRO 1

Principais características dos modelos em termos de armaduras

Percentagem efectiva da armadura longitudinal	1,34 %
Percentagem da armadura transversal	0,13 %
Razão volumétrica da armadura transversal	0,28 %

No quadro 2 apresenta-se uma breve descrição das intervenções realizadas nos modelos encamisados com chapas de aço. De referir a existência de dois níveis de dano, respectivamente dano tipo I e dano tipo II. O dano tipo I corresponde à existência da plastificação dos varões longitudinais das armaduras numa zona apreciável da rótula plástica. O dano tipo II corresponde à existência de condições para se iniciar a encurvadura localizada das armaduras longitudinais [6]. Será de referir que o coeficiente de ductilidade em deslocamento corresponde, respectivamente, a 3 para a ocorrência do dano tipo I e a 4 para o dano tipo II.

### QUADRO 2

Resumo das intervenções nos modelos com encamisamento com chapas de aço

Modelos	Tipo de Intervenção
P2	Encamisamento com chapas de 3 mm de espessura soldadas nos cantos, sem reforço. Resina epóxídica para preenchimento do espaço entre o modelo e o encamisamento.
P5	Danificação prévia do modelo com cedência das armaduras (Dano tipo I). Reparação com injeção e reposição da secção inicial com argamassa de reparação. Encamisamento com chapas de 3 mm de espessura reforçadas nos cantos. Chapas metálicas justapostas á secção de betão. Resina epóxídica para preenchimento do espaço entre o provete e o encamisamento.
P6	Encamisamento com chapas de 3 mm de espessura reforçadas nos cantos. Chapas metálicas justapostas à secção de betão. Resina epóxídica para preenchimento do espaço entre o modelo e o encamisamento.
P8	Danificação prévia do modelo com destacamento do betão de recobrimento e cedência das armaduras (Dano tipo II). Reparação com injeção e reposição da secção inicial com argamassa de reparação. Encamisamento com chapas de 3 mm de espessura reforçadas nos cantos. Calda de cimento autonivelante para preenchimento do espaço entre o provete e o encamisamento

Também se procedeu a um longo trabalho de caracterização de todos os materiais intervenientes, quer na execução dos modelos quer dos encamisamento e da reparação dos danos impostos.

Em termos de história de carga adoptou-se uma imposição cíclica do deslocamento com amplitudes simétricas, crescendo o deslocamento em cada ciclo o correspondente ao deslocamento de cedência. Esta opção permitiu que a história de carga estivesse directamente associada ao coeficiente de ductilidade em deslocamento.

Procurou-se que os modelos simulassem as condições reais de funcionamento dum pilar. Assim, surgiu a necessidade de desenvolver um sistema de carga vertical que permitisse manter a carga aplicada por um período de tempo longo, de maneira a executar todos os procedimentos de reparação com o pilar em carga, à semelhança da acção do peso próprio e cargas permanentes dos edifícios. Com esse sistema foi possível executar operações de reparação ou de “retrofiting” nos provetes com uma maior aproximação da realidade das intervenções de reparação ou reforço nas estruturas.

De referir ainda o ensaio de um modelo de referência (modelo P1), sem qualquer tipo de reforço ou reparação.

Ao nível de instrumentação, além dos extensómetros de resistência eléctrica colocados nas armaduras, foram montados seis transdutores Hewlett Packard do modelo 70CDT-1000 para medição da rotação

em três secções do pilar e uma célula de pressão para o controle da força vertical. Também se procedeu ao registo do deslocamento horizontal bem como ao da respectiva força aplicado pelo macaco.

Na aquisição dos dados dos extensómetros eléctricos utilizou-se uma ponte Peekel e, para o registo da restante informação, uma ponte do tipo McPlus, controlada por software Catman, com ligação do tipo GPib.

## 2.2 – Estudos paramétricos com recurso a um modelo analítico

Com base nos resultados obtidos no programa experimental, desenvolveu-se um estudo paramétrico com base num modelo numérico calibrado com os resultados obtidos no programa experimental.

Apesar dos ensaios dos modelos decorrerem, essencialmente, em regime não linear onde a fendilhação, o desprendimento do betão de recobrimento, a encurvadura localizada de armadura, entre outros fenómenos de difícil modelação analítica, influenciaram de uma forma decisiva o comportamento observado, o modelo obtido com base no programa DIANA permitiu a realização de um estudo paramétrico sobre a eficiência do encamisamento, nomeadamente, a influência da ligação do encamisamento à sapata.

Embora o modelo utilizado tenha tirado partido da simetria, a malha era composta por 1125 nós e 648 elementos. A discretização variou em função da necessidade de refinamento das zonas onde se previu um maior gradiente de tensões. A zona da rótula plástica (com 0,20 m de altura) foi discretizada por 335 nós e 216 elementos, tendo havido o cuidado de se adoptarem elementos finitos com a espessura do recobrimento para melhor se interpretar o comportamento.

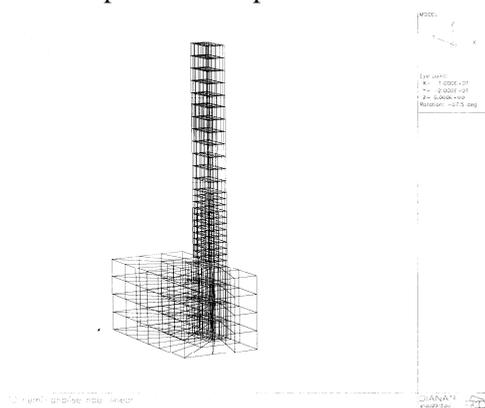


Figura 1 – Discretização do modelo numérico

Os elementos finitos são paralelepípedos isoparamétricos de oito nós. As funções são de primeiro grau, sendo a integração feita pelo método de Gauss.

De referir ainda a inclusão de elementos de barra para a simulação das armaduras, tendo-se simulado tanto os varões longitudinais como as cintas. Para o aço das armaduras adoptou-se um modelo elasto-plástico com endurecimento, que permite a modelação de acordo com as características dos resultados obtidos nos ensaios de caracterização dos aços das armaduras. Em termos de comportamento em regime não linear, recorreu-se ao método da fenda distribuída.

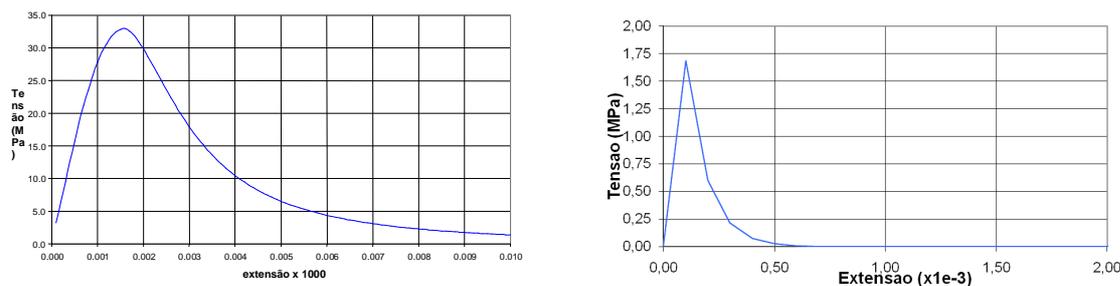


Figura 2 – Relações tensão-extensão no ramo de compressão e de tracção para o betão

Nas figuras anteriores apresenta-se as relações tensão extensão do betão no ramo de compressão e no ramo de tracção.

### 3. ANÁLISE DOS RESULTADOS OBTIDOS

A análise do comportamento dos modelos encamisados com chapas de aço foi feita através dos seguintes parâmetros: energia dissipada, ductilidade, força horizontal-deslocamento imposto extensões nas armaduras e no encamisamento, e ainda a capacidade residual de suportar esforço axial, atendendo a que nos modelos ensaiados (excepto no modelo P2) não se registou o colapso do encamisamento. Nos restantes modelos observou-se a rotura das armaduras longitudinais por esgotamento da sua capacidade plástica.

Conforme se constata da observação do diagrama de resumo da energia dissipada nos ensaios dos diversos modelos, mesmo para valores baixos de deslocamento acumulado, a energia dissipada pelos modelos encamisados é, sensivelmente, o dobro da energia dissipada pelo modelo de referencia.

Por último observou-se uma diferença de comportamento entre os modelos encamisados com chapas justapostas ao fuste do pilar (P2, P5-Reparado e P6) e o modelo encamisado com um afastamento de, aproximadamente, de 2 mm entre as chapas e o fuste (P8-Reparado). Será ainda de referir que o modelo P2 apresenta a partir dos 150 cm de deslocamento acumulado um comportamento diferenciado dos restantes modelos devido à rotura de um dos cantos do encamisamento.

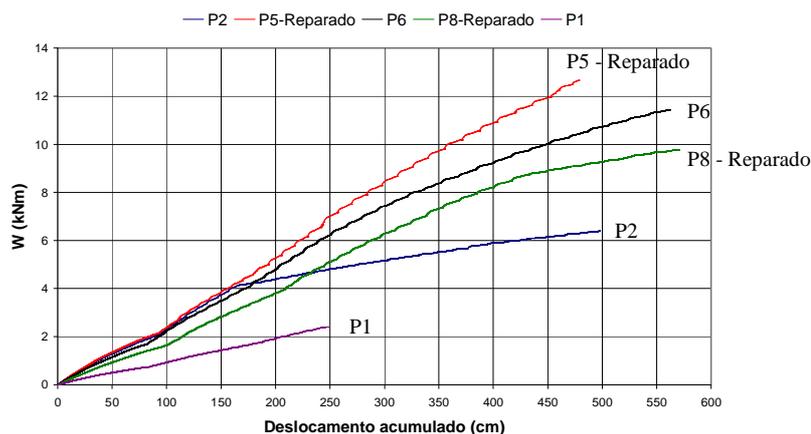


Figura 3 – Energia total dissipada nos modelos

Em todos os modelos reforçados com encamisamento observou-se ainda uma elevada capacidade resistente em relação à força axial, após uma diminuição significativa da resistência à flexão, que corresponde à finalização do ensaio. Aliás similar ao que seria expectável se o reforço não fosse localizado, mas ao longo de todo o fuste do pilar [8].

De uma forma geral, com o aumento do dano, as extensões tendem a concentrar-se na zona da rótula plástica. Este mecanismo diminui a altura equivalente da rótula plástica, com conseqüente diminuição do volume betão directamente relacionado com a dissipação de energia. Este facto contribui para explicar uma menor capacidade de dissipação de energia nas fases de maior imposição do deslocamento horizontal no ensaio. Apesar disso, observou-se que, continuava a haver capacidade de dissipação de energia, sem haver contribuição significativa do restante fuste do modelo. Ou seja, os varões da armadura na zona da fenda entre o encastramento/nó e a rótula plástica continuavam a aumentar a extensão até que ocorresse a rotura sem estricção, conforme se observou em todos os modelos, excepto, no P2, e que se apresenta na figura 4 relativo ao modelo P5 no qual o encamisamento (sem reforço) rompeu num dos cantos.



Figura 4 – Pormenor da rotura da armadura longitudinal de canto do modelo P5

De referir que, de uma maneira geral, as armaduras que romperam sem estrição (esgotando a sua capacidade plástica numa zona muito pequena) foram as armaduras de canto, pois encontravam-se fortemente impedidas de flectir.

Apresenta-se no quadro 3 o registo da evolução da fenda entre a base/nó e a zona da rótula plástica inserida dentro do encamisamento, fenda essa que acumula as deformações plásticas anteriormente referidas.

**QUADRO 3**  
Evolução da abertura da fenda no encastramento  
(mm)

Fase	P2		P5-Reparado		P6		P8-Reparado	
	Sentido		Sentido		Sentido		Sentido	
	Positivo	Negativo	Positivo	Negativo	Positivo	Negativo	Positivo	Negativo
1	-	-	-	-	-	-	-	-
2	1	1	1	1	1	1	1	1
3	2	3	2	2	2	3	1	2
4	3	6	5	4	4	4	2	3
5	7	9	8	6	7	7	3	5
6	10	12	10	9	9	10	5	6
7	15	16	14	12	10	11	6	7
8	*	*	16	15	15	13	7	8
9	*	*	*	*	20	18	8	9

- - Não foi possível medir a abertura da fenda

Em termos de aumento da força resistente, apresenta-se no quadro 4 os valores máximos registados em cada um dos modelos, o deslocamento horizontal registado, as rotações na rótula plástica e nos troços do fuste do pilar com idêntico comprimento ao da rótula plástica, a extensão no betão, a extensão nas armaduras, a energia dissipada no ciclo onde ocorreu a força máxima e a energia dissipada acumulada até à ocorrência da força máxima.

Aferiu-se o modelo numérico a partir dos registos dos ensaios. Embora os registos das forças máximas dos modelos e respectivos deslocamentos horizontais sejam idênticos aos obtidos no modelo analítico

sem encamisamento, existe uma diferença no valor calculado da energia dissipada pelo modelo analítico e o registado nos ensaios dos modelos.

No quadro 4 apresenta-se alguns parâmetros significativos para a caracterização do comportamento dos modelos, nomeadamente, o deslocamento imposto  $\delta_y$ , a força horizontal  $F_y$ , as curvaturas, respectivamente, no primeiro, segundo e terceiro troços instrumentados  $\varnothing_1^y$ ,  $\varnothing_2^y$ ,  $\varnothing_3^y$ , a extensão na fibra de betão  $\epsilon_c^{y1}$ , a extensão na armadura (com base nos registos dos LVDT)  $\epsilon_s^{y1}$  e a energia dissipada entre o “zero” do deslocamento e a ocorrência da força máxima.

**QUADRO 4**

Características do comportamento dos modelos no ponto de ocorrência da força máxima

Modelo	$\delta_y$ mm	$F_y$ kN	$\varnothing_1^y$	$\varnothing_2^y$	$\varnothing_3^y$	$\epsilon_c^{y1}$ ‰	$\epsilon_s^{y1}$ ‰	$E_d^y$ kNm	$E_{acum}$ kNm
P1	-49,6	-94,4	88,7	11,9	----	-8,3	20,9	0,024	0,70
P2	49,6	110,0	123,4	10,2	-----	-9,6	31,6	0,120	3,35
P5-Dano	30,1	92,3	21,5	14,4	7,4	-6,62	15,5	0,051	1,42
P5-Reparado	30,1	101,1	69,0	3,9	15,8	-7,8	16,6	0,063	1,12
P6	39,9	120,1	16,8	0,3	5,4	-1,5	21,8	0,064	2,56
P8-Dano	38,5	102,1	89,2	16,6	8,6	-10,1	21,4	0,052	1,72
P8-Reparado	50,7	101,6	128,8	16,9	15,8	-15,9	28,4	0,095	2,44

As principais diferenças observadas entre os diagramas força deslocamento horizontal do ensaio e do modelo numérico são, essencialmente, no ramo de descarga, onde a não consideração do efeito de Baushinger no modelo numérico será certamente uma das principais razões. É ainda de referir a ausência de diminuição da força máxima, quer nas repetições, quer no aumento do deslocamento, podendo ser atribuível em parte há impossibilidade de reproduzir a perda de recobrimento que se observou nos ensaios dos modelos, o que implica também diferentes valores ao nível da energia dissipada.

Para a simulação do comportamento dos modelos encamisados introduziram-se algumas alterações no modelo numérico anteriormente apresentado. Para simular o encamisamento introduziram-se 96 elementos de casca, constituído por quadriláteros de 4 nós, isoparamétricos, sendo as funções de forma lineares e a integração efectuada pelo método de Gauss.

O encamisamento com ligação à base permite um aumento significativo do momento resistente, em perto de 80%.

Apesar da área de aço da secção transversal de uma das faces do encamisamento ser 150% da área da armadura longitudinal de uma das faces do modelo, o aumento do momento resistente expectável é de, sensivelmente, 80%.

Considerou-se ainda que os deslocamentos dos nós exteriores do fuste do modelo e os nós dos elementos finitos rectangulares de casca que simulam o encamisamento são idênticos.

Apresenta-se na figura 5 o diagrama força horizontal deslocamento para o modelo encamisado e com ligação á base.

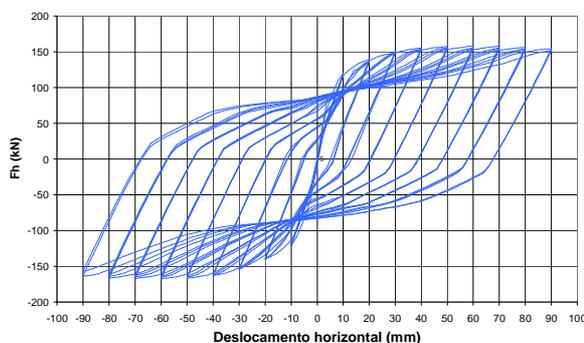


Figura 5 – Diagrama força deslocamento

A estimativa do aumento da energia dissipada em modelos com o encamisamento ligado à base/nó é significativo, em especial para pequenos valores dos deslocamentos acumulados, conforme se observa na figura 6, cuja justificação apresentou-se anteriormente.

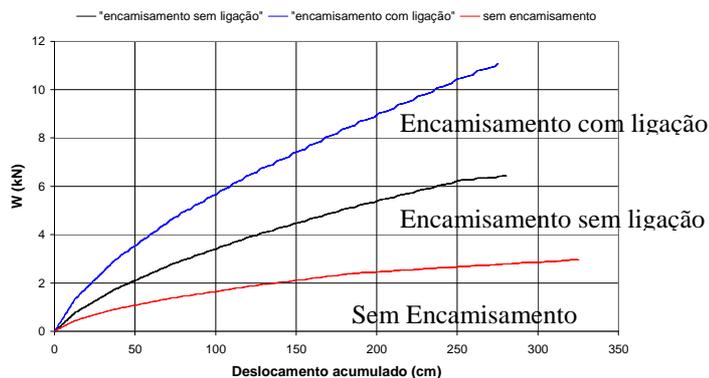


Figura 6 – Energia dissipada em função da existência e do tipo encamisamento

#### 4. A IMPORTANCIA DO TIPO DE LIGAÇÃO ENTRE A BASE/NÓ E O ENCAMISAMENTO

A ligação entre o encamisamento e a base/nó poderá ser idealizada de diversas formas, sendo certo que as diferentes soluções são facilitadas pela possibilidade do recurso à execução de soldadura/aparafusamento entre o elemento de ligação e o encamisamento.

Será ainda de referir uma característica fundamental no elemento de ligação entre o encamisamento e a base/nó, nomeadamente, o impedir que se desenvolva, dentro do nó, a acumulação de extensões de plastificação das armaduras longitudinais que poderão danificar o nó/embasamento de uma forma severa, tornando-o de muito difícil reparação.

Porventura poderá o elemento de ligação entre o encamisamento e o nó/embasamento possuir mais uma função, a de elemento de resistência limitada, funcionando como um “fusível” ao nível da resistência, ao se procurarem introduzir outros materiais, com menor deformabilidade, na materialização dessa ligação.

A possibilidade de tratar o elemento de ligação entre o encamisamento e o nó/embasamento como elemento substituível e ao mesmo tempo onde se concentre as deformações plásticas originadas na dissipação da energia transmitida por um sismo ao elemento estrutural é um campo em aberto em termos de investigação.

#### 5. CONCLUSÕES

O estudo indicia que, em encamisamentos com recurso a chapas de aço, o afastamento entre as chapas de aço e as faces em betão é determinante no aumento do momento resistente da peça reforçada/reparada.

Assim, ao adoptar-se a justaposição entre a secção de betão e o encamisamento (devidamente injectada com material adequado) obtém-se um aumento do momento resistente entre os 20% a 30%, do momento resistente da secção em betão armado.

Caso pretenda-se apenas promover o aumento de ductilidade, sem aumentar o momento resistente, dever-se-á deixar um espaço entre os 2 mm e 3 mm entre a secção de betão e as chapas de aço que compõem o encamisamento.

Se o encamisamento for utilizado com objectivo de promover um aumento significativo do momento resistente dever-se-á prever a ligação do encamisamento à fundação, ou a ligação entre encamisamentos adjacentes ao nó, por exemplo através do simples prolongamento da cantoneira de reforço dos cantos do encamisamento.

Por último, o tipo de ligação entre o encamisamento e a base/nó pode ser concebido de maneira a funcionar como um “fusível” substituível após ser utilizado na dissipação da energia transmitida por um sismo.

## 6. REFERÊNCIAS

- [1] CENSOS de 2001. Instituto Nacional de Estatística, 2001
- [2] COIAS, Y. [et al] – *Viabilidade técnica de execução do “programa nacional de redução da vulnerabilidade sísmica do edificado*. Sociedade Portuguesa de Engenharia Sísmica. Ordem dos Engenheiros. Abril de 2001. Pág 15 a 56.
- [3] XIAO, Y. [et al] – *Seismic Retrofit of RC Circular Columns Using Prefabricated Composite Jacketing*. Journal of Structural Engineering. October 1997. Pág 1357-1364
- [4] CARDOSO, A. – *Comportamento de pilares de betão armado reparados ou reforçados com encamisamento local*. IST. 2004. 383 pág. Dissertação de Doutoramento
- [5] CARDOSO, A [et al] – “*Utilização de Mantas de Fibras de Carbono para Aumento de Ductilidade em Pilares de Betão Armado*”. REPPAR 2000. LNEC. Junho de 2000
- [6] CARDOSO, A [et al] – “*Aumento de Ductilidade em Pilares de Betão Armado com a Utilização de Encamisamento Localizado com Chapas*”. Betão Estrutural 2000. Porto Novembro de 2000. Pág 423 a 432.
- [7] CARDOSO, A [et al] . – “*Análise da eficiência da técnica de encamisamento localizado na reparação ou reforço de pilares de betão armado com recurso a chapas de aço ou manta de fibras de carbono*”. Betão Estrutural 2004. Porto Novembro de 2004 Pág 775 a 782.
- [8] ABOUTAHA, R. S. [et al] . – “*Seismic resistance of steel-tubed high-strength reinforced-concrete columns*”. Journal of Structural Engineering. May 1999. Pág. 485 a 493.