

Reforço Sísmico de Estruturas de Betão



Júlio Appleton¹

RESUMO

Nesta comunicação analisa-se a evolução da regulamentação da segurança das estruturas para a acção sísmica quer no que se refere ao zonamento do território continental quer no que se refere aos novos conceitos de concepção, análise e dimensionamento, de acordo com a Euronorma EN 1998.

Verificando-se a necessidade de melhorar o desempenho das estruturas existentes, analisam-se as várias alternativas de intervenção para o reforço sísmico e ilustra-se a sua aplicação em edifícios e pontes com estrutura de betão armado.

PALAVRAS-CHAVE

Reforço, Sismos, Betão

¹ Instituto Superior Técnico, Departamento de Engenharia Civil e Arquitectura, Av. Rovisco Pais, 1049-001 Lisboa, Portugal. julapple@civil.ist.utl.pt

1. INTRODUÇÃO

A reconstrução de Lisboa após o sismo de 1755 constitui um marco extraordinário na história da engenharia portuguesa.

A visão dos governantes de então, de que se destaca o Marquês de Pombal, e a capacidade técnica instalada de que se salientam os Engenheiros Militares Manuel da Maia e Carlos Mardel permitiram planejar a reconstrução atendendo não só a aspectos urbanísticos mas também às questões de segurança das construções. Deve salientar-se que a notável obra do Aqueduto das Águas Livres [1.1] (Figura 1.1), concluída em 1744, não sofreu danos com o sismo de 1755.



Figura 1.1. Aqueduto das Águas Livres em Lisboa (concepção e direcção da obra – Manuel da Maia e Custódio Vieira). 1731-1744. O Aqueduto, em alvenaria, com 60km, tem no Vale de Alcântara 941m de extensão com 35 arcos, o maior dos quais com 69m de altura e 29m de vão

Os efeitos do sismo foram objecto de um inquérito nacional promovido pelo Marquês de Pombal, tendo as respostas sido analisadas por Francisco Pereira de Sousa que, na publicação em referência [1.2] apresenta o mapa do grau de intensidade do sismo de 1755 em Portugal Continental, referido à Escala de Mercalli (Figura 1.2).

As escalas de Mercalli e de Richter consideram níveis de intensidade da acção sísmica, descrevendo para cada nível a sua caracterização em termos dos efeitos nas construções e nas pessoas. Acima do grau 5 da escala de Richter já se observam danos nas construções. Não é fácil relacionar a intensidade da acção sísmica com os seus efeitos porque estes dependem significativamente da natureza do solo e da tipologia das construções, não sendo também, em sismos mais antigos, fácil de avaliar com rigor a sua intensidade por falta de equipamentos que registassem movimentos ou acelerações.



Figura 1.2. Mapa da intensidade do sismo de 1755 em Portugal [1.2]

Mercalli	Richter
I – Microsismo	2
II – Abalo muito ligeiro	
III – Abalo ligeiro	3
IV – Abalo sensível	
V – Abalo forte	4
VI – Abalo muito forte	5
VII – Abalo extremamente forte	
VIII – Abalo ruinoso	6
IX – Abalo desastroso	7
X – Abalo muito desastroso	
XI – Abalo catastrófico	8

A concepção da reconstrução dos edifícios após o sismo de 1755 (edifícios usualmente designados por pombalinos) baseou-se nos seguintes princípios:

- Regularidade da construção
- Garantia de uma boa interligação entre elementos estruturais e não estruturais (Figura 1.3).
- Rigidificação da estrutura através de uma estrutura triangular de madeira preenchida por alvenaria e protegida por reboco (Figura 1.3) (esta solução não só garante uma rigidez adequada, como também um bom amortecimento e uma boa protecção ao fogo dos elementos de madeira).



Figura 1.3. Exemplo de parede caixa de escada com estrutura interior triangulada em madeira e de tirantes interligando a parede de uma fachada às empenas a ela perpendiculares (edifícios pombalinos)

Muito embora não se tenham encontrado documentos originais descritivos e justificativos destas soluções estruturais, sem dúvida que elas resultaram da aprendizagem com os efeitos do sismo nos edifícios e da existência de um conjunto, por certo numeroso, de técnicos de elevada competência. Por outro lado é de salientar que a solução proposta é muito económica e eficaz, utilizando apenas os materiais tradicionais da construção.

Alguns estudos recentes indicam que estes edifícios têm capacidade para suportarem sismos de elevada intensidade (semelhantes aos prescritos na actual regulamentação) desde que não tenham sido objecto de intervenções que tenham conduzido à destruição parcial do primitivo sistema resistente.

Um aspecto menos robusto nesta concepção é o que se relaciona com a descontinuidade vertical da estrutura de gaiola de madeira ao nível do piso térreo, o qual era usualmente executado como uma

estrutura de alvenaria (paredes, pilares, e abóbadas). Essa concepção terá tido como objectivo evitar realizar estruturas ou elementos de madeira no piso térreo onde o efeito da humidade do terreno poderia comprometer a durabilidade desses elementos.

Muitas alterações e ampliações foram realizadas nestes edifícios sem que existissem preocupações quanto à segurança sísmica, considerando-se apenas a garantia da segurança para as acções verticais. É no entanto possível intervir neste tipo de edifícios utilizando soluções compatíveis e coerentes [1.3] e [1.4] com a estrutura primitiva (Figura 1.4).



Figura 1.4. Reforço de parede tipo frontal com reboco armado e ampliação de um edifício com novas paredes com estrutura de madeira preenchida com alvenaria de tijolo (Edifício no Bairro Alto, Lisboa, em 2005)

2. EVOLUÇÃO DA TECNOLOGIA DA CONSTRUÇÃO E DA REGULAMENTAÇÃO PORTUGUESA PARA A SEGURANÇA SÍSMICA

Após o período da reconstrução Pombalina verificou-se gradualmente uma redução da qualidade média das construções e o descumprimento dos princípios básicos da concepção sísmica das construções de alvenaria e madeira. Por outro lado os materiais e técnicas de construção mudaram ao longo do tempo. As estruturas metálicas constituíram o principal material estrutural na realização de pontes ferroviárias (Figura 2.1) do séc. XIX mas a utilização do aço na estrutura de edifícios teve pouca expressão em Portugal, com excepção da sua aplicação em coberturas de edifícios industriais.

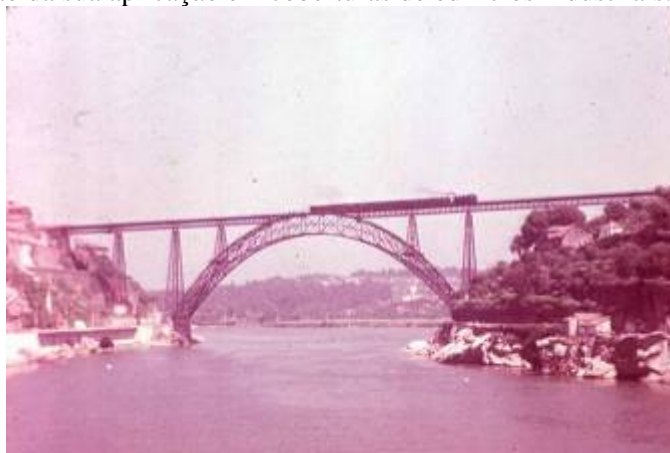


Figura 2.1. Ponte D. Maria, em estrutura metálica, com um arco de 160 m de corda, construída em 1877 pela empresa G. Eiffel et Cie (concepção de T. Seyrig) [2.1]

Na segunda metade do séc. XIX surgem as primeiras patentes para o betão armado, o qual se afirma no séc. XX como o material estrutural mais utilizado na generalidade dos países (Figura 2.2). As

estruturas de betão apresentam sob o ponto de vista de risco sísmico o inconveniente do seu elevado peso o qual se repercute no próprio valor da acção sísmica. Mas, por outro lado as armaduras permitem realizar uma ligação fácil e eficiente entre os vários elementos da estrutura.



Figura 2.2. Ponte de Sejães sobre o Rio Vouga na EN333-3 ao Km 9.492 (1907). Exemplo de ponte de betão armado com mais do que 100 anos [2.2]

O desenvolvimento da construção originou também a necessidade de racionalizar e uniformizar os processos de cálculo e a garantia da segurança surgindo assim em 1863 as primeiras normas [2.3], e, em 1897 e 1918, os primeiros regulamentos [2.4] e [2.5] em que se estabeleciam os valores das acções e os critérios da segurança incluindo os ensaios de carga requeridos para a entrada em funcionamento de certas infraestruturas.

No que se refere à acção sísmica a primeira norma nacional é o Regulamento da Segurança das Construções Contra os Sismos de 31/05/1958 [2.6].

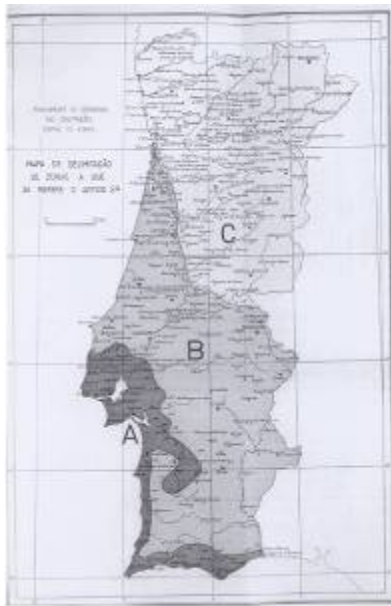
Só em 1967 com o RSEP – Regulamento de Solicitações em Edifícios e Pontes [2.7] fica explicitada a necessidade de inclusão da verificação da segurança para a acção sísmica no projecto de pontes.

Com o actual regulamento RSA – Regulamento de Segurança e Acções para Estruturas de Edifícios e Pontes [2.8], actualiza-se a intensidade da acção sísmica e aumenta-se o rigor exigido na modelação dos seus efeitos nas estruturas.

A futura entrada em vigor dos Eurocódigos [2.9] vai traduzir-se em nova revisão da intensidade da acção sísmica e da sua variação ao longo do país. Vai também aumentar o rigor exigido para a modelação das acções e dos seus efeitos nas estruturas.

Importa referir que esta evolução da acção sísmica decorre de progressos científicos e da experiência dos efeitos de sismos ocorridos noutros países, razão pela qual essa evolução é entre nós por vezes contestada ao contrário do que terá sido a adesão natural após o terramoto de 1755. Com efeito, nos últimos 250 anos Portugal Continental tem sido pouco afectado pela acção de sismos muito violentos.

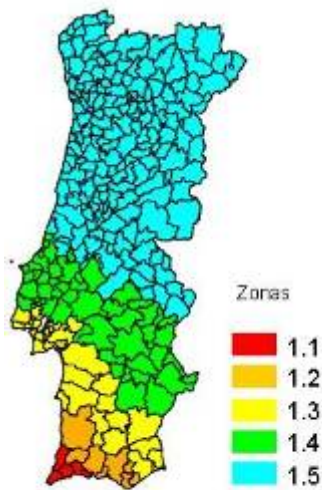
Na Figura 2.3 apresenta-se o zonamento sísmico considerado em Portugal Continental nos Regulamentos de 1958 e de 1961, no Regulamento de 1983 e no Anexo Nacional do Eurocódigo 8, em que, pela primeira vez, se apresenta um zonamento muito diferente para o forte sismo afastado, Tipo 1 (semelhante ao sismo de 1755 - ver Figura 1.2) e para o sismo próximo, Tipo 2.



1958/1961 [2.6] e [2.7]



1983 [2.8]



Sismo Afastado (Tipo 1)



Sismo Próximo (Tipo 2)

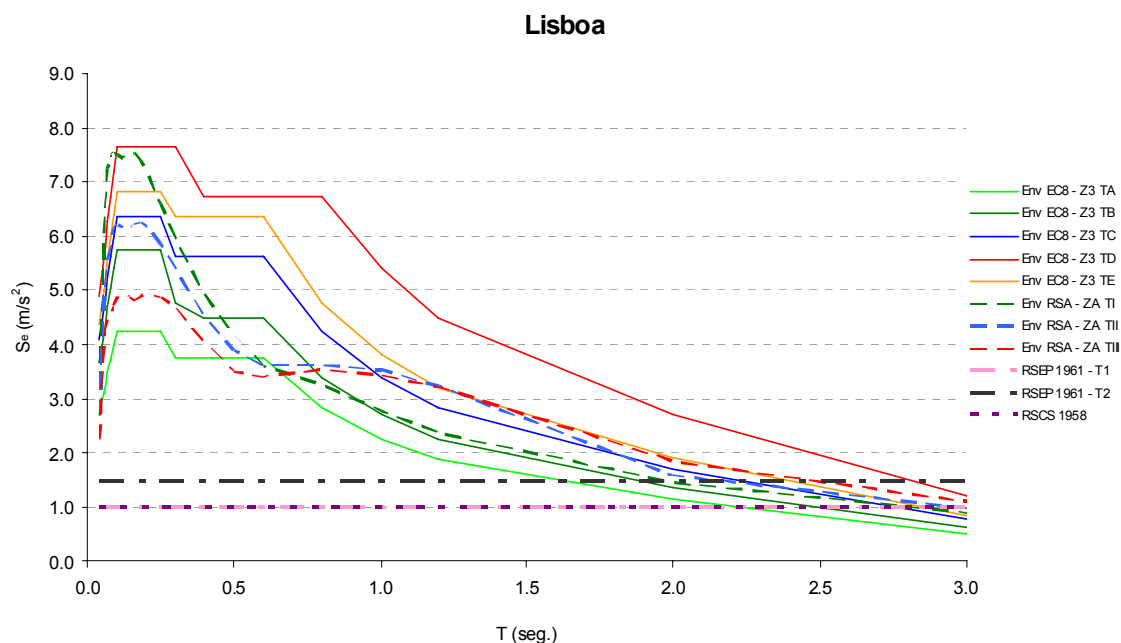
Zonamento Sísmico em Portugal Continental [2.9]

Figura 2.3. Evolução do Zonamento da Acção Sísmica em Portugal Continental

Na Figura 2.4 apresenta-se, para a região de Lisboa, a intensidade da acção sísmica definida pelo espectro de resposta elástico, comparando-se o valor da acção proposta na NP EN 1998, com os valores definidos no RSA e no Regulamento de 1958. De referir que se inclui nestes valores o coeficiente associado ao tipo de solo. Importa também assinalar que para o dimensionamento dos elementos estruturais os valores dos esforços podem, de acordo com o RSA e com a EN 1998, ser divididos pelo coeficiente de comportamento (ver capítulo 4) como forma indirecta de simular o comportamento não linear das estruturas de betão e a sua capacidade de dissipação de energia.

Verifica-se que para uma parte significativa das estruturas, com frequência próprias entre 1 e 2 Hz, a acção sísmica tem na NP EN 1998 um significativo agravamento. A partir do espectro de resposta de aceleração é possível obter o espectro de resposta de velocidades multiplicando-o por $T / 2\pi$ e para obter o espectro de resposta de deslocamentos multiplicando-o por $(T / 2\pi)^2$, aproximação válida para $T < 4$ seg. [EN 1998 - cl. 3.2.2.2]. Têm-se assim valores de velocidade da acção sísmica da ordem de 0,05 a 3 m/s.

Importa referir que a influência do tipo do solo no valor da acção sísmica já era abordada no Regulamento de 1958, recomendando (sem especificar) que se adoptassem valores mais elevados para condições desfavoráveis dos terrenos de fundação. O Regulamento de 1961, baseado essencialmente no de 1958, indicava que para o coeficiente sísmico se adoptasse um valor de 0.15 (em vez de 0.10) para condições de fundação desfavoráveis com solos fracos com uma espessura superior a 10m e recomendava ainda (sem especificar) no artigo 65º que para construções em que se pretendam minimizar os estragos, os coeficientes sísmicos deviam ser aumentados (coeficiente de importância).



$S_e = a_g \cdot S \cdot f(\eta, T)$; $\eta = 0,05$, Região de Lisboa. Sismo Tipo 1.3 ($a_g = 1.5 \text{ m/s}^2$) e 2.3 ($a_g = 1.7 \text{ m/s}^2$) (NP EN 1998-1)

Figura 2.4. Comparação da envolvente dos espectros de resposta elásticos

O Regulamento de 1983, para além de alterar o mapa da sismicidade (Figura 2.3), faz depender o coeficiente sísmico do tipo de terreno (TI, II ou III) e da frequência própria da estrutura e introduz o conceito do sismo próximo e do sismo afastado, com características diferentes. Para a determinação dos esforços para a verificação da segurança aos estados limites últimos, introduz ainda o conceito de coeficiente de comportamento η ($\beta = \beta_0(f) \cdot \alpha/\eta$), o qual está quantificado no Regulamento de Estruturas de Betão Armado e Pré-Esforçado [2.10]. Considera-se também o conceito de coeficiente de importância, indicando que para estruturas cuja operacionalidade é requerida após a ocorrência de um sismo intenso, o coeficiente de comportamento deverá ser reduzido em 30%.

Neste Regulamento [2.10] introduz-se ainda (capítulo XII - Disposições relativas a estruturas de ductilidade melhorada) os conceitos de "capacity design" e as disposições de cálculo e de pormenorização necessários para garantir um comportamento dúctil para a estrutura. Constata-se no entanto que estas disposições opcionais não foram em geral adoptadas pelos projectistas portugueses.

3. NOVOS CONCEITOS DA REGULAMENTAÇÃO EUROPEIA RELATIVOS À SEGURANÇA SÍSMICA

A nova regulamentação europeia é uma ferramenta extraordinária ao serviço dos engenheiros, harmonizando a regulamentação para os diversos materiais e para os diversos países. Para além dos regulamentos que vêm cobrir áreas onde não havia regulamentação nacional, a norma EN 1998 é a

que se vai traduzir em alterações mais importantes no projecto das estruturas de betão. Desta norma salientam-se os seguintes aspectos [2.9] e [3.1]:

3.1. Requisitos de verificação da segurança para dois níveis da acção sísmica

- Requisito de não colapso para uma intensidade sísmica de projecto, E_d , definido em geral pela intensidade que tem apenas 10% de probabilidade de ser excedida no período de vida de 50 anos e
- Requisito de limitação de danos para um sismo com uma probabilidade de 10% de ser excedido num período de 10 anos. A intensidade deste sismo (de serviço) é de $vE_d = (0,3 \text{ a } 0,5)E_d$

O requisito de não colapso (E.L.Ultimo) corresponde a verificar-se a capacidade resistente e a capacidade de dissipação de energia.

Para atingir este objectivo há que evitar a ocorrência de roturas frágeis, o que é o objectivo principal do "capacity design" e das disposições construtivas específicas para as zonas com risco sísmico relevante.

O conceito da limitação de danos (E.L.Serviço) corresponde a limitar-se a deformação máxima a um valor limite admissível e a verificar-se que a estrutura mantém um comportamento praticamente elástico (sem formação de rótulas plásticas) para esse nível de acção sísmica.

Para os edifícios limita-se a deformação relativa entre pisos ao seguinte valor:

$$d_r v \leq 0.005 h \text{ (ou seja, para uma situação corrente: } d_r \times 0.4 \leq 0.005 \times 3 \rightarrow d_r < 37,5 \text{ mm)}$$

em que v representa o coeficiente de redução para o sismo de serviço e h representa a altura entre pisos e d_r representa o valor do deslocamento entre pisos obtido para o sismo de cálculo.

3.2. "Capacity design"

- Para os edifícios pretende-se que as rótulas plásticas se formem essencialmente nas vigas, pelo que há que verificar a condição de ductilidade:

$$\Sigma M_{Rc}^{\text{pilares}} \geq 1.3 \quad \Sigma M_{Rb}^{\text{vigas}}$$

Para as pontes a formação de rótulas ocorre essencialmente nos pilares mas deve garantir-se a ductilidade dessas zonas e o acesso para inspecção e reparação dessas regiões.

- O esforço transversal de dimensionamento, V_{Ed} , a considerar no projecto não é o obtido da análise dos esforços mas sim o máximo que pode ocorrer se se formarem roturas plásticas nas extremidades do elemento (com os momentos flectores prováveis, dados por $\gamma_o M_{rd}$ com $\gamma_o = 1.3$ para edifícios (EN 1998-1) e $\gamma_o = 1.35$ para pontes (EN 1998-2).

Por outro lado, o esforço transversal resistente deve ser calculado para $\theta = 45^\circ$ e ainda reduzido por 1.25 (EN 1998-2). Pretende-se deste modo evitar uma rotura frágil associada ao mecanismo do esforço transversal.

- Para os pilares o esforço axial reduzido deve ser limitado a $v < 0.65$ (Edifícios - EN 1998-1) ou a $v < 0.60$ (Pontes - EN 1998-2)

Para a combinação de acções que envolve a acção sísmica deve mesmo ser evitado um valor de v superior a 0.4

- O dimensionamento das fundações deve ser feito para os esforços elásticos, não afectados pelo coeficiente de comportamento E_d ($q = 1.0$)

3.3. Pormenorização de armaduras (classe de ductilidade média)

Um dos objectivos das disposições específicas é garantir uma boa ductilidade nas zonas das rótulas plásticas.

- Pormenorização em vigas:

Armadura longitudinal $0.5 f_{ctm} / F_{yk} = \rho_{\min} < \rho < \rho_{\max}$

Armadura de compressão ≥ 0.5 armadura de tracção

Armadura transversal reforçada nos nós (Fig. 5.6 da EN 1998-1)

- Pormenorização em pilares:

Armadura longitudinal $0.01 \leq \rho \leq \rho_{\max}$

Nos nós a armadura transversal é reforçada

- Em geral os estribos e cintas devem terminar em gancho ($\alpha > 135^\circ$) e prolongados em 10ϕ

De referir que os valores mínimos das percentagens de armaduras são muito superiores aos exigidos na EN 1992-1-1 e serão em muitos casos condicionantes do dimensionamento.

3.4. Recomendação para a modelação envolvendo a acção sísmica

A definição da acção sísmica e a sua modelação tem de ter em conta o tipo de terreno de fundação e a interacção solo-estrutura.

Na modelação deve considerar-se uma rigidez adequada para a estrutura (Estado Fendilhado $\simeq 0.5 EI$) e a influência dos elementos não estruturais.

Se não se adoptar uma análise não linear (simulando as rótulas plásticas) a capacidade de dissipação de energia pode ser considerada adoptando uma análise linear (com rigidez ajustada) e dividindo os esforços por um coeficiente de comportamento q .

O coeficiente de comportamento depende da classe de ductilidade.

Para edifícios com ductilidade baixa - DCL - $q \simeq 1.5$
com ductilidade média - DCM - $q \simeq 1.5$ a 3.0

Para pontes o coeficiente de comportamento q depende essencialmente do esforço axial reduzido nos pilares

Para $v < 0.30$ $q = 1.5$ a 3.5 (Quadro 4.1 da EN 1998-2)

e para $0.6 > v > 0.30$ $q_R = q - \frac{v - 0.30}{0.30} (q - 1) \geq 1.0$

Se for adoptado um sistema de isolamento de base $q = 1.0$

Para as zonas sísmicas deve de preferência ser utilizado um aço dúctil (Tipo C, de acordo com a EN 1992-1-1)

3.5. Coeficiente de importância

Para os edifícios estabelecem-se 4 classes de importância, I, II, III e IV, sendo o coeficiente de importância γ_i , que afecta directamente os valores da aceleração sísmica, proposto na EN 1998-1 de 0,8; 1,0; 1,2; 1,4.

Para as pontes consideram-se 3 classes de importância, I, II e III (clausula 2.1 da EN 1998-2) sendo os valores propostos do coeficiente de importância de 0,85; 1,0; 1,3.

4. REFORÇO SÍSMICO DAS CONSTRUÇÕES DE BETÃO ARMADO

4.1. Avaliação da capacidade resistente das estruturas existentes

O reforço sísmico de uma construção tem de resultar de uma prévia avaliação da capacidade da estrutura existente. Neste contexto importa referir a orientação do Eurocódigo 8 – EN 1998 Parte 3 [4.1].

A experiência da avaliação do nível de segurança sísmica das construções de edifícios de betão armado permite-nos referir os seguintes aspectos [4.2]:

- Existência na maioria das construções realizadas antes de 1983 de deficiências graves de pormenorização de armaduras em vigas e pilares que conduzem a uma ductilidade reduzida das estruturas
 - Nos pilares a cintagem das armaduras verticais é em geral insuficiente originando uma rotura prematura da secção após poucos ciclos de carga e descarga, Figuras 4.1A e C
 - Nas vigas as armaduras inferiores nas zonas dos apoios são em geral muito reduzidas (porque não consideram os efeitos das acções sísmicas) e as armaduras de esforço transversal são em geral insuficientes (a adopção dos varões inclinados apresenta mau comportamento no caso de inversão de esforços e os estribos existentes são em geral insuficientes para garantir a formação de rótulas plásticas com a ductilidade necessária), Figura 4.1A

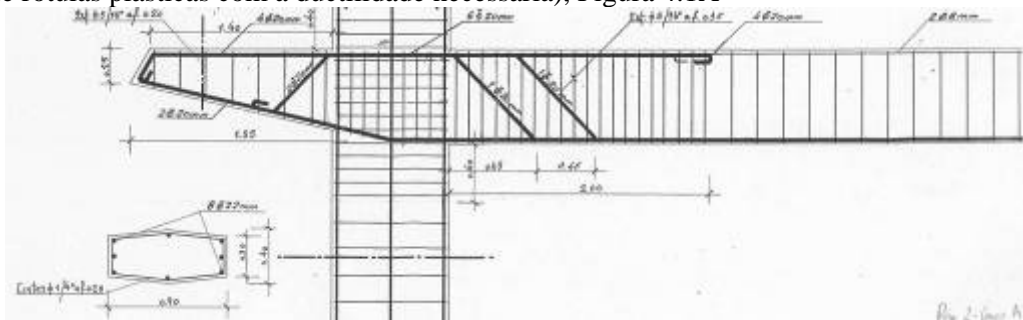


Figura 4.1A. Exemplo de deficiente pormenorização de armaduras em viga e em pilar de um pórtico (variação brusca da armadura superior para uma armadura muito reduzida e deficiente cintagem do pilar). Projecto de 1960, com pormenorização muito detalhada e conforme a boa prática da época

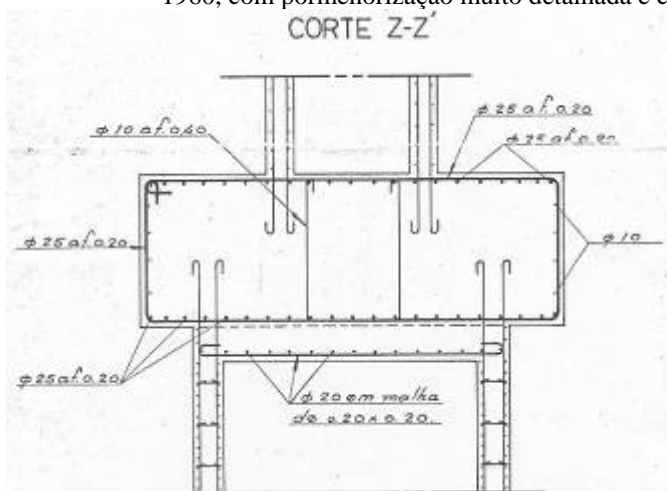
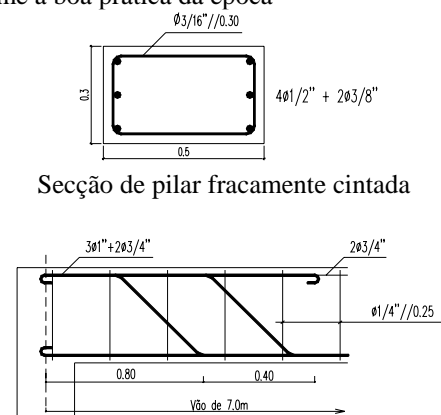


Figura 4.1B. Pormenor de amarração das armaduras do pilar à fundação, insuficiente se se pretender transmitir momentos flectores à fundação. Projecto de ponte de 1976



Insuficiente amarração das armaduras principais no nó

Figura 4.1C. Pormenores de um edifício em Lisboa datado de 1956

- A interrupção das armaduras longitudinais e a sua amarração nos nós é muitas vezes deficiente, quer em vigas quer em pilares, Figuras 4.1B e C

- A resistência do betão é muitas vezes baixa
- Existência, em geral, de descontinuidades e redução da rigidez dos pilares em altura, em edifícios, devido à consideração apenas dos efeitos das acções verticais nas construções.
- O nível da acção sísmica e a sua modelação, especificadas na regulamentação antiga, era inferior ao que actualmente se considera necessário.
- Era usual incluir as restantes cargas permanentes no valor da sobrecarga, subestimando assim as acções na estrutura.
- Até aos anos 70 a modelação da acção sísmica era usualmente calculada de forma simplificada (corte basal) e afectando apenas os pilares

Com efeito estudos efectuados [4.2] e [4.3] mostram que a resistência sísmica dos edifícios projectados antes de 1983, nas zonas de maior risco sísmico, será apenas da ordem dos 30% a 50% da exigência actual.

No que se refere às pontes constata-se que muitas não foram concebidas para resistir a acções dos sismos e outras adoptaram soluções pouco fiáveis e robustas como seja a fixação do tabuleiro a um encontro, verificando-se no entanto que, em geral, essa fixação não é suficientemente resistente ou a zona das estruturas onde é realizada a fixação não tem capacidade para suportar essas forças.

É-se assim confrontado com a necessidade de reforçar as estruturas actuais para a acção sísmica. Esta questão coloca problemas complexos às autoridades e donos de obra e aos autores dos projectos de reforço uma vez que não existe orientação regulamentar sobre os critérios de decisão e nível de segurança exigível. A relevância da construção e o bom senso dos intervenientes deverão orientar essa decisão, sendo claro que a decisão de nada fazer ou de substituir integralmente a estrutura são os limites extremos das possíveis decisões. O reforço, a existir, deverá corrigir as deficiências ou compensá-las através da modificação dos mecanismos de resistência para a acção sísmica.

A avaliação da segurança da estrutura de edifícios para a acção sísmica deve ser feita utilizando as ferramentas de cálculo usuais no projecto de estruturas. No entanto, a reduzida ductilidade dos elementos cuja capacidade resistente é condicionada frequentemente pelo esforço transversal justifica que se adopte a metodologia proposta em [4.1].

A capacidade resistente (C_i) dos elementos ducteis (condicionados pela flexão) é verificada comparando a rotação elástica da corda dos elementos com a capacidade admissível θ_{\max} (D_i) indicada no Anexo A (A 3.2) em [4.1].

Se $\rho_i = D_i / C_i < 1$ a verificação ao esforço transversal desse elemento é feita comparando o esforço transversal actuante elástico com a capacidade resistente para acções cíclicas conforme expresso em A 3.3 da referência [4.1]. Se $\rho_i = D_i / C_i > 1$ então o elemento está em regime plástico devendo a segurança ser verificada, comparando o esforço transversal obtido pela máxima capacidade em flexão $V_{sd} = (|M_{rd}| + M_{rd}^+ / 1)$ com a capacidade resistente ao esforço transversal. Uma estrutura cuja relação $\rho_{i \max} / \rho_{i \min} > 3$ não apresenta uma boa resposta sísmica, uma vez que poderá haver lugar a roturas locais (porque a relação entre as capacidades resistentes e actuantes dos vários elementos são muito diferentes), o que só com uma rigorosa análise não linear será possível prever.

Há o maior interesse em se relacionar o nível da acção sísmica a_g , com o período de vida útil t_L , com o período de retorno T_{rc} e com a probabilidade de excedência p do valor da acção sísmica definida.

Na EN 1998-2 - Anexo A, indica-se a relação:

$$T_{rc} = \frac{1}{1 - (1 - p)^{1/t_L}} \quad \text{ou} \quad p = 1 - (1 - \frac{1}{T_R})^{t_L} \quad (4.1a \text{ e } b)$$

$$e \quad \frac{a_{g\ c}}{a_{g\ r}} = \left(\frac{T_{Rc}}{T_{Ncr}} \right)^k \quad (4.2)$$

em que $a_{g\ r}$ é a aceleração de pico no solo para o período de referência T_{Ncr} e
 k é um valor que depende da sismicidade da região, indicando-se que em geral varia de 0.3 a 0.4

De acordo com a EN 1998 para $t_L = 50$ anos e $T_{Ncr} = 475$ anos, tem-se $p = 10\%$ e o valor previsto para a aceleração de pico em Portugal para a zona 1 será de 2.5 m/s^2 .

Utilizando esta expressão podemos, por exemplo, definir qual o valor da acção sísmica a considerar numa obra em que o período residual t_{res} é inferior ao período de referência de 50 anos.

Para $T_{res} = 20$ anos e mantendo $p = 10\%$, obtém-se da expressão (4.1a) um período de retorno de 190 anos, o que para um período equivalente t_L de 50 anos corresponderia a (de 4.1.b) $p = 23\%$. Adoptando-se $k = 0.3$ ter-se-ia da expressão 4.2 uma aceleração de pico $a_{g\ c}$ de 0,76 vezes a aceleração de pico de referência, pelo facto do período residual ser inferior a 50 anos.

Do mesmo modo para uma obra com um período de vida de 100 anos se se pretender manter a probabilidade de excedência de 10%, tem-se de 4.1.a $T_{Rc} = 950$ anos, ou seja de 4.1b, equivale a ter-se para $t_L = 50$ anos uma probabilidade de excedência p de apenas 5.1%.

O valor da acção sísmica para um período de vida de 100 anos deveria assim corresponder a (para $k = 0.3$):

$$a_{g\ rc} = a_{g\ r} \times \left(\frac{950}{435} \right)^{0.3} = a_{g\ r} \times 1.23$$

O valor de 1.23 é afinal o valor do coeficiente de importância γ_I que deveria majorar a aceleração do pico no solo $a_{g\ r}$ para uma obra com um período de vida de 100 anos (ver EN 1998-clausula 2.1 (4)).

Do mesmo modo esta expressão pode ser utilizada para estimar o valor da aceleração de pico no solo a considerar durante a fase construtiva. Para $t_c = 1$ ano e $p = 0.05$ (de acordo com a EN 1998-2 - Anexo A.2) tem-se $T_{Rc} = 20$ anos pelo que $a_{g\ c} = 0.387 a_{g\ r}$, ou seja, uma aceleração de 38.7% da que é necessária considerar no projecto da estrutura para o período de vida útil de 50 anos.

É assim necessário definir o valor de k a nível nacional para o sismo afastado e para o sismo próximo por forma a que estas expressões possam ser utilizadas em Portugal de forma coerente.

4.2. Reforço sísmico

As intervenções de reforço sísmico podem classificar-se nos seguintes grupos (Figura 4.2):

- A1 Reforço de elementos estruturais com aumento de resistência e/ou ductilidade
- A2 Introdução de novos elementos estruturais
- A3 Modificação das ligações entre elementos estruturais
- B Introdução de sistemas de isolamento de base
- C Introdução de sistemas dissipativos

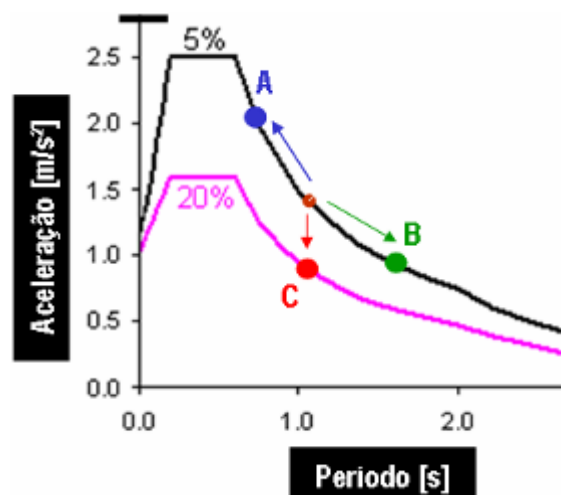


Figura 4.2. Soluções alternativas de reforço sísmico

A - Reforço de elementos estruturais ou introdução de novas ligações

Em geral este tipo de reforço implica um aumento de rigidez pelo que o período diminui, a aceleração sísmica aumenta mas os deslocamentos diminuem.

A introdução de novas ligações entre elementos pode ser permanente ou só para a acção sísmica como é o caso da utilização dos aparelhos bloqueadores.

B - Isolamento sísmico da estrutura

A frequência da parte isolada da estrutura diminui (o período aumenta) pelo que a aceleração diminui (diminui a energia introduzida na estrutura) mas os deslocamentos globais aumentam. Uma das soluções para este isolamento é a adopção de aparelhos de neoprene de alta dissipação (HDRB).

C - Introdução de dissipadores de energia

Com esta intervenção o amortecimento da estrutura aumenta. A frequência mantém-se mas a aceleração diminui assim como os deslocamentos na estrutura.

Uns dos tipos de equipamentos mais utilizados são os amortecedores viscosos. Neste contexto é importante referir a necessidade de recentramento da estrutura após a actuação do sismo, o que pode ser concretizado pelo comportamento elástico de alguns elementos ou pela adição de dispositivos especiais.

Para além destas intervenções há também a referir a introdução de sistemas activos [3.4] e [3.5] e a combinação de mais do que um dos sistemas anteriormente referidos.

A necessidade de caracterizar o terreno de fundação deve ser realçado, não só por afectar o valor e o espectro da acção mas por a interacção solo-estrutura afectar significativamente a resposta para a acção sísmica. Dada a dificuldade em caracterizar com rigor esses parâmetros é usual definir um limite superior e um limite inferior e estudar a resposta da estrutura para esses limites.

No capítulo seguinte apresentam-se exemplos deste tipo de intervenções em edifícios e pontes, extraídos da experiência profissional do autor.

5. EXEMPLOS DE REFORÇO SÍSMICO

5.1. Reforço de elementos estruturais

O reforço de elementos estruturais pode ter como objectivo o aumento da capacidade resistente e/ou o aumento da capacidade de deformação/ductilidade de certas regiões de elementos tipo viga, pilar ou

parede.

Utilizam-se em geral soluções correntes no reforço de estruturas como seja o encamisamento com aumento relevante das dimensões e utilização de betão e armaduras ou o encamisamento sem aumento relevante das dimensões com utilização de elementos metálicos ou de compósitos.

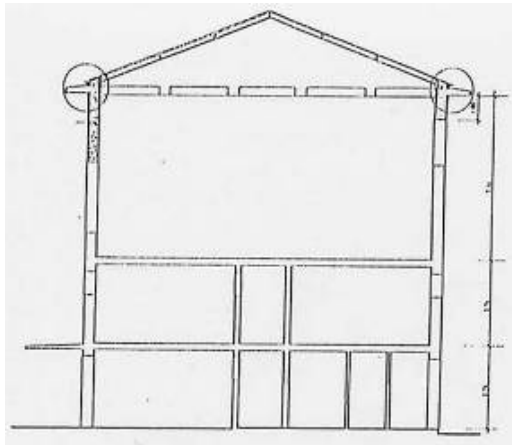
A avaliação da capacidade resistente pode em geral ser realizada com base no conceito dos coeficientes de monolitismo (valor ≤ 1 a aplicar à capacidade resistente calculada como se a secção reforçada fosse toda executada numa única fase) conforme está recomendado no anexo A4 da EN 1998-3.

Se o reforço introduzir aumento da resistência dos pilares ao nível da fundação então será também necessário um reforço destas.

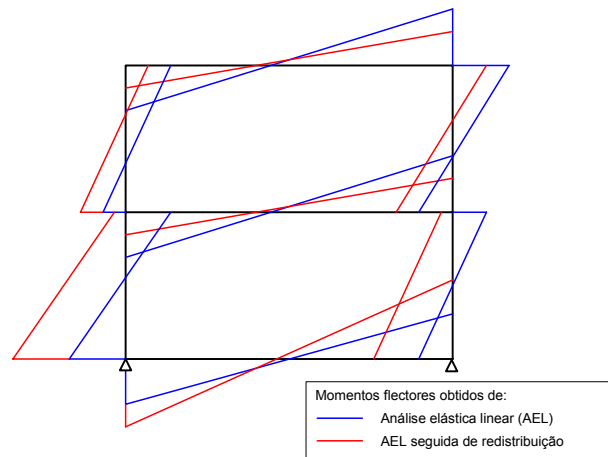
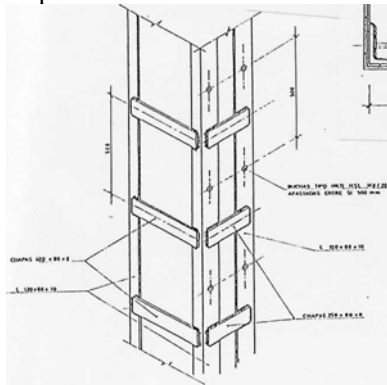
Apresentam-se nas Figuras 5.1 e 5.2 dois exemplos de reforço sísmico com encamisamento de pilares.

Projecto de reforço executado em 1985, Terceira, Açores (Estrutura danificada pelo sismo de 1980. O projecto original de 1962 não incluía a verificação da resistência sísmica

Análise elástica com redistribuição de esforços (objectivo – reforçar apenas os pilares, evitando o reforço das vigas – reforço selectivo)



Reforço do pilar com encamisamento metálico



Secção transversal

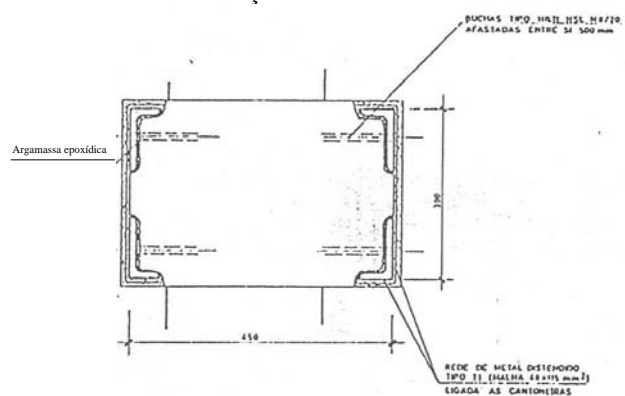
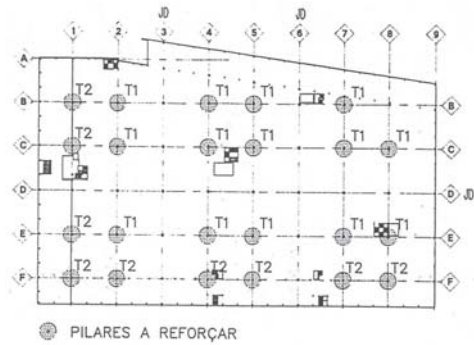


Figura 5.1. Encamisamento de um pilar de betão de elementos metálicos [5.1]

Projecto executado em 1992, CTT, Lisboa (a estrutura, realizada em 1982, não apresentava a resistência sísmica necessária)



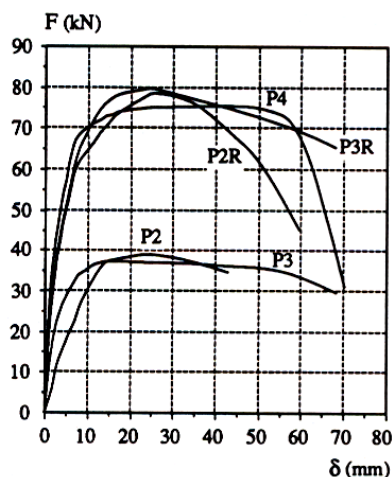
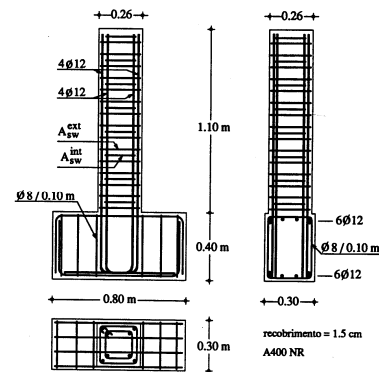
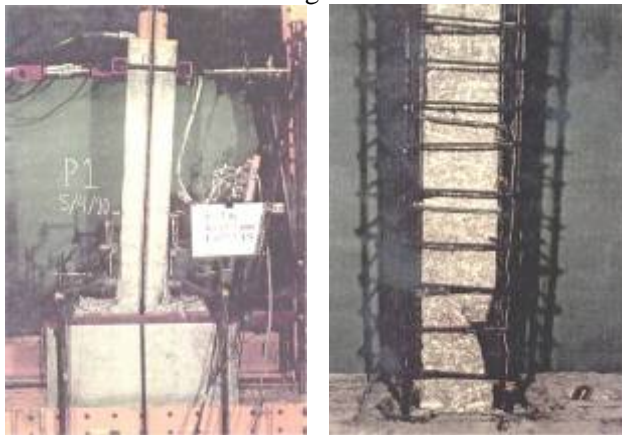
Pormenorização e vista do pilar antes e após o reforço



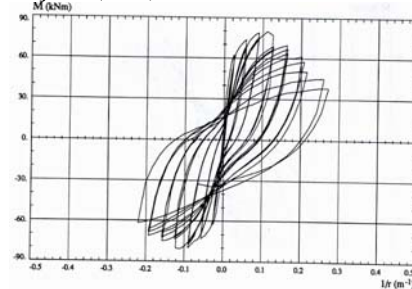
Figura 5.2. Encamisamento de pilares de betão com betão e armaduras

(A dificuldade de reforçar os pilares de junta levou a que se limitasse o reforço aos pilares centrais, redistribuindo os esforços quando necessário. Os esforços foram obtidos para um modelo de análise considerando o aumento da rigidez dos pilares a reforçar)

Diversos trabalhos de investigação mostraram a eficácia deste tipo de reforço e permitiram fundamentar os valores dos coeficientes de monolitismo propostos em documento normativo [4.1], conforme se ilustra nas Figuras 5.3 e 5.4.

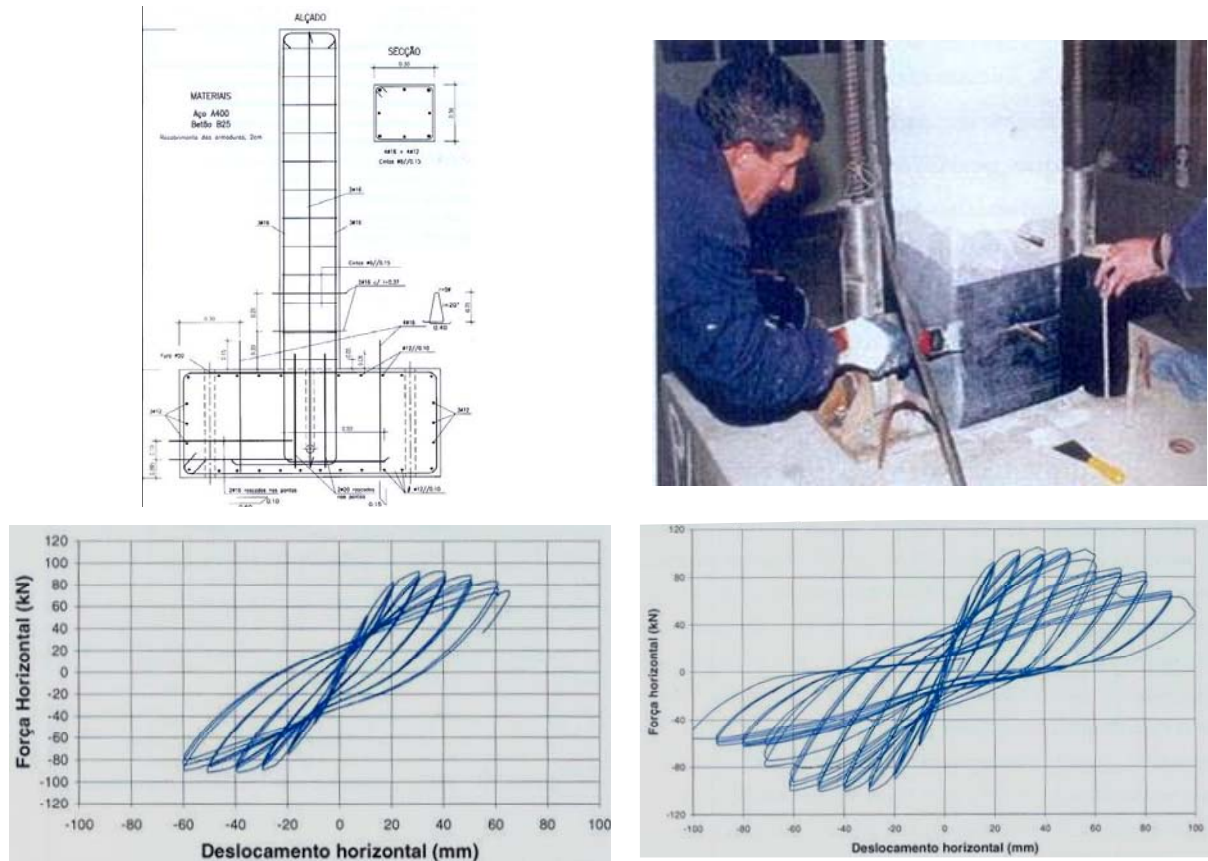


Pilar reforçado (P2R)



Modelo P2R	Coefficiente de monolitismo
Rigidez	0.90
Força máxima	0.98
Energia dissipada	0.62
Ductilidade	0.88

Figura 5.3. Comportamento de pilares reforçados para aumento de resistência e ductilidade por encamisamento, e sujeitos a ações cíclicas, 1992 [5.2]



P1 - Pilar não reforçado

P4 – Pilar reforçado com 4 camadas de tecido de fibra de carbono para aumento da ductilidade

Energia dissipada acumulada
2.4kNm (ciclo 18)

Energia dissipada acumulada
7.0kNm (ciclo 18)
12.3kNm (ciclo 28)

Figura 5.4. Comportamento de pilares quadrados de betão armado reforçados com cintagem local com CFRP para aumento de ductilidade, 2003 [5.3]

Na Figura 5.5 apresentam-se resultados de ensaios ilustrativos do aumento da resistência e ductilidade obtido pelo efeito de cintagem com mantas de fibra de carbono. Apresenta-se igualmente a aplicação dessa solução em pilares de Ø 0.40 m de um viaduto com solução pilar-estaca (estacada) onde localmente se detectou uma muito baixa resistência do betão à compressão. O aumento da resistência depende do diâmetro do pilar, da resistência do betão e do novo confinamento.

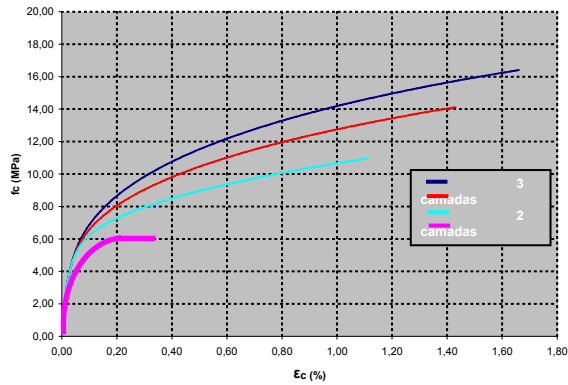


Figura 5.5. Reforço de pilares de secção circular por confinamento do betão com compósito de fibra de carbono para aumento da resistência à compressão e ductilidade (2004)

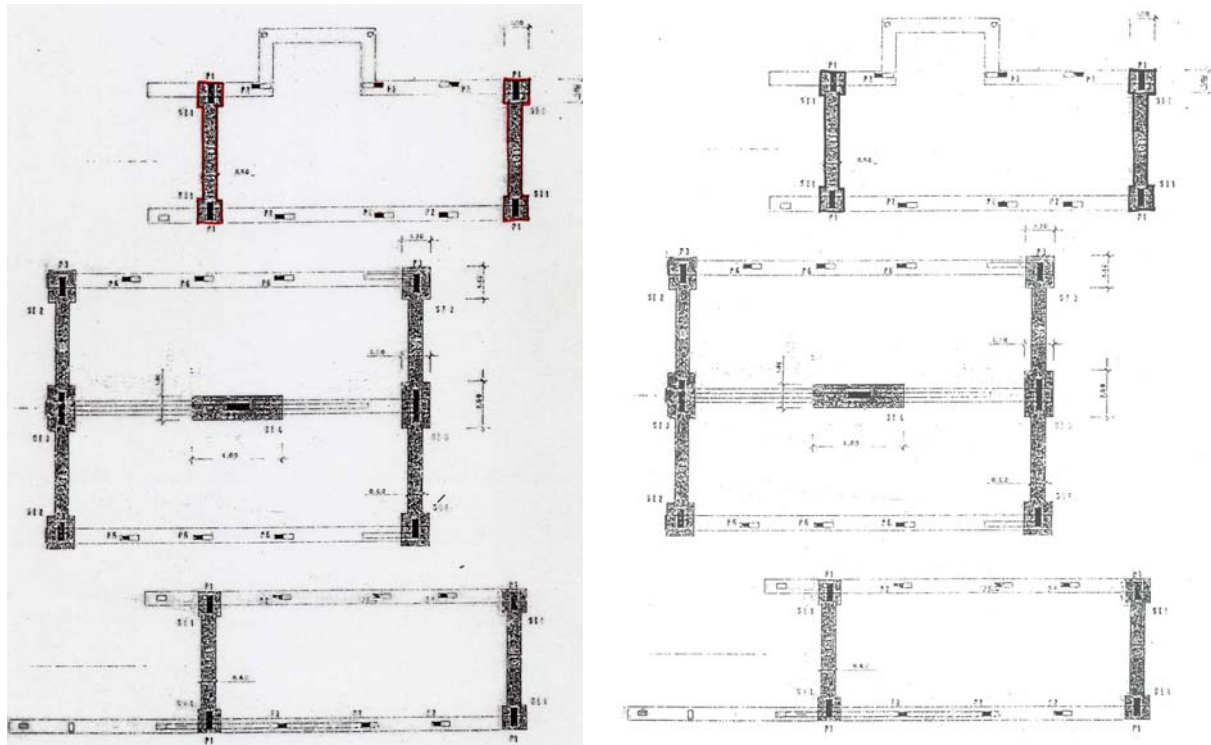
5.2. Reforço por adição de novos elementos

A adição de novos elementos pode ser de vários tipos, sendo os mais comuns:

- Adição de novas paredes de betão armado
- Adição de sistemas de contraventamento entre pilares/paredes

Este tipo de reforço conduz a um aumento das dimensões das fundações existentes ou à realização de novas fundações.

Na Figura 5.6 apresenta-se a planta de fundações e do piso 1 da estrutura de um conjunto de edifícios que durante a fase de acabamentos foi objecto de análise e reforço com introdução de novas paredes.



Piso 1

Figura 5.6. Reforço por introdução de novos elementos (pórticos/parede) numa estrutura flexível que não havia sido dimensionada aos sismos (edifício em Alvor, 1988)

O aumento da rigidez pode também ser efectuado pela introdução de sistemas de contraventamento num ou em vários pisos, conforme ilustrado na Figura 5.7.

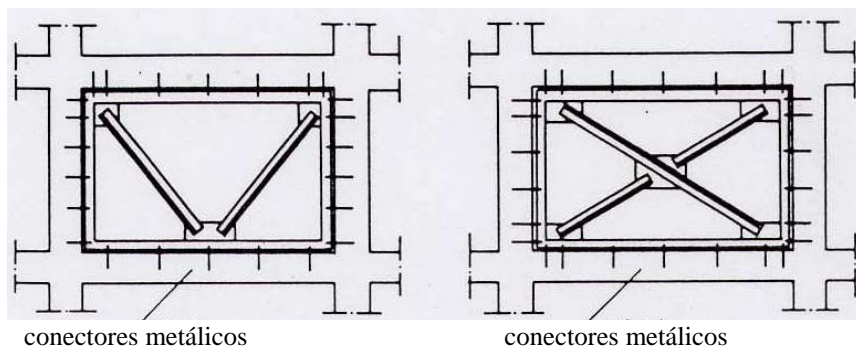


Figura 5.7. Reforço por adição de contraventamentos metálicos

5.3. Modificação das ligações entre elementos estruturais

A alteração das condições de ligação entre elementos estruturais constitui também uma alternativa a considerar nas intervenções de reforço. A análise do comportamento para acções horizontais do Viaduto Duarte Pacheco mostrou que as estruturas dos viadutos e arco central são muito deformáveis. A sua ligação às pilastras (elementos de grande rigidez) permite reduzir significativamente essa deformabilidade (Figuras 5.8 a 5.10).

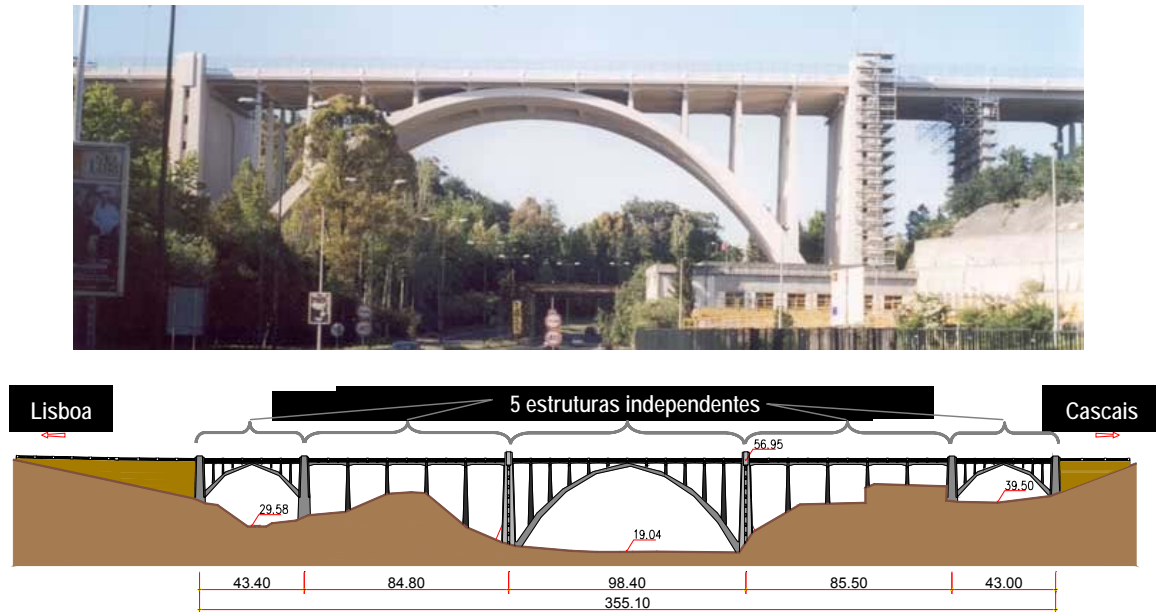


Figura 5.8. Reforço sísmico do Viaduto Duarte Pacheco em Lisboa (Projecto original e obra, concluída em 1944, sem consideração de acções sísmicas) por alteração das condições de ligações entre elementos estruturais

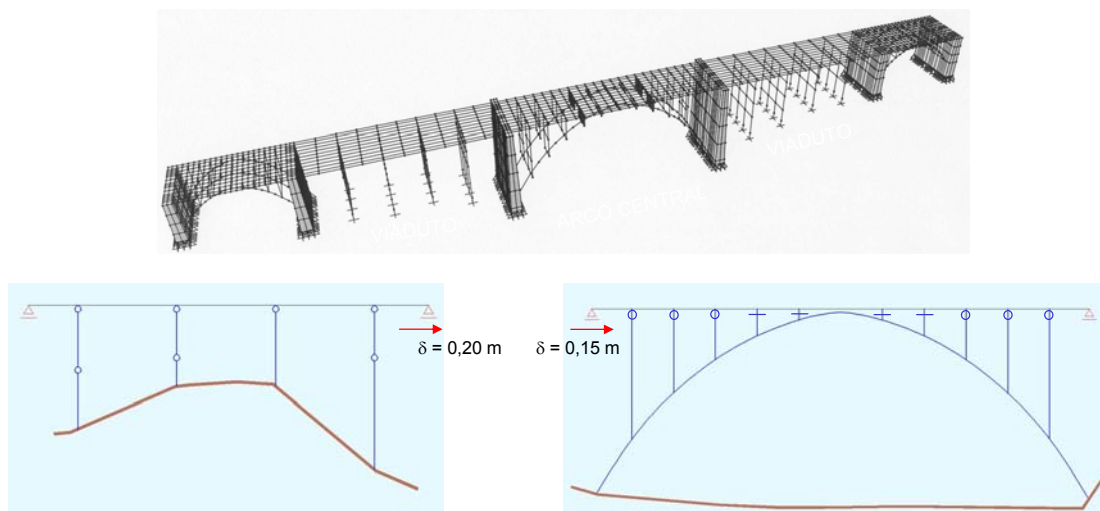


Figura 5.9. Determinação da capacidade resistente e deformabilidade para a acção sísmica

A solução proposta permite minimizar a intervenção. Para além da introdução de novas ligações do viaduto intermédio e arco principal às pilastras verificou-se ser necessário reforçar verticalmente essas pilastras através da introdução de pré-esforço vertical, o qual permite aumentar a capacidade resistente em flexão composta das pilastras [5.5].

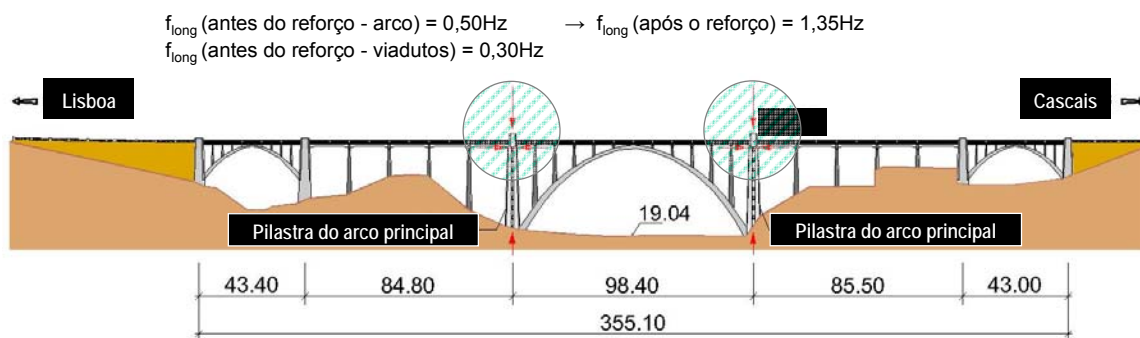


Figura 5.10. Concepção do projecto de reforço (ainda não executado)

5.4. Introdução de sistemas de dissipação

Este tipo de intervenção, aplicável a estruturas com alguma deformabilidade tem como objectivo reduzir os efeitos da acção sísmica na estrutura através da introdução de elementos exteriores que dissipem parte da energia e que vão desse modo reduzir a deformabilidade da estrutura.

Estes sistemas poderão basear-se na utilização de materiais dúcteis, como o aço ou em aparelhos do tipo dissipadores/amortecedores.

Nas Figuras 5.11 a 5.13 ilustra-se a aplicação deste tipo de sistema num edifícios de 3 pisos (teste) objecto de estudo no projecto SPIDER [5.6]. A energia dissipada no amortecedor correspondeu a cerca de 50% da energia total. Com o sistema de amortecedores foi possível duplicar a força aplicada com um deslocamento no topo inferior ao do ensaio sem amortecedor [5.12].

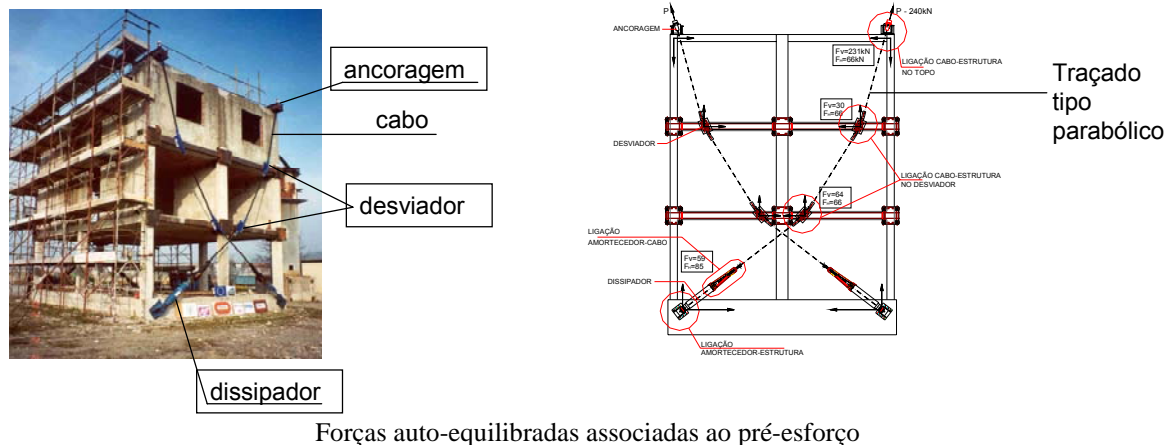


Figura 5.11. Reforço sísmico de edifícios por adição de amortecedores integrados em sistemas de cabos pré-esforçados (Projecto SPIDER 01/03/2000 a 30/08/2002 - A2P, Bouygues, Jarret, VSL, Enea, Universidade de Udine, Ismes)

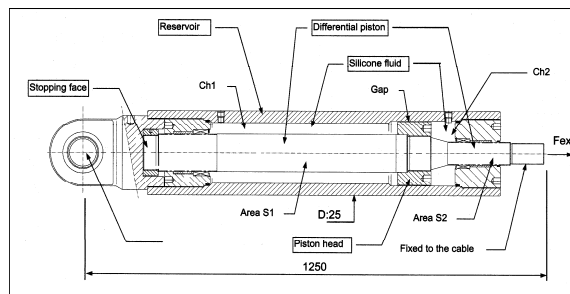
Ligação dos cabos e amortecedores à estrutura



Desviadores externos

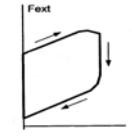


Dissipadores



depende da diferença de diâmetro dos pistons e do volume de silicone

$$F = F_0 + kx + Cv^\alpha$$



entre 0.1 e 0.4

depende da geometria do espaço entre o piston e o cilindro exterior

Depende da pressão inicial aplicada ao silicone

• Actuador Dinâmico aplicado na cobertura (Vibrodyne):

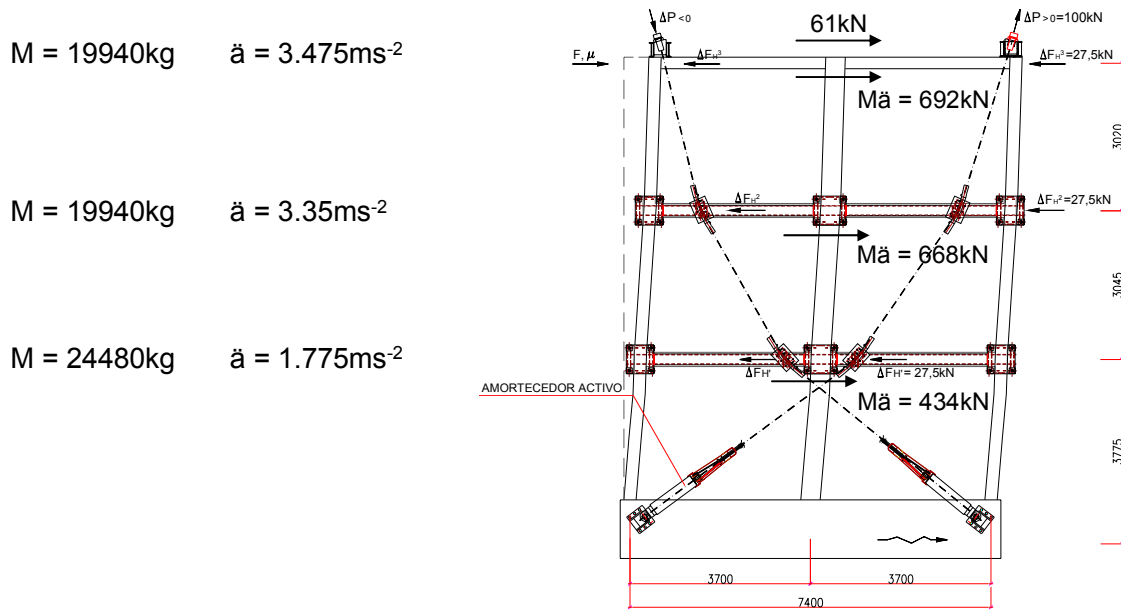
Gama de frequências: 1 a 20 Hz

Máxima aceleração: 0.4 g

Acção sinusoidal com força e frequência variável



Figura 5.12. Cabos de pré-esforço, amortecedores, desviadores e actuadores dinâmicos



Comparação de resultados

	Test n.	Frequency [Hz]	Force [kN]	Displacement [mm]
Diferentes F_0	A2 (with DCS)	3,14	20,5	6,33
	C2 (with DCS)	2,80	31,9	5,79
	D1 (with DCS)	2,75	30,8	5,10
sem DCS	E3 (without DCS)	1,95	8,4	5,77

Figura 5.13. Comportamento sísmico de uma estrutura com sistemas DCS

O objectivo da concepção testada no projecto SPIDER foi mobilizar nos amortecedores o deslocamento total entre a cobertura e o piso 0. Outros sistemas de dissipação podem ser aplicados num (ou mais) pisos conforme ilustrado nas Figuras 5.14 e 5.15.

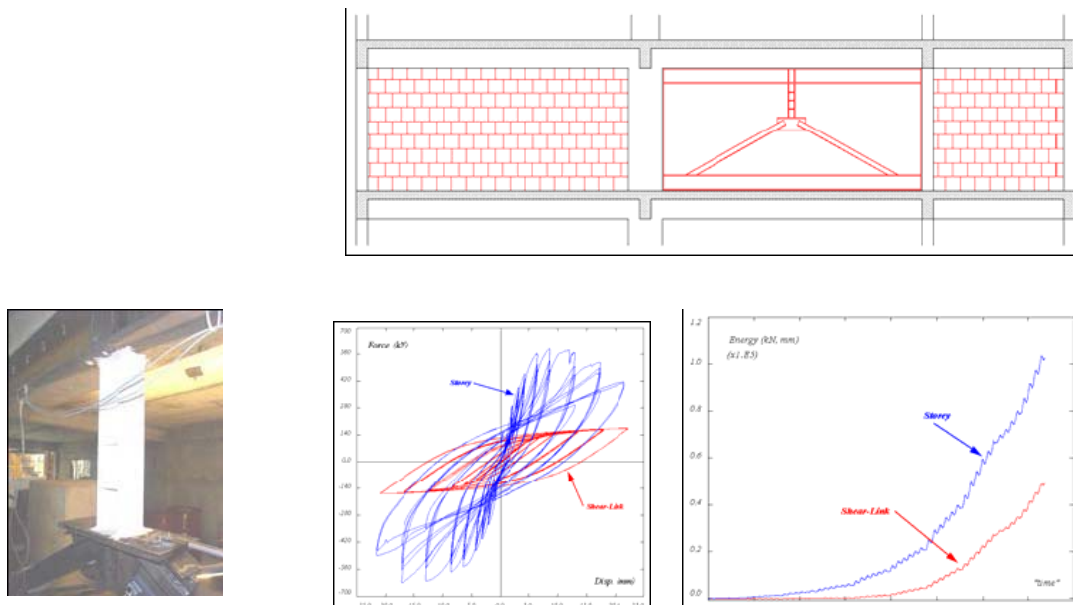


Figura 5.14. Reforço com contraventamento metálico: Esquema geral; pormenor do dissipador de energia; Curvas força de corte versus deslocamento de piso; Evolução da energia dissipada (total e local ao nível do dissipador de energia) [5.7]

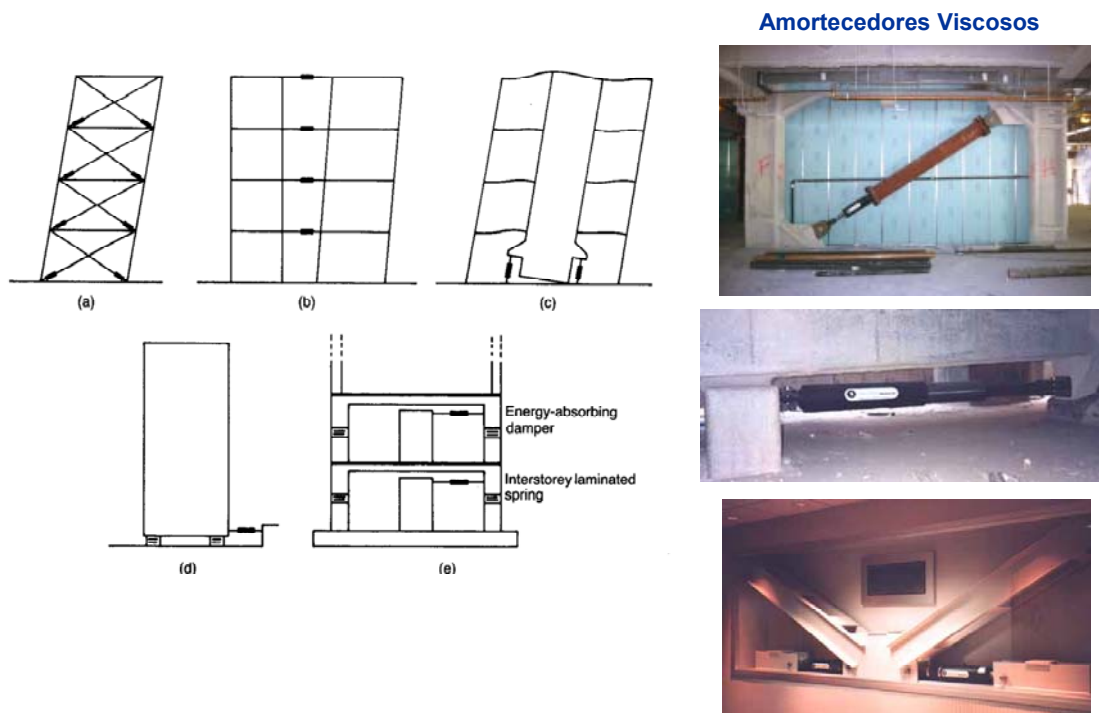


Figura 5.15. Sistemas de dissipação da energia com amortecedores

A introdução de sistemas dissipativos em viadutos é uma forma eficaz e simples de melhorar significativamente a capacidade sísmica deste tipo de obras. Na Figura 5.16 ilustra-se a solução implementada no Viaduto de Alhandra na A1 [5.8]. Foi dada continuidade axial ao tabuleiro (constituído por tramos simplesmente apoiados) e foram interpostos amortecedores entre o tabuleiro e uma estrutura metálica exterior e independente da estrutura do Viaduto, realizada junto ao Encontro Norte.

Viaduto de Alhandra na A1, 1961, Projecto de reforço executado em 2004
Objectivo de reforço – Dotar a estrutura de resistência sísmica necessária



Figura 5.16. Exemplo de dissipadores para o reforço sísmico de pontes

Nas Figuras 5.17 a 5.19 apresenta-se a solução de reforço sísmico implementado nos viadutos de acesso à ponte da Figueira da Foz [5.5] e [5.9]. O tabuleiro estava ligado por articulações nos pilares e encontros. Essa ligação no encontro foi cortada e introduzidos amortecedores entre o tabuleiro e o encontro.

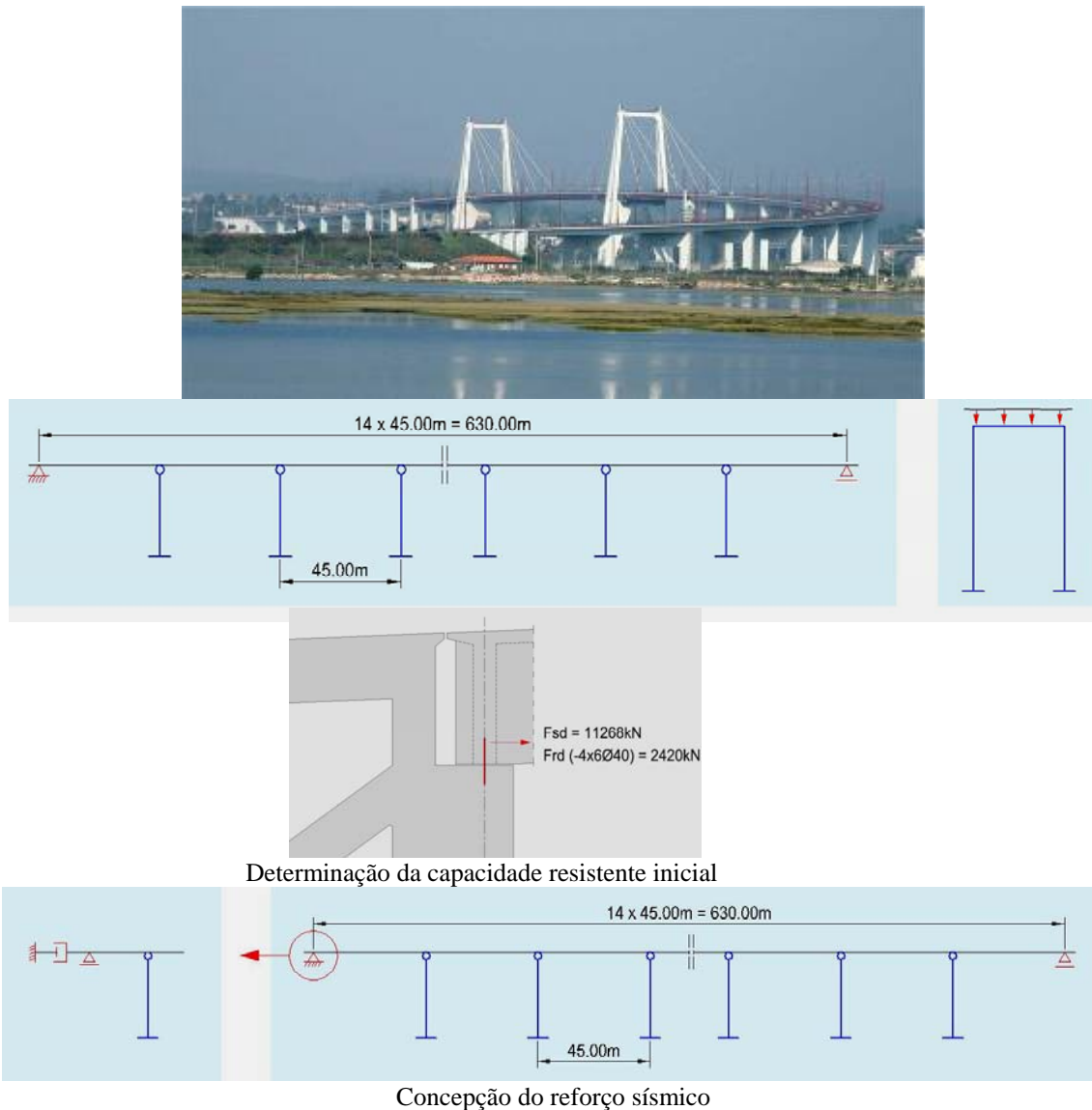


Figura 5.17. Reforço Sísmico dos Viadutos de Acesso à Ponte da Figueira da Foz

Com esta intervenção foi possível evitar o reforço do encontro ou pilares, dotando os viadutos da resistência sísmica necessária. A escolha dos dissipadores foi obtida de um estudo paramétrico (análise dinâmica não linear no tempo com acelerogramas artificiais) em que se variam os valores de C e de α dos amortecedores (Figura 5.18) procurando-se os valores que conduzissem ao melhor comportamento (controlo dos esforços e deslocamentos) do viaduto.

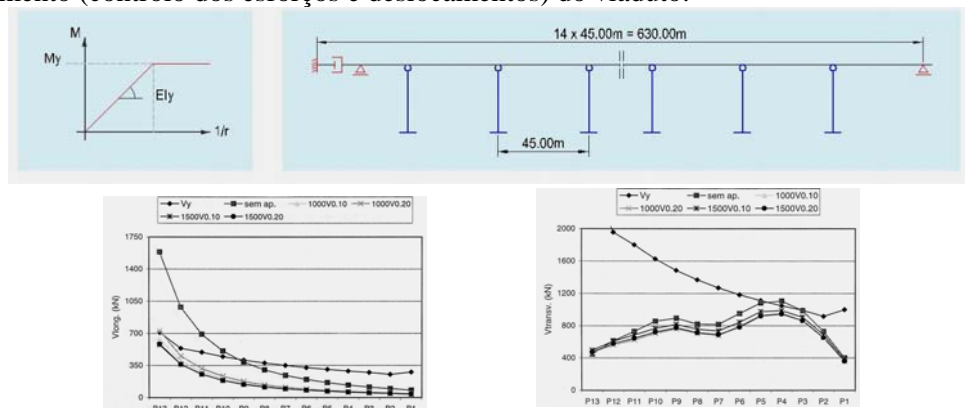


Figura 5.18. Esforço transverso na base dos pilares. Estudo paramétrico do Viaduto da Margem Esquerda para escolha das características dos dissipadores ($F = C v^{\alpha}$. Amortecedores adoptados $F = 1500 v^{0.1}$)

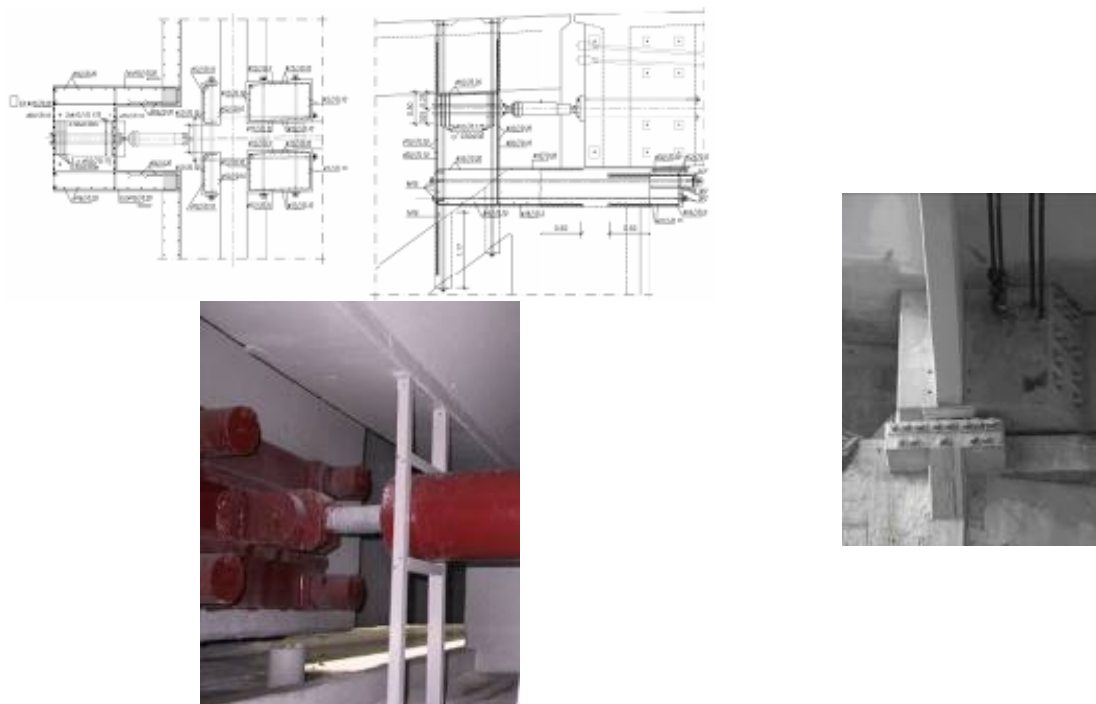


Figura 5.19. Pormenor de instalação dos amortecedores e substituição dos aparelhos de apoio

Com a solução adoptada a força máxima transmitida ao encontro é de 4824 kN em vez de 11268 kN, para a solução de fixação total ao encontro. Por outro lado, se a estrutura fosse libertada da ligação do encontro, o deslocamento longitudinal seria de 88.60 mm e os pilares não teriam capacidade para suportar esse deslocamento. Com a solução introduzida esse deslocamento passou para 35.90 mm.

A obra, concluída em 1982, foi reabilitada em 2005.

5.5. Introdução do Sistema de Isolamento de Base

Este tipo de intervenção tem como objectivo concentrar os movimentos associados à acção sísmica em apoios especiais de alta distorção e dissipação aumentando o amortecimento da estrutura.

A estrutura não apresentará esforços relevantes para a acção sísmica sendo necessário contabilizar a deformação entre a estrutura e o meio envolvente (no caso de edifícios há que considerar os movimentos previstos na pormenorização das ligações das instalações técnicas, nas pontes há que dimensionar as juntas e o espaço entre o tabuleiro e encontro).

Na Figura 5.20 apresenta-se uma planta e corte da uma ponte com 2 arcos de tabuleiro inferior (tipo Bowstring) projectado em 1944 sem considerar a acção sísmica. Os dois tabuleiros independentes estão fixados apenas no pilar central cujas fundações por estacas não têm capacidade para suportar os esforços de flexão associados às forças horizontais transmitidas pelo tabuleiro no topo do pilar, para a acção de um sismo intenso.

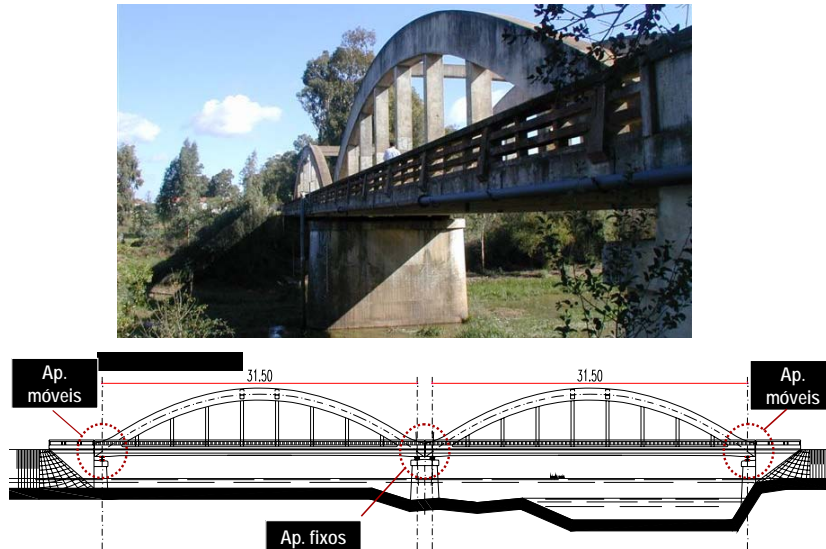


Figura 5.20. Reforço Sísmico da Ponte dos Arcos em Alvalade do Sado, a executar em 2008 (Projecto de Edgar Cardoso de 1944)

Na Figura 5.21 apresenta-se uma síntese da resposta da estrutura sem e com o sistema de isolamento de base (será dada continuidade axial aos dois tabuleiros sobre o pilar central) [5.5]. Será introduzido um sistema de fusível que mantém a fixação actual para a acção da temperatura e frenagem.

Amortecimento = 10%		Antes da intervenção	Após a intervenção
Rigidez horizontal dos apoios = 1230kN/m			
Deslocamento máximo	do tabuleiro	121mm	157mm
	do topo do pilar	121mm	11mm
Força longitudinal máxima transmitida pelo tabuleiro	no topo do encontro	0kN	372kN
	no topo do pilar	6640kN	732kN

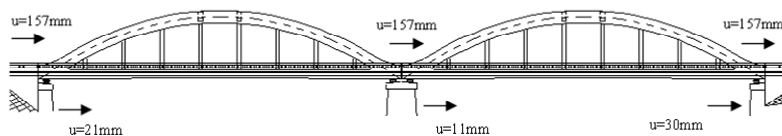


Figura 5.21. Reforço sísmico da Ponte dos Arcos em Alvalade do Sado

De referir que mesmo com o sistema de isolamento de base é necessário reforçar as fundações dos pilares por adição de novas microestacas.

Os sistemas de isolamento de base têm sido utilizados na concepção sísmica de edifícios novos [5.10] e no reforço de edifícios existentes, conforme se ilustra nas Figura 5.22.

Estrutura com sistema de isolamento de base

Estrutura convencional com deformação para a acção sísmica

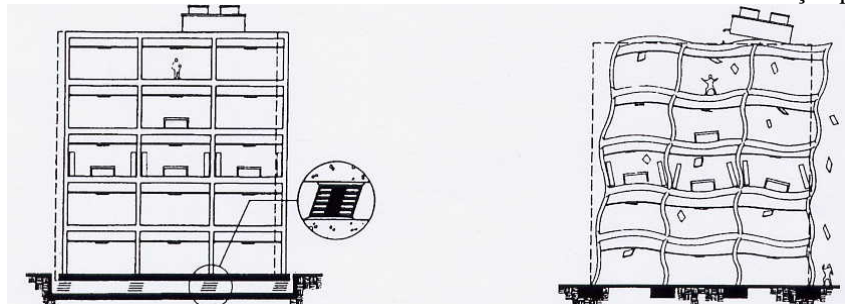


Figura 5.22. Introdução do sistema de isolamento de base (Figura de catálogo comercial DIS)

6. CONCLUSÕES

Em Portugal é fundamental projectar as construções com o nível de exigência no que se refere ao comportamento sísmico definido na nova regulamentação (Eurocódigos).

Em relação às construções existentes deve proceder-se ao seu reforço quando são objecto de reabilitação significativa ou objecto de mudança de uso.

As construções cujo funcionamento é importante na hipótese de actuação de um sismo catastrófico (pontes nas vias de acesso fundamentais, hospitais, quartéis de bombeiros, edifícios públicos - museus, ministérios) devem também ser objecto de avaliação e reforço.

Existem actualmente meios de análise e soluções de reforço, técnica e economicamente adequadas, que permitem atingir o objectivo de protecção do património e dos seus utilizadores perante a ocorrência de um sismo de grande intensidade, actuação preventiva que, se for adoptada, poderá minimizar a tragédia que será a ocorrência de um sismo catastrófico em Portugal.

REFERÊNCIAS

- [1.1] MARTINS DA SILVA, P. – O Aqueduto das Águas Livres – Visita ao Passado, B.I. Ordem dos Engenheiros, Dez. de 1984;
- [1.2] PEREIRA DE SOUSA, FRANCISCO – Ideia Geral dos Efeitos do Megassismo de 1755 em Portugal, Lisboa, Typographia do Commercio, 1914;
- [1.3] APPLETON, JOÃO – Reabilitação de Edifícios Antigos, Edições Orion, 2003;
- [1.4] CARDOSO, R.; LOPES, M.; BENTO, R. – Edifícios de Alvenaria em Lisboa – Avaliações e Estratégias de Reforço Sísmico, Engenharia e Vida nº 17, Out. 2005;
- [2.1] CRUZ, P.; CORDEIRO, J. – As Pontes do Porto, Civilização Editora, Porto, 2001;
- [2.2] APPLETON, JÚLIO - Materiais de Construção - Um Olhar sobre o Betão – Engenharia e Vida nº 11, Março 2005;
- [2.3] Pontes Metálicas dos Caminhos de Ferro, antes de serem entregues à exploração, decreto de 24/2/1863;
- [2.4] Regulamento para Projectos, Provas e Vigilância das Pontes Metálicas, 1/2/1897;
- [2.5] Regulamento para o Emprego do Beton Armado, Dec. 4036 de 28/3/1918;
- [2.6] Regulamento de Segurança de Construções Contra os Sismos, Dec. 41658 de 31/5/1958;
- [2.7] Regulamento de Solicitações em Edifício e Pontes, Dec. 44041 de 18/11/1961;
- [2.8] Regulamento de Segurança e Acções para Estruturas de Edifícios e Pontes Dec. Lei 235/83 de 31 de Maio;
- [2.9] Anexo Nacional do Eurocódigo NP – EN 1998 – 1 – (documento de trabalho de 05/06/2008) e EN 1998 – 1 – Design of structures for earthquake resistance – Part 1: General rules, seismic action and rules for buildings - Dez. 2004;
- [2.10] REBAP – Regulamento de Estruturas de Betão Armado Pré-esforçado Dec. Lei 349-C-83 de 30 de Julho;
- [3.1] EN 1998 – 2 – Design of structure for earthquake resistance. Part 2: Bridges, Nov 2005;

- [3.4] fib bul 39 – Seismic bridge design and retrofit – Structure Solutions, fib May 2007;
- [3.5] fib bul 24 – Seismic assessment and retrofit of reinforced concrete buildings, fib, Aug 2003;
- [4.1] EN1998 – 3 – Design of structure for earthquake resistance – Part 3: Assessment and retrofitting of buildings, 2005;
- [4.2] SARAIVA, J.; APPLETON, JÚLIO - Avaliação da Capacidade Sísmica de Edifícios de Betão Armado de acordo com Eurocódigo 8 – Parte 3: JPEE 2006;
- [4.3] SILVA, PEDRO – Reforço Sísmico de Edifícios de Betão Armado, Dissertação de Mestrado em Engenharia Civil, IST, Set. 2007;
- [5.1] APPLETON, JÚLIO; ALMEIDA, J. APPLETON, JOÃO – Reparação e Reforço das Estruturas de Betão Armado do Edifício da Escola Secundária de Angra do Heroísmo – Monografia 10 Anos após o Sismo dos Açores de 1 de Janeiro de 1980, LNEC, 1992;
- [5.2] GOMES, AUGUSTO - Comportamento e Reforço de Elementos de Betão Armado sujeitos a Acções Cíclicas, IST, Tese de Doutoramento, 1992;
- [5.3] CARDOSO, ANTÓNIO - Comportamento de Pilares de Betão Armado Reparados ou Reforçados com Encamisamento Local, IST, Tese de Doutoramento, 2004;
- [5.4] BRAGA, ANA – Reforço de pilares circulares de betão simples com mantas de CFRP, - Dissertação de Mestrado, IST 2006;
- [5.5] APPLETON, JÚLIO; COSTA, A.; FIGUEIREDO, M.; SANTOS, M. – Reforço Sísmico de Pontes – Soluções alternativas e exemplos de aplicação, Sísmica 2007;
- [5.6] APPLETON, JÚLIO; SILVA, J.; MARTINS, C. – A utilização de um novo sistema de dissipadores e cabos de pré-esforço para a protecção sísmica de edifícios, Estruturas 2002, LNEC, 2002;
- [5.7] VARUM, H. - Reabilitação e Reforço Sísmico de Estruturas de Betão Armado, 2^{as} Jornadas de Eng. Civil da Universidade de Aveiro, Fev. 2008;
- [5.8] COSTA, A.; APPLETON, J. – Reabilitação do Viaduto de Alhandra na A1, BE2004. Porto, 2004
- [5.9] RITO, A.; APPLETON, J. –“Rehabilitation of the Figueira da Foz Bridge” – IABMAS, Porto, 2006;
- [5.10] GUERREIRO, LUÍS – Uma Aplicação de isolamento de base em Portugal – O Novo Hospital da Luz