

MÉTODOS COMPUTACIONAIS EM ENGENHARIA  
Lisboa, 31 de Maio – 2 de Junho, 2004  
© APMTAC, Portugal 2004

## MODELOS SIMPLIFICADOS PARA A AVALIAÇÃO DE ESTRUTURAS EXISTENTES DE B.A. E OPTIMIZAÇÃO DO SEU REFORÇO

H. Varum\*<sup>1</sup>, A. Costa\*\*, P. Vila-Real\*<sup>2</sup> e A. Pinto\*\*\*

\*Departamento de Engenharia Civil, Universidade Aveiro  
Campus Universitário de Santiago, 3810-193 Aveiro  
<sup>1</sup>e-mail: hvarum@civil.ua.pt, <sup>2</sup>e-mail: pvreal@civil.ua.pt

\*\*Secção de Estruturas - Dep. de Eng<sup>a</sup> Civil - FEUP  
Rua Dr. Roberto Frias - 4200-465 Porto  
e-mail: agc@fe.up.pt

\*\*\*European Lab. for Structural Assessment - Joint Research Centre  
I-21020 Ispra, (Va) - Itália  
e-mail: artur.pinto@jrc.it

**Palavras-chave:** Estruturas Existentes, Avaliação, Modelo Dinâmico Não-Linear Simplificado, Optimização de Reforço.

**Resumo.** *O estudo e desenvolvimento de metodologias simplificadas para a análise não-linear dinâmica de estruturas irregulares, e, o desenvolvimento de ferramentas numéricas para a optimização de reforço têm um papel principal na avaliação e reforço de estruturas. Neste artigo é proposta uma metodologia simplificada para a análise dinâmica não-linear de edifícios baseada no cálculo espectral multi-modal da resposta sísmica. Esta metodologia simples fornece bons resultados, mesmo na análise de estruturas irregulares e constitui-se como uma ferramenta essencial para a optimização do reforço de edifícios existentes.*

## 1. INTRODUÇÃO

Sismos ocorridos recentemente têm demonstrado, de forma dramática, que a investigação na área da engenharia sísmica deve ser direccionada para a avaliação da vulnerabilidade das construções existentes, geralmente desprovidas de adequadas características resistentes. O seu reforço deve ser realizado, reduzindo a sua vulnerabilidade e, conseqüentemente, o risco para níveis aceitáveis.

De facto, em muitas cidades do Sul da Europa, os edifícios existentes, dimensionados e construídos até finais dos anos 70, sem considerar a acção sísmica de forma adequada, constituem um elevado risco potencial para as populações.

No âmbito do projecto ICONS (Tópico 2 - 'Assessment, Strengthening & Repair'), uma vasta campanha de ensaios foi realizada no Laboratório ELSA, do JRC (Joint Research Centre), da Comissão Europeia, em modelos de pórticos de edifícios existentes, de 4 pisos e à escala real, representativos da prática do projecto e da construção característica nos anos 50~70, em países do Sul da Europa. Os principais objectivos destes ensaios foram o estudo de vulnerabilidades estruturais, a avaliação da capacidade original destes edifícios, com e sem alvenaria, e o desenvolvimento e validação de várias técnicas de reparação e reforço. As técnicas/soluções testadas foram: técnicas selectivas de reforço de pilares (intervindo na resistência, rigidez e/ou ductilidade dos pilares); reforço de paredes de alvenaria com uma fina camada de betão projectado com incorporação de uma rede metálica electrosoldada; sistemas de contraventamento com dispositivos de dissipação de energia; e, aplicação de fibras de carbono na reparação e reforço de pilares e nós.

Os ensaios realizados demonstraram que a vulnerabilidade destas construções, dimensionadas sem características sismo-resistentes, que constituem uma parte importante dos edifícios existentes na Europa, são uma fonte de alto risco para as populações. Foi ainda comprovado que soluções de reforço adequadamente seleccionadas, podem reduzir consideravelmente este risco para níveis aceitáveis, de acordo com a actual filosofia dos códigos de dimensionamento e avaliação da segurança estrutural.

Com base nos resultados desta campanha de ensaios pseudo-dinâmicos (PsD) foi desenvolvida e calibrada uma metodologia simplificada para a avaliação da resposta dinâmica não-linear de edifícios, baseada no cálculo espectral multi-modal da resposta sísmica. Das aplicações realizadas, esta metodologia demonstrou ser adequada para a avaliação da resposta não-linear de estruturas existentes, mesmo para estruturas irregulares.

É ainda uma ferramenta essencial para a optimização do reforço em edifícios existentes. Neste artigo é também proposta uma metodologia para estimar a distribuição óptima de reforço necessário num edifício, por forma a satisfazer um determinado objectivo de dimensionamento.

## 2. MODELO DINÂMICO NÃO-LINEAR SIMPLIFICADO

Não obstante o grau de pormenor conseguido com um modelo refinado, como por exemplo um modelo de fibras, na representação da resposta estrutural, é reconhecida que, para certas

aplicações, uma abordagem deste tipo poderá tornar-se elaborada e trabalhosa. Em função do objectivo pretendido com qualquer análise estrutural devemos sempre adoptar um modelo numérico com um grau de sofisticação concordante com os objectivos desta análise. Em muitas situações modelos simplificados podem fornecer predições aceitáveis da resposta estrutural, sem a adversidade proveniente da utilização de modelos muito sofisticados de elementos finitos. Assim, neste artigo é proposto um modelo dinâmico não-linear simplificado, considerando múltiplos graus de liberdade (NGDL), para a avaliação da resposta estrutural de edifícios.

## 2.1 Modelo dinâmico não-linear simplificado de avaliação estrutural

Métodos não-lineares simplificados de avaliação estrutural que considerem apenas um grau de liberdade (1 GDL) para representar a resposta global da estrutura (curvas de capacidade), como o Capacity Spectrum Method (CSM), são pouco sensíveis ao comportamento local dos elementos e/ou sub-sistemas estruturais (como o soft-storey). Apesar da facilidade em obter com estes métodos uma primeira estimativa de parâmetros globais da resposta estrutural, como o deslocamento de topo ou o corte basal, poderão não ser adequados na avaliação de estruturas irregulares, como verificado por Varum [1].

Neste artigo é proposto um modelo dinâmico não-linear simplificado, considerando múltiplos graus de liberdade, para a avaliação da resposta estrutural de sistemas com NGDL. Este procedimento é baseado numa generalização do método da estrutura substitutiva, proposto por Shibata e Sozen [4], considerando que a resposta de um sistema não-linear de 1 GDL pode ser aproximada pela resposta de um sistema linear equivalente com um período correspondente à rigidez secante e um amortecimento equivalente correspondente às características histeréticas. Nesta metodologia, o edifício é representado por um sistema com um grau de liberdade (deslocamento horizontal) por piso, estando estes pisos ligados entre si por uma viga, que representa o comportamento global de cada piso. O sistema é fixo na base e a rotação em cada nó é impedida, como representado na figura 1.

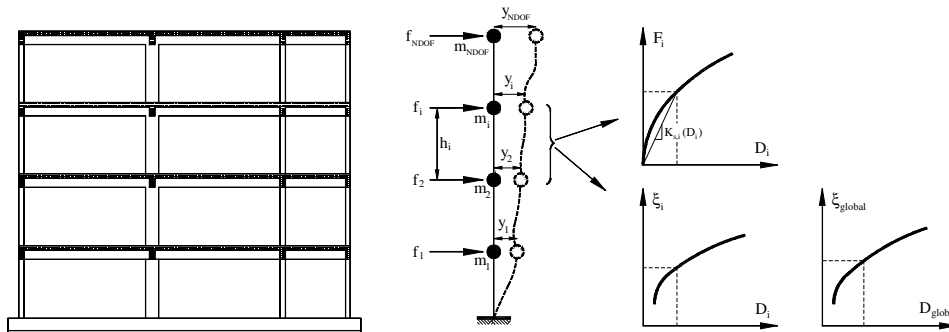


Figura 1. Modelo dinâmico não-linear simplificado

O modelo proposto assume que a estrutura com NGDL pode ser representada por um sistema, em que para cada piso é assumida uma rigidez secante equivalente. Em cada iteração

do processo é assumida para cada piso uma rigidez secante e um valor de amortecimento constantes. Este modelo contempla não-linearidade a dois níveis, nomeadamente ao nível das curvas de comportamento de piso e das curvas de amortecimento. As leis de amortecimento, função da deformação máxima, podem ser definidas ao nível do andar ( $\zeta_i$ ) ou a nível global da estrutura ( $\zeta_{global}$ ). Foi contemplada a hipótese de participação de vários modos de vibração na resposta estrutural, com combinação quadrática.

## 2.2 Descrição do algoritmo implementado

Neste ponto são apresentados os passos fundamentais do modelo dinâmico não-linear simplificado de avaliação estrutural:

**Passo 1:** Definição dos dados iniciais do modelo e solicitação.

- Geometria da estrutura: número de GDL, altura entre pisos,  $h_i$ .
- Definição das curvas de comportamento dos pisos,  $F_i(D_i)$ , e curvas de amortecimento ao nível dos pisos,  $\zeta_i(D_i)$ , ou a nível global da estrutura,  $\zeta_{global}$ .
- Definição das massas de piso,  $m_i$ .
- Definição do espectro de resposta elástico,  $S_a(T, \zeta_0)$ , de acordo com o espectro proposto no EC8 (ver figura 2).

**Passo 2:** Definição do número de modos a ser considerados na resposta, NMOD, valores iniciais para a rigidez dos pisos,  $K_{s,i}^0$ , e amortecimento ao nível dos pisos,  $\xi_i^0$ , ou global,  $\xi_{global}^0$ , baseados nas curvas de comportamento.

**Passo 3:** Determinação da resposta sísmica.

- cálculo da matriz de rigidez,  $[K]$ , e da matriz de massa,  $[M]$ , do sistema com NGDL.
- cálculo dos períodos fundamentais  $\{T\}$  e dos modos de vibração  $[\Phi]$ , por resolução do problema de valores próprios

$$|[K] - \omega^2 \cdot [M]| = 0 \quad (1)$$

Resolvendo a equação característica que resulta da expressão (1) de NGDL em  $\omega^2$ , obtém-se NGDL valores de  $\omega^2$ , de onde se retiram as frequências naturais  $\omega_j$  (e correspondentes períodos,  $T_j = 2\pi/\omega_j$ ). Para cada valor de  $\omega_j^2$  ( $j = 1, 2, \dots, NGDL$ ) que satisfaz a equação característica (1), resolve-se a equação (2) para  $\phi_{1,j}, \phi_{2,j}, \dots, \phi_{NGDL,j}$ , obtendo-se os modos de vibração (vectores próprios) do sistema dinâmico

$$([K] - \omega_j^2 \cdot [M]) \cdot \{a\}_j = \{0\} \quad (2)$$

E, dividindo as componentes do vector  $\{a\}_j$  por  $\sqrt{\{a\}_j^T [M] \{a\}_j}$ , obtemos os vectores próprios normalizados,  $\{\phi\}_j$

$$\{\phi\}_j = \frac{\{a\}_j}{\sqrt{\{a\}_j^T [M] \{a\}_j}} \quad (3)$$

- cálculo do amortecimento equivalente,  $\xi_{eff}$ .
- determinação do espectro de resposta elástico reduzido,  $S_a(T, \xi_{eff})$ , de acordo com o proposto no EC8, considerando o coeficiente de correcção de amortecimento,  $\eta$

$$\eta = \sqrt{10/(5 + \xi)} \geq 0.55 \quad (4)$$

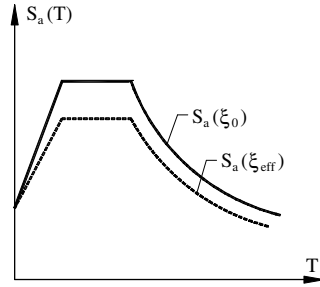


Figura 2. Espectro de resposta reduzido

- determinação da resposta estrutural como combinação quadrática da resposta para os vários modos

$$u_{i,max} = \sqrt{\sum_{j=1}^{NMOD} u_{ij,max}^2} \quad (5)$$

- determinação das forças de corte ao nível dos pisos  $\{F\}$ , a partir das forças de restituição,  $\{f\}$ , e máxima deformação entre pisos,  $\{D\}$ , a partir do deslocamento total dos pisos  $\{y\}$ , para o sistema de NGDL

$$F_i = \sum_{j=i}^{NGDL} f_j \quad D_i = \begin{cases} y_i - y_{i-1} & ; i > 1 \\ y_i & ; i = 1 \end{cases} \quad (6, 7)$$

**Passo 4:** Verificação da convergência a dois níveis (ao nível das curvas de comportamento dos pisos e das curvas de amortecimento). Se não se verificar a convergência, preparar novos valores para a próxima iteração (rigidez secante dos pisos e/ou amortecimento, com base nas leis constitutivas e exigências de deformação) e voltar ao Passo 3.

**Passo 5:** Representação gráfica da solução convergida (força de corte e deslocamento ao nível de cada piso, amortecimento, e perfil de máximos deslocamento relativos de piso).

### 3. VALIDAÇÃO DO MODELO COM RESULTADOS EXPERIMENTAIS

#### 3.1 Estrutura e materiais

Na figura 3 é representada uma vista geral do pórtico em estudo, dimensionado no LNEC,

de betão armado (BA) com 4 pisos e 3 vãos, dois de 5.0 m e um de 2.5 m. A altura entre pisos é de 2.7 m [2, 3]. Os pisos são constituídos por uma laje em betão armado com 15 cm de espessura. As vigas são iguais em todos os pisos, em geometria e pormenorização da armadura (ver tabela 1).

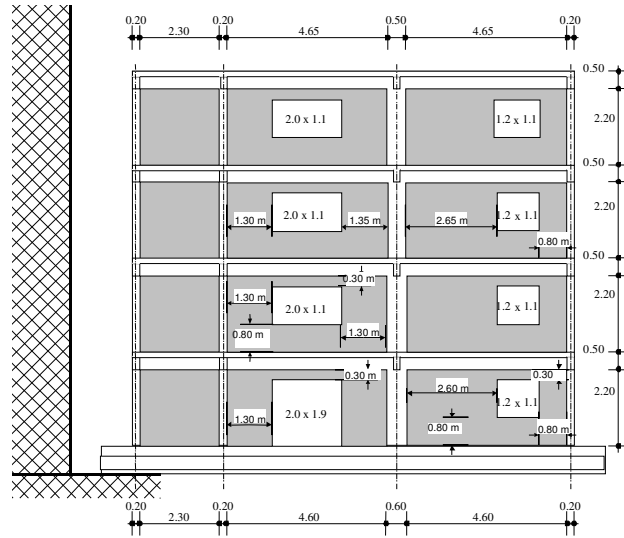


Figura 3. Pórtico preenchido com painéis de alvenaria: vista geral (dimensões em metros)

Vão	Junto ao nó da esquerda	Secção corrente	Junto ao nó da direita
1 (2.50 m)			
2 (5.00 m)			
3 (5.00 m)			

Tabela 1. Secção transversal e armadura das vigas.

Na tabela 2 é apresentado o quadro de pilares. O tipo de armadura (varões lisos), a sua

pormenorização peculiar, nomeadamente as emendas da armadura longitudinal, a forma dos estribos, as amarrações através da inclusão de gancho na extremidade dos varões, constitui uma representação da prática construtiva no passado de estruturas de betão armado [2, 3]. Daí decorrendo a falta de apropriado confinamento, conferindo a estas estruturas características de ductilidade não adequadas. Salienta-se que apenas um dos pilares (designado no que se segue por pilar forte) está a trabalhar na direcção que mobiliza a sua maior rigidez, tendo assim um papel fundamental na resposta da estrutura. Salienta-se ainda que este pilar forte tem uma redução de secção significativa na transição do 2º para o 3º piso. Mais detalhes sobre as estruturas ensaiadas e sobre as soluções de reforço aplicadas pode ser encontrado em [2, 3].

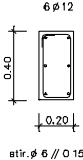
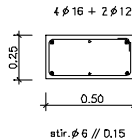
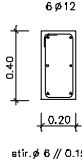
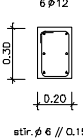
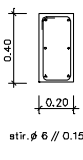
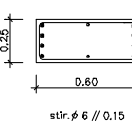
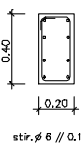
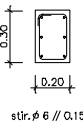
Pilares		Alinhamento			
		1	2 (pilar forte)	3	4
Piso	3º e 4º	 6 $\phi$ 12 0.40 0.20 stirr. $\phi$ 6 // 0.15	 4 $\phi$ 16 + 2 $\phi$ 12 0.25 0.50 stirr. $\phi$ 6 // 0.15	 6 $\phi$ 12 0.40 0.20 stirr. $\phi$ 6 // 0.15	 6 $\phi$ 12 0.30 0.20 stirr. $\phi$ 6 // 0.15
	1º e 2º	 6 $\phi$ 12 0.40 0.20 stirr. $\phi$ 6 // 0.15	 8 $\phi$ 16 + 2 $\phi$ 12 0.25 0.60 stirr. $\phi$ 6 // 0.15	 8 $\phi$ 12 0.40 0.20 stirr. $\phi$ 6 // 0.15	 6 $\phi$ 12 0.30 0.20 stirr. $\phi$ 6 // 0.15

Tabela 2. Quadro de pilares.

Na construção dos pórticos de betão armado, utilizou-se um betão de baixa resistência, e armadura (longitudinal e transversal) em aço macio, de aderência normal (superfície lisa), tipicamente utilizada no passado, da classe FeB22k (classificação segundo as normas italianas). Os resultados dos ensaios de compressão realizados sobre o betão e ensaios de tracção sobre amostras de varões de aço [3] são resumidos na tabela 3.

Aço	Modulo de elasticidade - $E_m$		204.5 GPa
	Tensão de cedência - $f_{sym}$		343.6 MPa
	Extensão de endurecimento - $\epsilon_{shm}$		3.03 %
	Tensão resistente última - $f_{sum}$		451.5 MPa
	Extensão correspondente à tensão ultima - $\epsilon_{sum}$		22.9 %
Betão	Fase de betonagem	Pilares	Resistência à compressão - $f_{cm}$ 13.80 MPa
		Vigas e laje	Resistência à compressão - $f_{cm}$ 17.40 MPa

Tabela 3. Propriedades mecânicas dos materiais usados na construção: valores médios.

### 3.2 Cargas verticais e acção sísmica

Na figura 4 é apresentado o esquema de cargas verticais (distribuídas nas vigas e concentradas nos nós) adoptado nos ensaios experimentais, para simular a totalidade das cargas permanentes, bem como a sobrecarga, correspondente ao edifício em análise.

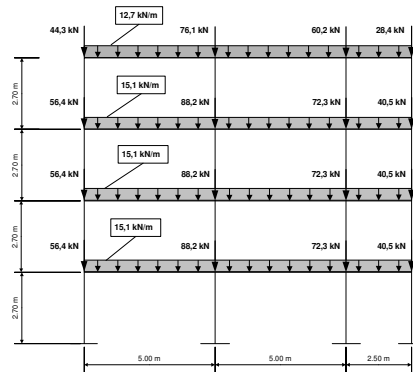


Figura 4. Distribuição das cargas verticais adoptada nos ensaios experimentais

Os principais objectivos desta série de ensaios foram a avaliação da capacidade original destes edifícios, com e sem alvenaria, bem como a validação experimental da eficiência de várias técnicas de reparação e reforço. Considerou-se a acção sísmica representada por excitações de severidade crescente, representativas de um cenário de risco sísmico desenvolvido para a Europa [10, 11] e correspondente a uma sismicidade moderada-elevada.

### 3.3 Amortecimento equivalente

A definição do amortecimento equivalente, em função do nível de deformação instalado, é essencial para realizar a avaliação estrutural. Na bibliografia específica podem-se encontrar várias propostas de leis de amortecimento para estruturas recentes. No entanto, para estruturas existentes, poucos estudos foram ainda desenvolvidos. Neste trabalho foi possível obter, a partir dos resultados experimentais, uma estimativa de leis de amortecimento para a estrutura existente original (BF) e depois de reforçada (SR). Para cada estrutura o amortecimento viscoso equivalente foi estimado em primeiro lugar ao nível dos pisos a partir das curvas histeréticas. Consequentemente o amortecimento global da estrutura foi estimado a partir das leis de amortecimento de piso, pesado com a energia potencial [1]. As curvas de amortecimento global em função do global-drift obtidas para a estrutura original e reforçada são representadas na figura 5. O global-drift é a razão entre o deslocamento lateral do último piso e a altura total do edifício (10.80 m).



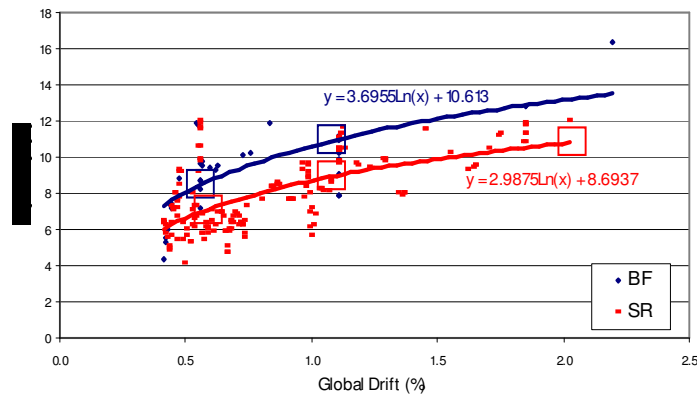


Figura 5. Amortecimento equivalente (%) em função de global-drift para as estruturas original (BF) e reforçada (SR)

### 3.4 Validação do modelo com os resultados dos ensaios PsD

Pretende-se neste ponto ilustrar as potencialidades da metodologia proposta na reprodução dos resultados experimentais para estruturas regulares e irregulares. Assim, o modelo numérico simplificado proposto foi calibrado com os resultados dos ensaios em dois pórticos sem alvenaria, descritos no ponto 3.1, um original e outro reforçado.

As estruturas foram analisadas para as acções sísmicas correspondentes às acelerações máximas dos sismos considerados nos ensaios, nomeadamente: 2.180 e 2.884 m/s<sup>2</sup> para a estrutura original (períodos de retorno de 475 e 975 anos), e 2.180, 2.884 e 3.728 m/s<sup>2</sup> para a estrutura reforçada (475, 975 e 2000 anos) [9].

Para a estrutura em causa são considerados 4 GDL, sendo as massas dos três primeiros pisos 44.6 ton, e de 40.0 ton para o último piso. As curvas de comportamento dos pisos foram obtidas a partir da envolvente da resposta força-deslocamento observada nos ensaios PsD. Nesta análise foram consideradas as curvas de amortecimento apresentadas na figura 5.

Os resultados obtidos em termos de máximo deslocamento diferencial entre pisos com o modelo numérico e os resultados experimentais, são representados nas figuras 6 e 7.

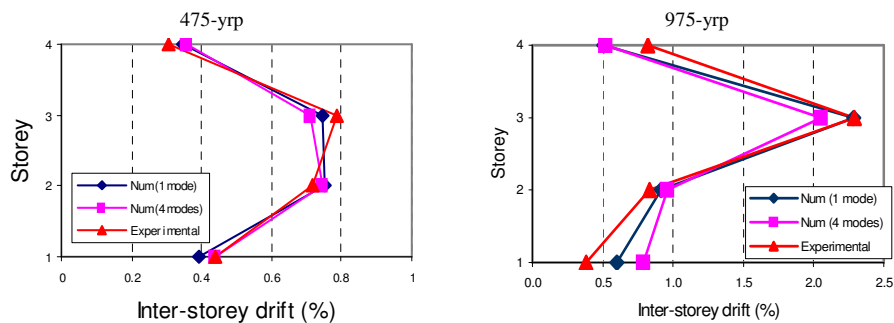


Figura 6. Drift de piso estimado e observado nos ensaios PsD: estrutura irregular (BF)

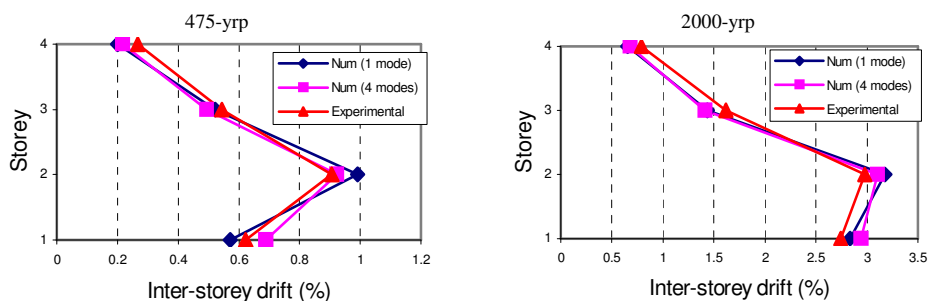


Figura 7. Drift de piso estimado e observado nos ensaios PsD: estrutura regular (SR)

Da análise das figuras 6 e 7, pode observar-se que os resultados obtidos com o modelo simplificado proposto reproduzem bem os resultados observados nos ensaios PsD, não só para a estrutura regular (SR), como também para a estrutura irregular (BF). Com este modelo foi possível reproduzir a exigência em termos de máximo deslocamento diferencial para cada piso. Assim, este modelo poderá ser uma ferramenta útil na avaliação da vulnerabilidade sísmica das estruturas existentes, permitindo o fácil desenvolvimento de estudos paramétricos e uma rápida avaliação de certas classes de edifícios. Foi ainda avaliada a influência da participação de vários modos de vibração na resposta estrutural. Para as estruturas analisadas, verificou-se que os modos superiores não influenciam significativamente a resposta estrutural.

#### 4. OPTIMIZAÇÃO COMO FERRAMENTA DE APOIO À DECISÃO DO REFORÇO

É reconhecido que a optimização pode ser uma preciosa ferramenta de apoio à decisão da estratégia de reforço estrutural. Assim, julga-se conveniente recorrer a uma metodologia que possa realizar o dimensionamento do reforço de um sistema com NGDL, gerando a distribuição óptima do reforço ao nível dos componentes estruturais (andares).

Três estratégias para o reforço de estruturas existentes foram propostas e implementadas no programa CASTEM [1]. Os algoritmos de optimização são baseados em métodos de aproximação, como o CONVex LINearization method (CONLIN) desenvolvido por Fleury [5] e Braibant [6], e o método das assimptotas móveis. Estes algoritmos de optimização podem trabalhar com funções objectivo (ex: custo mínimo do reforço) não-lineares e permitem impor restrições às variáveis de dimensionamento (resistência, rigidez e amortecimento), bem como a qualquer outra variável de resposta dependente das variáveis de dimensionamento, como deslocamento relativo entre pisos, deslocamento no topo da estrutura, etc.

Como já foi referido, três possíveis variáveis de controlo foram consideradas neste estudo. A sua definição foi conceptualmente baseada nas estratégias de reforço usadas na prática, que procuram um reforço em: resistência (controlado pela força de cedência ao nível dos pisos,  $\Delta F_y$ ), rigidez ( $\Delta K_y$ ), e a resistência de um dissipador de energia a aplicar na estrutura ( $F_y^{dev}$ ).

No processo de optimização do reforço, o cálculo da resposta estrutural é chamado inúmeras vezes, o que inviabiliza o recurso a um modelo refinado de elementos finitos. Assim, o modelo dinâmico não-linear simplificado proposto no ponto 2 foi incorporado no

algoritmo de optimização estrutural aqui proposto. Três problemas de optimização do reforço foram estudados, seguindo conceptualmente três estratégias de reforço, considerando ao nível de cada piso como variáveis de dimensionamento (variáveis de controlo) respectivamente: a resistência adicional, a rigidez pré-cedência adicional; e a resistência de um eventual dissipador de energia a incluir no reforço do piso.

Assim, nos problemas de optimização do reforço de estruturas existentes aqui estudados assume-se que os edifícios são representados por um modelo com um grau de liberdade por piso, e as curvas de comportamento de piso são aproximadas por curvas bi-lineares.

Os objectivos de dimensionamento resultam da verificação de um nível de desempenho desejado para a estrutura (um estado limite) para um determinado nível de acção sísmica.

Em termos gerais, o problema de optimização é minimizar a necessidade de reforço total (soma da necessidade de reforço ao nível dos pisos) a aplicar na estrutura, de forma a satisfazer limites superiores de deformação de piso (relacionáveis com limites de dano) e um valor máximo de reforço admissível em cada piso, como se representa no que se segue

$$\begin{array}{ll} \text{Minimizar} & \text{Custo total do reforço} \\ \text{Sujeito a} & \left\{ \begin{array}{l} \text{Limites superiores de reforço em cada piso} \\ \text{Limites superiores de deformação em cada piso} \end{array} \right. \end{array}$$

#### 4.1 Descrição do algoritmo de optimização

Os passos fundamentais do algoritmo de optimização implementado podem ser resumidos como se indica no que se segue (ver também o esquema da figura 8):

**Passo 1:** Definir a variável de controlo, i.e. estratégia de reforço (resistência, rigidez ou amortecimento).

**Passo 2:** Definir a geometria da estrutura (número de andares e altura entre pisos,  $h_i$ ), a massa ao nível dos pisos,  $m_i$ , as curvas de comportamento ao nível dos pisos,  $F_i(D_i)$ , e as curvas de amortecimento ao nível dos pisos,  $\zeta_i(D_i)$ , ou a nível global,  $\zeta_{Global}(D_{Global})$ .

**Passo 3:** Definir o objectivo de dimensionamento desejado (nível da acção sísmica,  $S_a(T, \zeta_0)$ , e nível de desempenho, drift máximo aceitável em cada piso,  $D_i^{\max}$ ), com base em valores aceitáveis para determinada probabilidade de excedência, como por exemplo os propostos em ATC-40 [7] ou VISON-2000 [8].

**Passo 4:** Escolher um ponto de partida  $\{x^0\}$ .

**Passo 5:** Determinar numericamente as derivadas de primeira ordem da função objectivo e das funções de restrição em relação às variáveis de dimensionamento.

**Passo 6:** O problema de optimização convexa é formulado e resolvido iterativamente, determinando os valores óptimos para as variáveis de dimensionamento (resistência,  $\Delta F_y$ , rigidez,  $\Delta K_y$ , ou resistência dos dissipadores de energia,  $F_y^{dev}$ ) para o objectivo de dimensionamento considerado.

**Passo 7:** Verificar a convergência com a solução obtida. Se a convergência não se verifica, preparar a próxima iteração e volta ao Passo 5.

**Passo 8:** A solução de reforço óptimo convergida que minimiza os custos de reforço, para um determinado objectivo de dimensionamento, é representada graficamente.

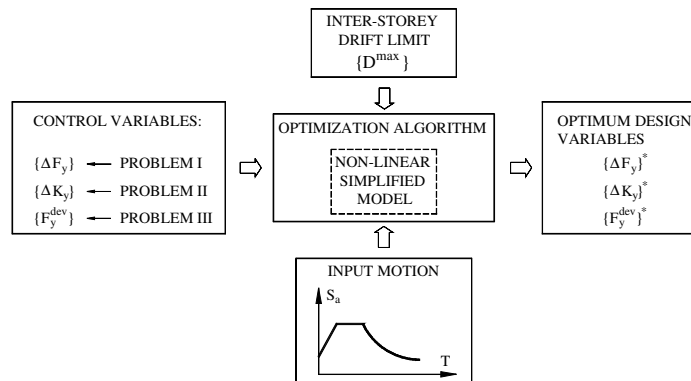


Figura 8. Procedimento de optimização iterativo

## 4.2 Exemplo ilustrativo

Neste ponto é apresentado um exemplo ilustrativo da metodologia de optimização de reforço de edifícios existentes proposta neste artigo. Para este exemplo foi escolhida a estrutura de quatro pisos original ensaiada, e descrita no ponto 3.1.

A partir das envolventes das curvas de comportamento ao nível dos pisos obtidas nos testes PsD realizados sobre a estrutura original foram ajustadas as curvas bi-lineares, como esquematicamente representado na figura 9-a, conservando um equilíbrio de energias e a máxima resistência. As curvas obtidas para cada piso são representadas na figura 9-b, que serão usadas no procedimento de optimização.

Neste problema de optimização foram consideradas como variáveis de controlo a resistência adicional dos pisos. Assim, a função objectivo, a ser minimizada, é a soma da resistência adicional dos pisos, por forma a satisfazer certo objectivo de dimensionamento. Foi considerada para a acção de dimensionamento o sismo com período de retorno de 975 anos, e como nível de desempenho uma deformação máxima admissível de 3.0 cm. Consideram-se como restrições: a) máxima deformação admissível de 3.0 cm, para cada piso; e, b) limite superior de 500 kN para o reforço adicional de cada piso.

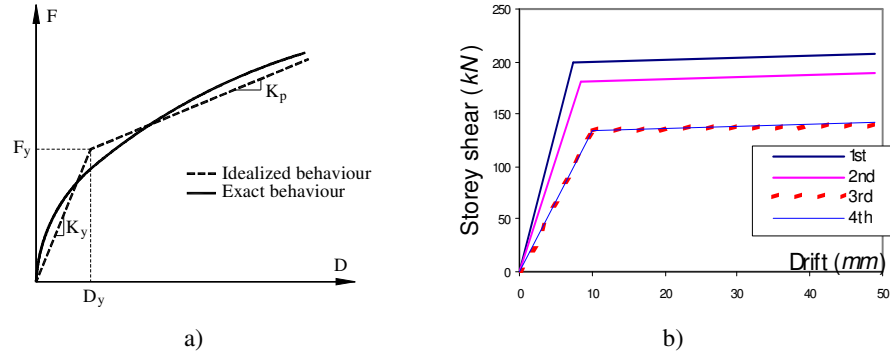


Figura 9. Leis de comportamento de piso adoptadas dos resultados experimentais

Neste exemplo é admitido que a rigidez pré-cedência,  $K_y$ , e pós-cedência,  $K_p$ , não são alteradas com o reforço de resistência, como se mostra na figura 10 e nas expressões (8) e (9)

$$K_y^* = K_y \quad K_p^* = K_p \quad (8, 9)$$

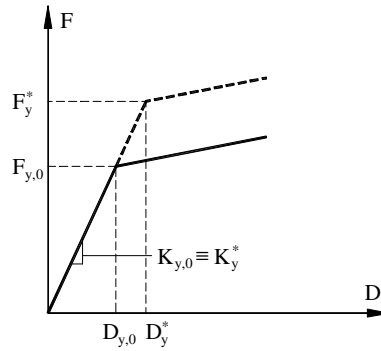


Figura 10. Rigidez pré- e pós-cedência constantes

O problema matemático pode ser escrito da seguinte forma:

$$\text{Procurar } \Delta F_y = \{ \Delta F_{y,1}; \Delta F_{y,2}; \Delta F_{y,3}; \Delta F_{y,4} \} \quad (10)$$

$$\text{Minimizar } \text{Custo} (\Delta F_y) = \sum_{i=1}^4 \Delta F_{y,i} \quad (11)$$

$$\text{Sujeito a } \begin{cases} 0 \leq \Delta F_{y,i} \leq 500 \text{ kN} & i = 1, 2, 3, 4 \end{cases} \quad (12)$$

$$\begin{cases} D_i \leq 3 \text{ cm} & i = 1, 2, 3, 4 \end{cases} \quad (13)$$

Nesta aplicação verificou-se uma rápida convergência do algoritmo de optimização (após 12 iterações). Na figura 11 são representados os perfis de resistência da estrutura original e reforçada, por piso, por forma a satisfazer o objectivo de dimensionamento imposto (sismo com período de retorno de 975 anos e deformação máxima de piso admissível de 3.0 cm).

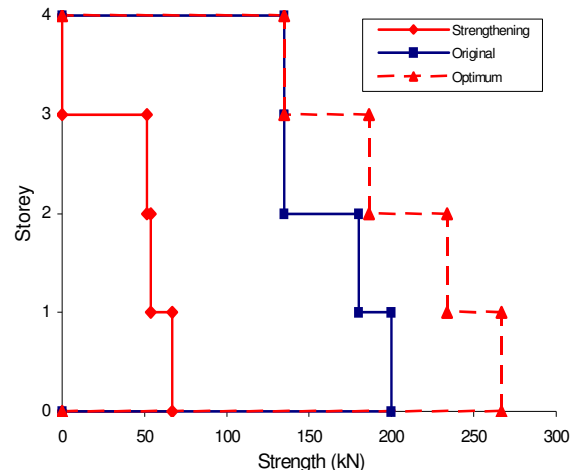


Figura 11. Resistência dos pisos: estrutura original e distribuição óptima do reforço

## 5. CONCLUSÕES

Os modelos calibrados demonstraram ser adequados na determinação da resposta não-linear de estruturas existentes, constituindo-se uma ferramenta útil na avaliação da vulnerabilidade sísmica das estruturas existentes.

Das análises realizadas (ponto 3.4) com o modelo dinâmico não-linear simplificado, descrito no ponto 2, verificou-se que este modelo foi capaz de reproduzir bem os resultados dos ensaios PsD, mesmo para a estrutura irregular.

Da aplicação do algoritmo de optimização estrutural proposto no ponto 4 verificou-se que, com um reduzido esforço computacional, esta metodologia poderá ser utilizada como ferramenta de apoio à decisão de reforço, numa fase preliminar de redimensionamento, gerando a distribuição óptima de reforço (em resistência, rigidez ou amortecimento) para objectivos de dimensionamento simples ou múltiplos.

Com esta ferramenta de optimização é possível definir o reforço óptimo para vários estados limite ('Fully Operational', 'Operational', 'Life Safe' and 'Collapse Prevention' [7, 8]) e, consequentemente, definir a intervenção mais adequada na estrutura que lhe confira um desempenho sísmico aceitável.

## REFERÊNCIAS

- [1] H. Varum, *Seismic assessment, strengthening and repair of existing buildings*, Tese de Doutoramento; Universidade de Aveiro (2003).
- [2] H. Varum, E.C. Carvalho, E. Coelho e A.V. Pinto, *Dynamic non-linear analyses for the 4-storey infilled RC frame: Study of a retrofitting solution*, 4º Encontro Nacional de Sismologia e Engenharia Sísmica e 2.º Rencontre en Génie Parasismique des Pays Méditerranéens, Universidade do Algarve, Faro (1999).
- [3] A.V. Pinto, G. Verzeletti, F.J. Molina, H. Varum, E. Coelho e R. Pinho, *Pseudo-dynamic tests on non-seismic resisting RC frames (bare and selective retrofit frames)*, EUR Report 20244 EN, ELSA, JRC-Ispra, EC, Itália (1999).
- [4] A. Shibata e M.A. Sozen, Substitute-structure method for seismic design in reinforced concrete, *Journal of Structural Division*, ASCE, **102**, 1-18 (1976).
- [5] C. Fleury, CONLIN: An efficient dual optimizer based on convex approximation concepts, *Structural Optimization*, **1**, 81-89 (1989).
- [6] V. Braibant, *Optimisation de forme des structures en vue de la conception assistée par ordinateur*, Publication de la Faculté des Sciences Appliquées, No. 102, Liège, Belgique, (1985).
- [7] ATC-40, *Seismic evaluation and retrofit of concrete buildings*, Applied Technical Council, California Seismic Safety Commission, Report No. SSC 96-01 (two volumes), Redwood City, California, US (1996).
- [8] SEAOC, *Performance based seismic engineering of buildings, Part 2: Conceptual framework*, Vision 2000 Committee, Structural Engineers Association of California, Sacramento, California (1995).
- [9] H. Varum, A. Costa e A.V. Pinto, *Uma metodologia simplificada para a avaliação de edifícios existentes e dimensionamento do reforço ótimo*, 6º Encontro Nacional de Sismologia e Engenharia Sísmica, Universidade do Minho, Guimarães (2004).
- [10] A. Campos-Costa e A.V. Pinto, *European seismic hazard scenarios: An approach to the definition of input motions for testing and reliability assessment of civil engineering structures*, JRC Special Publication No. X.99.XX, ELSA, JRC-Ispra, EC, Itália (1999).
- [11] E.C. Carvalho e E. Coelho, *Preparation of the full-scale tests on reinforced concrete frames. Characteristics of the test specimens, materials and testing conditions*, Projecto ICONS, Relatório LNEC, Lisboa (1999).