

UMA METODOLOGIA SIMPLIFICADA PARA A AVALIAÇÃO DE EDIFÍCIOS EXISTENTES E DIMENSIONAMENTO DO REFORÇO ÓPTIMO



Humberto VARUM
Professor Auxiliar
Dep. de Eng. Civil
Universidade de Aveiro
hvarum@civil.ua.pt



Aníbal COSTA
Professor Associado
FEUP
Porto
agc@fe.up.pt



Artur PINTO
Laboratório ELSA
Joint Research Centre
Ispra, Itália
artur.pinto@jrc.it

SUMÁRIO

Associado ao trabalho experimental, desenvolvido no laboratório ELSA, com vista à avaliação da capacidade original de estruturas representativas da prática de projecto e construção até finais dos anos 70, bem como da validação da eficiência de várias técnicas de reforço, foram utilizados e calibrados modelos numéricos refinados para a simulação dos resultados dos ensaios.

Os modelos refinados calibrados com os resultados experimentais demonstraram ser adequados na determinação da resposta não-linear de estruturas existentes. Não obstante as potencialidades destes modelos, é reconhecido que a sua aplicação na avaliação de edifícios correntes pode ser trabalhosa e inadequada face às inúmeras incertezas que podem surgir.

Assim, é proposta uma metodologia simplificada para a análise dinâmica não-linear de edifícios baseada no cálculo espectral multi-modal da resposta sísmica. Esta metodologia apresenta a possibilidade de avaliação de estruturas irregulares, e constitui-se como uma ferramenta útil para a optimização do reforço de edifícios existentes. Foi então também desenvolvida uma metodologia, baseada na optimização, para o dimensionamento óptimo do reforço para este tipo de estruturas.

Esta comunicação apresenta as metodologias simplificadas desenvolvidas para a avaliação de edifícios existentes e dimensionamento do reforço óptimo.

1. INTRODUÇÃO

Na Europa, muitas estruturas são potencialmente vulneráveis aos sismos, devido à tardia introdução da acção sísmica nos regulamentos de dimensionamento estrutural. Assim, no âmbito do projecto ICONS (Tópico 2 - "Assessment, Strengthening & Repair"), uma vasta campanha de ensaios foi realizada no laboratório ELSA [2], do JRC (Joint Research Centre), da Comissão Europeia, em modelos de pórticos de edifícios existentes, de 4 pisos e à escala real, representativas do projecto e da construção característica nos anos 50, em países do sul da Europa, como Portugal, Itália, Grécia, Turquia, etc. Os principais objectivos destes ensaios foram o estudo de vulnerabilidades estruturais e o desenvolvimento e validação de técnicas de reparação e reforço.

Os resultados desta vasta campanha de ensaios pseudo-dinâmicos (PsD) são aqui usados para calibrar e demonstrar as potencialidades dos modelos numéricos propostos neste artigo. É aqui proposto um modelo dinâmico não-linear simplificado, considerando múltiplos graus de liberdade (NGDL), para a avaliação da resposta estrutural de edifícios. É também proposta uma metodologia para estimar a distribuição óptima de reforço necessário para satisfazer um determinado objectivo de dimensionamento.

2. ESTRUTURA, MATERIAIS E CARGAS VERTICAIS

O pórtico ensaiado, dimensionado no LNEC, tem um comprimento total de 12.50 m e uma altura de 10.80 m. O pórtico, de betão armado tem 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. Os pisos são constituídos por laje em betão armado com 15 cm de espessura. As vigas são iguais em todos os pisos, em geometria e pormenorização da armadura (ver figura 1).

Na figura 2 é apresentado o quadro de pilares, com indicação dos pormenores construtivos. 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. Daí decorre a falta de apropriado confinamento, conferindo a estas estruturas características de ductilidade não adequadas. Realça-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 (ver figura 2).

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), habitualmente utilizada no passado, da classe FeB22k (classificação segundo as normas italianas).

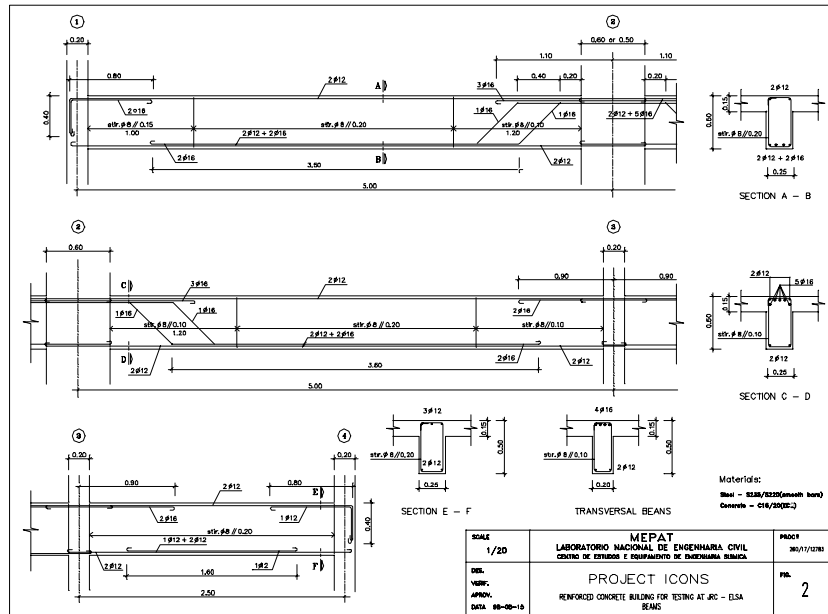


Figura 1 - Armadura das vigas: pormenorização

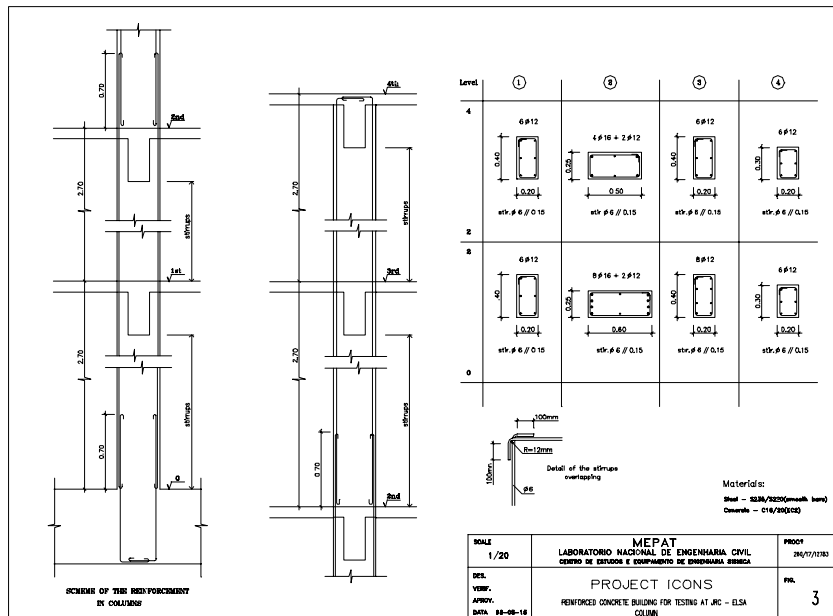


Figura 2 - Quadro de pilares e pormenorização

Na figura 3 é apresentado o esquema de cargas verticais (distribuídas nas vigas e concentradas nos nós) adoptado para simular a totalidade das cargas permanentes, bem como a sobrecarga, correspondente ao edifício modelado.

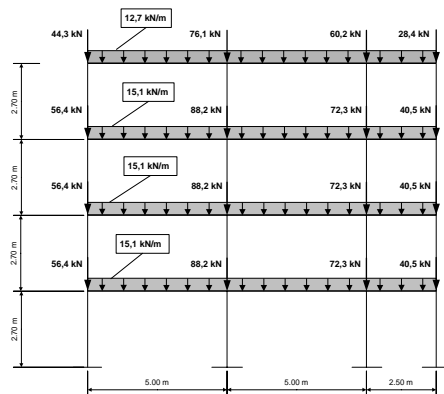


Figura 3 - Distribuição das cargas verticais adoptada nos ensaios experimentais

3. MODELO DINÂMICO NÃO-LINEAR SIMPLIFICADO DE AVALIAÇÃO ESTRUTURAL

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 uma abordagem assim 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 previsões aceitáveis da resposta estrutural, sem a adversidade proveniente da utilização de modelos muito sofisticados de elementos finitos. Assim, é proposto um modelo dinâmico não-linear simplificado, considerando múltiplos graus de liberdade (NGDL), para a avaliação da resposta estrutural de edifícios.

3.1. 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. As curvas de amortecimento global em função do global-drift obtidas para a estrutura original e reforçada são representadas na figura 4.

O global-drift é a razão entre o deslocamento lateral do último piso e a altura total do edifício (10.80 m).

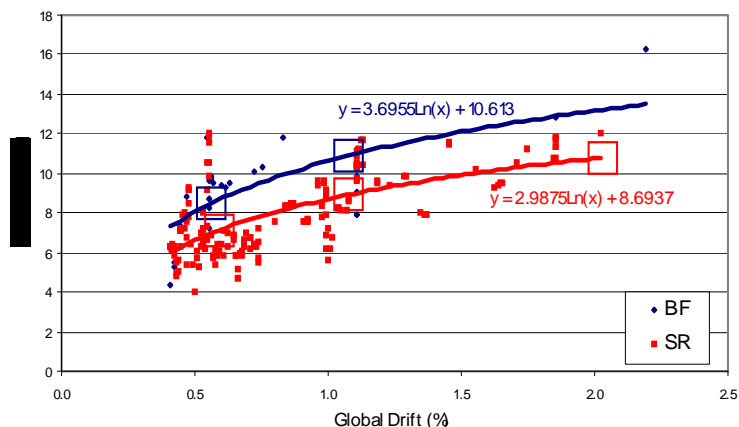


Figura 4 - Amortecimento equivalente (%) em função de global-drift para as estruturas original (BF) e reforçada (SR)

3.2. Modelo dinâmico não-linear simplificado de avaliação estrutural

Métodos não-lineares simplificados de avaliação estrutural que considerem apenas um grau de liberdade (curvas de capacidade) para representar a resposta global da estrutura, como o Capacity Spectrum Method (CSM), são pouco sensíveis ao comportamento local dos elementos 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 [3], considerando que a resposta de um sistema não-linear de um GDL pode ser aproximada pela resposta de um sistema linear equivalente com um período correspondente à rigidez secante. O edifício é representado por um sistema com um grau de liberdade (deslocamento horizontal) por piso, ligados entre si por uma viga. O sistema é fixo na base e a rotação em cada nó é impedida, como representado na figura 5.

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 iterativo 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 em função da deformação podem ser definidas ao nível do andar (ξ_i) ou a nível global da estrutura. Foi contemplada a hipótese de participação de vários modos de vibração na resposta estrutural, com combinação quadrática.

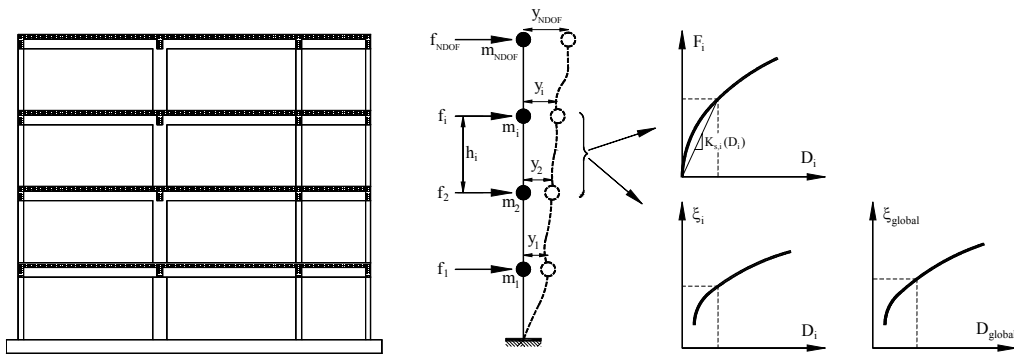


Figura 5 - Modelo dinâmico não-linear simplificado

3.2.1. Descrição do algoritmo implementado

Step 1: Dados iniciais para o modelo e solicitação

- Geometria da estrutura: número de GDL, altura entre pisos, h_i .
- Definição das curvas de comportamento dos pisos e curvas de amortecimento
- Definição das massas de piso, m_i .
- Definição do espectro de resposta elástico, de acordo com o espectro proposto no EC8, $S_d(T, \xi_0)$.

Step 2: Definição do número de modos a ser considerados na resposta, valores iniciais para a rigidez dos pisos e amortecimento baseados nas curvas de comportamento

Step 3: Determinação da resposta sísmica

- matriz de rigidez e da matriz de massa do sistema com NGDL
- períodos fundamentais e dos modos de vibração
- amortecimento equivalente
- espectro de resposta elástico reduzido, $S_d(T, \xi_{eff})$, de acordo com o proposto no EC8
- resposta estrutural com combinação quadrática da resposta para os vários modos
- forças de corte e máxima deformação para cada piso

Step 4: Verificação de convergência a dois níveis (em termos de curvas de comportamento de piso e em termos de amortecimento). Se não se verificar a convergência, preparar novos valores para a próxima iteração (rigidez secante dos pisos e amortecimento, com base nas leis constitutivas) e voltar ao Step 3.

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

3.2.2. Validação do modelo com os resultados dos ensaios PsD

O modelo proposto foi aplicado às estruturas ensaiadas, descritas no ponto 2, original e reforçada. Mais detalhes sobre as estruturas ensaiadas e sobre o reforço aplicado pode ser encontrado em Pinto *et al.* [2]. As estruturas foram analisadas para as ações correspondentes às acelerações

máximas dos sismos considerados nos ensaios, nomeadamente: 2.180 e 2.884 m/s² para a estrutura original (períodos de retorno de 475 e 975 anos), e 2.180, 2.884 e 3.728 m/s² para a estrutura reforçada (475, 975 e 2000 anos).

Para a estrutura em causa são considerados quatro GDL, sendo as massas dos três primeiros pisos 44.6 ton, e para o último piso 40.0 ton. 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 4. 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.

Da análise das figuras 6 e 7, pode observar-se que os resultados obtidos com o modelo simplificado proposto reproduzem bem os resultados obtidos 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 rápida avaliação de certas classes de edifícios. Foi ainda avaliada a influência da participação de vários modos na resposta estrutural. Para as estruturas analisadas, verificou-se que os modos superiores não influenciam significativamente a resposta estrutural.

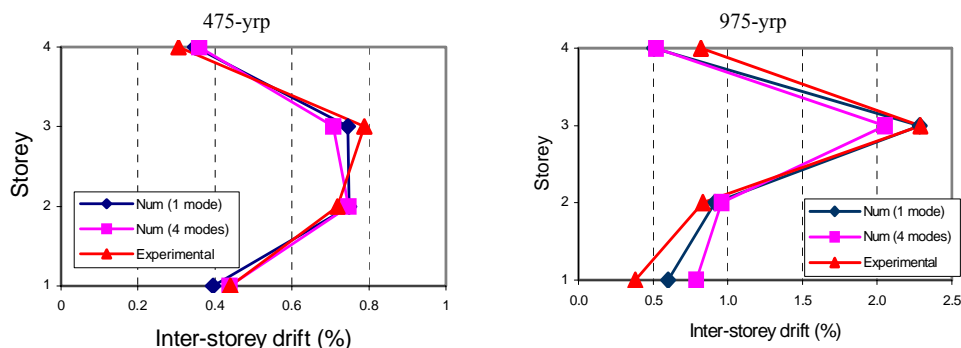


Figura 6 - Drift de piso estimado e observado nos ensaios PsD: estrutura irregular (BF)

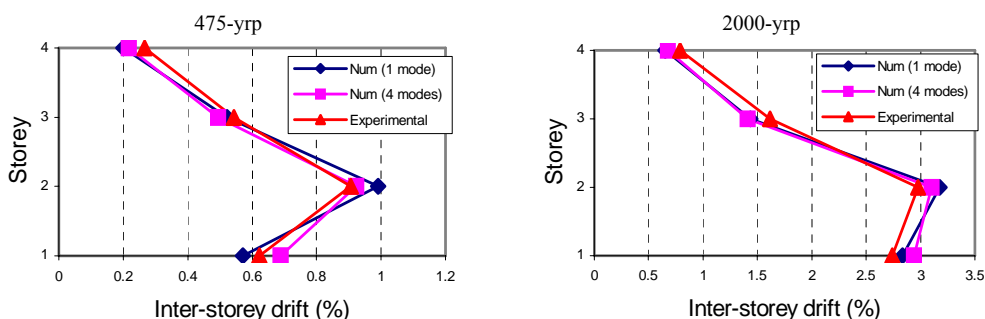


Figura 7 - Drift de piso estimado e observado nos ensaios PsD: estrutura regular (SR)

4. OPTIMIZAÇÃO COMO FERRAMENTA DE APOIO À DECISÃO DO REFORÇO

A otimização pode ser usada como uma ferramenta de apoio à decisão da estratégia de reforço. 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).

Neste estudo, três estratégias para o reforço de estruturas existentes foram propostas e implementadas no programa CASTEM [1]. Os algoritmos de otimização são baseados em métodos de aproximação, como o CONvex LINEarization method (CONLIN) desenvolvido por Fleury [4] e Braibant [5], e o método das assíptotas móveis. Estes algoritmos de otimização podem trabalhar com funções objectivo não-lineares (custo mínimo do reforço) 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.

No processo de otimização de 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 3 foi incorporado no algoritmo de otimização estrutural aqui proposto. Três problemas de otimização do reforço foram estudados, seguindo conceptualmente três estratégias de reforço utilizadas na prática, 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.

Nos problemas de otimização do reforço de estruturas existentes assume-se que os edifícios são representados por um modelo de 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 otimização é minimizar a necessidade de reforço total (soma da necessidade de reforço ao nível dos pisos) à 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

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

Os passos básicos do algoritmo de otimização implementado podem ser resumidos como se indica (ver também o esquema da figura 8):

- Step 1 - Definir a variável de controlo, i.e. estratégia de reforço (resistência, rigidez ou amortecimento).
- Step 2 - Definir a geometria da estrutura, massa ao nível dos pisos, as curvas de comportamento e amortecimento ao nível dos pisos.
- Step 3 - Definir o objectivo de dimensionamento desejado (nível da acção sísmica e nível de desempenho ou dano máximo aceitável em cada piso), com base em valores aceitáveis para determinada probabilidade de excedência, como por exemplo propostos em ATC-40 [6] ou VISON-2000 [7].
- Step 4 - Determinar numericamente as derivadas de primeira ordem da função objectivo e das funções de restrição em relação às variáveis de dimensionamento.
- Step 5 - O problema de optimização convexa é formulado e resolvido iterativamente, determinando os valores óptimos para as variáveis de dimensionamento.
- Step 6 - Verificar a convergência com a solução obtida. Se a convergência não se verifica, preparar a próxima iteração e volta ao Step 4.
- Step 7 - A solução de reforço para um determinado objectivo de dimensionamento convergida é representada graficamente.

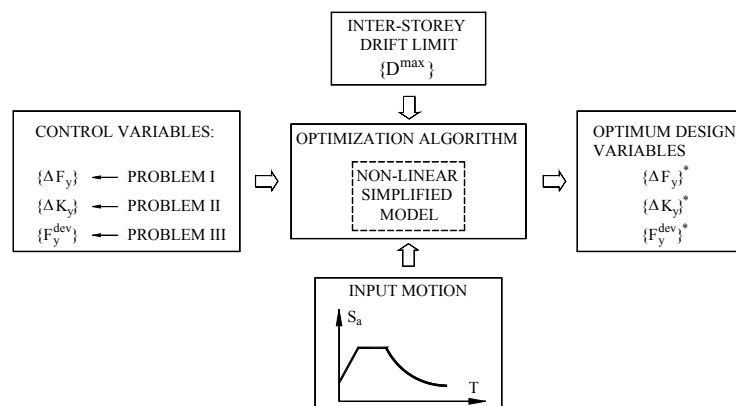


Figura 8 - Procedimento de optimização iterativo

4.1. Exemplo ilustrativo

De seguida é apresentado um exemplo ilustrativo desta metodologia de optimização de reforço. Foi escolhida como exemplo a estrutura de quatro pisos original ensaiada, e descrita no ponto 2. 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, representadas na figura 9, que são usadas no procedimento de optimização. Neste problema de optimização são consideradas como variáveis de controlo a resistência adicional dos pisos. Foi considerada para a acção de dimensionamento o sismo com período de retorno de 975 anos, e como nível de desempenho uma deformação máxima de 3.0 cm. Consideram-se como restrições: a) máxima deformação admissível de 3.0 cm, para cada pisos; e, b) limite superior de 500 kN para o reforço adicional de cada piso. O algoritmo convergiu após 12 iterações. Na figura 10 são representados os perfis de resistência original e adicional, por piso, por forma a obedecer ao objectivo de dimensionamento imposto.

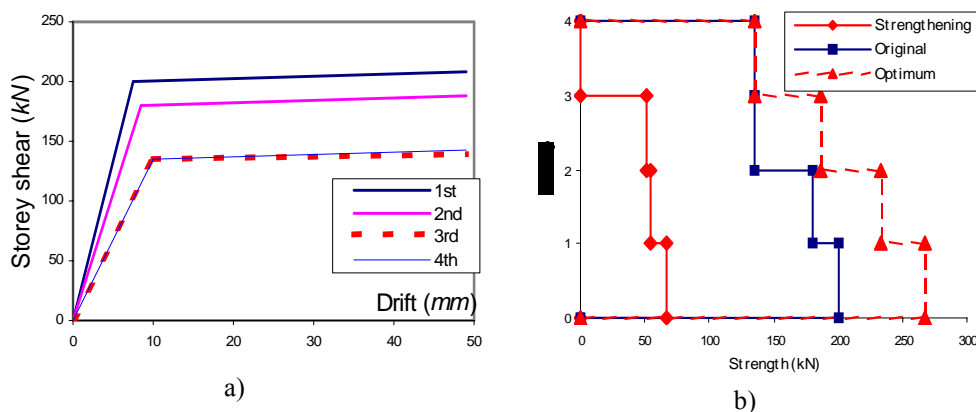


Figura 9 – a) Leis de comportamento de piso adoptadas dos resultados experimentais;
b) Resistência dos pisos: estrutura original e distribuição óptima do reforço

5. CONCLUSÕES

Das análises realizadas com o modelo dinâmico não-linear simplificado descrito no ponto 3 verificou-se que este modelo foi capaz de reproduzir bem os resultados experimentais, mesmo para a estrutura irregular. Assim, este modelo poderá ser uma ferramenta útil na avaliação da vulnerabilidade sísmica das estruturas existentes. Da aplicação do algoritmo de otimização estrutural proposto, verificou-se que, com um reduzido esforço computacional, esta metodologia poderá ser utilizada como ferramenta de apoio à decisão de reforço estrutural, numa fase preliminar de dimensionamento de reforço.

6. REFERÊNCIAS

- [1] Varum, H. - *Seismic assessment, strengthening and repair of existing buildings*, Tese de doutoramento, Universidade de Aveiro, 2003, 550 p.
- [2] Pinto, A.V.; Verzeletti, G.; Molina, F.J.; Varum, H.; Coelho, E.; Pinho, R. - *Pseudo-dynamic tests on non-seismic resisting RC frames (bare and selective retrofit frames)*, EUR Report 20244 EN, ELSA, JRC-Ispira, EC, Italy, 1999, 173 p.
- [3] Shibata, A.; Sozen, M.A. - *Substitute-structure method for seismic design in reinforced concrete*, Journal of Structural Division, ASCE, Vol. 102, 1976, p. 1-18.
- [4] Fleury, C. - *CONLIN: An efficient dual optimizer based on convex approximation concepts*, Structural Optimization, Vol. 1, 1989, pp. 81-89.
- [5] Braibant, V. - *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.
- [6] 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.

- [7] SEAOC - *Performance based seismic engineering of buildings, Part 2: Conceptual framework*, Vision 2000 Committee, Structural Engineers Association of California, Sacramento, California, 1995.