

## ANÁLISE E DESEMPENHO SÍSMICO DE UM PÓRTICO METÁLICO DE TRAVESSAS INCLINADAS ATRAVÉS DE ANÁLISES NÃO-LINEARES

**M. T. BRAZ CÉSAR**

Assistente  
IPB-ESTiG-DMA  
Bragança – Portugal

**PAULO CACHIM**

Prof. Associado  
UA  
Aveiro – Portugal

### SUMÁRIO

O principal objectivo deste artigo consiste na aplicação de diversas metodologias de análise não-linear de estruturas para avaliar o desempenho sísmico de pórticos metálicos de aço utilizados na construção de pavilhões industriais do tipo *roof pitched portal frames*. Para atingir este objectivo foi analisado um pórtico com 20m de vão com o recurso ao programa de cálculo automático MIDAS\Civil utilizando uma análise estática não-linear (ou *pushover*) e uma análise dinâmica não-linear para determinar a resposta da estrutura. Com base neste estudo pretende-se estimar a capacidade dissipativa desta estrutura e quantificar a resposta não-linear para avaliar o seu desempenho sísmico.

### 1. INTRODUÇÃO

A maioria dos pavilhões industriais construídos em Portugal apresenta uma solução estrutural baseada na repetição espacial de pórticos metálicos. Esta opção, comum para vãos inferiores a 40 m, está relacionada com o reduzido custo de fabrico e aplicação quando comparada com outras soluções usadas no passado.

Embora existam algumas publicações que abordam o dimensionamento deste tipo de estruturas, o critério que deve ser utilizado no dimensionamento sísmico não está completamente definido. Este ponto torna-se mais importante quando se verifica que no seu dimensionamento, geralmente, não é avaliada a resposta sísmica uma vez que se admite que estas estruturas apresentam uma reduzida capacidade dissipativa para suportar o efeito de um sismo de moderada/grande intensidade [1].

Os procedimentos vulgarmente utilizados para o dimensionamento sísmico, baseados em espectros de resposta, permitem a verificação da capacidade resistente relativamente aos estados limites últimos e da deformação relativamente aos estados limites de utilização. Estas verificações garantem a capacidade resistente necessária para evitar o risco de vida humana e a rigidez suficiente para evitar uma deformação excessiva da estrutura (e consequente utilização da edificação em causa). Nestas metodologias, a resposta não considera a ductilidade da estrutura implicando a redução dos esforços resultantes da actuação de um sismo através de coeficientes de ductilidade para permitir acolher esforços superiores aos obtidos num regime elástico. Contudo, esta metodologia fundamenta-se na capacidade dos elementos estruturais aceitarem deformações plásticas sem comprometerem a estabilidade da estrutura. Estas deformações plásticas, que traduzem um nível de danificação não reversível, têm consequentemente um carácter permanente e que envolve um custo significativo para a sua reparação, o que muitas vezes implica a demolição da estrutura.

No entanto, as novas metodologias de análise e dimensionamento permitem a classificação do desempenho sísmico com base em níveis de desempenho. Esta filosofia permite definir o critério que governa a resposta da estrutura para os vários níveis de desempenho e, assim, identificar vários níveis de danificação aquando da ocorrência de um sismo uma vez que não é economicamente viável que a estrutura apresente uma capacidade resistente capaz de suportar um sismo de grande intensidade.

No sentido de avaliar a possibilidade de aplicar/adaptar esta filosofia aos pórticos metálicos dos pavilhões industriais, foi analisado um pórtico metálico de aço constituído por perfis comerciais.

O objectivo deste artigo consiste na aplicação desta metodologia de dimensionamento, baseada em níveis de desempenho, no sentido de avaliar a resposta não-linear desta estrutura para um determinado desempenho

objectivo através da comparação dos resultados obtidos entre uma análise estática não linear e uma análise dinâmica não-linear.

## 2. DESEMPENHO SÍSMICO DE ESTRUTURAS

### 2.1. Introdução

A danificação e o colapso de estruturas como resultado da deformação lateral dos pisos induzida pela ocorrência de um evento sísmico de grande intensidade constituem duas das principais preocupações dos projectistas de estruturas. No dimensionamento de estruturas, e de acordo com a actual regulamentação, normalmente, a resposta sísmica é obtida através da aplicação de metodologias baseadas em análises no domínio elástico. Com base nos valores obtidos nessa análise dimensionam-se as secções atendendo a que a resposta da estrutura, para a intensidade dos esforços induzidos pela acção sísmica, não se encontra no regime elástico. Esta diferença obriga à utilização de factores de redução dos esforços sísmicos através dos coeficientes de comportamento ou de ductilidade para evitar que a resposta obtida nesta análise se afaste significativamente da resposta real da estrutura. Outra importante limitação desta metodologia está relacionada com a impossibilidade de identificar zonas críticas (ou zonas frágeis) que, na ocorrência de um sismo, podem condicionar o desempenho local e/ou global da estrutura. Como é evidente, para um sismo de elevada magnitude não é possível garantir que a estrutura tenha uma capacidade resistente que permita resistir aos esforços máximos induzidos por essa acção e também não é aceitável que assim seja do ponto de vista económico.

Embora esta metodologia seja aceitável quando o dimensionamento se baseia unicamente nas exigências dos estados limites (últimos e de utilização), muitas vezes os projectistas necessitam avaliar a resposta sísmica no sentido de quantificarem convenientemente o desempenho da estrutura, sobretudo quando a dimensão ou a importância da estrutura obriga a determinados requisitos que não estão preconizados nos estados limites. Um exemplo deste desfasamento entre os requisitos exigidos com os estados limites e a necessidade efectiva para o correcto funcionamento de uma estrutura pode ser encontrado no dimensionamento de grandes unidades hospitalares, para as quais as imposições socio-económicas condicionam os critérios adoptados para o seu dimensionamento. As estruturas utilizadas nestas construções devem garantir a segurança dos ocupantes mas também devem permanecer funcionais depois da ocorrência de um sismo severo.

Como resultado desta lacuna no dimensionamento sísmico de estruturas, alguns países iniciaram investigações no sentido de desenvolver metodologias de análise e dimensionamento que associassem os critérios preconizados nos estados limites (risco de vida humana e utilização do local) com níveis de desempenho estrutural de forma a controlar os danos causados durante um sismo de grande intensidade e os custos associados com a reparação da estrutura (Figura 1).

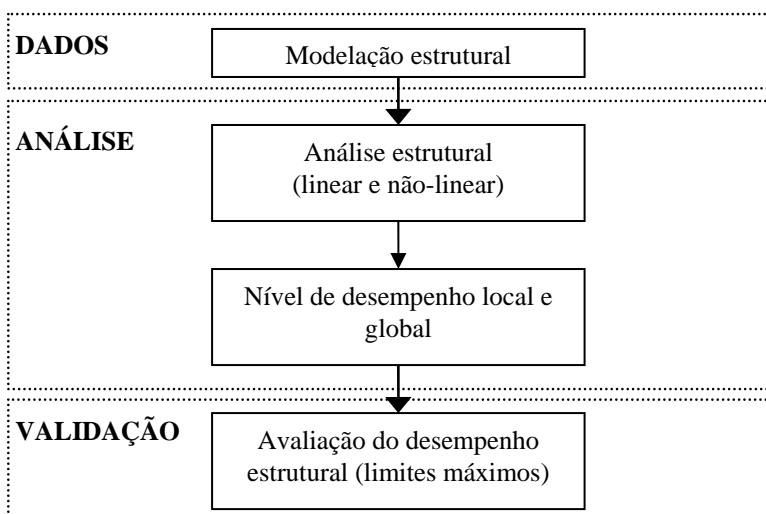


Figura 1: Avaliação do desempenho sísmico.

Estas metodologias partem do princípio que a estrutura deve apresentar alguma danificação aquando da ocorrência de um sismo uma vez que não é economicamente viável dimensionar secções com a capacidade resistente necessária para acomodar os esforços máximos induzidos por um sismo de grande intensidade, ou seja, para garantir que a estrutura não apresenta danificação significativa para esse nível de intensidade. Assim, são definidos níveis de desempenho estrutural associados a vários níveis de intensidade sísmica. Os níveis de desempenho representam os limites de danificação de uma estrutura calibrados para um determinado evento sísmico e relacionados com a importância socio-económica da edificação.

Esta metodologia, denominada como dimensionamento sísmico baseado em níveis de desempenho, possibilita avaliar a resposta sísmica da estrutura de forma mais precisa e, sobretudo, identificar possíveis patamares de danificação associando-os a custos de reparação.

## 2.2. Metodologia de análise e níveis de desempenho

### 2.2.1. Descrição geral

As novas metodologias de análise e dimensionamento permitem a classificação do desempenho sísmico com base em níveis de desempenho. Esta filosofia permite definir o critério que governa a resposta da estrutura para os vários níveis de desempenho e, assim, identificar vários níveis de danificação aquando da ocorrência de um sismo uma vez que não é economicamente viável que a estrutura apresente uma capacidade resistente para suportar um sismo de grande intensidade.

Os sismos de elevada intensidade que se fizeram sentir na segunda metade do século XX proporcionaram os dados e motivaram o desenvolvimento de várias estudos que culminaram na criação de regulamentações mais elaboradas sobre a análise e dimensionamento sísmico de edifícios, em particular no que diz respeito à reabilitação sísmica. Esta sensibilização originou diversas metodologias associadas a este tipo de análise, de entre os quais se evidenciam as seguintes: o relatório ATC-40 [2] proposto pela *Applied Technology Council* (ATC) para análise de estruturas de betão e a regulamentação FEMA356 [3] fundamentada no FEMA273/274 [4] e proposta pela *U. S. Federal Emergency Management Agency* (FEMA) que resultou de um esforço da *American Society of Civil Engineers* (ASCE) no sentido de desenvolver uma metodologia para o dimensionamento e reabilitação sísmica de edifícios.

Este artigo baseia-se nas regras propostas no FEMA 356 (273/274), nomeadamente na metodologia de análise e nos critérios sugeridos para a avaliação do desempenho sísmico de estruturas de aço. Esta regulamentação está genericamente dividida em três partes: (a) definição do desempenho objectivo (ou desempenhos); (b) Determinação da capacidade resistente através da utilização de quatro procedimentos; e (c) Definição dos níveis de desempenho através da imposição de limitações nos esforços e nas deformações de forma a ser atingido o desempenho objectivo.

No segundo ponto são apresentados quatro procedimentos para a análise de estruturas com base no desempenho sísmico:

- O procedimento estático linear (*LSP*), válido para estruturas regulares e que respondam no domínio elástico;
- O procedimento dinâmico linear (*LDP*), no qual se enquadram os métodos baseado em espectros de resposta;
- O procedimento estático não-linear (*NSP*), no qual se enquadram as análises do tipo *pushover*, que permite determinar a resposta da estrutura no regime plástico através de um processo simplificado;
- O procedimento dinâmico não-linear (*NDP*) que corresponde à metodologia mais completa e que permite captar os efeitos dinâmicos e a resposta plástica.

Os procedimentos não lineares (estáticos e dinâmicos) foram utilizados para determinar a resposta sísmica do pórtico metálico analisado neste estudo.

A definição dos níveis de desempenho, que constitui o principal objectivo destas metodologias, está relacionada com o nível de danificação admissível para uma determinada estrutura. Nesta regulamentação são definidos quatro níveis de desempenho para estruturas de edifícios:

- Ocupação imediata (*IO*);
- Salvaguarda da vida humana (*LS*);
- Prevenção do colapso (*CP*).

O primeiro nível de desempenho, Ocupação Imediata, requer que o edifício permaneça funcional durante e imediatamente após a ocorrência de um sismo, assim, o edifício permanece funcional ininterruptamente. Não se verificam grandes deformações e a resposta da estrutura está centrada no domínio elástico. O segundo nível, Salvaguarda da vida humana, constitui a exigência principal em termos de capacidade resistente. Este nível está intimamente relacionado com as exigências e critérios da regulamentação que tem como metodologia de análise os procedimentos baseados em análises lineares, nomeadamente os que utilizam espectros de resposta (associado aos estados limites últimos). Neste nível, a estrutura pode apresentar danos muito significativos e a sua reabilitação pode ser economicamente inviável. Finalmente, o terceiro nível de desempenho, Prevenção do Colapso, implica que o edifício esteja no seu limite de capacidade última e a sua reparação é praticamente inexecutável. Na Tabela 1 estão indicados os níveis de desempenho estrutural e a correspondente exigência em termos de capacidade resistente, danificação e utilização (funcionalidade) do edifício para elementos estruturais e não estruturais.

Tabela 1 - Níveis de desempenho para edificações.

Nível de desempenho	Desempenho dos elementos estruturais	Desempenho dos elementos não estruturais
Operacional* (O)	Danos reduzidos; Deformação reversível; Capacidade resistente e rigidez inicial;	Danos insignificantes; Sistemas operacionais.
Ocupação Imediata (IO)	Danos ligeiros; Deformação reversível; Pequenas Fendas.	Equipamento operacional mas com a possibilidade de não funcionar devido a falha dos sistemas eléctricos, mecânicos ou outros.
Preservação da Vida Humana (LS)	Danos moderados; Algumas deformações permanentes; A reparação pode ser inviável.	Sistemas muito danificados.
Colapso (CP)	Danos severos; Grandes deformações e com carácter permanente; Estrutura perto do colapso.	Sistemas muito danificados, com pequena probabilidade de funcionamento.

Como é óbvio, estes níveis de desempenho estão intimamente relacionados com a intensidade do evento sísmico. Um sismo de fraca intensidade não produz danos significativos pelo que a utilização da estrutura (a sua funcionalidade) não é posta em causa e conseqüentemente a estrutura permanece Operacional ou com capacidade de Ocupação Imediata. Se a acção sísmica resultar de um sismo de média intensidade ou grande intensidade, a danificação pode significar a destruição parcial ou o colapso da estrutura pelo que a Preservação da Vida Humana deve prevalecer sobre qualquer outro critério. A possibilidade de reabilitação (e o custo associado) deve constituir o último critério de desempenho.

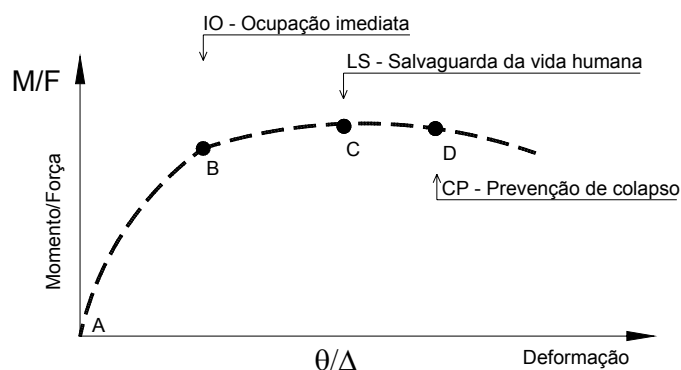


Figura 2: Comportamento estrutural e critérios de desempenho.

### 2.2.2. Métodos de análise não-linear

Neste trabalho, e de acordo com a referida regulamentação, foram utilizados procedimentos estáticos e dinâmicos não-lineares para avaliar a resposta sísmica do pórtico metálico analisado.

A análise estática não-linear com carregamento imposto e controle de deslocamentos, vulgarmente designada por análise *pushover*, consiste numa metodologia simplificada que permite obter a resposta de uma estrutura a acções sísmicas [5]. Esta análise permite avaliar o desempenho das estruturas através do controlo dos deslocamentos a nível local e global, fornecendo ainda informação sobre a ductilidade e a capacidade resistente. De entre as metodologias existentes destacam-se os seguintes procedimentos estáticos não-lineares:

- O Método do Espectro da Capacidade Resistente proposto no ATC-40;
- O Método do Coeficiente de Deslocamento proposto no regulamento FEMA356 (273/274);
- O método N2 proposto no Eurocódigo 8 [6] e desenvolvido por Fajfar [7].

O algoritmo de resolução de uma análise deste tipo engloba três etapas: em primeiro lugar é necessário definir a capacidade resistente da estrutura através da aplicação de cargas horizontais (ou deslocamentos) de forma incremental. Numa segunda fase é necessário conhecer a acção sísmica e a resposta da estrutura com base num comportamento não-linear para estabelecer o nível de desempenho proposto (objectivo) que consiste na determinação do deslocamento objectivo (*target displacement*) ou do ponto de desempenho sísmico (*performance point*). Finalmente, na terceira fase avalia-se o desempenho da estrutura para o nível de desempenho previamente fixado (o deslocamento objectivo ou o ponto de desempenho sísmico).

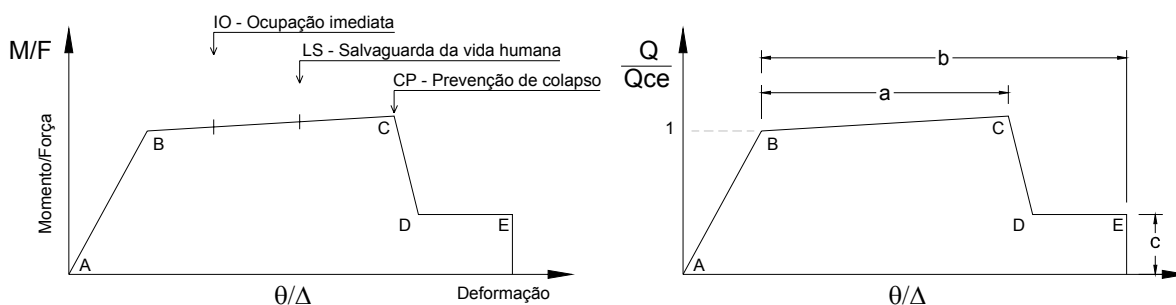


Figura 3: Níveis de desempenho para análises *pushover* (FEMA).

Na Figura 3 está representada a simplificação do modelo constitutivo utilizado para definir o comportamento dos diversos elementos e os critérios de deformação admissíveis. No primeiro tramo (AB) verifica-se uma resposta

linear com um ponto de cedência (B). A inclinação do tramo BC é normalmente baixa (0-10% do valor da inclinação do regime elástico) e representa fenómenos como o endurecimento. A linha CD representa a degradação da capacidade resistente e DE corresponde à plastificação do elemento. Neste gráfico também é possível observar os níveis de desempenho para elementos primários (P) e secundários (S) para três níveis de segurança: Ocupação Imediata (IO), Prevenção do Colapso (CP) e Salvaguarda da Vida Humana (LS). Para mais informação sobre esta metodologia recomenda-se a leitura da referida regulamentação.

A análise dinâmica não-linear é o procedimento de análise mais elaborado e que melhor descreve a resposta sísmica de uma estrutura. De uma forma genérica, nesta análise utiliza-se a uma combinação de vários registos sísmicos para obter a resposta de uma estrutura que deve estar convenientemente pormenorizada para que o modelo estrutural seja o mais próximo possível do modelo real. A associação destes dois aspectos permite que a resposta tenha um nível de incerteza muito reduzido.

Este tipo de análise é particularmente importante quando as estruturas apresentam um comportamento irregular ou com descontinuidades significativas. No caso de estruturas metálicas estes comportamentos resultam de várias não-linearidades geométricas (efeitos de segunda ordem, ligações semi-rígidas, etc.) e materiais. Contudo, esta análise é particularmente sensível à modelação utilizada, sobretudo na definição dos modelos constitutivos.

Neste contexto, de seguida apresenta-se um estudo sobre o desempenho sísmico de um pórtico metálico de uma nave industrial através de análises não-lineares (estática e dinâmica). Este estudo pretende ilustrar a importância dos procedimentos não-lineares para avaliar o desempenho sísmico deste tipo de estruturas.

### 3. DESEMPENHO SÍSMICO DE UM PÓRTICO METÁLICO DE UMA NAVE INDUSTRIAL

A maior parte dos pavilhões industriais são constituídos por estruturas metálicas. De entre os vários esquemas estruturais existentes no mercado, os pórticos metálicos com um único vão (perfis comerciais ou perfis reconstituídos por soldadura) representam uma solução economicamente atractiva quando comparados com sistemas articulados (sistemas treliçados), sobretudo para vãos inferiores a 50m.



Figura 4: Exemplo de estruturas metálicas utilizadas na construção de pavilhões industriais.

No entanto, estas estruturas apresentam características invulgares do ponto de vista sísmico: normalmente apresentam um único piso; apresentam uma área de implantação bastante extensa com a possibilidade de ocorrer variação das características geotécnicas e conseqüentemente com a possibilidade de existirem diferentes excitações sísmicas em cada apoio pelo que se torna extremamente importante o travamento das fundações; apresentam uma pequena capacidade dissipativa mas com uma grande aptidão para adoptar deformações permanentes.

### 3.1. Descrição do pórtico metálico e da metodologia de análise

Para avaliar o desempenho sísmico deste tipo de estruturas foi analisado um pórtico metálico com 20m de vão, 5m de altura (pilar) e uma inclinação da cobertura de 10%. Os elementos resistentes (pilares e vigas) são constituídos por perfis comerciais da série IPE (S275), mais concretamente perfis IPE330 para os pilares e IPE270 para as vigas. As restantes características geométricas do pórtico estão definidas na Figura 5.

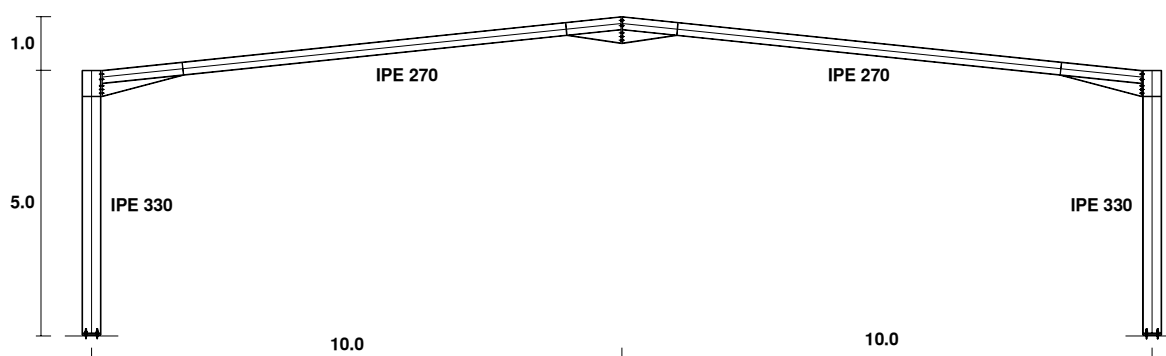


Figura 5: Principais características geométricas do pórtico metálico analisado.

Estas características resultaram do dimensionamento do pórtico de acordo com os critérios preconizados no RSA [8] e no EC3 [9]. Considerou-se uma carga permanente associada ao elementos secundários (cobertura) de  $0.25\text{kN/m}^2$ . A sobrecarga regulamentar ( $0.30\text{kN/m}^2$ ) foi agravada ( $0.50\text{kN/m}^2$ ) para contabilizar o efeito das cargas associadas aos tectos falsos, iluminação, AVAC, etc. A acção do vento também foi quantificada de acordo com este regulamento para a zona B e solo tipo II. Neste caso foi considerada uma acção da neve de  $0.80\text{kN/m}^2$ .

A análise sísmica do pórtico foi dividida em três etapas. Inicialmente efectuou-se uma análise modal para determinar as frequências próprias e os modos de vibração. De seguida foi efectuada uma análise estática não-linear (pushover) para determinar o desempenho sísmico da estrutura. Esta análise foi efectuada de acordo com os critérios recomendados no FEMA273/274. Com base no desempenho obtido efectuou-se uma análise dinâmica não-linear para duas situações de carregamento: (a) um carregamento cíclico crescente com uma amplitude máxima definida pelo deslocamento obtido na análise pushover; (c) um carregamento crescente até se obter colapso e constante a partir desse ponto. Este estudo foi elaborado com o recurso ao programa de cálculo automático MIDAS\Civil [10].

### 3.2. Análise estática não-linear

De acordo com os critérios de dimensionamento sísmico, os esforços induzidos na estrutura durante a ocorrência de um sismo de elevada intensidade, geralmente ultrapassam os limites de cedência causando grandes deformações plásticas. Estas deformações, resultantes da combinação entre as forças gravíticas e as forças laterais, localizam-se nas zonas que possuem maiores esforços internos e que constituem as chamadas zonas críticas, nas quais ocorre a dissipação de energia através de mecanismos de plastificação. A análise estática não-linear ou pushover permite estudar o comportamento da estrutura considerando o comportamento não-linear que ocorre nessas zonas críticas e que são materializadas pela introdução de rótulas plásticas no modelo de cálculo.

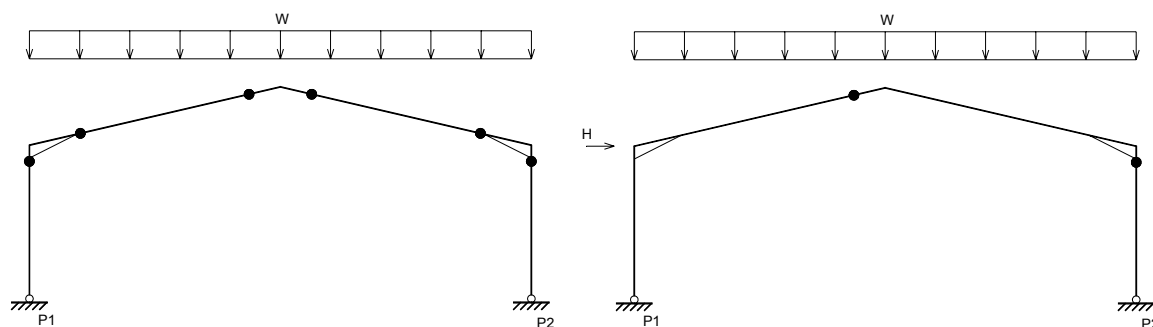


Figura 6: Localização das rótulas plásticas: a) carregamento simétrico; b) com carregamento lateral.

O processo de análise começa com a elaboração do modelo estrutural e com a determinação das frequências próprias e dos respectivos modos de vibração. Posteriormente, define-se a localização das rótulas plásticas e o comportamento material das mesmas associando os critérios de desempenho. O software inclui uma base de dados (FEMA273/274) permitindo ainda a introdução de relações definidas pelo utilizador. O projectista deve validar o modelo estrutural e a aplicabilidade desta metodologia para análises finais, preferencialmente através de resultados experimentais existentes ou, na falta de informação credível, através da realização desses ensaios experimentais.

Os mecanismos de plastificação devem representar convenientemente as capacidades dos elementos resistentes, sobretudo no que diz respeito à capacidade associada às deformações. Estes elementos não devem apresentar uma perda significativa da capacidade resistente para grandes deformações. Neste tipo de análise, compete ao projectista a definição dos elementos sismo-resistentes e a escolha de disposições construtivas que garantam a correcta formação das rótulas plásticas nos locais previamente escolhidos.

As rótulas foram definidas de acordo com os princípios indicados pelo FEMA273/274 (Figura 7), determinando a relação que traduz o comportamento não-linear esperado para cada ponto de plastificação. As zonas críticas associadas às vigas são simuladas considerando apenas a contribuição do momento flector ( $M_3$ ) de acordo com a localização apresentada na Figura 6.

As rótulas de flexão composta desviada (P-M2-M3) associadas ao comportamento dos pilares foram colocadas na extremidade superior (junto à ligação pilar-viga) e a superfície de interacção, que pode ser definida pelo utilizador, foi determinada pelo software com base nas características dos elementos estruturais.

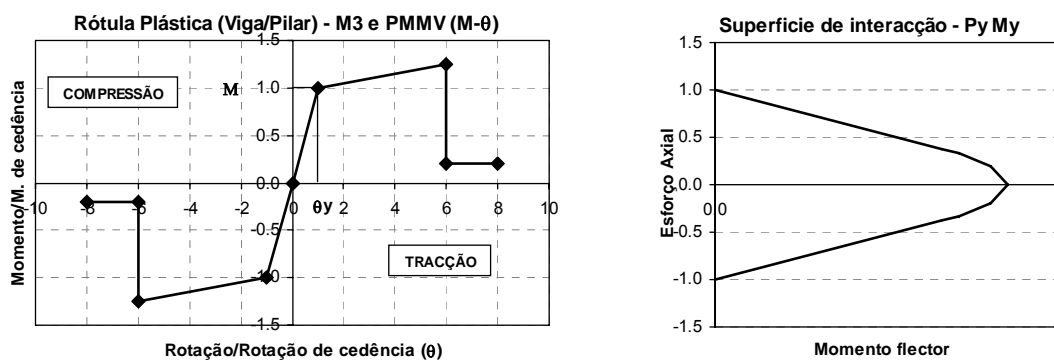


Figura 7: Modelação das rótulas plásticas em vigas e pilares.

Os resultados obtidos com a análise pushover estão representados na Figura 8. No gráfico é visível a variação da capacidade resistente com o aumento da deformação lateral. A formação das primeiras rótulas plásticas (na viga junto aos esquadro e no pilar) ocorre para uma deformação lateral de 0.12m, cuja influência na capacidade resistente traduz-se numa perda de rigidez, que corresponde ao valor para o qual se atinge o primeiro limite de

desempenho sísmico IO – Ocupação Imediata. Quando surgem novas rótulas (nas vigas) há nova perda de capacidade resistente, que se traduz na variação da curva de capacidade, perceptível para um deslocamento lateral de 0.42m. Neste caso, as rótulas iniciais atingem o segundo limite de desempenho LS – Salvaguarda da vida humana e, a partir deste ponto, a estrutura praticamente mantém a capacidade resistente com valor constante. Finalmente, quando a formação das rótulas introduz um mecanismo estrutural, a estrutura entra em colapso e é atingido o último limite de desempenho CP – Colapso da estrutura (para um deslocamento lateral de 0.85m, valor não apresentado no gráfico).

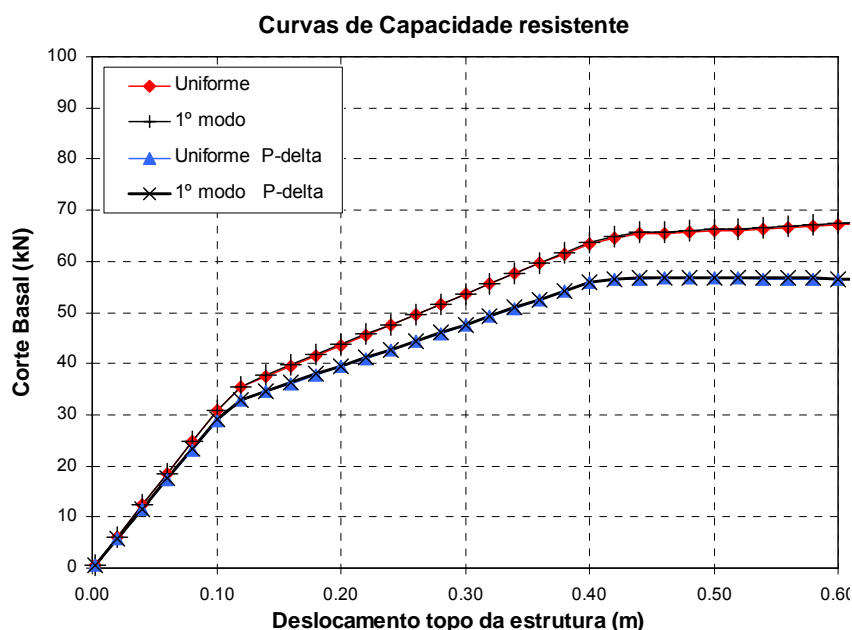


Figura 8: Curva de capacidade resistente (pushover).

De seguida, avaliou-se o desempenho da estrutura através de um procedimento fundamentado na representação gráfica dos espectros de resposta no formato ADRS e dos espectros de capacidade resistente (Figura 9).

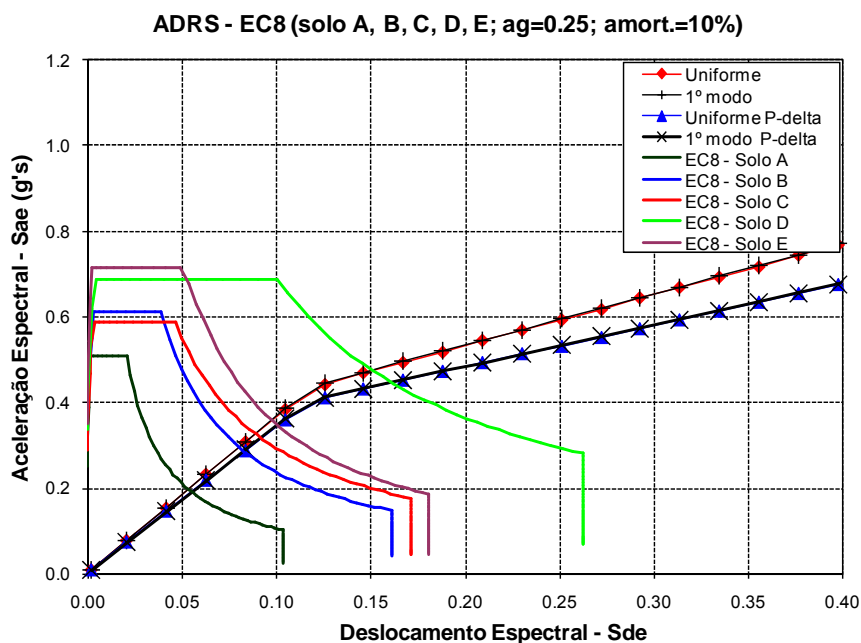


Figura 9: Desempenho sísmico – Formato ADRS.

Esta representação gráfica permite determinar o ponto de desempenho sísmico da estrutura através da intersecção da curva de capacidade resistente com o espectro de resposta (nestes gráficos estão representados espectros de resposta baseados no EC8 para os solos A, B, C, D e E com um amortecimento de 10% e uma aceleração de pico de 0.25g). As metodologias para a determinação do ponto de desempenho sísmico são abordadas no ATC40 e no método N2 (desempenho sísmico de um sistema de 1 GL equivalente).

Neste gráfico verifica-se que o pórtico apresenta uma resposta associada a períodos médios ou longos ( $T > T_c$ ), sendo  $T_c$  o período que define a passagem da zona do espectro com aceleração constante para a zona decrescente.

Com este exemplo pode-se concluir que a análise pushover consiste numa metodologia de fácil aplicação que permite avaliar de forma simplificada o desempenho sísmico de uma estrutura. Esta metodologia apresenta ainda outras vantagens [11], nomeadamente a identificação das zonas críticas da estrutura (perda localizada de capacidade resistente) e a visualização da sequência de colapso. As maiores limitações estão relacionadas com a dificuldade para acomodar os efeitos dos modos de vibração mais elevados e com a insensibilidade para lidar com variações da geometria ou das características dinâmicas da estrutura. No entanto, se a sua utilização for criteriosa este método constitui uma boa forma de estimar a capacidade não-linear da estrutura.

### 3.3. Análise dinâmica não-linear

Na análise dinâmica não-linear, as propriedades não lineares da estrutura são consideradas como parte da análise no domínio do tempo. Esta abordagem é a mais rigorosa pelo que os procedimentos dinâmicos não-lineares são os que melhor representam o comportamento sísmico das estruturas. No entanto, a sua aplicabilidade é complexa pelos processos de cálculo e os recursos computacionais envolvidos e ainda pelo facto da resposta da estrutura poder ser bastante sensível às características da acção sísmica utilizada na análise. Assim, para obter uma resposta credível deve efectuar-se um conjunto de análises introduzindo diferentes registos temporais.

Estas evidências implicam que a sua aplicabilidade seja limitada a estudos muito específicos. Algumas regulamentações já contemplam a sua aplicação para a análise de estruturas com geometrias complexas ou com elevada importância socio-económica.

As principais diferenças entre o procedimento de análise utilizado neste caso e a análise pushover previamente descrita, além da evidente análise no tempo, prende-se com a modelação das zonas críticas e com a definição das acções dinâmicas. Neste estudo, utilizou-se um modelo de fibras para monitorizar o desempenho sísmico da estrutura. Este modelo foi introduzido nas secções associadas às zonas críticas sendo a sua localização igual à utilizada na análise estática não-linear. Para descrever o comportamento do material utilizou-se uma lei bi-linear. A discretização utilizada neste modelo e a relação constitutiva do material estão representadas na Figura 10.

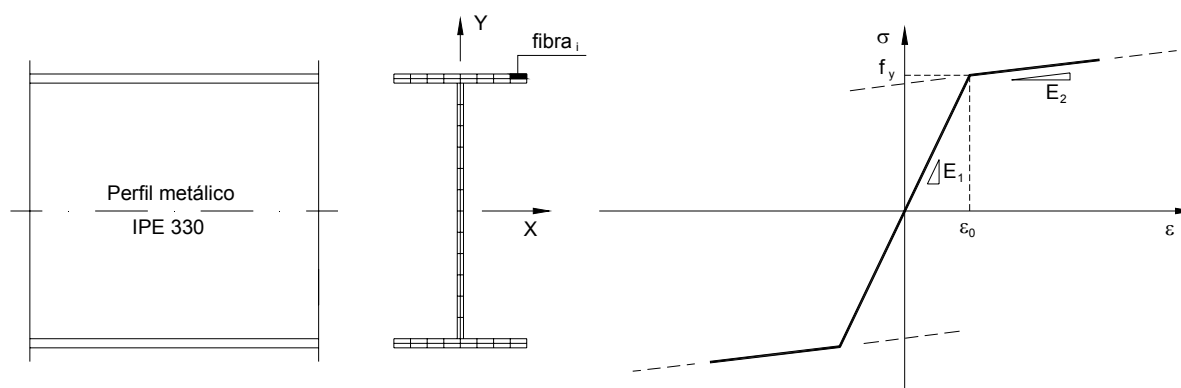


Figura 10: Modelo de fibras – discretização e relação constitutiva do material.

Como foi referido, existe uma grande variedade de metodologias para avaliar o desempenho sísmico de uma estrutura porticada. Como as deformações plásticas são devidas à formação de rótulas plásticas, a energia dissipada pode ser medida através da relação momento-rotação das secções onde se introduziram estas rótulas. Com o modelo utilizado neste estudo pode determinar-se o coeficiente de ductilidade da estrutura, que pode ser obtido através da relação entre a rotação que provoca o colapso e a rotação que provoca deformações plásticas. A eficácia do sistema estrutural pode ser também aferida através do coeficiente de comportamento ( $q$ ) que usualmente corresponde ao rácio entre a aceleração que provoca o colapso da estrutura e a aceleração que provoca a primeira rótula plástica (relacionada com a rotação) [12].

Para estudar o comportamento da estrutura utilizaram-se duas situações de carregamento: (a) um carregamento cíclico crescente com uma amplitude máxima definida pelo deslocamento de colapso obtido na análise pushover; (b) um carregamento crescente até ao ponto que define o colapso e constante a partir desse ponto. Estes carregamentos foram definidos através de uma deformação lateral ( $\Delta_H$ ) no topo do pilar esquerdo com carregamento vertical constante. Neste estudo, o carregamento vertical corresponde às cargas associadas à combinação que define a massa excitada durante a ocorrência de um sismo ( $G + \Psi 2 Q$ ) e a carga horizontal corresponde a uma acção variável no tempo, conforme indicado na Figura 11.

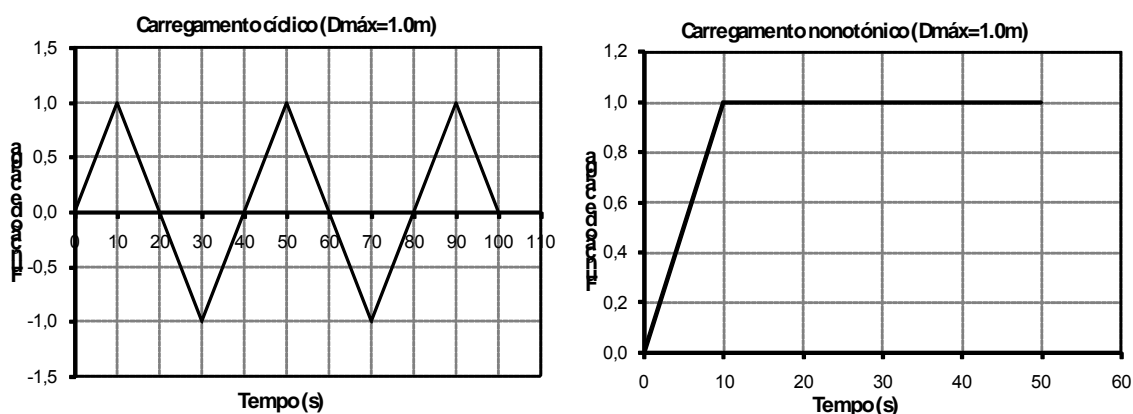


Figura 11: Função de carregamento: cíclico e monotónico.

Na realidade o carregamento monotónico corresponde ao tramo inicial do carregamento cíclico, cujo valor permanece constante após se ter atingido o deslocamento lateral máximo previamente definido ( $\Delta_H = 1m$ ). Esta representação permite observar com maior detalhe esta zona. Nas Figuras 12 e 13 estão representados os resultados obtidos com esta análise para duas secções: secção localizada na viga, junto ao esquadro lateral e uma secção localizada no topo do pilar. Nestas figuras é visível a diminuição da rigidez quando se atinge a cedência da primeira fibra.

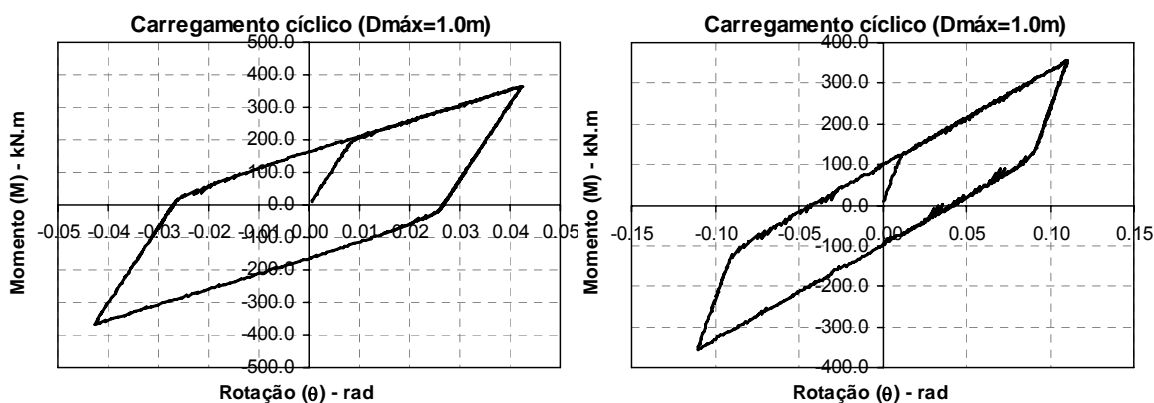


Figura 12: Momento-Rotação: a) topo do pilar; b) viga localizada junto aos esquadros laterais.

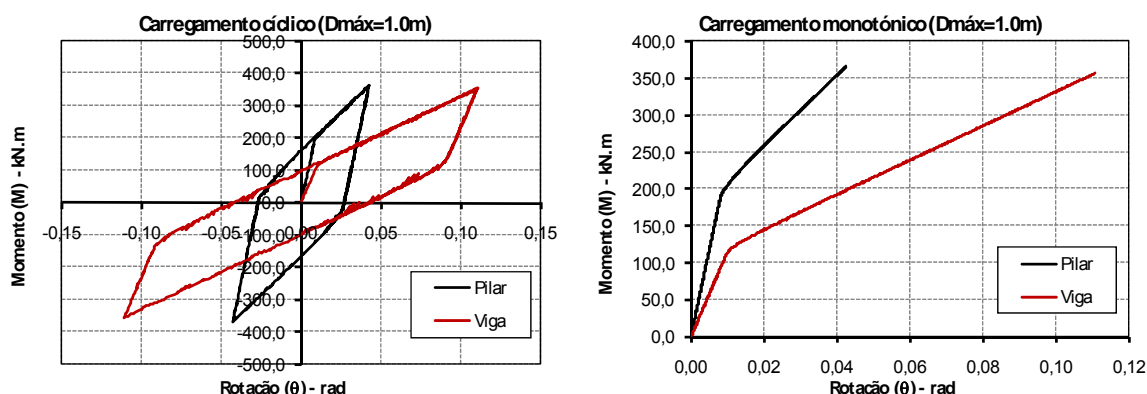


Figura 13: Momento-Rotação: a) carregamento cíclico pilar e viga; b) carregamento monotónico.

Observando as figuras verifica-se que as vigas apresentam uma importante capacidade dissipativa. A curva cíclica das pilares apresenta uma menor área dissipativa do que a obtida para as vigas na zona dos esquadros, sendo evidente a maior capacidade de rotação destas últimas secções. Outro aspecto importante diz respeito à insignificante capacidade dissipativa obtida nas secções localizadas nas extremidades das vigas junto à ligação viga-viga (zona central do pórtico). Nas figuras é visível a diminuição da rigidez quando se atinge a cedência da primeira fibra (situação evidenciada no carregamento monotónico). No caso dos pilares essa diminuição ocorre para um momento flector mais elevado (associado directamente à maior capacidade resistente do perfil do pilar). Para o ponto de descarga da estrutura verificou-se que a secção se encontra praticamente toda plastificada, situação compatível com o resultado obtido na análise estática não linear, para a qual se obteve o colapso da estrutura para um valor do carregamento lateral que originou um deslocamento próximo de 0.90m.

Como é óbvio, esta resposta depende da relação constitutiva introduzida para modelar a zona crítica, sendo que a relação bilinear utilizada neste estudo pode não contemplar outros fenómenos associados ao comportamento das estruturas deste tipo. No entanto, a resposta obtida com este modelo permite, numa primeira abordagem, aferir a capacidade resistente da estrutura e avaliar o seu desempenho sísmico.

#### 4. CONCLUSÕES

No dimensionamento de estruturas sujeitas a acções sísmicas podem-se utilizar várias metodologias, mais ou menos rigorosas, para descrever a resposta sísmica da estrutura. Neste artigo aplicaram-se com sucesso metodologias de análise não-lineares para a avaliação do desempenho sísmico de um pavilhão industrial constituído por pórticos metálicos de travessas inclinadas. Numa fase inicial efectuou-se uma análise pushover (estática não-linear) que possibilitou a determinação da capacidade resistente da estrutura e o desempenho da mesma. Os resultados obtidos com esta análise permitem observar a perda de rigidez da estrutura e também o padrão de colapso associado a essa perda de rigidez (formação das rótulas plásticas). Com base nesta informação estabelece-se o nível de danificação da estrutura e conseqüentemente o seu nível de desempenho. De seguida, efectuou-se uma análise dinâmica não-linear e caracterizou-se o desempenho da estrutura através da capacidade histerética dos seus elementos. Neste caso foi possível observar a formação das rótulas plásticas (plastificação das fibras associadas à secção) e a degradação da rigidez aquando da sua formação. Verificou-se ainda que as vigas contribuem significativamente para a dissipação de energia. A comparação dos resultados obtidos com estas análises permite concluir que estas metodologias se complementam, sendo evidente a maior quantidade de informação fornecida pela análise dinâmica não-linear. No entanto, embora a análise dinâmica não-linear seja a que melhor representa o comportamento sísmico da estrutura, a sua aplicabilidade torna-se complexa, sobretudo pela sensibilidade necessária da parte do projectista para a sua aplicação, nomeadamente na definição dos modelos constitutivos.

## 5. REFERÊNCIAS

- [1] Cristutiu, M., Grecea, D. and Dubina D. (2006) Performance based design of low dissipative steel structures, *Stability and Ductility of Steel Structures (SDSS2006)*, Lisbon, 927-934.
- [2] ATC (1996) *Seismic evaluation and retrofit of concrete buildings*, Report ATC-40, Applied Technology Council, Redwood City CA.
- [3] FEMA-356 (2000) *Prestandard and commentary for the seismic rehabilitation of buildings*, Report FEMA 356, Federal Emergency Management Agency, Washington.
- [4] FEMA-273/274 (1997) *NEHRP Guidelines for the seismic Rehabilitation of Buildings*, Federal Emergency Management Agency, Washington D.C.
- [5] Bento, P., Falcão, S. e Rodrigues, F. (2004) Avaliação sísmica de estruturas de edifícios com base em análises estáticas não lineares, *SISMICA 2004 – 6º Congresso Nacional de Sismologia e Engenharia Sísmica*, Guimarães.
- [6] CEN (2003) *Eurocode 8: Design of structures for earthquake resistance – Part 1: General Rules, seismic actions and rules for buildings*. European Committee for Standardization, Brussels.
- [7] Fajfar P. (2000) A nonlinear analysis method for performance-based seismic design, *Earthquake Spectra*, Vol. 16, EERI, 573-592.
- [8] RSA (1986) *Regulamento de segurança e ações para estruturas de edifícios e pontes*, INCM, Lisboa.
- [9] CEN (2005) *Eurocode 3: Design of structures steel structures, Part 1-1: General Rules and rules for buildings*, EN-1993-1-1, European Committee for Standardization, Brussels.
- [10] MIDASIT (2005) *MIDAS/Civil – General purpose analysis and optimal design system for civil structures*, MIDAS Information Technology Co, Ltd., Korea.
- [11] Krawinkler H. and Seneviratna, G. (1998) Pros and cons of a pushover analysis of seismic performance evaluation, *Engineering Structures*, Vol. 20, 452-464.
- [12] Vayas, I., Ssymakezis, C. and Sophocleous, A. (1995) A method for the evaluation of the behaviour factor for steel regular and irregular buildings, *STESSA94 - Behaviour of Steel Structures in Seismic Areas*, E&FN SPON, Great Britain, 344-354.