COMPORTAMENTO FISICAMENTE NÃO LINEAR DE ESTRUTURAS DE BETÃO ARMADO

1. Introdução

Para a imensa maioria das estruturas que na sua vida útil poderão ser sujeitas a acções sísmicas de grande intensidade, o dimensionamento em regime linear não é viável nem desejável por razões económicas e práticas. Por essas razões, a admissibilidade de tirar partido do comportamento não linear dos materiais para dissipar a energia que os sismos transmitem às estruturas (com excepção de centrais nucleares, barragens, estruturas offshore e outras estruturas especiais) tem tido aceitação generalizada. Desta forma é possível dimensionar as estruturas para esforços substancialmente inferiores aos que se obtêm através de análises elásticas.

Em geral, o comportamento não linear das estruturas é tido em conta efectuando análises elásticas lineares e dividindo os esforços assim obtidos por coeficientes de comportamento. No entanto, o desenvolvimento dos meios de cálculo, verificado nos últimos anos, tem tornado acessível a um número cada vez maior de utilizadores a realização de análises não lineares. Estes tipos de análises, podendo modelar um comportamento fisicamente e/ou geometricamente não linear, são as únicas que permitem simular convenientemente o comportamento de estruturas para determinados tipos de carregamento, fornecendo assim informação directa sobre o que se presume ser a resposta estrutural real. Em certos casos, como por exemplo a modelação do comportamento de estruturas irregulares ou de aparelhos de dissipação de energia pertencentes a pontes/viadutos ou edifícios sujeitos a acções sísmicas intensas, é fundamental recorrer a análises dinâmicas não lineares para a quantificação adequada da resposta estrutural.

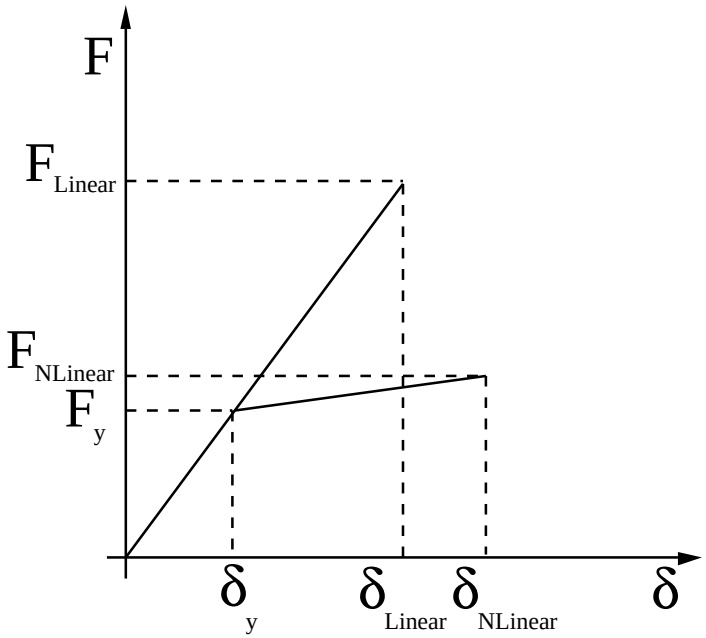
O objectivo deste Módulo da cadeira consiste em definir os pressupostos em que se baseiam as análises não lineares de estruturas sujeitas à acção sísmica. Pretende-se, além da própria definição dos pressupostos das análises não lineares, que as estruturas sejam projectadas de forma a que o seu comportamento seja compatível com esses mesmos pressupostos. Isto aplica-se tanto a estruturas analisadas em regime não linear como aquelas em que o comportamento não linear é quantificado pelos coeficientes de comportamento.

2. Pressupostos das análises não lineares

2.1 Introdução

A possibilidade de tirar partido do comportamento não linear dos materiais e consequentemente do sistema estrutural, deriva do facto de a acção sísmica corresponder a deslocamentos impostos às estruturas e não a forças aplicadas. Neste caso, as forças de restituição que se desenvolvem numa estrutura dependem das relações constitutivas dos materiais.

Tome-se, como exemplo, o comportamento de um oscilador de um grau de liberdade que se mostra na figura 1. Se o oscilador admitir comportamento não linear, o facto de o deslocamento imposto δ ser superior a δ_y, não significa que se atinja necessariamente o colapso. O oscilador entra em regime não linear e, para o mesmo deslocamento imposto, as forças que se desenvolvem são inferiores às que se desenvolveriam em regime linear. Pelo contrário, se em vez de um deslocamento se aplicasse uma força a estrutura colapsaria para cargas superiores a $F_{Nlinear.}$



F_{Linear} , δ_{Linear} - força máxima e deslocamento máximo no oscilador linear

F_y , δ_y - força e deslocamento de cedência no oscilador não linear

$F_{NLinear}$, $\delta_{NLinear}$ - força máxima e deslocamento máximo no oscilador não linear

Figura 1 - Comportamento não linear de um oscilador de um grau de liberdade.

Note-se, no entanto, que para tirar partido do comportamento não linear é necessário que o oscilador possua uma significativa capacidade de se deformar para além da cedência, sem perda significativa de capacidade resistente. Em estruturas de betão armado tal implica normalmente que as armaduras plastifiquem e sejam portanto submetidas a grandes extensões. Em consequência, verifica-se uma maior abertura de fendas no betão do que se verificaria se as armaduras se mantivessem em regime linear, pelo que a estrutura se degradará e sofrerá um nível de danos que não atingiria se não fossem ultrapassados os limites elásticos das propriedades dos materiais. Situações análogas ocorrem em estruturas metálicas, nas quais os danos sofridos durante a ocorrência de um sismo estão relacionados com outros fenómenos tais como fractura, instabilidade local e fadiga para um baixo número de ciclos. Quer para estruturas de betão armado quer metálicas, são ainda de prever danos em elementos não estruturais, tais como paredes de enchimento, devido às grandes deformações sofridas pela estrutura.

Na prática normal de projecto, para a maioria das estruturas, não é possível nem eventualmente recomendável, efectuar análises dinâmicas admitindo comportamento não linear, quer se trate de comportamento geometricamente não linear quer fisicamente não linear. Foi assim necessário encontrar formas simplificadas de estimar os esforços que se desenvolvem em regime não linear devido à acção dos sismos. Neste sentido, e no que respeita à não linearidade geométrica, os regulamentos impõem um controle dos deslocamentos máximos verificados na estrutura por forma a garantir que não se desenvolvem esforços significativos devido à alteração da sua geometria. No que respeita à não linearidade física, permitem que se façam análises elásticas das estruturas, "corrigindo" depois os resultados de forma a ter conta o comportamento não linear. No caso da regulamentação portuguesa [1] e da europeia [2] essa correcção é feita dividindo o valor de cada grandeza que se obtém da análise elástica das estruturas pelo respectivo coeficiente de comportamento. Este coeficiente, calculado a partir das grandezas definidas na figura 1, é assim o factor de proporcionalidade entre o valor que uma dada grandeza (deslocamento, tensão, esforço, etc.) assume se a estrutura responder ao sismo em regime linear e o valor da mesma grandeza se a resposta da estrutura se der em regime não linear.

$$\eta_F = \frac{F_{Linear}}{F_{NLinear}} \tag{1}$$

$$h_d = \frac{d_{Linear}}{d_{NLinear}} \tag{2}$$

h_F - coeficiente de comportamento em força

h_d - coeficiente de comportamento em deslocamento

Além da grandeza em causa, o valor do coeficiente de comportamento depende também das características do comportamento não linear das estruturas. Este pode ser caracterizado por inúmeros parâmetros, entre os quais a ductilidade e a capacidade de dissipação de energia. No entanto, a exploração da ductilidade de uma estrutura e a sua consequente degradação e acumulação de danos podem ter de ser limitadas por razões ligadas ao tipo de uso a que a estrutura se destina. Assim, o coeficiente de comportamento também depende do grau de admissibilidade de exploração da ductilidade, ou seja, dos custos de reparação e eventual impossibilidade temporária de utilização após a ocorrência de um sismo.

Por ser usualmente objecto de alguma confusão, importa esclarecer as diferenças entre coeficientes de comportamento e ductilidade.

Um coeficiente de comportamento é um coeficiente que permite transformar os resultados obtidos numa análise linear nos que se obteriam numa análise não linear. Por ductilidade entende-se a relação entre o valor máximo de uma determinada grandeza em regime não linear e o valor que essa grandeza assume quando se atinge a cedência. No caso da figura 1, tal corresponde a um valor de ductilidade em deslocamento igual a:

$$\mu_d = \frac{\delta_{NLinear}}{\delta_Y} \qquad (3)$$

m_d - ductilidade em deslocamento

A regulamentação portuguesa - RSA, assume que o coeficiente de comportamento em deslocamento é unitário, ou seja, que o deslocamento máximo em regime não linear é sensivelmente igual ao deslocamento que se verificaria se o comportamento fosse linear.

O conceito de capacidade de dissipação energia é também, por vezes, objecto de confusão. Embora esteja relacionado com a exploração de ductilidade não lhe é equivalente. A capacidade de dissipação de energia está dependente da área contida nos ciclos histeréticos. É função não só da ductilidade disponível, mas também da forma dos ciclos, ou seja, dois osciladores podem ter a mesma ductilidade disponível mas diferentes capacidades para dissipar energia.

Por exemplo, considerem-se dois osciladores não lineares de um grau de liberdade com as relações constitutivas que se mostram na figura 2.

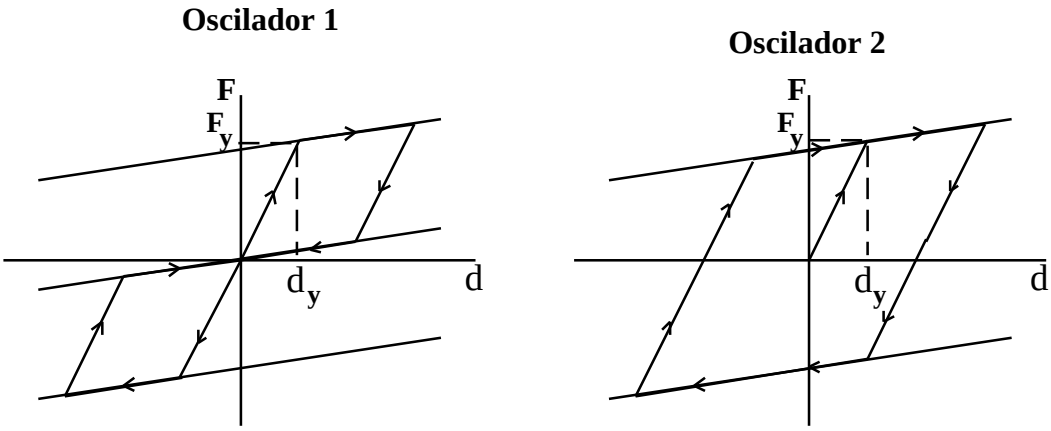


Figura 2 - Relações constitutivas de osciladores não lineares.

Assuma-se que a força de cedência F_y, o deslocamento de cedência δ_y, e a rigidez tanto antes como após a cedência são iguais para ambos os osciladores. Se os dois osciladores fossem submetidos a um conjunto de movimentos sísmicos, tais que os deslocamentos máximos e consequentemente as ductilidades em deslocamento fossem iguais, ao oscilador 2 corresponderia uma maior dissipação de energia histerética. Do mesmo modo, no caso de um movimento que provocasse igual dissipação de energia nos dois osciladores seria expectável que ao oscilador 1 correspondessem maiores exigências de ductilidade. A influência da capacidade de dissipação de energia na redução da respostas das estruturas a acções sísmicas têm sido reconhecida por diversos investigadores [3]. A capacidade de dissipação de energia depende também fortemente da redundância de cada estrutura. Quanto mais redundante a estrutura for, maior o número de rótulas plásticas que se podem formar sem que a estrutura se torne um mecanismo.

Adopta-se por vezes uma definição de ductilidade diferente da referida anteriormente para ter em conta a forma dos ciclos histeréticos. Nessas circunstâncias define-se uma ductilidade que tem em conta os ciclos de maior amplitude positiva e negativa, definindo-se ductilidade cíclica como o valor absoluto da diferença entre esses valores extremos da grandeza em causa, dividido pelo valor correspondente à cedência. Algumas variantes de definição de ductilidade têm em conta a máxima amplitude de um único ciclo, podendo ainda considerar diferentes valores de cedência positivos ou negativos.

2.2 Dimensionamento Directo

De acordo com a metodologia de Dimensionamento Directo, que enforma a maioria dos regulamentos, incluindo o RSA, o comportamento não linear das estruturas pode ser quantificado da seguinte forma:

- efectua-se uma análise elástica linear da estrutura.
- o comportamento não linear é tido em conta dividindo os esforços obtidos na análise elástica pelo coeficiente de comportamento adequado, verificando a segurança da estrutura para os esforços assim obtidos.

2.3 Dimensionamento por Capacidades Resistentes

Não é possível conhecer à priori, de uma forma determinística, as características dos movimentos sísmicos a que as estruturas podem vir a ser submetidas durante a sua vida. Não é assim possível controlar o seu comportamento usando a metodologia referida em 2.2. É possível, no entanto, forçar uma estrutura a comportar-se da forma mais adequada, definindo as zonas onde as rótulas plásticas se deverão formar e a sequência da sua formação. Desta forma é possível obter:

- melhor controle de danos.
- conhecimento à priori das zonas onde os danos vão ocorrer.
- melhores estimativas das exigências de ductilidade a impor às estruturas.
- um comportamento dúctil evitando as roturas frágeis ou a formação de mecanismos de colapso indesejados.

Para se obter uma certa sequência na formação de rótulas plásticas é necessário impor os valores da resistência e ductilidade às diferentes partes da estrutura. Para evitar que se formem rótulas plásticas em zonas onde isso não se encontra previsto, estas zonas deverão possuir um excesso de resistência em relação aos valores de cálculo, fazendo assim com que, preferencialmente, os esforços actuantes atinjam o valor dos esforços resistentes nas zonas onde se pretende que se formem as rótulas plásticas. O sobredimensionamento das restantes zonas deve ser tal que garanta que estas se mantêm em regime elástico para o máximo valor da resistência nas potenciais rótulas plásticas e não para os respectivos esforços actuantes de cálculo. Para garantir os fins em vista, o cálculo da resistência máxima das rótulas plásticas deve ser feito com base nas áreas de armadura projectadas e não nas áreas calculadas, devendo ainda considerar-se a variabilidade das características dos materiais, considerando-se os quantilhos superiores das respectivas propriedades. Devem também considerar-se

outros efeitos, tal como o endurecimento do aço e, no caso de estruturas de betão, o confinamento do betão. Por outro lado, as rótulas plásticas devem possuir adequadas características de ductilidade e dissipação de energia. Isto implica que qualquer tipo de rotura frágil ou perda significativa de resistência devem ser evitados durante a ocorrência das deformações plásticas que o sismo vai impor nessas zonas.

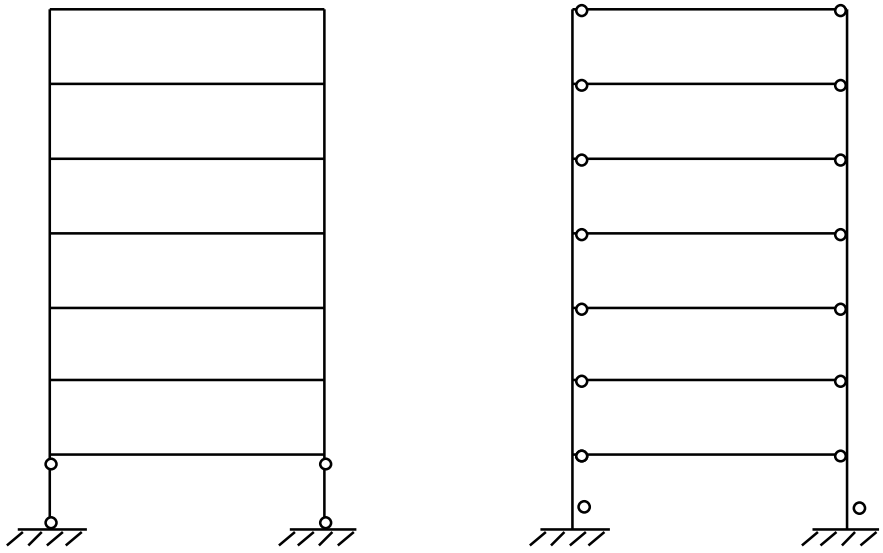
Esta filosofia de projecto [4], denominada Dimensionamento por Capacidades Resistentes ("Capacity Design" em inglês), permite assim aos projectistas controlar, dentro de certos limites, o comportamento das estruturas, mesmo sem conhecer as características de um possível sismo que sobre elas actue.

2.4 Aplicação dos princípios de "Capacity Design" com referência ao EC8.

A aplicação dos princípios de "Capacity Design" implica que as disposições de projecto sejam diferentes para as zonas onde se prevê a formação de rótulas plásticas e para o resto da estrutura, que se deve manter em regime elástico. Assim, os regulamentos que aplicam estes princípios, como o regulamento neozelandês de betão [5] e o projecto do Eurocode 8 (EC 8) [2], distinguem entre os dois tipos de situação.

2.4.1 Pórticos

Para se maximizar a capacidade de dissipação de energia é necessário que se forme o maior número possível de rótulas plásticas sem transformar a estrutura num mecanismo, tirando assim partido do elevado grau de redundância que os pórticos em geral apresentam. Para isso é necessário que as rótulas plásticas se formem nas extremidades das vigas e não nos pilares. Veja-se, por exemplo, o caso do pórtico representado na figura 3. A formação de quatro rótulas plásticas nos pilares transforma o pórtico num mecanismo, ao passo que se as rótulas plásticas se formarem só nas vigas, são necessárias dezasseis rótulas plásticas para que a estrutura se transforme num mecanismo. Em vigas correntes as rótulas formar-se-ão nas secções junto aos nós, pois é aí que ocorrem os momentos flectores máximos devidos à acção sísmica.



a) Nos pilares b) Nas vigas

Figura 3 - Formação de rótulas plásticas num pórtico.

Para que as rótulas se formem nas vigas é necessário que os momentos actuantes atinjam o valor dos momentos resistentes nas vigas antes de isso acontecer nos pilares. Nesse sentido exige-se que, em cada nó, a soma dos momentos resistentes (M_{Rd}) dos pilares seja superior à soma dos momentos máximos (M_u), que se podem desenvolver nas vigas em regime plástico.

Nas secções de betão armado, para que as rótulas plásticas nas vigas dissipem energia de uma forma estável durante a ocorrência de um sismo é necessário que a formação da rótula se dê por cedência das armaduras de flexão. No que respeita a estruturas metálicas é importante que não se verifiquem fenómenos de fractura e encurvadura local o que pode ser evitado utilizando secções que, de acordo com o Eurocódigo 3 [6], pertençam a classes de maior ductilidade. Obter-se-ão assim ciclos histeréticos estáveis, com bastante área envolvida pelas curvas força-deformação (ou momento-curvatura), que representa a energia dissipada histereticamente. Especialmente no que respeita às secções de betão armado, para garantir a estabilidade deste mecanismo deverá ser evitada a rotura por esforço transverso em qualquer ponto da viga. Segundo os princípios de "Capacity Design" o esforço transverso actuante de cálculo deverá ser o máximo que se pode desenvolver na viga durante a formação e desenvolvimento das rótulas plásticas nas secções extremas. Admitindo que as curvaturas nas extremidades da viga são de sinal contrário:

$$V = \frac{M_{1u} + M_{2u}}{L} \qquad (4)$$

V - esforço transverso devido à acção sísmica

M_{1u}, M_{2u} - valores dos momentos últimos máximos nas secções de extremidade, calculados considerando as verdadeiras quantidades dos materiais, incluindo os efeitos do confinamento do betão e em particular o endurecimento das armaduras

L - vão útil da viga

Obviamente o valor do esforço transverso assim calculado é superior ao valor do esforço transverso obtido do cálculo global da estrutura através do qual se obtiveram os valores dos momentos actuantes nas secções extremas. Note-se que, como o cálculo do esforço transverso actuante é feito pura e simplesmente com base em considerações de equilíbrio, garante-se que se evitam as roturas por esforço transverso para qualquer nível da acção sísmica.

2.4.2 - Paredes

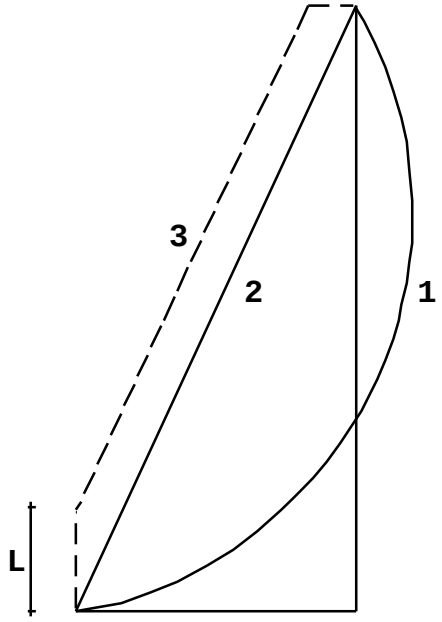
Em edifícios de estrutura parede a formação de rótulas plásticas em paredes é óbvia. Em edifícios de estrutura mista os deslocamentos das paredes e dos pórticos são, em geral, de valor semelhante, pelo que também o são as curvaturas das paredes e pilares. Dadas as maiores dimensões das secções transversais das paredes, as extensões nas armaduras de flexão nas extremidades das suas secções serão maiores do que as extensões das armaduras de flexão dos pilares. Assim, em edifícios de estrutura mista também será de esperar que as primeiras rótulas plásticas se formem nas paredes. A localização mais provável para a formação de uma rótula plástica numa parede é na secção de momento máximo, ao nível do rés-do-chão portanto, em secções de dispensa de armaduras, ou em lintéis de ligação no caso de paredes acopladas. Isto é verdade tanto em edifícios de estrutura parede como em edifícios de estrutura mista pórtico parede. Portanto a plastificação das paredes não pode ser evitada e é necessário que tal seja tido em conta no projecto. No entanto, é vantajoso que acima da secção do piso térreo as paredes permaneçam em regime elástico. Desta forma consegue-se um melhor controle dos deslocamentos globais da estrutura e dos deslocamentos entre pisos, diminuindo assim os efeitos de 2ª ordem e os danos em elementos não estruturais. Após a plastificação, a parede roda quase como um corpo rígido permitindo a plastificação dos pórticos. A parede uniformiza assim os deslocamentos relativos entre pisos ao longo da altura do edifício, absorvendo os esforços devidos a modos de vibração de ordem superior e conduzindo a uma distribuição regular em altura da exigência de ductilidade nos pórticos. Especial cuidado deve ser tido para evitar a eventual formação de uma rótula plástica numa parede a um nível acima do piso térreo,

já que poderia ter um efeito equivalente ao de uma forte irregularidade em altura, podendo levar a um aumento das exigências de ductilidade a esse nível.

A distribuição elástica de esforços (já divididos pelo coeficiente de comportamento) que se obtém nas paredes para os sistemas de forças equivalentes à acção sísmica podem ser inferiores aqueles que se desenvolvem durante a resposta dinâmica não linear da estrutura. Assim, para que as paredes permaneçam em regime elástico acima da rótula plástica da base é necessário sobredimensioná-las relativamente aos esforços obtidos na análise elástica para as forças estáticas equivalentes.

2.4.2.1 - Comportamento em flexão

Para que as armaduras de flexão se mantenham em regime elástico acima da zona da base, os regulamentos que aplicam os princípios de "Capacity Design" recomendam que o seu dimensionamento seja feito não para os momentos de cálculo mas para uma nova envolvente ao longo da altura. Esta obtêm-se traçando um diagrama linear entre a secção da base e a do topo e deslocando este diagrama para cima de uma distância igual ao comprimento da secção transversal da parede no plano de flexão, como se mostra na figura 4. Na secção da base considera-se o respectivo momento resistente M_{rd}.



1 - envolvente de momentos obtida na análise elástica (incluindo a considera-ção do coeficiente de comportamento)
3 - envolvente de momentos para efeitos de dimensionamento

Figura 4 - Diagramas de momentos flectores de cálculo e dimensionamento em paredes.

2.4.2.2 - Esforço transverso

De acordo com a regulamentação portuguesa e europeia, as secções dos diferentes elementos são dimensionadas para resistir aos esforços actuantes com iguais coeficientes parciais de segurança para os diferentes tipos de esforços. Assim, as margens de segurança serão semelhantes tanto para a flexão como para o corte. Se durante a actuação de um sismo, a relação M_{Sd}/V_{Sd} numa dada secção for proporcional a M_{Rd}/V_{Rd}, os esforços resistentes serão atingidos simultaneamente pelos esforços actuantes tanto em flexão como em corte. Basta assim uma ligeira diminuição do quociente M_{Sd}/V_{Sd} em relação ao valor de projecto para que o esforço transverso actuante atinja o respectivo valor da resistência antes de isso acontecer para outro tipo de esforço e em consequência o elemento sofra uma rotura por esforço transverso. O mesmo poderia acontecer devido a um aumento do quociente M_{Rd}/V_{Rd}, por exemplo, devido a um aumento do momento resistente em relação ao valor de cálculo. Como as roturas por esforço transverso são, em geral, frágeis, a sua ocorrência em elementos de grande rigidez e resistência faz com que se dê uma transferência súbita de esforços elevados para outros elementos que não são dimensionados para os suportar, podendo assim provocar o colapso total da estrutura.

Um bom comportamento sísmico requer, portanto, que se evitem as roturas por esforço transverso, em particular nas paredes. Infelizmente, estes elementos são mais susceptíveis de sofrer este tipo de rotura ou ter o seu comportamento mais fortemente influenciado pelo esforço transverso do que vigas ou pilares, por exemplo. Isto tem sido confirmado pela experiência, dado que durante a ocorrência de sismos no passado foram frequentemente observadas roturas por esforço transverso em paredes. Uma das razões para isso, provavelmente a principal, é o facto de o quociente M_{Sd}/V_{Sd} que se desenvolve em certas zonas das paredes ser inferior ao valor de cálculo (o que implica maior peso relativo do esforço transverso), ao qual corresponde o valor das resistências.

É importante realçar da discussão anterior que a qualidade do desempenho sísmico de uma parede pode estar mais fortemente dependente do quociente entre as suas resistências e esforços actuantes em flexão e corte, que influenciam o tipo de rotura, do que do valor absoluto de cada um. Obviamente isto não será verdade se a resposta da parede se desse apenas em regime linear, dado que nesta situação a estrutura é dimensionada de forma a que os esforços actuantes nunca atinjam o valor dos esforços resistentes.

A influência relativa do momento flector e do esforço transverso no comportamento de um elemento é, em geral, quantificado em termos do parâmetro adimensional λ, que neste texto é designado por “factor de corte” (“shear-ratio” em inglês):

$$\lambda = \frac{M}{VL} \tag{5}$$

L - dimensão da parede no plano de flexão

Note-se que para uma consola com um sistema de forças aplicadas cuja resultante esteja a uma distância H da base, como representado na figura 5, o valor de λ é:

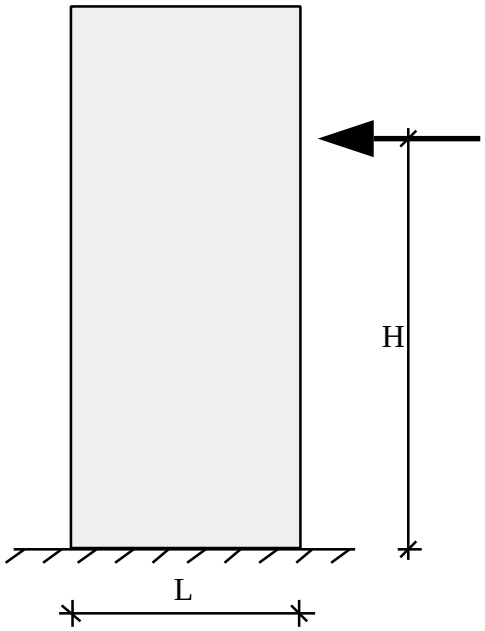


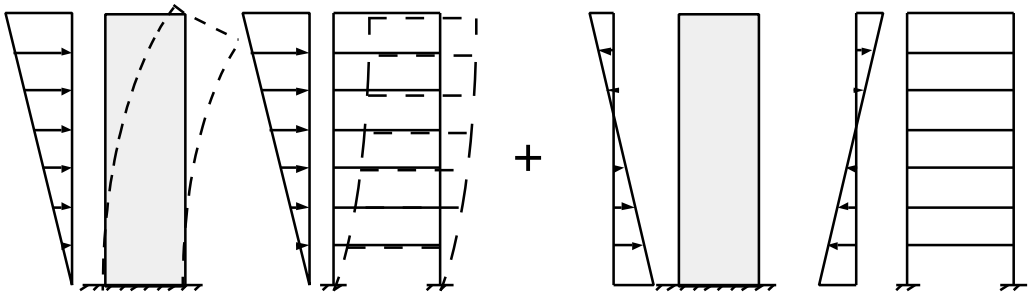
Figura 5 - Cálculo do factor de corte numa consola.

$$\lambda = \frac{M}{VL} = \frac{VH}{VL} = \frac{H}{L} \tag{6}$$

À priori, poder-se-ia pensar que o ponto de aplicação da resultante da parte das forças de inércia que é absorvida por uma parede num edifício de vários pisos, estará, em geral, situado a um nível tal que o comportamento e resistência da parede será condicionado pela flexão. Tome-se como base de raciocínio um edifício de estrutura mista pórtico-parede em que a parede tenha sido dimensionada para absorver a totalidade das forças estáticas equivalentes à acção do sismo. Se as massas dos pisos forem semelhantes, a distribuição das forças será triangular invertida e a respectiva resultante estará a dois terços da altura do edifício. Para edifícios de vários pisos isto levará, na maioria dos casos, a que a distância à base, do ponto de aplicação da resultante seja várias vezes superior à dimensão da parede no plano de flexão, o que conduzirá a um comportamento dominado essencialmente pela flexão, a que corresponde um valor elevado de λ na base (por exemplo, 3 ou 4 são valores elevados

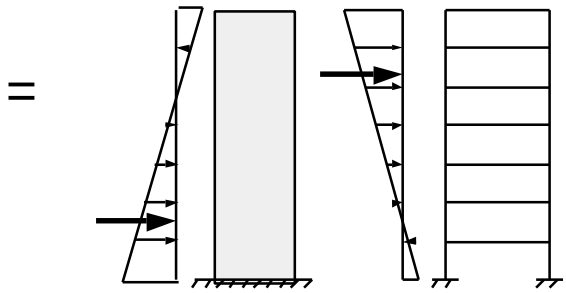
para secções rectangulares). No entanto, a resultante das forças de inércia absorvidas pela parede e o correspondente valor de λ na base podem baixar bastante devido às seguintes razões:

- interacção com os pórticos. Sob a acção de cargas horizontais, as deformadas dos pórticos e das paredes ao longo da altura são diferentes. A deformação dos pórticos é devida essencialmente à deformação por flexão dos pilares e vigas. Sendo os momentos flectores nestes elementos proporcionais ao esforço transverso global no pórtico em cada nível, o deslocamento relativo entre pisos também o será. Para uma distribuição triangular invertida de carga, o esforço transverso global aumenta no sentido descendente, pelo que sob a acção deste carregamento os deslocamentos relativos entre pisos do pórtico aumentam de cima para baixo. A deformação do pórtico será assim como qualitativamente indicado na figura 6a, com a curvatura da deformada com sentido contrário à carga. Sob a acção de uma carga com a mesma distribuição em altura, a parede tem uma deformação essencialmente por flexão, com curvatura no sentido da carga, como também indicado na figura 6a.



(a) Deformação independente de pórticos e paredes

b) Forças de interacção



c) Distribuição final da carga

Figura 6 - Interacção entre pórticos e paredes.

Como em cada piso as lajes, se forem rígidas no seu próprio plano, obrigam a que ambos os sistemas tenham deslocamentos iguais, geram-se através das

lajes forças de interacção entre os dois sistemas. Nos pisos inferiores, em que os deslocamentos da parede são inferiores aos do pórtico, as forças de interacção tendem a "empurrar" a parede e a "puxar" o pórtico de forma a que ambos os sistemas tenham o mesmo deslocamento, tendo portanto o sentido indicado na figura 6b. Nos pisos superiores passa-se exactamente o contrário. São os pórticos que tendem a deslocar-se menos que as paredes, pelo que a parede tem tendência a aumentar os deslocamentos do pórtico e este a contrariar os deslocamentos da parede. Assim, nos pisos superiores as forças de interacção actuam nos pórticos com o sentido da carga exterior e com igual valor e sentido contrário na parede. A distribuição final da carga aplicada aos dois sistemas, indicada na figura 6c, obtêm-se somando as forças de interacção com a distribuição inicial em que se consideraram os dois sistemas a trabalhar separadamente.

Como se pode ver, a resultante do sistema de forças final aplicado à parede está localizada a um nível inferior ao da resultante do sistema de forças exteriores aplicado ao sistema pórtico-parede.

- influência de modos de vibração superiores. As configurações dos modos superiores correspondem a sistemas de forças cuja resultante está a uma distância da base muito inferior à de uma distribuição triangular invertida. Na figura 7 ilustra-se esta situação para o caso de um segundo modo.

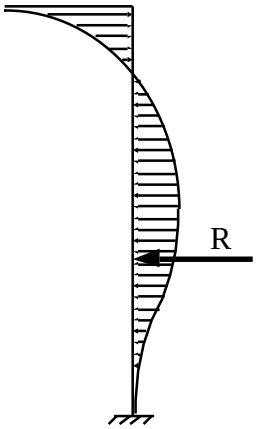


Figura 7 - Resultante das forças de inércia de um 2º modo.

- o comportamento não linear de toda a estrutura. Análises dinâmicas não lineares e ensaios têm mostrado que a resultante das forças de inércia na estrutura durante a resposta dinâmica não linear está a um nível inferior àquele que se obteria de uma análise elástica. Em consequência, a resultante das forças de inércia e o valor de λ na base nas paredes também baixam.
- a concentração do comportamento não linear das paredes na sua extremidade inferior. Isto é equivalente a existir na base da parede uma zona menos rígida que o restante, o que, conduzindo a uma diminuição de esforços, se a

diminuição relativa do valor do momento flector for superior à diminuição relativa do valor do esforço transverso, conduz também a uma diminuição do valor do factor de corte.

- redistribuição de esforços de uma parede em tracção para uma parede em compressão. Este efeito pode ser importante em paredes acopladas, ligadas por vigas curtas e portanto com rigidez apreciável, que transfiram valores significativos de carga axial entre paredes.

De acordo com os princípios de "Capacity Design" é importante evitar as roturas por esforço transverso, e para isso é necessário dimensionar a parede não para o esforço transverso de cálculo, mas para o máximo que se pode desenvolver na parede a todos os níveis durante a formação e desenvolvimento da rótula plástica na base. Para isso devem ser tidos em conta os factores atrás enunciados.

A influência dos modos de vibração de ordem superior é tida em conta pelo EC8, através de uma alteração da envolvente de esforços transversos ao longo dos dois terços superiores da zona deformável do edifício (acima do terreno natural) multiplicada por um coeficiente de amplificação "ε". Este factor tem em conta, entre outros efeitos, que os esforços transversos actuantes podem ser superiores aos de cálculo, devido ao facto de o momento actuante na rótula plástica poder ser também superior ao respectivo momento de cálculo. Esse aumento do momento actuante, que na rótula plástica é igual ao momento resistente pode ser devido ao endurecimento do aço, variação do braço interno ou decisão do projectista.

A influência dos pórticos no valor do factor de corte deve ser considerada na análise da estrutura. Caso tal não seja efectuado pelo projectista:

- a solução corresponderá a uma estrutura menos económica, pois as paredes serão sobredimensionadas:
- pode conduzir a uma estrutura menos segura, pois ao desprezar-se um factor que pode reduzir significativamente o valor de λ, aumenta-se a probabilidade de uma rotura por corte. Isto será tanto mais negativo quanto maior for o grau de exploração do comportamento não linear da estrutura, ou seja, quanto maior for o coeficiente de comportamento.

REFERÊNCIAS

[1] RSA, "Regulamento de Segurança e Acções para Estruturas de Edifícios e Pontes", INCM, Lisboa, 1983.

[2] EC8, “Eurocode 8. Earthquake Resistant Design of Structures”, Part 1, Comissão Europeia de Normalização, CEN/TC250/SC8/N 83, 1993.

[3] Moss, P.J. ; Carr, A.J. e Bachanan, A.H. "Seismic Response of Low Rise Buildings" Buletim da Sociedade Neo-Zelandesa de Engenharia Sísmica, Vol 19, Nº3, Setembro 1986, pag 180-199.

[4] Park, R. e Paulay, T. "Reinforced Concrete Structures", John Wiley and Sons, Nova Yorque, 1975.

[5] Norma Neo-Zelandesa 3101 "Code of Practice for the Design of Concrete Structures", Wellington, 1982

[6] EC3, "Projecto de estruturas de aço", Parte 1.1: Regras gerais e regras para edifícios. CEN ENV1993-1-1, 1992.