

VALIDAÇÃO NUMÉRICA DA RESPOSTA CÍCLICA EXPERIMENTAL DE PÓRTICOS DE BETÃO ARMADO

Braz César, M.T.¹; Oliveira, D.V.²; Carneiro de Barros, R.³

¹Assistente

Departamento de Mecânica Aplicada
Instituto Politécnico de Bragança

²Prof. Auxiliar

ISISE, Departamento de Engenharia Civil
Universidade do Minho

³Prof. Associado

Departamento de Engenharia Civil
Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto



RESUMO

Neste artigo avalia-se numericamente o comportamento experimental de um pórtico de betão armado sujeito a carregamento cíclico, com o recurso a um programa comercial de elementos finitos. Os resultados experimentais foram obtidos no Laboratório Nacional de Engenharia Civil. Na simulação numérica utilizaram-se diversos modelos constitutivos, com diferentes graus de complexidade, baseados no conceito de plastificação localizada em zonas críticas (rótulas plásticas) dos elementos que constituem o pórtico.

1- INTRODUÇÃO

A maioria dos edifícios construídos em Portugal e nos restantes países da Europa apresenta uma solução estrutural baseada na repetição espacial de pórticos de betão armado preenchidos com painéis de alvenaria. O dano e o colapso de estruturas deste tipo, como resultado da deformação lateral dos pisos induzida pela ocorrência de um evento sísmico de moderada a elevada magnitude, constituem actualmente duas das principais preocupações dos projectistas.

Os procedimentos usualmente 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 colapso da estrutura e a rigidez suficiente para evitar uma deformação excessiva da estrutura com a conseqüente minimização do dano e uma melhor utilização do edifício após a ocorrência sísmica. Nestas metodologias, a resposta 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 inferiores aos obtidos num regime elástico. Esta metodologia fundamenta-se na capacidade dos elementos estruturais acomodarem deformações plásticas (não-linearidade material) sem comprometerem a estabilidade da estrutura.

No entanto, as novas metodologias de análise e dimensionamento estrutural permitem definir o critério que governa a resposta da estrutura para vários níveis de desempenho estrutural e, assim, identificar vários níveis de dano aquando da ocorrência de um sismo. Por outro lado, estas filosofias de dimensionamento começam a ser implementadas em ferramentas de cálculo, nomeadamente as baseadas no Método do Elementos Finitos (FEM), o que implica a necessidade de validação dos códigos implícitos nesses programas. Neste contexto, o principal objectivo deste artigo consiste na validação de modelos simplificados de análise não-linear material, baseados na definição de leis constitutivas de diferente complexidade, associadas às zonas de plastificação dos elementos estruturais, de forma a caracterizar o nível de dano de pórticos planos de betão armado sujeitos a acções cíclicas.

Para validar o referido modelo foi utilizada informação experimental disponível através de ensaios realizados no Laboratório Nacional de Engenharia Civil.

2- RESULTADOS EXPERIMENTAIS

No âmbito de um programa experimental desenvolvido no LNEC que teve por objectivo o estudo da influência do enchimento de alvenaria de tijolo sobre as estruturas porticadas de betão armado, foi ensaiado um pórtico sem qualquer tipo de preenchimento, conforme representado na figura 1.

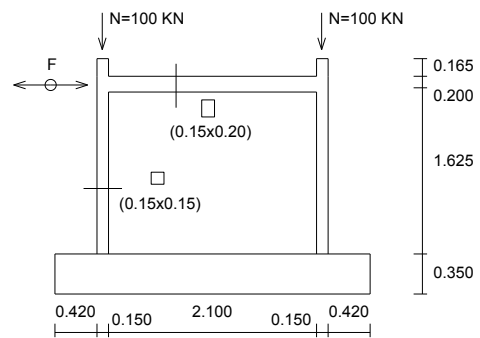


Fig 1 – Geometria do pórtico ensaiado.

O seu carregamento consistiu na aplicação de uma carga vertical constante de 100 kN ao nível do topo de cada pilar e na imposição de uma lei cíclica de deslocamentos ao nível da viga, conforme representado na figura 2

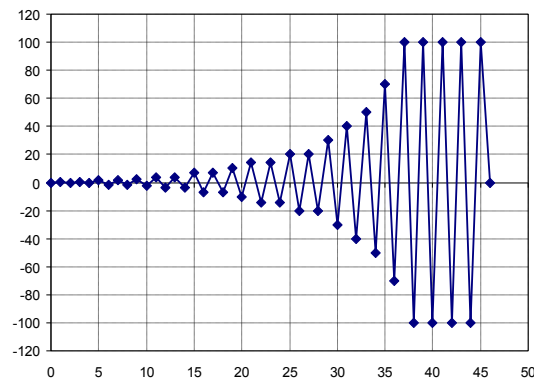


Fig 2 – Lei de deslocamentos aplicada ao pórtico.

Na figura 3 apresenta-se a relação experimental entre a força e o deslocamento horizontais registados ao nível da viga. Este resultado permite observar uma importante incursão no regime de comportamento não-linear do pórtico.

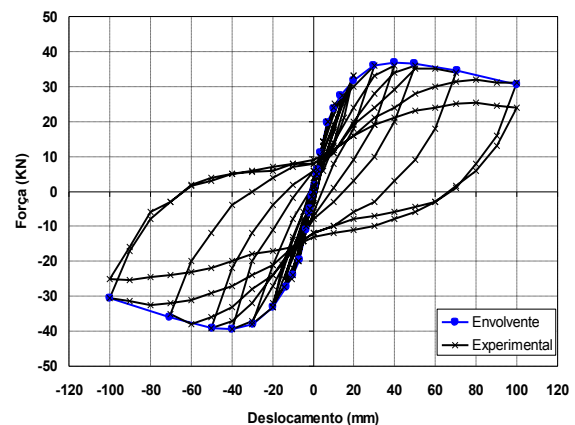


Fig 3 – Curva força-deslocamento experimental.

3- MODELAÇÃO NUMÉRICA

Para a validação numérica dos resultados experimentais, a estrutura foi modelada utilizando elementos de barra, para os quais foram adoptados diferentes leis constitutivas não-lineares, com o objectivo de aferir a validade de cada uma das leis, para posterior uso ao nível da análise dinâmica não linear. Nesta alínea serão apresentados o modelo de cálculo, as referidas leis constitutivas e os resultados da análise numérica.

As estruturas reticuladas, quando sujeitas a acções dinâmicas ou cíclicas, apresentam um comportamento definido pela capacidade de formação de rótulas plásticas nas secções localizadas nas extremidades dos elementos de barra, Figura 4. Como seria de esperar, os resultados experimentais observados no exemplo que serviu de base para este estudo confirmam esta evidência.

A formação das rótulas plásticas em zonas bem definidas potenciou o desenvolvimento de várias metodologias que permitem de uma forma simplificada realizar análises não-lineares (estática e dinâmica) deste tipo de estruturas.

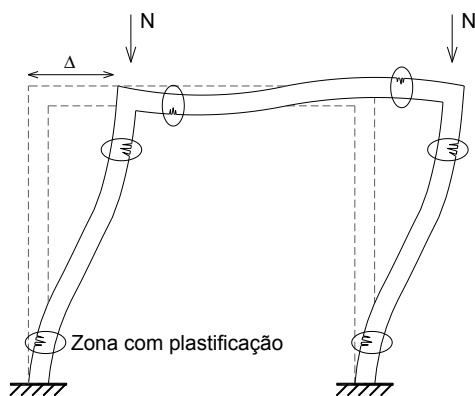


Fig 4 – Zonas críticas em estruturas reticuladas com carregamento cíclico.

Esta simplicidade de modelação favoreceu a implementação destes modelos de cálculo nos algoritmos dos pacotes comerciais de cálculo automático de estruturas e o software utilizado no presente trabalho – MIDAS\Civil – constitui um bom exemplo da integração

destas metodologias num algoritmo baseado no método dos elementos finitos. Neste contexto, a validação do software comercial, e dos respectivos procedimentos de cálculo, também constitui um dos objectivos a alcançar com este trabalho.

Basicamente, estas metodologias baseiam-se na simplificação associada à concentração do comportamento não-linear nas zonas onde se formam as rótulas plásticas. O primeiro passo consiste na localização destas zonas críticas que, no caso de estruturas porticadas sujeitas a acções dinâmicas ou sísmicas, se situam nas extremidades dos elementos lineares (Figura 5).

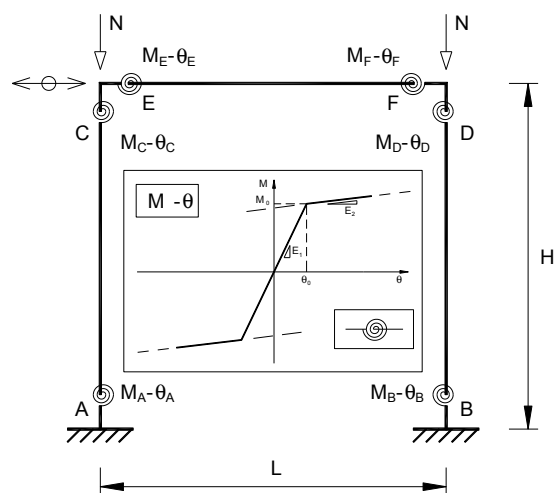


Fig 5 – Rótulas plásticas e relação constitutiva.

O passo seguinte corresponde à definição da lei constitutiva que governa a formação da rótula plástica, sendo este o ponto que pode condicionar a aplicação destas metodologias por não ser evidente qual a lei que melhor se adequa ao modelo real que se pretende estudar. Como é evidente, os resultados experimentais têm um papel fundamental na definição da lei constitutiva.

O software de cálculo utilizado neste trabalho recorre a dois procedimentos de cálculo para definir a não-linearidade localizada em estruturas reticuladas:

- Modelo da Rótula Plástica (MRP);
- Modelo de Fibras (MF);

A principal diferença entre os dois modelos reside na forma como são definidas as leis constitutivas. No caso do MRP é definida uma curva envolvente que traduz o comportamento global da secção enquanto que no caso do MF são definidas leis constitutivas unitárias associadas à deformação axial dos materiais que compõem a secção.

No MRP a modelação das rótulas resulta da introdução de um elemento de fronteira ou de ligação entre duas barras adjacentes (Figura 6) para o qual se definem as características associadas ao comportamento não-linear desse elemento em cada uma das 6 componentes espaciais.

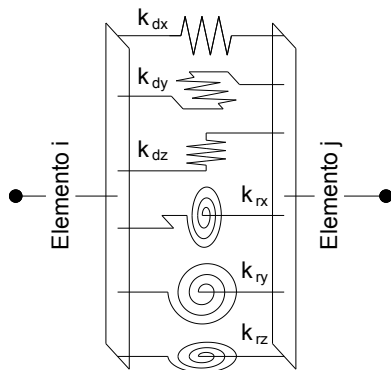


Fig 6 – Componentes do elemento de fronteira/ligação.

De acordo com o manual do software, existem 3 tipos de rótulas plásticas para a aplicação do MRP: rótulas concentradas; rótulas distribuídas e rótulas do tipo mola. Os dois primeiros casos estão relacionados com a modelação do comportamento não-linear de elementos de barra e o último caso com a modelação desta não-linearidade em elementos de ligação/fronteira.

Na Figura 7 estão representados os modelos associados à rótula plástica concentrada e distribuída. A formulação resulta da aplicação do método da flexibilidade e as rótulas são definidas através de uma relação força-deslocamento (axial) e momento-curvatura (flexão).

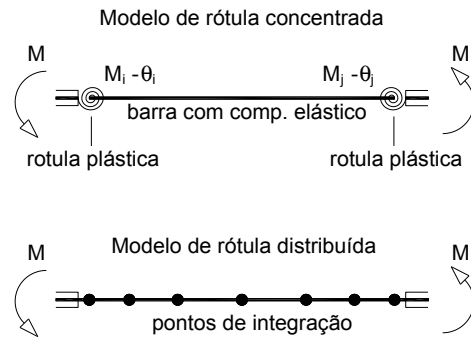


Fig 7 – Rótulas plásticas em elemento de viga.

No caso da rótula concentrada, o comportamento não-linear é obtido através da introdução de molas de translação e molas de rotação com comprimento nulo nas extremidades ou no centro do elemento. As restantes partes do elemento permanecem em regime elástico. Para a rótula distribuída são definidos pontos de integração (máximo de 20 pontos). A localização desses pontos é determinada pelo número de pontos de integração e a distância entre pontos diminui junto às extremidades do elemento. Esta disposição permite que a rótula distribuída traduza com maior rigor a distribuição dos esforços no elemento exigindo, no entanto, um maior tempo de processamento comparativamente à utilização da rótula concentrada.

Outro aspecto importante prende-se com a cedência dos materiais que compõem a secção. No caso de barras de betão armado sujeitas a esforços de flexão (Figura 8), assumem-se dois instantes que definem a cedência da secção: o aparecimento da 1ª fenda, associado ao momento de fendilhação da secção (M_{cr}), e a plastificação da fibra de betão armado mais afastada (considerando que o aço ainda não atingiu o seu limite de cedência).

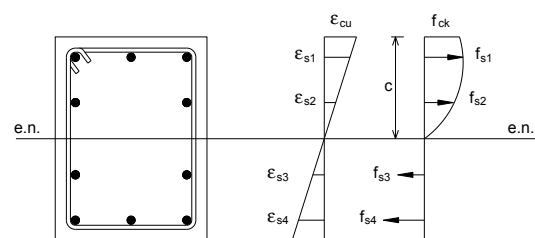


Fig 8 – Base para a determinação da cedência em barra de betão armado.

As rótulas são definidas por 6 componentes, 3 de translação e 3 de rotação, que têm comportamentos independentes. Quando a acção dinâmica tiver carácter reversível e variável no tempo, como é o caso de carga em estudo, a lei constitutiva utilizada na modelação do comportamento não-linear tem que reflectir o comportamento histerético da secção.

Os modelos histeréticos incluídos no software são definidos através de uma curva envolvente e encontram-se agrupadas da seguinte forma: modelos simplificados; modelos com degradação da rigidez; modelos com comportamento elástico não-linear e modelos com escorregamento. As leis estabelecidas nestes grupos permitem adoptar 6 tipos de comportamento: com endurecimento; orientado para a origem; orientado para o limite/pico, modelo de Clough; com degradação trilinear e os modelos de Takeda. Exceptuando o modelo de Clough, os outros modelos são, basicamente, leis trilineares.

Neste trabalho foram consideradas três modelos relacionados com as rótulas plásticas concentradas/distribuídas, com grau de complexidade crescente:

- modelo de Clough (bi-linear);
- modelo de Takeda tri-linear;
- modelo de Takeda tetra-linear.

O primeiro modelo utilizado (Clough) corresponde a uma relação constitutiva simplificada baseada numa variação bi-linear, Figura 9.

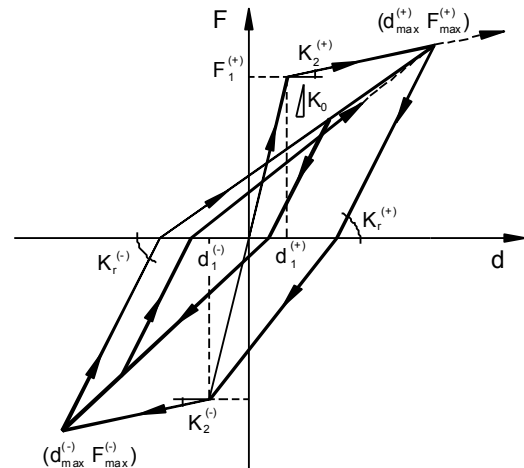


Fig 9 – Modelos constitutivo de Clough.

A rigidez na descarga é obtida a partir da redução da rigidez elástica de acordo com a seguinte equação:

$$K_R = K_0 \cdot \left| \frac{D_y}{D_m} \right|^\beta \leq K_0 \quad (1)$$

em que K_0 é a rigidez elástica, K_R a rigidez na descarga, D_y o deslocamento de cedência na região onde se inicia a descarga; D_m o deslocamento máximo na mesma região e β é uma constante para determinar a rigidez na descarga.

Este modelo fundamenta-se na seguinte metodologia: se o carregamento aplicado muda de sinal quando ocorre a descarga então o ponto que traduz a resposta move-se no sentido do ponto associado ao deslocamento máximo. Se a plastificação não tiver ocorrido, o ponto da resposta move-se no sentido do limite de plastificação na curva envolvente. Quando ocorre a passagem de uma descarga para uma carga sem a mudança do sinal do carregamento, o ponto move-se de acordo com a lei definida na descarga.

Para iniciar o processo de cálculo é necessário definir a curva envolvente que é independente do modelo utilizado. As características das secções críticas, ou seja, as secções onde se formam as rótulas plásticas, estão representadas na Figura 10.

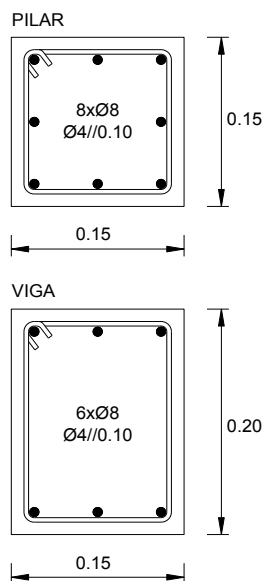


Fig 10 – Componentes do elemento de fronteira/ligação.

Para a determinação das leis constitutivas $M-\theta$ de cada secção foi utilizado o algoritmo BIAX que permite determinar a curva de capacidade de uma secção de betão armado. Utilizando as características mecânicas dos materiais que foram utilizados nos ensaios experimentais e sabendo que o pilar se encontra sujeito a um esforço combinado (flexão composta com esforço axial constante de 100kN), obtiveram-se as curvas resistentes $M-\theta$ apresentadas na Figura 11.

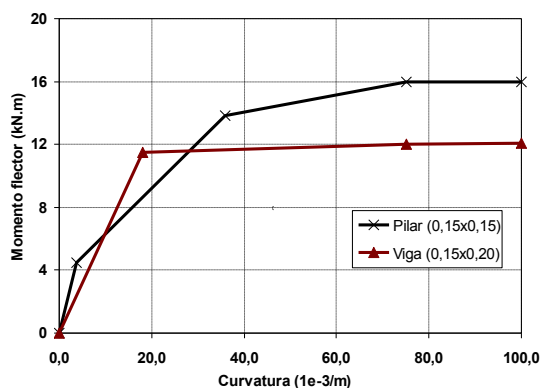


Fig 11 – Diagramas momentos-curvaturas (pilar e viga).

A curva de capacidade obtida para o pilar tem um desenvolvimento próximo de um modelo tetra-linear enquanto que a curva da viga apresenta um desenvolvimento praticamente tri-linear. A aplicação destas curvas ao modelo de Clough implica, sobretudo no caso do pilar, uma simplificação pelo facto deste modelo ser bi-linear, Figura 12.

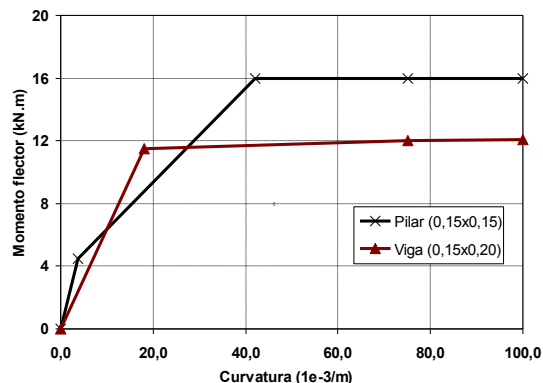


Fig 12 – Diagramas momentos-curvaturas simplificados.

Para introduzir estas curvas no software é necessário conhecer o valor da rigidez inicial (ou elástica) e da rigidez reduzida que podem ser obtidas directamente do BIAX. Os valores introduzidos no MIDAS estão indicados no quadro 1.

Quadro 1 – Rigidez inicial e reduzida (Clough).

	K0 (kN/m)	K1 (kN/m)
Pilar	1380	610
Viga	6.9 (0.05%)	30.5 (20%)

Com base nestes dados e efectuando um ajuste na lei de descarga, obteve-se a curva da resposta da estrutura representada na Figura 13.

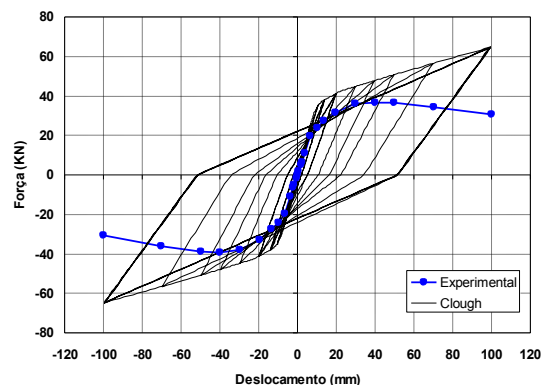


Fig 13 – Curva força-deslocamento (Clough).

Comparando esta curva com os resultados experimentais claramente se verifica que este modelo não representa convenientemente o comportamento da estrutura apresentando um significativo aumento da capacidade resistente, sobretudo para valores elevados do deslocamento lateral. Como é óbvio, este desfasamento está intimamente ligado à

simplificação associada ao modelo bi-linear.

De seguida, a estrutura foi modelada utilizando uma lei tri-linear (Takeda), logo mais complexa e mais rigorosa por se aproximar melhor da curva de capacidade da secção, Figura 14.

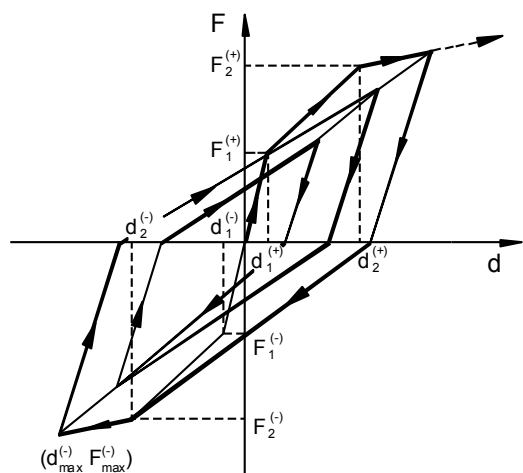


Fig 14 – Modelos constitutivo de Takeda (tri-linear).

Neste modelo existe a possibilidade de se formarem dois tipos de ciclos ou “loops”; um ciclo externo e um ciclo interno. O ciclo externo ocorre quando se atinge o ponto objectivo na recarga e o ciclo interno surge quando a descarga ocorre antes de se atingir esse ponto objectivo enquanto se processa a recarga e que acontece depois da carga aplicada mudar de sinal durante o processo de descarga.

No ciclo externo a rigidez na descarga é determinada pela localização do ponto no qual se inicia a descarga independentemente de se ter atingido ou não a cedência na região oposta. Esta rigidez é obtida através da seguinte equação:

$$K_{R0} = \left\{ \frac{F_y + F_c}{D_y + D_c} \right\} \cdot \left(\frac{D_y}{D_c} \right)^\beta \quad (2)$$

qual K_{R0} é a rigidez na descarga do ciclo exterior, F_c a força associada à primeira cedência na região oposta ao ponto de descarga, F_y a força associada à segunda cedência na região oposta ao ponto de descarga, D_c o deslocamento associado à primeira cedência na região oposta ao

ponto de descarga, D_y o deslocamento associado à segunda cedência na região oposta ao ponto de descarga; D_m o deslocamento máximo na mesma região e β é uma constante para determinar a rigidez na descarga do ciclo exterior. Se o sinal se alterar durante este processo, as coordenadas movem-se no sentido da deformação máxima. Se a cedência não tiver ocorrido nesta região, as coordenadas continuam sem se alterar a rigidez na descarga até que a carga atinja a primeira força de cedência. Depois deste ponto, o desenvolvimento progride até se atingir a segunda força de cedência.

No caso do ciclo interno, a equação que governa a descarga é dada pela seguinte equação:

$$K_{Ri} = \gamma \cdot K_{R0} \quad (3)$$

onde K_{Ri} é a rigidez na descarga do ciclo interno, K_{R0} a rigidez na descarga do ciclo externo na região onde se encontra o ponto inicial da descarga e γ é um parâmetro de redução.

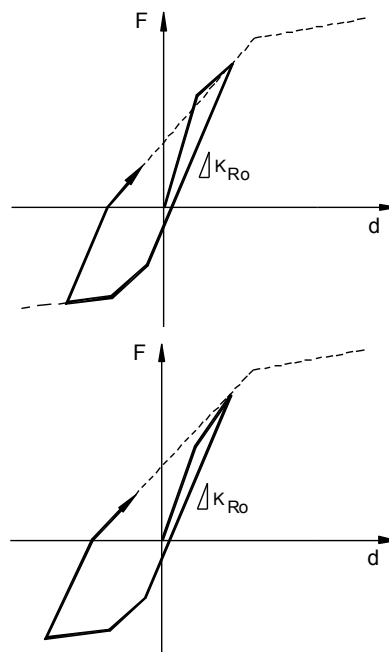


Fig 15 – Descarga antes da cedência para a região não fendilhada (pequenas deformações).

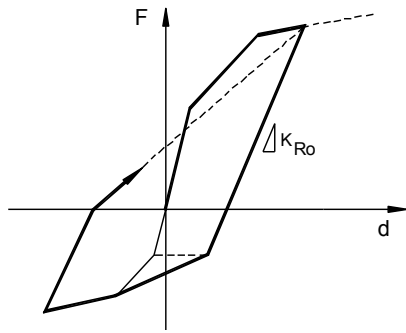


Fig 16 – Descarga depois da cedência para a região não fendilhada.

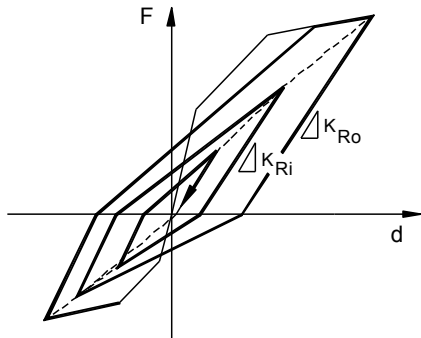


Fig 17 – Ciclo interno para vários ciclos de cargas reversíveis.

Na Figura 15-17 estão representadas esquematicamente a sequência de formação da curva histerética.

No quadro 2 estão indicadas as características das curvas envolventes introduzidas neste modelo.

Quadro 2 – Rigidez inicial e reduzida (Takeda tri-linear).

	Pilar	Viga
K0	1380 kN/m	610 kN/m
K1	276 (20%)	30.5 (5%)
K2	6.9 (0.5%)	-

Com base nestes dados e ajustando os parâmetros β e γ (redução da rigidez na descarga, adoptados $\beta= 0.75$ e $\gamma= 1.00$), obteve-se a curva da resposta da estrutura.

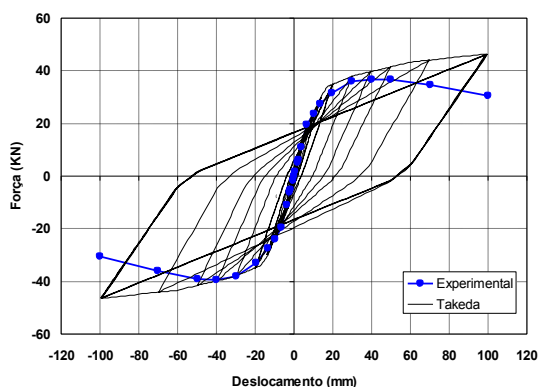


Fig 18 – Curva força-deslocamento (Takeda tri-linear).

Comparativamente ao modelo de Clough verifica-se que este modelo representa melhor o comportamento real da estrutura. Na fase inicial do comportamento há uma boa aproximação aos resultados experimentais. No desenvolvimento global dos ciclos carga-descarga verifica-se uma suavização nas mudanças de rigidez implicando uma melhor adaptação comparativamente à curva histerética real.

No entanto, tal como no modelo anterior, existe um aumento da capacidade resistente para deslocamentos laterais crescentes, embora neste caso o aumento não seja tão significativo.

Os modelos que foram utilizados (Clough e Takeda tri-linear) não contemplam uma diminuição da rigidez na fase pós-cedência que permita aproximar o comportamento numérico ao comportamento real da estrutura. Nos dois casos analisados verificou-se que há sempre um aumento da capacidade resistente independentemente do valor do deslocamento lateral da estrutura. Este facto deve-se à impossibilidade de introduzir um troço na curva envolvente que apresente uma rigidez decrescente.

O modelo de Takeda tetra-linear, que corresponde a uma modificação na lei do modelo tri-linear através da introdução de um ramo descendente, permite ultrapassar este problema. As leis de carga-descarga são idênticas às que foram apresentadas para o modelo tri-linear.

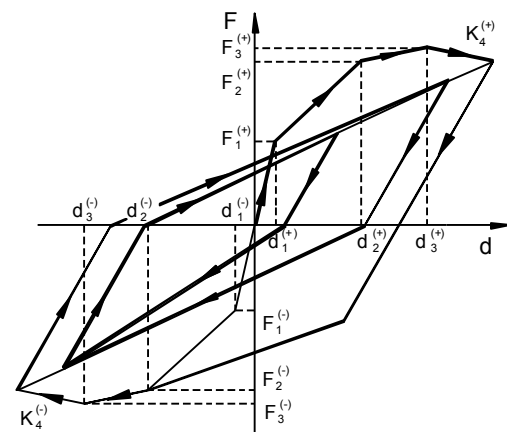


Fig 19 – Curva força-deslocamento (Takeda tetra-linear).

Na Figura 19 está representada a construção da curva histerética do modelo tetra-linear e no quadro 3 estão indicadas as características das curvas envolventes introduzidas neste modelo.

Quadro 3 – Rigidez inicial e reduzida (Takeda tri-linear).

	Pilar	Viga
K0	1380 kN/m	610 kN/m
K1	276 (20%)	30.5 (5%)
K2	6.9 (0.5%)	-
K3	-6.9 (0.5%)	-

Os parâmetros β e γ (redução da rigidez na descarga, adoptados $\beta= 0.75$ e $\gamma= 1.00$) são idênticos aos utilizados no modelo tri-linear. Com base nestes valores obteve-se a curva da resposta da estrutura, Figura 20.

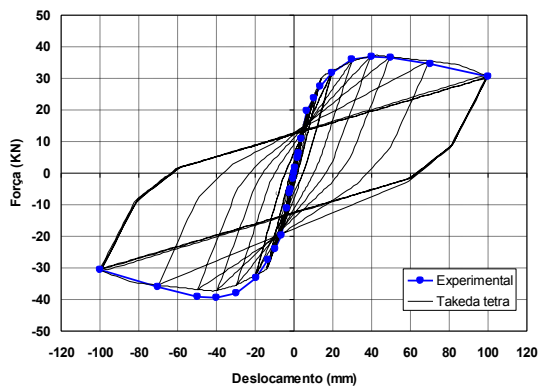


Fig 20 – Curva força-deslocamento (Takeda tetra-linear).

Claramente se verifica que este modelo é o que melhor se aproxima do comportamento real da estrutura. O ramo descendente permite simular a degradação de rigidez que ocorre para grandes deslocamentos laterais do pórtico e tal como no modelo de Takeda tri-linear, esta lei permite que um desenvolvimento mais progressivo dos ciclos histeréticos. Assim, o modelo tetra-linear com ramo descendente permite ultrapassar a limitação associada ao modelo tri-linear (aumento gradual da capacidade resistente) e do modelo bi-linear ou de Clough (variação bi-linear dos ciclos histeréticos e aumento significativo da capacidade resistente).

A outra metodologia que pode ser utilizada para analisar a não-linearidade

localizada, o modelo de fibras, baseia-se na discretização da secção em elementos ou fibras associadas a cada material e cujo comportamento apenas admite deformação axial. Assim, nesta metodologia não se define uma curva global associada à secção (a curva envolvente), mas sim as leis constitutivas dos materiais que compõem a secção. A lei global é então determinada função das leis elementares dos materiais através da aplicação de uma rotação/momento crescente.

No MIDAS, o modelo de fibras baseia-se nos seguintes pressupostos: a secção permanece plana no processo de deformação, permanece perpendicular relativamente ao eixo neutro e, conseqüentemente, não é considerado o escorregamento das armaduras.

Uma das grandes vantagens deste método consiste na possibilidade de localização da posição do eixo neutro.

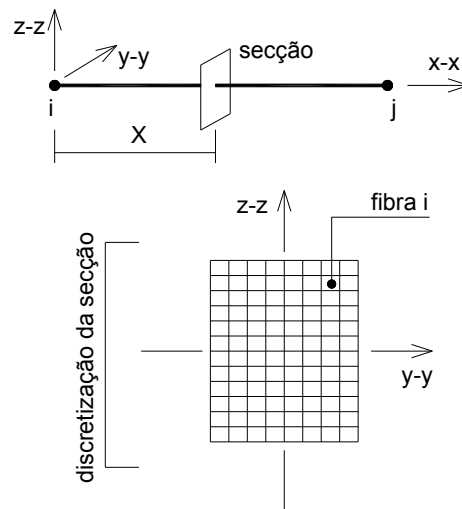


Fig 21 – Método de fibras e discretização da secção.

No método das fibras, o estado de cada fibra é avaliada através das deformações axiais correspondentes ao esforço axial e às deformações por flexão das fibras. O esforço axial e os momentos flectores da secção são então calculados a partir do nível de tensão em cada fibra. As propriedades do comportamento não-linear da secção são definidas através de uma relação tensão-extensão das fibras que constituem a secção.

Como é conhecido o MF é mais eficaz porque permite a obtenção da relação momento-curvatura da secção (que posteriormente pode ser utilizada no MRP como lei global) mas também mais laborioso pois implica uma subdivisão dessa secção em elementos ou fibras às quais são associados os comportamentos unitários previamente definidos.

As leis constitutivas dos materiais têm que reflectir rigorosamente o comportamento real dos mesmos sob pena de não se obter uma lei global razoável para a secção que se pretende estudar. Os ensaios experimentais efectuados para o aço (ensaios de tracção) permitem caracterizar com bastante rigor o seu comportamento mecânico. No caso do betão, os ensaios realizados (compressão uniaxial) não permitem caracterizar convenientemente este material uma vez que a cintagem do betão aumenta significativamente o grau de confinamento e consequentemente a sua capacidade resistente, sobretudo para um carregamento cíclico. Neste caso teve que se procurar através de um processo de ajuste os parâmetros que melhor traduzem o comportamento do betão utilizado nos ensaios experimentais.

No caso do aço utilizou-se o modelo de Magenotto-Pinto, um modelo bi-linear sobejamente conhecido e muito utilizado para este tipo de análise.

Na Figura 22 está representada o comportamento associado a este modelo. Trata-se de uma lei que mantém a forma da lei constitutiva do aço aproximando assintoticamente em cada ciclo a curva histerética. A transição entre duas assíntotas corresponde às regiões de cada caminho de descarga. Quanto maior for a deformação máxima na direcção da descarga relativamente à intersecção entre as assíntotas, mais suave será a curvatura na zona de transição.

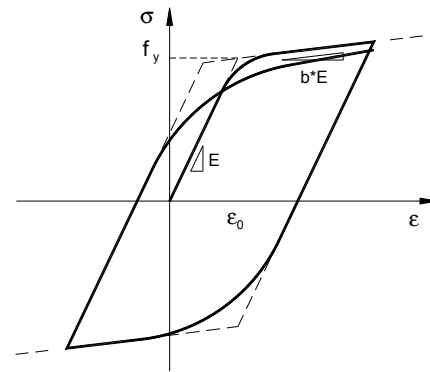


Fig 22 – Modelo de Magenotto-Pinto (aço).

O modelo constitutivo consiste num tramo ascendente representado por uma equação de segunda ordem e um tramo linear descendente. O tramo ascendente é definido pela seguinte equação:

$$f'_s = b \cdot \varepsilon' + \frac{(1-b) \cdot \varepsilon'}{(1 + \varepsilon'^R)^{1/R}} \quad (4)$$

com

$$\varepsilon' = \frac{\varepsilon - \varepsilon_r}{\varepsilon_0 - \varepsilon_r} \quad (5)$$

$$f'_s = \frac{f_s - f_r}{f_0 - f_r} \quad (6)$$

$$R = R_0 - \frac{a_1 \cdot \xi}{a_2 + \xi} \quad (7)$$

sendo ε a extensão longitudinal da fibra de aço, f'_s a tensão na fibra de aço, (ε_r, f_r) o ponto onde se inicia à descarga, (ε_0, f_0) o ponto de intersecção das assíntotas que definem o percurso carga-descarga, b um factor de redução da rigidez, R_0 , a_1 e a_2 valores constantes ($R_0 = 20$, $a_1 = 18.5$ e $a_2 = 0.15$) e ξ a diferença entre o máximo valor de deformação na direcção da carga e na descarga.

O modelo utilizado para simular o comportamento do betão deve-se a Kent e Park (1973). Neste modelo despreza-se a resistência à tracção do betão e considera-

se a possibilidade de confinamento devido à existência de cintagem lateral.

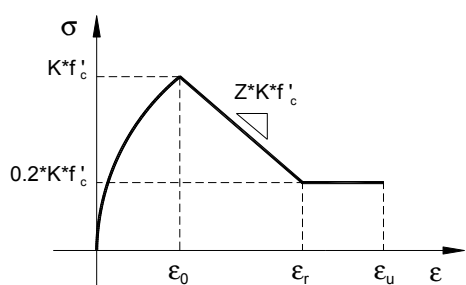


Fig 23 – Modelo de Kent e Park (betão).

As equações que definem o comportamento do betão para este modelo são as seguintes:

O modelo constitutivo consiste num tramo ascendente representado por uma equação de segunda ordem e um tramo linear descendente. O tramo ascendente é definido pela seguinte equação:

$$f_c = k \cdot f'_c \cdot \left[\frac{2 \cdot \varepsilon_c}{\varepsilon_0 \cdot k} - \left(\frac{\varepsilon_c}{\varepsilon_0 \cdot k} \right)^2 \right] \quad (8)$$

valida para $\varepsilon_c \leq k \cdot \varepsilon_0$, sendo ε_c a extensão longitudinal no betão, f'_c a capacidade resistente à compressão do betão, ε_0 a extensão do betão não confinado relativo a f'_c e k é o coeficiente de confinamento. Para o betão não confinado adopta-se $k = 1$ e $\varepsilon_0 = 0.002$.

Para tensões superiores à tensão de cedência, o tramo descendente é aproximadamente linear e corresponde à seguinte equação:

$$f_c = k \cdot f'_c \cdot [1 - Z_m (\varepsilon_c - k \cdot \varepsilon_0)] \quad (9)$$

valida para $\varepsilon_c > k \cdot \varepsilon_0$ com $f_c \geq 0.2 \cdot k \cdot f'_c$, sendo Z_m o rácio da tensão no tramo descendente para o betão confinado. Para o betão não confinado assume-se que este valor se anula para uma extensão de 0.0035.

O primeiro passo para a aplicação deste método consiste na caracterização dos materiais e na posterior discretização

das secções. As características dos materiais utilizados neste trabalho estão de acordo com as que foram utilizadas nos ensaios experimentais. Exceptua-se o betão para o qual se adoptaram, através de sucessivas tentativas, valores para a definição do confinamento. O betão de recobrimento não apresenta confinamento e os valores utilizados traduzem essa característica.

Este modelo tem como vantagens a possibilidade de traçar a relação momento-curvatura de uma secção, a monitorização da posição do eixo neutro e a obtenção do nível de esforço axial em cada fibra. Se forem utilizadas várias secções também é possível determinar a extensão da rótula plástica.

Na Figura 24 estão representadas as discretizações utilizadas nas secções críticas do pilar e da viga.

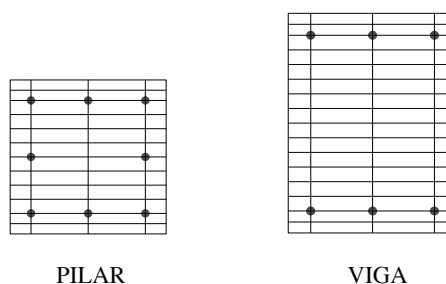


Fig 24 – Discretização em fibras (Pilar e Viga).

Verificou-se que no modelo ensaiado foi utilizado um dispositivo para aplicação da carga que introduz um constrangimento à rotação no topo dos pilares para simular convenientemente o modelo experimental. De facto, a análise do dano nas secções dos elementos (pilares e vigas) permite verificar que o dispositivo de ensaio limita a deformação da viga durante o ensaio e comportamento deste elemento pode encontrar-se num regime elástico linear. Neste caso pode-se considerar que o comportamento não-linear está centrado nas secções de extremidade dos pilares.

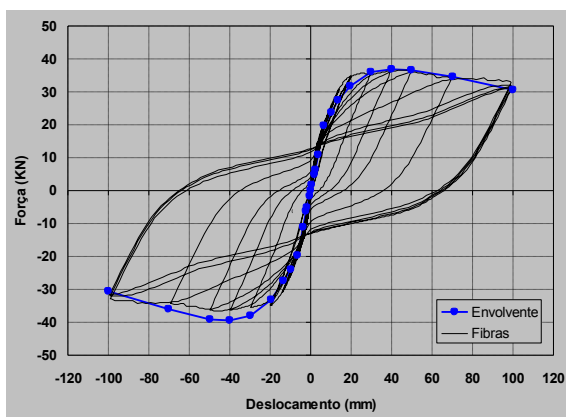


Fig 25 – Curva força-deslocamento (Takeda tri-linear).

Depois de atribuir estas secções a cada um dos elementos do pórtico efectuou-se a análise não-linear e obteve-se a resposta representada na Figura 26.

Verifica-se que o pórtico modelado através desta metodologia apresenta uma boa aproximação ao modelo experimental, inclusive no desenvolvimento das curvas histeréticas que apresentam uma evolução mais real com variações progressivas nos ciclos carga-descarga.

Conhecendo as limitações associadas às leis constitutivas e sabendo que este modelo funciona bem para deslocamentos laterais moderados, a sua utilização pode ser muito vantajosa quando se pretende analisar não só o comportamento global mas também o comportamento ao nível da secção.

Para realizar uma comparação entre os vários modelos que foram abordados neste trabalho foi elaborado um gráfico que representa a energia associada a cada curva força-deslocamento, Figura 27. A curva relativa à energia dissipada no ensaio experimental foi obtida por digitalização dos dados apresentados no trabalho de investigação desenvolvido no LNEC.

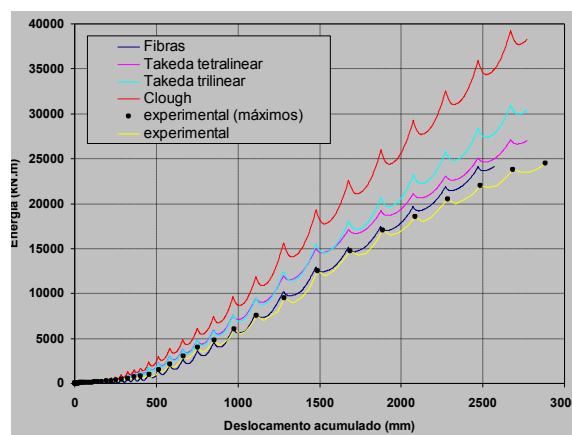


Fig 27 – Curva de Energia acumulada para cada modelo.

Esta representação permite clarificar a incerteza relativamente ao modelo que melhor se aproxima dos resultados experimentais.

Constata-se que os modelos utilizados apresentam valores superiores ao modelo real. Verifica-se que o modelo de Clough é o que apresenta um maior desfasamento (maior energia acumulada) relativamente ao modelo experimental, situação já esperada uma vez que este modelo não consegue traduzir convenientemente o comportamento do das secções dos elementos que constituem o pórtico. Os restantes modelos estão muito próximos sendo o modelo de Fibras e o de Takeda tetralinear os que melhor traduzem o comportamento da estrutura. O modelo de fibras corresponde ao modelo mais elaborado e os resultados obtidos permitem constatar uma boa aproximação ao modelo experimental, no entanto, a utilização desta metodologia requer um profundo conhecimento dos materiais envolvidos e a afinação dos parâmetros pode ser bastante morosa.

4- CONCLUSÕES

Os resultados descritos no artigo permitem constatar que aos diferentes graus de complexidade dos modelos constitutivos estão associados diferentes níveis de precisão dos resultados numéricos. Os resultados numéricos mostram ainda que é possível reproduzir com grande rigor os resultados

experimentais, utilizando modelos computacionalmente adequados.

A utilização de modelos mais complexos e mais rigorosos pode não significar um aumento significativo na qualidade dos resultados obtidos. Os parâmetros envolvidos na definição dos modelos mais complexos (modelo de fibras) contribuem para que a calibração seja mais delicada implicando um consumo de recursos que, comparativamente aos modelos mais simples e considerando que a análise se centra no comportamento global da estrutura, pode não conduzir a um acréscimo na qualidade dos resultados obtidos.

Um outro aspecto importante, visível neste trabalho, relaciona-se com a dificuldade em representar numericamente as grandes incursões em regime não-linear observadas no ensaio experimental descrito.

5- AGRADECIMENTOS

Este artigo está relacionado com a investigação desenvolvida no âmbito do projecto COVICOCEPAD inserido no programa S3T, aprovado pela “European Science Foundation” (ESF, Strasbourg) e financeiramente apoiado pela FCT - Fundação para a Ciência e a Tecnologia (Lisboa, Portugal) ao abrigo do Programa Operacional Ciência e Inovação 2010 (POCI 2010) do III Quadro Comunitário de Apoio financiado pelo FEDER.

6- REFERÊNCIAS

Correia, A.C., Almeida, J.P., Pinho, R., Comparação entre formulações de equilíbrio e deslocamentos na análise não

linear de estruturas porticadas de betão armado, SÍSMICA2007 – 7º Congresso de sismologia e engenharia sísmica, FEUP, 2007

Deng, H., Chang, Y., Lau, D., Ostovari, S., Tsai, K., A simplified Approach for nonlinear response analysis of composite structural members, International Workshop on Steel and Concrete Composite Constructions, NCREC, Taiwan, pag. 207-216, 2003

Gomes, A.M., Comportamento e reforço de elementos de betão armado sujeitos a acções cíclicas, Dissertação de doutoramento em engenharia civil, Universidade Técnica de Lisboa, 1992

Lourenço, P.B., Oliveira, D.V., Fonseca, G., Silva, R., Simulação da rotura de painéis de alvenaria em estruturas porticadas, Jornadas Portuguesas de Engenharia de Estruturas, LNEC, Lisboa, pag. 121-130, 1998

Midas Inc., Analysis manual: Inelastic time history analysis, Korea, 2004

Paulay T., Priestley M.J.N., Seismic design of reinforced concrete and masonry buildings, John Wiley & Sons Inc., New York, 1992

Pedrosa, J. *et al.*, Metodologias de simulação do comportamento cíclico de elementos de betão armado: estudo comparativo e validação experimental, SÍSMICA2007 – 7º Congresso de sismologia e engenharia sísmica, FEUP, 2007

Pires, F., Influência das paredes de alvenaria no comportamento de estruturas reticuladas de betão armado sujeitas a acções horizontais, Tese de Especialista, LNEC, 1990.

Fardis, M.N., Panagiotakos, T.B., Seismic design and response of bare and masonry-infilled reinforced concrete buildings. Part I: Bare structures, Journal of Earthquake Engineering Vol. I, No 1, pg 219-256, 1997.