

ANÁLISE “PUSHOVER” DE EDIFÍCIOS EM BETÃO ARMADO

DIOGO SIMÕES DO AMARAL COUTINHO

Dissertação submetida para satisfação parcial dos requisitos do grau de
MESTRE EM ENGENHARIA CIVIL — ESPECIALIZAÇÃO EM ESTRUTURAS

Orientador: Professor Doutor Raimundo Moreno Delgado

Co-Orientador: Professor Doutor Aníbal Guimarães da Costa

MARÇO DE 2008

MESTRADO INTEGRADO EM ENGENHARIA CIVIL 2007/2008

DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA CIVIL

Tel. +351-22-508 1901

Fax +351-22-508 1446



miec@fe.up.pt

Editado por

FACULDADE DE ENGENHARIA DA UNIVERSIDADE DO PORTO

Rua Dr. Roberto Frias

4200-465 PORTO

Portugal

Tel. +351-22-508 1400

Fax +351-22-508 1440



feup@fe.up.pt



<http://www.fe.up.pt>

Reproduções parciais deste documento serão autorizadas na condição que seja mencionado o Autor e feita referência a *Mestrado Integrado em Engenharia Civil - 2007/2008 - Departamento de Engenharia Civil, Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto, Porto, Portugal, 2008.*

As opiniões e informações incluídas neste documento representam unicamente o ponto de vista do respectivo Autor, não podendo o Editor aceitar qualquer responsabilidade legal ou outra em relação a erros ou omissões que possam existir.

Este documento foi produzido a partir de versão electrónica fornecida pelo respectivo Autor.

A meus Pais

Todas as ciências exactas são dominadas pela ideia da aproximação

Bertrand Russell

AGRADECIMENTOS

A apresentação desta tese é resultado de um trabalho individual, que não seria possível sem o esforço daqueles cuja contribuição foi indispensável para a sua realização, e a quem desejo expressar os meus mais sinceros agradecimentos.

Gostaria de dirigir um agradecimento especial ao Professor Raimundo Delgado pela orientação, pela disponibilidade demonstrada, pelos conhecimentos transmitidos e pela forma simpática como acompanhou o desenvolvimento da dissertação, que muito contribuiu não só para a sua elaboração, como para a minha formação académica e pessoal.

Desejo também exprimir o meu agradecimento ao Professor Aníbal Costa pelo seu contributo na orientação da tese.

Ao Ricardo Monteiro e ao Mário Marques manifesto a minha gratidão por todo o apoio e pela forma amiga como sempre se mostraram disponíveis para o esclarecimento de dúvidas e para o fornecimento de documentos importantes na realização do trabalho.

Aos meus colegas e amigos António Lima, Luís Rodrigues, Pedro Bezerra e Rui Araújo expresso o meu agradecimento pela companhia, pela amizade e pelo espírito de grupo vivido durante as inúmeras horas despendidas na realização dos nossos trabalhos, o qual constituiu um contributo essencial para a sua conclusão.

Desejo também agradecer a toda a minha família e de uma forma muito especial aos meus pais, por me permitirem a possibilidade da realização do Mestrado Integrado em Engenharia Civil, por toda a sua compreensão e pelo constante incentivo durante o desenvolvimento da tese. Um agradecimento especial também à minha avó, pela paciência e dedicação.

Finalmente, expresso a minha gratidão a todos os meus amigos cujo apoio foi fundamental para a elaboração deste trabalho.

RESUMO

Nos últimos anos, foi indubitavelmente reconhecido que o projecto sísmico de estruturas não pode deixar de considerar a capacidade de dissipação de energia dos materiais.

Ao contrário de outro tipo de projectos, em que a estratégia seguida é a de não permitir que os materiais atinjam a sua tensão de cedência, no dimensionamento de estruturas sob a acção sísmica, de forma a não encarecer consideravelmente o projecto e simultaneamente melhorar o seu comportamento, admite-se que estas se possam deformar para além do seu limite elástico, controlando o seu nível de deslocamentos local e global.

Devido às dificuldades de realização de análises dinâmicas não lineares, desenvolveram-se várias metodologias de análise “pushover”, na tentativa de obter os mesmos resultados através de análises estáticas, considerando também o comportamento não linear dos materiais. Actualmente são bem conhecidas as vantagens e limitações deste tipo de análise.

A modelação do comportamento não linear dos materiais pode ser realizada admitindo que este é descrito em termos das deformações inelásticas concentradas nas extremidades (modelação com não linearidade concentrada) ou, por outro lado, considerando a distribuição de deformações inelásticas ao longo do comprimento do elemento (modelação com não linearidade distribuída). No presente trabalho, pretende-se comparar a resposta à acção sísmica de edifícios em betão armado obtida através da análise “pushover” e realizadas com recurso a estes dois tipos de modelos numéricos de cálculo não linear.

São efectuados estudos de sensibilidade de forma a poder concluir sobre a influência de alguns parâmetros de entrada nos resultados finais da análise. É, também, estudada a influência de algumas características dos elementos na modelação do seu comportamento não linear.

Finalmente, é realizado um conjunto de análises “pushover” a dois pórticos bidimensionais de edifícios, recorrendo às duas modelações referidas. Pela observação dos resultados obtidos, conclui-se não só sobre as limitações da modelação com não linearidade concentrada, mas também em que aspectos é que esta aproximação do comportamento não linear de elementos em betão armado produz resultados satisfatórios, quando comparada com a modelação em que a não linearidade está distribuída ao longo dos elementos.

PALAVRAS-CHAVE: comportamento não linear, análise “pushover”, modelo de fibras, rótula plástica, avaliação sísmica.

ABSTRACT

In the last few years, it has been widely recognized that the seismic design of structures cannot neglect the capacity of materials to dissipate energy.

In contrast with the projects in which the strategy pursued is one of not allowing materials to reach stresses over their yield strength, in the structure design to endure seismic activity, in order not to swell the project's budget and simultaneously improve its performance, it is actually acceptable that these materials may be deformed past their elastic limit, if controlling their displacement degree locally and globally.

Due to the complexities in undertaking non linear dynamic analysis, there have been developed different methodologies of pushover analysis in an attempt to obtain the same results as from the former, but through static analysis instead and considering also the non linear behaviour of its materials. Nowadays, the advantages and limitations of such alternative analyses are well-known.

The modelling of the non linear behaviour of materials can be achieved by, on one hand, assuming that this behaviour is described in terms of inelastic deformations concentrated in the extremities (modelling with concentrated non linearity) or, on the other, considering a distribution of inelastic deformations throughout the whole length of the element (modelling with distributed non linearity). The aim of this thesis is thus to compare the response of reinforced concrete buildings to seismic activity obtained through pushover analysis and calculated using these two modelling approaches of non linear analysis.

In this thesis, there have been performed sensitivity studies in order to understand the influence of certain initial parameters on the final results of the analysis. Moreover, it is studied the influence of some characteristics of the elements on the modelling of their non linear behaviour.

Finally, it is also carried out a series of pushover analyses to a couple of two-dimensional frames using both of the two non linear models. From the results obtained the thesis then concludes not only with the limitations of modelling with concentrated non linearity, but also with which aspects of this approximation of the non linear behaviour of elements in reinforced concrete produce satisfactory results when compared to the modelling in which the non linearity is distributed along the elements.

KEYWORDS: non linear behaviour, pushover analysis, fibre modelling, plastic hinge, seismic evaluation.

ÍNDICE GERAL

AGRADECIMENTOS	i
RESUMO	iii
ABSTRACT	v
ÍNDICE GERAL	vii
ÍNDICE DE FIGURAS	xi
ÍNDICE DE QUADROS	xv
SÍMBOLOS E ABREVIATURAS	xvii

1. INTRODUÇÃO	1
1.1. CONSIDERAÇÕES GERAIS	1
1.2. OBJECTIVOS	5
1.3. DESCRIÇÃO DO TRABALHO	5

2. ESTADO DA ARTE	7
--------------------------------	---

3. METODOLOGIAS E ESTUDOS DE SENSIBILIDADE	13
3.1. INTRODUÇÃO	13
3.2. METODOLOGIAS DE ANÁLISE "PUSHOVER"	13
3.2.1. MÉTODO N2	13
3.2.1.1. Descrição do método	13
3.2.1.2. Distribuição de forças	17
3.2.1.3. Deslocamento objectivo	18
3.2.2. "CAPACITY SPECTRUM METHOD"	18
3.2.3. "MODAL PUSHOVER ANALYSIS"	19
3.2.4. "ADAPTIVE CAPACITY SPECTRUM METHOD"	19
3.3. MODELOS NUMÉRICOS	20
3.3.1. INTRODUÇÃO	20
3.3.2. MODELOS DOS MATERIAIS	21
3.3.2.1. Modelos do betão	21
3.3.2.2. Modelos do aço	22
3.3.3. MODELAÇÃO COM NÃO LINEARIDADE DISTRIBUÍDA	23

3.3.3.1. Considerações gerais.....	23
3.3.3.2. Modelo de fibras	24
3.3.3.3. Modelo de comportamento do betão.....	26
3.3.3.4. Modelo de comportamento do aço	39
3.3.3.5. Não linearidade geométrica.....	39
3.3.4. MODELAÇÃO COM NÃO LINEARIDADE CONCENTRADA.....	40
3.3.4.1. Considerações gerais.....	40
3.3.4.2. Rótula plástica	40
3.3.4.3. Modelo de comportamento do betão.....	42
3.3.4.4. Modelo de comportamento do aço	45
3.3.4.5. Não linearidade geométrica.....	47
3.4. ESTUDOS DE SENSIBILIDADE	47
3.4.1. INTRODUÇÃO	47
3.4.2. COMPARAÇÃO DOS MODELOS DOS MATERIAIS.....	48
3.4.3. COMPRIMENTO DE RÓTULA E LOCALIZAÇÃO	50
3.4.3.1. Considerações gerais.....	50
3.4.3.2. Pórtico sem peso próprio e sem armadura transversal	51
3.4.3.3. Influência do esforço axial	52
3.4.3.4. Influência do confinamento.....	56
3.4.4. PONTO DE APLICAÇÃO DAS FORÇAS.....	59
3.4.5. DISCRETIZAÇÃO DOS ELEMENTOS DAS ESTRUTURAS	61
3.4.6. CONCLUSÕES	63
 4. ANÁLISE DE RESULTADOS.....	 65
4.1. DESCRIÇÃO DAS ESTRUTURAS	65
4.1.1. CONSIDERAÇÕES GERAIS.....	65
4.1.2. PÓRTICO DE 3 PISOS.....	65
4.1.3. PÓRTICO DE 4 PISOS.....	68
4.2. Acção Sísmica	70
4.3. DISCUSSÃO DE RESULTADOS	72
4.3.1. PÓRTICO DE 3 PISOS.....	72
4.3.1.1. Curva de capacidade.....	72
4.3.1.2. Ponto de desempenho	74

4.3.2. PÓRTICO DE 4 PISOS	82
4.3.2.1. Curva de capacidade	82
4.3.2.2. Ponto de desempenho	85
4.4. CONCLUSÕES.....	93
 5. CONSIDERAÇÕES FINAIS	97
 BIBLIOGRAFIA	101

ÍNDICE DE FIGURAS

Fig.1.1 – Exemplo dos efeitos devastadores da acção sísmica na estrutura de um edifício	1
Fig.3.1 – Determinação da relação idealizada força-deslocamento perfeitamente elasto-plástica [3] .15	
Fig.3.2 – Determinação do deslocamento objectivo do sistema equivalente de 1 GL para períodos baixos [3].....	16
Fig.3.3 – Determinação do deslocamento objectivo do sistema equivalente de 1 GL para períodos médios ou longos [3].....	16
Fig.3.4 – Discretização dos elementos e das secções de betão armado num modelo de fibras	24
Fig.3.5 – Modelo de comportamento do betão para carregamentos monotónicos proposto por Mander <i>et al</i> [38]	27
Fig.3.6 – Betão efectivamente confinado com cintas circulares [38].....	29
Fig.3.7 – Betão efectivamente confinado com cintas rectangulares [38]	29
Fig.3.8 – Curva de descarga do betão [38]	32
Fig.3.9 – Deterioração da resistência à tracção do betão [38]	34
Fig.3.10 – Curvas de recarga do betão [38]	35
Fig.3.11 – Modelo de comportamento do aço utilizado no programa SeismoStruct.....	39
Fig.3.12 – Influência da “yield penetration” e da inclinação das fendas devida ao esforço transversal no comprimento de rótula plástica [5]	41
Fig.3.13 – Modelo de Kent e Park modificado do comportamento do betão para carregamentos monotónicos.....	43
Fig.3.14 – Modelo de Kent e Park modificado do comportamento do betão para carregamentos cíclicos.....	45
Fig.3.15 – Modelo de comportamento do aço de Menegotto e Pinto [52].....	46
Fig.3.16 – Pórtico utilizado para a realização dos estudos de sensibilidade	48
Fig.3.17 – Comparação dos modelos de comportamento do betão sem confinamento	49
Fig.3.18 – Comparação dos modelos de comportamento do betão com confinamento	50
Fig.3.19 – Relações momento-curvatura obtidas nos programas BIAX e SeismoStruct	51
Fig.3.20 – Comparação das curvas de capacidade do pórtico com rótulas introduzidas nas extremidades dos elementos	52
Fig.3.21 – Comparação das curvas de capacidade do pórtico com rótulas introduzidas a uma distância igual a metade do comprimento de rótula das extremidades dos elementos	52
Fig.3.22 – Influência do esforço axial na relação momento-curvatura	53
Fig.3.23 – Rótulas plásticas introduzidas no programa SAP2000 para estudo da influência do esforço axial	54

Fig.3.24 – Comparação entre as relações momento-curvatura obtidas no programa SeismoStruct e as introduzidas no programa SAP2000	54
Fig.3.25 – Comparação das curvas de capacidade com um esforço axial nos pilares igual a 8 toneladas	55
Fig.3.26 – Comparação das curvas de capacidade com um esforço axial nos pilares igual a 20 toneladas	55
Fig.3.27 – Influência do esforço axial no cálculo da curva de capacidade pelo programa SeismoStruct	56
Fig.3.28 – Influência do confinamento na relação momento-curvatura calculada pelo programa BIAx	57
Fig.3.29 – Influência do confinamento no cálculo da curva de capacidade no programa SeismoStruct	58
Fig.3.30 – Relações momento-curvatura obtidas nos programas BIAx e SeismoStruct para diferentes níveis de confinamento	58
Fig.3.31 – Abordagem convencional de aplicação das forças.....	59
Fig.3.32 – Comparação das curvas de capacidade calculadas pelo programa SeismoStruct com diferentes pontos de aplicação das forças.....	60
Fig.3.33 – Comparação das curvas de capacidade calculadas pelo programa SAP2000 com diferentes pontos de aplicação das forças.....	61
Fig.3.34 – Influência da discretização dos elementos no cálculo da curva de capacidade pelo programa SeismoStruct.....	62
Fig.3.35 – Influência da discretização dos elementos no cálculo da curva de capacidade pelo programa SAP2000.....	62
Fig.3.36 – Influência da discretização dos elementos na resposta individual do pilar 1-2	63
Fig.4.1 – Secções dos pilares do pórtico de 3 pisos.....	66
Fig.4.2 – Secções das vigas do pórtico de 3 pisos	66
Fig.4.3 – Pórtico de 3 pisos.....	66
Fig.4.4 – Secções dos pilares do pórtico de 4 pisos.....	68
Fig.4.5 – Secções das vigas do pórtico de 4 pisos	69
Fig.4.6 – Pórtico de 4 pisos.....	69
Fig.4.7 – Espectro de resposta considerado para a determinação dos pontos de desempenho.....	71
Fig.4.8 – Curvas de capacidade obtidas para o pórtico de 3 pisos no sentido negativo.....	72
Fig.4.9 – Curvas de capacidade obtidas para o pórtico de 3 pisos no sentido positivo	73
Fig.4.10 – Comparação das curvas de capacidade dos dois sentidos correspondentes à distribuição modal	73
Fig.4.11 – Influência da variação do esforço axial ao longo da análise com as forças aplicadas no sentido negativo	74

Fig.4.12 – Comparação entre os resultados obtidos pelos programas SAP2000 e SeismoStruct	75
Fig.4.13 – Curva bilinear idealizada com e sem recurso ao processo iterativo previsto no Eurocódigo 8	76
Fig.4.14 – Comparações das respostas obtidas no programa SAP2000 para as diferentes distribuições de carga	77
Fig.4.15 – Comparações das respostas obtidas no programa SeismoStruct para as diferentes distribuições de carga	77
Fig.4.16 – Comparação dos deslocamentos dos pisos para uma intensidade de 0,50	78
Fig.4.17 – Comparação dos deslocamentos dos pisos para uma intensidade de 1,00	79
Fig.4.18 – Comparação dos deslocamentos dos pisos para uma intensidade de 1,50	79
Fig.4.19 – Comparação dos deslocamentos relativos entre pisos para uma intensidade de 0,50	80
Fig.4.20 – Comparação dos deslocamentos relativos entre pisos para uma intensidade de 1,00	80
Fig.4.21 – Comparação dos deslocamentos relativos entre pisos para uma intensidade de 1,50	80
Fig.4.22 – Comparação do esforço transversal total em cada piso para uma intensidade de 0,50	81
Fig.4.23 – Comparação do esforço transversal total em cada piso para uma intensidade de 1,00	81
Fig.4.24 – Comparação do esforço transversal total em cada piso para uma intensidade de 1,50	82
Fig.4.25 – Curvas de capacidade obtidas para o pórtico de 4 pisos no sentido negativo.....	82
Fig.4.26 – Curvas de capacidade obtidas para o pórtico de 4 pisos no sentido positivo	83
Fig.4.27 – Comparação da evolução da curva de capacidade com a evolução dos momentos mobilizados pela base do pilar 11-12	84
Fig.4.28 – Comparação da evolução da curva de capacidade com a evolução dos momentos mobilizados pela base do pilar 11-12, para diferentes valores do factor de confinamento..	84
Fig.4.29 – Comparação das curvas de capacidade nos dois sentidos correspondentes à distribuição modal	85
Fig.4.30 – Comparação entre os resultados obtidos pelos programas SAP2000 e SeismoStruct	86
Fig.4.31 – Curva bilinear idealizada com e sem recurso ao processo iterativo previsto no Eurocódigo 8	86
Fig.4.32 – Comparações dos deslocamentos objectivos determinados com e sem recurso ao processo iterativo recomendado pelo Eurocódigo 8.....	87
Fig.4.33 – Comparações das respostas obtidas no programa SAP2000 para as diferentes distribuições de carga	88
Fig.4.34 – Comparações das respostas obtidas no programa SeismoStruct para as diferentes distribuições de carga	88
Fig.4.35 – Comparação dos deslocamentos dos pisos para uma intensidade de 0,50	89
Fig.4.36 – Comparação dos deslocamentos dos pisos para uma intensidade de 1,00	90
Fig.4.37 – Comparação dos deslocamentos dos pisos para uma intensidade de 1,50	90

Fig.4.38 – Comparação dos deslocamentos relativos entre pisos para uma intensidade de 0,50.....	91
Fig.4.39 – Comparação dos deslocamentos relativos entre pisos para uma intensidade de 1,00.....	91
Fig.4.40 – Comparação dos deslocamentos relativos entre pisos para uma intensidade de 1,50.....	91
Fig.4.41 – Deslocamentos relativos entre pisos ao nível do pilar 1-5 e 11-15	92
Fig.4.42 – Comparação do esforço transversal total em cada piso para uma intensidade de 0,50.....	92
Fig.4.43 – Comparação do esforço transversal total em cada piso para uma intensidade de 1,00.....	93
Fig.4.44 – Comparação do esforço transversal total em cada piso para uma intensidade de 1,50.....	93

ÍNDICE DE QUADROS

Quadro 3.1 – Características mecânicas do aço para os estudos de sensibilidade	48
Quadro 3.2 – Características mecânicas do betão para os estudos de sensibilidade	48
Quadro 4.1 – Massas concentradas no pórtico de 3 pisos	67
Quadro 4.2 – Características mecânicas dos materiais do pórtico de 3 pisos	67
Quadro 4.3 – Características modais do pórtico de 3 pisos	67
Quadro 4.4 – Massas concentradas no pórtico de 4 pisos	69
Quadro 4.5 – Características mecânicas dos materiais do pórtico de 4 pisos	70
Quadro 4.6 – Características modais do pórtico de 4 pisos	70
Quadro 4.7 – Detalhes dos sismos ocorridos em Los Angeles	71

SÍMBOLOS E ABREVIATURAS

A	– Área da secção de betão armado
A_c	– Área da superfície de uma secção delimitada pelo centro da armadura transversal
A_{cc}	– Área de betão confinado
A_e	– Área de betão efectivamente confinado
A_i	– Área total de betão não efectivamente confinado ao nível das cintas rectangulares
A_{sp}	– Área dos varões de armadura transversal
A_{sx}	– Área de armadura transversal na direcção x
A_{sy}	– Área de armadura transversal na direcção y
ACSM	– “Adaptive Capacity Spectrum Method”
ADRS	– “Acceleration Displacement Response Spectrum”
B	– Matriz que relaciona as curvaturas da secção com os deslocamentos nodais
b_c	– Maior dimensão da superfície de betão confinado por cintas rectangulares
C_s	– Rigidez secante
C_t	– Rigidez tangente
CQC	– “Complete Quadratic Combination”
CSM	– “Capacity Spectrum Method”
d^*	– Deslocamento do sistema equivalente
d_b	– Diâmetro dos varões de armadura longitudinal
d_c	– Menor dimensão da superfície de betão confinado por cintas rectangulares
d_{et}^*	– Deslocamento objectivo elástico do sistema equivalente
d_m^*	– Deslocamento correspondente à cedência do sistema equivalente
d_n	– Deslocamento do nó de controlo
d_s	– Diâmetro do círculo delimitado pelo centro das cintas ou espirais circulares
d_t	– Deslocamento objectivo
D_t	– Matriz tangencial que relaciona as tensões com as extensões da secção
d_t^*	– Deslocamento objectivo do sistema equivalente
E_c	– Módulo de elasticidade do betão
E_m^*	– Energia de deformação até à formação da rótula plástica do sistema equivalente
E_{sec}	– Módulo de elasticidade secante do betão
E_u	– Módulo de elasticidade inicial da descarga do betão
F^*	– Força no sistema equivalente

F_b – Corte basal

f_{cc} – Resistência à compressão do betão confinado

f_{co} – Resistência à compressão do betão não confinado

f_l – Tensão lateral da armadura transversal

f_l' – Tensão lateral efectiva de confinamento

f_{ro} – Tensão do ponto em que se dá a recarga do betão

f_t – Resistência à tracção do betão

f_{un} – Tensão correspondente ao ponto em que se dá uma descarga do betão

F_y^* – Força de cedência do sistema equivalente

f_{ye} – Tensão de cedência da armadura longitudinal

f_{yh} – Tensão de cedência da armadura transversal

FRP – “Fiber Reinforced Polymer”

GL – Grau de liberdade

h – Altura da secção

K – Razão entre a resistência à compressão do betão confinado e não confinado

K_e – coeficiente de confinamento efectivo

k_t – Matriz de rigidez tangencial

l – Comprimento do elemento

l_p – Comprimento da rótula plástica

m – Massa

m^* – Massa do sistema equivalente

m_r – Esforço flector residual

MMP – “Multi-mode Pushover Procedure”

MMPA – “Modified Modal Pushover Analysis”

MPA – “Modal Pushover Analysis”

N_r – Esforço axial residual

p – Matriz com a função cúbica do modelo de fibras

P_r – Matriz das forças nodais residuais

PRC – “Pushover Results Combination”

s' – Espaçamento das armaduras transversais

S_{de} – Deslocamento elástico espectral

S_e – Aceleração elástica espectral

s_v – Espaçamento vertical da armadura transversal medido de centro a centro

SRSS – "Square Root of the Sum of the Squares"

T – Período

T* – Período do sistema equivalente

T_c – Período de separação dos períodos baixos e dos períodos médios ou longos

U – Matriz dos deslocamentos nodais

UBPA – "Upper-bound Pushover Analysis"

δF – Alteração de força no elemento

δm – Alteração dos momentos internos no elemento

δU – Alteração de deslocamentos do elemento

ε_{20c} – Extensão correspondente a 20% da tensão máxima do betão

ε_{35c} – Extensão correspondente a 35% da tensão máxima do betão

ε_c – Extensão de compressão do betão

ε_{co} – Extensão correspondente à tensão máxima do betão não confinado

ε_{cc} – Extensão correspondente à tensão máxima do betão confinado

ε_i – Extensão do aço correspondente a uma inversão de carga

ε_{pl} – Extensão plástica

ε_{ro} – Extensão do ponto em que se dá a recarga do betão

ε_{un} – Extensão correspondente ao ponto em que se dá uma descarga do betão

ε_{ye} – Extensão correspondente à tensão de cedência da armadura longitudinal

Φ – Componente da deformada da estrutura

Γ – Factor de transformação

∂k – Matriz com a alteração das curvaturas

∂m – Matriz com os incrementos de esforços flectores

∂N – Incremento de esforço axial

∂ε – Incremento de extensão

∂ε₀ – Incremento de extensão do centro da secção

∂σ – Incremento de tensão

ρ_{cc} – Razão da área do reforço longitudinal pela área de betão confinado

ρ_s – Razão do volume de armadura transversal pelo volume de betão confinado

σ_c – Tensão de compressão do betão

σ_i – Tensão do aço correspondente a uma inversão de carga

1

INTRODUÇÃO

1.1. CONSIDERAÇÕES GERAIS

Sendo um dos fenómenos mais destrutivos da natureza, há vários anos que as acções dos sismos têm sido consideradas no dimensionamento de estruturas já que representam um grande risco de rotura das mesmas e consequentemente de perdas de vidas humanas e de avultados danos materiais. Este risco resulta do movimento do solo provocado pelo sismo, que de alguma forma deve ser considerado nos projectos de estruturas. Actualmente, é impossível prever com exactidão não só quando e onde é que vai ocorrer um sismo, como quais as acelerações do solo que provocará. Esta previsão só pode ser feita em termos probabilísticos, pelo que o que se procura fazer na engenharia sísmica é, a partir da informação dos registos de sismos passados, dimensionar as estruturas para que no futuro tenham um risco de rotura dentro de um nível de probabilidade considerado como aceitável.



Fig.1.1 – Exemplo dos efeitos devastadores da acção sísmica na estrutura de um edifício

Muitos estudos têm sido feitos ao longo dos anos em relação ao dimensionamento de estruturas resistentes a acções sísmicas. O objectivo principal dos estudos nesta área centra-se em conseguir uma

resposta satisfatória das estruturas, ou seja, conseguir reduzir as consequências catastróficas que um sismo pode ter, sem no entanto sobredimensionar e encarecer consideravelmente os custos da estrutura, devido a uma acção que poderá nem acontecer durante o período de vida útil da construção.

O método corrente para a consideração da acção sísmica no dimensionamento de estruturas é o uso de análises lineares, em que são aplicadas à estrutura forças obtidas por recurso a espectros de resposta de projecto. A representação da acção sísmica através de um espectro de resposta consiste na sua caracterização através da resposta máxima, seja em termos de deslocamentos, velocidades ou acelerações, de um oscilador linear com um grau de liberdade e amortecimento viscoso, em função do seu período ou frequência natural. A resposta é quantificada através do maior dos valores máximos, em módulo, obtidos pela resolução das equações de movimento do oscilador.

A simples aplicação das referidas forças, sem considerar a não linearidade do comportamento dos materiais, pode levar a um agravamento significativo dos esforços e deslocamentos das estruturas. Para poder beneficiar do comportamento não linear dos materiais e da sua capacidade de deformação para além do seu limite elástico, as forças que representam a acção sísmica são afectadas de um coeficiente de comportamento. Este coeficiente é um factor de redução das forças e, consequentemente, os deslocamentos resultantes após a sua aplicação são amplificados. Essa referida capacidade dos elementos estruturais suportarem deformações para além dos seus limites elásticos, em ciclos de carga alternada, sem perda significativa de rigidez e resistência, é habitualmente designada por ductilidade disponível e está não só associada às características dos tipos de sistemas estruturais como também, e de uma forma muito importante, aos processos de dimensionamento sísmico das estruturas.

É evidente que este tipo de análises pressupõe o bom comportamento de todos os elementos estruturais e o bom desempenho da estrutura que, neste caso, passa por uma distribuição uniforme de rótulas plásticas ao longo da estrutura, evitando a formação de mecanismos prematuros, e pela disponibilidade de ductilidade em todos os elementos estruturais, principalmente nas suas zonas críticas. Por isso os regulamentos que prevêm a utilização deste tipo de análises lineares apontam diversas disposições construtivas tendentes a garantir um comportamento estrutural satisfatório em presença de acções sísmicas intensas, essencialmente baseadas na atribuição às estruturas das características de resistência e ductilidade necessárias a assegurar que a dissipação histerética de energia se processe de uma forma estável e a garantir que o grau e a distribuição da danificação estrutural não conduza à ocorrência de colapsos globais ou localizados [1].

Estas análises lineares, ou lineares equivalentes, são análises bastante simples e fáceis de aplicar. No entanto têm algumas desvantagens que são incontornáveis caso se pretenda obter uma resposta da estrutura à acção sísmica mais real e mais completa. Como desvantagens podem evidenciar-se as seguintes [2]:

- Os factores de redução recomendados nos regulamentos são aproximados e não representam necessariamente a estrutura específica que está sob consideração;
- Quando as zonas críticas de uma estrutura entram no patamar não linear, a distribuição de esforços e deformações muda significativamente. Esta mudança não é representada por uma redução global de esforços;
- O mecanismo que provocará o colapso não é provável que seja representado pela distribuição e acção das deformações elásticas;
- A distribuição de deformações global e, particularmente, a local no patamar não linear pode não ter nenhuma semelhança com a do patamar elástico. O mesmo se aplica não só à sua distribuição, mas também aos valores das deformações.

É assim reconhecido que as metodologias lineares, presentes nos regulamentos e usadas para o dimensionamento de estruturas atendendo às acções sísmicas, têm de seguir uma nova abordagem que não pode desprezar o comportamento não linear dos materiais de forma a que as estruturas possam ser dimensionadas para esforços devidos à acção sísmica significativamente menores. Assim, é aproveitada, de uma forma mais sustentada e precisa, a capacidade que as estruturas têm, através da sua ductilidade, de deformação para além do seu limite elástico, dissipando a energia transmitida pela acção sísmica por um processo histerético.

As opções tomadas no dimensionamento, normalmente decorrentes da aplicação dos princípios e regras da regulamentação sísmica, podem influenciar apreciavelmente a resposta das estruturas. Este aspecto está basicamente relacionado com a atribuição das características de rigidez e resistência dos elementos estruturais e com a adopção de regras construtivas tendentes a conferir ductilidade à estrutura. A influência na resposta sísmica das estratégias de dimensionamento reflecte-se principalmente na distribuição das exigências de ductilidade pelos vários elementos estruturais e, consequentemente, no tipo de mecanismos de histerese associados à exploração da ductilidade. Assim, uma estrutura em pórtico com vigas substancialmente mais rígidas do que os pilares às quais é atribuída maior resistência, tenderá a apresentar uma distribuição de deformações inelásticas basicamente localizada nos elementos verticais, originando a formação de mecanismos controlados pela dissipação de energia nos pilares. Neste tipo de estruturas, o esgotamento da capacidade dúctil está em princípio associado à perda de estabilidade local em determinados níveis da estrutura (colapsos de pisos), não se chegando, por vezes, a explorar o comportamento inelástico das vigas. No caso de pórticos com pilares aos quais é atribuída uma resistência consideravelmente superior à das vigas, o comportamento é significativamente distinto. A resposta inelástica é condicionada pela ductilidade das vigas e pela dissipação histerética resultante da formação de mecanismos associados à deformação inelástica destes elementos [1].

Verifica-se assim que a distribuição relativa de rigidez e resistência pelos elementos estruturais está muito ligada à distribuição das exigências na estrutura e, consequentemente, às características da sua resposta inelástica. Esta resposta é essencialmente distinta nas situações em que é condicionada pelo comportamento não linear de elementos sujeitos predominantemente a flexão (vigas) e no caso da exploração de ductilidade se processar principalmente em elementos (pilares, paredes, colunas curtas) nos quais a deformação axial ou por corte tenha uma contribuição importante. A consideração da interacção estrutural inelástica pode, nestes casos, ser importante para uma avaliação apropriada da resposta sísmica [1].

Actualmente, o princípio para garantir um bom comportamento sísmico de uma estrutura é o de controlar o seu nível de deslocamentos local e global. Daí começarem a ser propostas nos regulamentos de dimensionamento análises não lineares que permitem não só o controlo do nível de deslocamentos das estruturas, como a identificação do seu modo de rotura e dos mecanismos de danificação, a quantificação dos danos estruturais e a monitorização contínua das deformações, solicitações, cedência e rotura em cada elemento.

Sem dúvida que o método mais adequado para cumprir com mais precisão os objectivos atrás descritos é a análise dinâmica não linear. No entanto, este tipo de análise é bastante complexo e difícil de ser executado devido a vários factores, entre os quais a escolha dos acelerogramas que caracterizam a acção sísmica a considerar que devem ter em conta as incertezas em relação à severidade, à frequência e à duração dos sismos.

Outra dificuldade reside em modelar adequadamente e com precisão as características de deformação dos elementos solicitados por acção de ciclos de carga e descarga. Além disso, qualquer análise

dinâmica não linear é bastante longa e a interpretação dos resultados obtidos é por vezes relativamente complexa. Pretendendo-se uma análise mais simples e capaz de ser efectuada em ambiente de projecto, têm vindo a desenvolver-se ao longo dos últimos anos várias metodologias para verificação da segurança de estruturas a acções sísmicas usando uma análise estática não linear, também chamada de análise “pushover”. Nos regulamentos actuais, já se prevê a utilização de algumas destas metodologias, como, por exemplo, no Eurocódigo 8 [3].

A ideia base da análise “pushover” é a aplicação à estrutura em estudo de uma distribuição de forças ou deslocamentos crescentes, de tal modo que a resposta obtida se aproxime das respostas de pico obtidas recorrendo a uma análise dinâmica não linear. Ou seja, admite-se como hipótese que a resposta obtida sob o efeito de um vector crescente de forças ou deslocamentos possa traduzir o resultado que seria obtido pela análise dinâmica. Espera-se que a análise “pushover” forneça informações de várias características de resposta de uma estrutura a sismos, que as análises estáticas lineares não conseguem fornecer. Alguns exemplos dessas características de resposta são as seguintes [4]:

- As exigências reais de resistência de elementos potencialmente frágeis, como a resistência ao esforço axial dos pilares, a resistência ao momento flector das ligações das vigas com os pilares ou a resistência ao corte de elementos curtos, cujo esforço dominante seja o esforço transversal;
- Estimativa das exigências de deformação nos elementos, que tenham de se deformar plasticamente, de forma a dissipar a energia resultante das acelerações do solo;
- Consequências da diminuição de rigidez de elementos particulares na estabilidade global da estrutura;
- Identificação de zonas críticas, onde se espera que as deformações plásticas sejam relevantes;
- Identificação de irregularidades de rigidez em planta ou em altura que causem alterações das características dinâmicas no patamar inelástico;
- Estimativa dos deslocamentos relativos entre pisos, tendo em conta as descontinuidades de rigidez. Desta forma, podem ser estimados os danos nos elementos não estruturais;
- Sequência de cedência e de rotura dos elementos e evolução da curva de capacidade global da estrutura.

Fazer uma análise não linear significa ter em consideração que os deslocamentos de uma estrutura não variam proporcionalmente à carga nela aplicada, o que, na verdade, corresponde à realidade. Assim, a matriz de rigidez de uma estrutura, que numa análise linear é independente das forças e dos deslocamentos, deixa de o ser numa análise não linear, onde é necessário dispor de um modelo numérico com um procedimento iterativo para encontrar a solução das equações de equilíbrio em cada incremento de carga. Num edifício solicitado por uma acção horizontal, como é o caso da acção sísmica, as deformações não lineares de flexão ocorrem em zonas dos elementos junto às suas extremidades. Os elementos podem ser idealizados admitindo que o comportamento não linear é descrito em termos de deformações inelásticas concentradas em determinadas extensões de comprimento fixo junto às extremidades (modelação com não linearidade concentrada) ou, em alternativa, considerando a distribuição das deformações inelásticas ao longo do comprimento do elemento (modelação com não linearidade distribuída).

Os modelos numéricos mais precisos são aqueles em que a não linearidade material está distribuída ao longo dos elementos. Exemplo deste tipo de modelações é o modelo de fibras em que a secção do elemento é dividida em fatias ou filamentos, cada uma representando a lei tensão-extensão do material que a constitui, sendo a matriz de rigidez da secção obtida integrando as matrizes de rigidez dessas fatias ou filamentos ao longo da área da secção e sendo a matriz de rigidez do elemento obtida

integrando as matrizes de rigidez das diversas secções ao longo do comprimento do elemento [5]. Este tipo de modelação permite representar a não linearidade que se desenvolve ao longo do comprimento do elemento e ao longo da área da secção.

Outros modelos numéricos possíveis para análises não lineares, menos complexos e mais simples de ser implementados em programas de cálculo automático, são aqueles em que a não linearidade é considerada concentrada em certos pontos ou zonas dos elementos. Esta aproximação é possível dado que geralmente os efeitos da não linearidade ocorrem em pequenos trechos do elemento. Assim, é possível considerar alterações das matrizes de rigidez dos elementos de pórticos sujeitos predominantemente a flexão, introduzindo rótulas plásticas nas extremidades dos elementos ou, então, considerando subelementos não lineares nessas mesmas zonas, traduzindo todo o comportamento não linear do elemento.

É conveniente ter alguma experiência e algum cuidado ao realizar uma análise por recurso a uma modelação com não linearidade concentrada, pois é necessária uma definição bastante rigorosa do comportamento tensão-extensão das rótulas plásticas.

1.2. OBJECTIVOS

Neste trabalho pretende-se comparar dois modelos numéricos para a avaliação do desempenho sísmico de dois edifícios em betão armado através da análise “pushover”.

Com este objectivo, são utilizados dois programas de cálculo automático, um dos quais utiliza uma modelação com não linearidade distribuída, sendo que, no outro, a não linearidade é concentrada. A metodologia de análise “pushover” utilizada é a prevista no Eurocódigo 8.

A modelação com não linearidade distribuída é a que melhor descreve o comportamento real da estrutura quando solicitada por uma distribuição de forças ou deslocamentos estáticos crescentes. No entanto, partindo de algumas simplificações, este comportamento também pode ser aproximado através de uma modelação com não linearidade concentrada. Pretendo-se realizar uma análise comparativa da resposta obtida pela análise “pushover” por ambos os modelos numéricos, efectua-se um estudo rigoroso de todos os parâmetros de entrada deste último tipo de modelação com possível influência nos resultados finais.

Posteriormente, comparam-se os resultados de várias análises “pushover” determinadas pelos dois programas de cálculo automático. São analisados dois edifícios, submetidos a três distribuições de carga. A acção sísmica considerada resulta da mediana de dez espectros de resposta correspondentes a sismos ocorridos na Califórnia.

Através das análises realizadas, conclui-se não só acerca da precisão dos resultados obtidos recorrendo à modelação com não linearidade concentrada, mas também sobre as diferenças na resposta à acção sísmica determinada pela análise “pushover” considerando vários padrões de carga.

1.3. DESCRIÇÃO DO TRABALHO

Este trabalho está organizado em cinco capítulos. Após este capítulo de introdução no capítulo 1, faz-se a descrição no capítulo 2 do estado da arte no que respeita à análise “pushover”. Apresenta-se alguma investigação anterior relativa à análise não linear de estruturas em geral e sobre a análise “pushover” de edifícios em particular, desde que este método para verificação de segurança das estruturas à acção sísmica foi proposto até aos dias de hoje. São reconhecidas as suas vantagens e

limitações, e referidos os métodos de análise “pushover” propostos para diminuir essas mesmas limitações, tornando-a cada vez mais uma alternativa viável à análise dinâmica não linear.

No capítulo 3 são apresentadas com mais detalhe as metodologias de análise “pushover” consideradas como mais relevantes, incluindo, evidentemente, a proposta no Eurocódigo 8. Em seguida são apresentados com detalhe os dois programas de cálculo automático utilizados. Esta apresentação reveste-se de grande importância, pois, para entender as diferenças entre os dois programas, é necessário entender em profundidade não só o modelo de cálculo numérico de cada um, como os modelos de comportamento assumidos para os materiais. Em seguida, ainda no capítulo 3, realizam-se os estudos de sensibilidade num pórtico bidimensional bastante simples. Estes estudos permitem uma análise comparativa focada em várias das características definidas como parâmetros de entrada nas modelações e nas análises efectuadas que podem influenciar os resultados, quer na modelação com não linearidade distribuída, quer na modelação com não linearidade concentrada.

No capítulo 4 apresentam-se os dois edifícios que são objecto de estudo deste trabalho, referindo as suas principais características geométricas e mecânicas. São também analisados os resultados obtidos pelas várias análises efectuadas com recurso aos dois programas de cálculo automático, o que permite não só realizar uma análise comparativa dos dois programas como concluir sobre a resposta à acção sísmica determinada pela análise “pushover”.

No capítulo 5 discutem-se os resultados globais obtidos e também as conclusões que se podem tirar de todo o trabalho realizado, acerca do cálculo não linear de estruturas, da análise “pushover” e das duas modelações utilizadas. Propõe-se também a realização de trabalhos futuros, que se entende merecerem ser desenvolvidos na continuação dos estudos efectuados neste trabalho.

2

ESTADO DA ARTE

O uso da análise estática não linear, denominada de análise “pushover” mais recentemente, remonta à década de 70. No entanto, só após ganhar importância nos últimos 15-20 anos é que começaram a surgir publicações dedicadas a este tema. Inicialmente, a maioria dos trabalhos concentrou-se na discussão sobre o campo de aplicação do método e nas suas vantagens e limitações, quando comparado com análises dinâmicas.

Uma das principais limitações reconhecidas à análise “pushover” foi a incapacidade de obter resultados precisos quando os efeitos dos modos de vibração mais elevados de uma estrutura são importantes na sua resposta a acções dinâmicas, como é exemplo a acção sísmica. Apesar do comportamento dinâmico de muitas estruturas ser dominado pelo primeiro modo de vibração natural, ou modo de vibração fundamental, este comportamento não pode ser generalizado a todas as estruturas. Logo, há que ter em atenção esta limitação da análise “pushover” ao optar pela sua utilização.

Outra das principais limitações, que já foram apontadas aos métodos de análise estática não linear, é o facto de não considerar a degradação progressiva de rigidez que ocorre durante o carregamento cíclico não linear dos sismos. Esta degradação tem como consequências a mudança das características modais da estrutura e o aumento do seu período, o que não é tido em conta na análise “pushover”.

Sendo estas as limitações mais referidas pelos autores de trabalhos sobre análise estática não linear, existem outras que podem inviabilizar o uso deste tipo de análise em alguns casos. Por exemplo, alguns dos seus críticos defendem que o comportamento que se verifica na realidade, durante a actuação de um sismo, não pode ser traduzido por uma distribuição de forças ou deslocamentos que não varia ao longo do tempo. Apesar de já ter havido várias propostas em que a distribuição de forças ou deslocamentos não é mantida constante ao longo da análise, como se verá mais adiante neste trabalho, os mesmos críticos consideram esses métodos propostos muito complexos para aplicações práticas, sendo a simplicidade e facilidade de aplicação alguns dos princípios que levou ao surgimento da análise “pushover”. Outra limitação apontada é o facto de só ser considerada a acção horizontal de um sismo e, conseqüentemente, ser desprezada a sua acção vertical, que em alguns casos pode ter alguma importância.

Para tentar contornar as principais limitações que a análise “pushover” apresenta ao estimar a resposta de estruturas quando solicitadas por uma acção sísmica, vários métodos de análise têm sido propostos.

O primeiro método de análise estática não linear, para verificação da segurança às acções sísmicas de estruturas, foi proposto em 1974 no trabalho de Gulkan e Sozen [6] em que se relacionou o comportamento de uma estrutura com múltiplos graus de liberdade com o de um sistema de um grau

de liberdade (1 GL). A curva de capacidade desta estrutura equivalente é calculada ou por uma análise de elementos finitos ou por um cálculo feito à mão, para obter a rigidez pós cedência, a tensão de cedência e a resistência última da estrutura. Foram propostos também outros métodos de análise não lineares simples para estruturas com múltiplos graus de liberdade por Saiidi e Sozen [7] e por Fajfar e Fischinger [8]. Este último método proposto tem o nome de método N2 e combina a análise de um sistema com múltiplos graus de liberdade com o espectro de resposta inelástico do seu modelo equivalente de 1 GL. Este método é o que está previsto actualmente no Eurocódigo 8.

Além destes, um dos métodos mais relevantes, quando surgiu a análise “pushover”, foi o “Capacity Spectrum Method” (CSM) inicialmente proposto por Freeman *et al* [9] em 1975, no qual, para representar a exigência sísmica, é utilizado um espectro de resposta no formato ADRS (“Acceleration Displacement Response Spectrum”), onde os valores espectrais da aceleração são definidos em função dos valores espectrais do deslocamento. O espectro elástico é afectado de um factor de redução calculado em função do amortecimento efectivo (elástico mais hysterético) que a estrutura apresenta do ponto de desempenho (“performance point”). A curva de capacidade, ou curva “pushover”, da estrutura equivalente de 1 GL, que representa o esforço de corte total na sua base, em função do deslocamento do seu nó de controlo, também é representada num espectro no formato ADRS. Da intersecção desta curva com a exigência sísmica, resulta o ponto de desempenho da estrutura de 1 GL, que posteriormente é convertido num deslocamento da estrutura de múltiplos graus de liberdade. Este método apresentou-se como uma avaliação simples da vulnerabilidade sísmica dos edifícios e foi implementado no regulamento americano ATC-40 [10].

Na década de 90 foram publicados vários trabalhos nos quais foram reconhecidas as várias limitações dos métodos de análise “pushover” atrás referidos. Em 1994, Lawson *et al* [11] discutiu com algum detalhe o campo de aplicação da análise estática não linear para verificação da segurança de estruturas a sismos, a precisão esperada para vários tipos de estruturas e realçou as dificuldades encontradas. Estudou quatro estruturas de aço, cujas alturas variavam de dois até quinze pisos. Comparando os resultados da análise “pushover” com a análise dinâmica não linear, concluiu que os resultados obtidos para os edifícios mais altos, em que os efeitos dos modos de vibração mais elevados são mais significativos, eram pouco precisos.

Em 1995, Krawinkler [12] apresentou a análise “pushover” como uma simples avaliação do desempenho de estruturas a sismos, que também pode ser usada como uma ferramenta de projecto. Neste trabalho foram discutidas as limitações teóricas do método e foi dada importância ao facto da análise “pushover” desprezar os problemas no desempenho das estruturas por causa da mudança das características dinâmicas não lineares, que ocorrem devido aos efeitos dos modos de vibração mais elevados.

Em 1996, Faella [13] comparou as respostas obtidas pela análise “pushover” de edifícios de três, seis e nove pisos sujeitos a sismos artificiais e reais e concluiu que a análise estática pode, de facto, identificar mecanismos de colapso e regiões críticas das estruturas e estimar com alguma precisão os deslocamentos relativos entre pisos. Apesar de os efeitos de diferentes padrões de carga não ser investigado, limitando o estudo à distribuição triangular, é realçada a importância da determinação precisa do ponto de desempenho.

Os prós e contras do procedimento “pushover” foram também discutidos em 1998 por Krawinkler e Seneviratna [4]. Neste trabalho, os autores consideram que os aspectos teóricos no qual se baseia a análise “pushover” não são rigorosos, já que parte da hipótese da resposta de uma estrutura de múltiplos graus de liberdade poder ser relacionada com a resposta de um oscilador de 1 GL. Além de

muitas outras conclusões, os autores realçam também que a maior lacuna do procedimento é a definição e a invariância do vector de carga aplicado.

Em 1999, Kim e D’Amore [14] concluíram que nem todas as análises dinâmicas efectuadas na mesma estrutura com diferentes acelerogramas são bem estimadas pela análise “pushover”. Isto deve-se à interacção existente entre as características dinâmicas da estrutura de múltiplos graus de liberdade, que são continuamente alteradas, e as várias frequências das acelerações do solo devidas a um sismo. Esta interacção não pode ser representada por uma simples análise “pushover” com uma distribuição de forças ou deslocamentos fixa e predefinida. Além disso, a curva de capacidade é considerada muito simples e inadequada por não conseguir descrever a natureza dinâmica da resposta da estrutura durante um sismo.

No mesmo ano, Naeim e Lobo [15] apresentaram os erros mais comuns, cometidos durante uma análise “pushover”. Além de outros assuntos, os autores discutem o vector de carregamento, os objectivos de desempenho seleccionados, os efeitos $P-\Delta$ e a carga gravítica, os mecanismos de rotura por corte e o comportamento da estrutura após atingir a sua resistência máxima. Em relação a este último, salientam que muitos programas de cálculo automático não são capazes de modelar adequadamente o comportamento de uma estrutura após a sua rotura e que nestes casos, ou a carga tem de parar de crescer quando se dá a rotura da primeira rótula plástica ou, então, tem de haver muito cuidado ao interpretar os resultados do comportamento da estrutura após a rotura da mesma, obtidos pelo programa [16].

Como já referido, uma das principais limitações da análise “pushover” é o facto de não ter em conta os efeitos dos modos de vibração mais elevados. Algumas das primeiras tentativas para ultrapassar esta limitação foram apresentadas por Paret *et al* [17] e por Sasaki *et al* [18], que propuseram o simples e eficiente “Multi-mode Pushover Procedure” (MMP). Este procedimento consiste em aplicar à estrutura uma distribuição de forças correspondente a cada um dos seus modos de vibração. Deste modo, consegue-se perceber qual dos modos é o que provavelmente causará mais danos à estrutura e onde é que estes danos deverão ocorrer.

Um melhoramento deste último procedimento é o “Pushover Results Combination” (PRC) proposto por Moghadam e Tso [19]. Neste, a máxima resposta sísmica é obtida através de uma média ponderada dos resultados obtidos para cada uma das distribuições de forças correspondentes aos diferentes modos de vibração, usando os factores de participação.

Outro procedimento, também baseado no MMP, é o “Modal Pushover Analysis” (MPA) sugerido por Chopra e Goel [20]. Segundo este método, também se aplicam à estrutura forças correspondentes a cada um dos seus modos de vibração e para cada uma dessas análises calculam-se os parâmetros de resposta à acção sísmica, separadamente. Posteriormente, as exigências máximas calculadas para cada modo de vibração são combinadas usando a regra SRSS. Mais tarde, investigadores concluíram que o MPA, quando comparado com análises dinâmicas não lineares, estima relativamente bem parâmetros de resposta global, como por exemplo deslocamentos de pisos e deslocamentos relativos entre pisos.

Mais tarde, foi proposto por Chopra *et al* [21] o “Modified Modal Pushover Analysis” (MMPA), que é um melhoramento do MPA. Este método combina a influência elástica dos modos de vibração mais elevados com a resposta não elástica da análise “pushover” do modo fundamental, usando regras de combinação modal, como por exemplo a SRSS. Este procedimento envolve a condução de uma análise dinâmica não linear do modo de vibração fundamental do sistema de 1 GL equivalente da estrutura em análise, a não ser que seja conhecido o espectro de resposta inelástico do acelerograma com que se pretende analisar a mesma.

Ao contrário do MMPA, em que a resposta é obtida a partir da combinação de análises individuais usando diferentes deformadas modais, a “Upper-bound Pushover Analysis” (UBPA), proposta por Jan *et al* [22], é baseada na utilização de um vector de carga obtido como a combinação do primeiro modo de vibração e do segundo modo afectado por um factor. Os deslocamentos espectrais correspondentes ao período elástico do primeiro e do segundo modo são estimados pelo espectro elástico do acelerograma considerado e o limite superior da contribuição do segundo modo é estabelecido usando factores de participação modal.

Assim, todos estes procedimentos multi-modais surgiram como um refinamento da análise “pushover”, quando comparados aos métodos convencionais, já que consideram os efeitos de todos os modos de vibração e não só do modo fundamental. No entanto, com nenhum destes procedimentos está resolvido o problema da impossibilidade de caracterizar a mudança de características dinâmicas de uma estrutura de múltiplos graus de liberdade durante a actuação de um sismo, através de uma distribuição de forças fixa. Daí surgir a necessidade de procedimentos adaptativos, em que o vector de forças ou deslocamentos aplicados varia de passo para passo durante a análise “pushover”.

O primeiro procedimento adaptativo foi proposto por Bracci *et al* [23]. Este método começa a análise com uma dada distribuição de forças, geralmente triangular, e nos sucessivos passos é recalculada a partir das resistências instantâneas dos pisos e do corte basal verificado no passo anterior. Este procedimento é aplicado no contexto da definição das relações momento-curvatura dos vários elementos como parâmetro de entrada na análise, com a intenção de verificar os efeitos de mecanismos locais. Este método, tal como os métodos convencionais, não tem em conta os efeitos dos modos de vibração mais elevados.

De modo a contornar esta limitação, Lefort [24] sugeriu uma versão melhorada deste procedimento, no qual introduziu uma equação para escalar as forças aplicadas, em que os efeitos dos modos de vibração mais elevados não são desprezados.

Várias versões melhoradas de procedimentos adaptativos foram sugeridas, na tentativa de tornar a análise “pushover” uma alternativa viável à análise dinâmica não linear. Por exemplo, Gupta e Kunnath [25] propuseram que a carga aplicada fosse alterada, dependendo das características dinâmicas instantâneas da estrutura e, além disso, que a carga fosse definida a partir de um espectro de resposta específico do local. Neste método, é feita uma análise dos valores próprios da estrutura com a sua rigidez instantânea, antes de cada incremento de carga.

Mais tarde, Requena e Ayala [26] discutiram duas variações da análise “pushover” adaptativa, referidas como 2-A e 2-B. De acordo com a proposta 2-A, as forças aplicadas derivam de uma combinação SRSS das forças modais. Segundo a proposta 2-B, primeiro é determinado um modo de vibração fundamental equivalente, combinando os diferentes vectores de forma de cada um dos modos de vibração pela regra SRSS, que depois é usado para obter a distribuição de forças a aplicar. Estes procedimentos são repetidos sempre que a rigidez da estrutura muda. Apesar de todos estes métodos serem teoricamente rigorosos, pois contam com os efeitos dos modos de vibração mais elevados e com a degradação de rigidez ao longo da análise, nenhum deles produziu resultados aceitáveis para que se pudesse considerar uma boa aproximação à análise dinâmica não linear.

Outra metodologia totalmente adaptativa foi proposta por Albanesi *et al* [27], na qual a distribuição de forças ou deslocamentos lateral supostamente tem em conta, em cada passo, não só as propriedades de inércia da estrutura, mas também a energia cinética que se espera que esta mobilize, quando sujeita a um sismo. Porém, os resultados obtidos não foram muito satisfatórios e, além disso, não foi descrito no trabalho qualquer procedimento para aplicar e actualizar as forças ou deslocamentos laterais.

Também Elnashai [28] propôs um método que parecia aglomerar todos os recursos avançados dos métodos adaptativos descritos. Este método é multi-modal e conta com a degradação do sistema e com o aumento do período natural. As propriedades dinâmicas da estrutura são determinadas por meio de uma análise dos seus valores próprios que consideram a rigidez estrutural instantânea, em cada passo da análise. Na escolha da distribuição de forças a aplicar, são usados espectros de resposta locais. As potencialidades deste método não foram totalmente avaliadas no trabalho em que foi proposto. Então Antoniou e Pinho [29] testaram-no em vários edifícios de betão armado e chegaram à conclusão que os resultados obtidos não eram satisfatórios. Logo, não seria também este método que poderia ser considerado uma alternativa viável à análise dinâmica não linear.

No entanto, os mesmos autores realizaram outro trabalho cujo método proposto obteve resultados bastante aceitáveis [30]. Este método adaptativo multi-modal é idêntico ao último que foi referido, mas tem como novidade a aplicação de deslocamentos em vez de forças. Segundo os autores, o facto de ao longo dos anos se ter modelado a acção sísmica essencialmente com forças, só pode ser explicado por razões históricas relacionadas com o facto do desenvolvimento dos métodos de engenharia contemporâneos se ter verificado mais em países com pequeno risco de ocorrência de sismos, como Inglaterra e Alemanha. Se a engenharia moderna tivesse dado os primeiros passos em regiões com grande risco de ocorrência de sismos, como a Nova Zelândia, a Califórnia ou o Sul da Europa, provavelmente os métodos de verificação da segurança sísmica, que estão presentes nos regulamentos actuais, seriam baseados em deslocamentos em vez de forças.

Mais recentemente, também Kalkan e Kunnath [31] propuseram uma nova metodologia adaptativa, em que as distribuições de forças de inércia baseadas nos modos de vibração são aplicadas à estrutura. Este procedimento foi validado para pórticos regulares com comportamento predominante de flexão.

Já em 2007, Casarotti e Pinho [32] desenvolveram o “Adaptive Capacity Spectrum Method” (ACSM), com a intenção de analisar pontes, ao contrário da maior parte dos trabalhos feitos até então, cujo objecto de análise eram edifícios.

Actualmente, pode-se considerar a análise “pushover” uma alternativa viável à análise dinâmica não linear para verificação da segurança de estruturas a acções sísmicas. No entanto, esta consideração não pode ser generalizada para todo o tipo de estruturas e, ao efectuar a análise, tem de se ter bem presentes todas as suas limitações e potencialidades.

3

METODOLOGIAS E ESTUDOS DE SENSIBILIDADE

3.1. INTRODUÇÃO

Neste capítulo são apresentadas com mais pormenor as metodologias “pushover” consideradas mais relevantes. Dá-se particular destaque ao método N2, já que este é o considerado no Eurocódigo 8 e o utilizado nas análises efectuadas neste trabalho.

São também apresentados os dois modelos numéricos de cálculo não linear que foram utilizados nas análises: uma modelação com não linearidade distribuída e outra com não linearidade concentrada. No primeiro caso, o programa de cálculo automático utilizado é o SeismoStruct [33], desenvolvido por Stelios Antoniou e Rui Pinho, e no segundo caso é o SAP2000 v10.0.1 [34], desenvolvido pela empresa Computers & Structures, Inc..

No último subcapítulo apresentam-se os estudos de sensibilidade que permitem tirar conclusões sobre os procedimentos que se devem seguir de forma a que a modelação com não linearidade concentrada represente, com a máxima precisão possível, os efeitos do comportamento não linear dos materiais que constituem as estruturas em estudo.

3.2. METODOLOGIAS DE ANÁLISE “PUSHOVER”

3.2.1. MÉTODO N2

3.2.1.1. Descrição do método

Antes de se efectuar qualquer análise “pushover”, o primeiro passo é modelar convenientemente a estrutura atendendo ao seu comportamento não linear. Para aplicar o método N2, deve-se de seguida obter a curva de capacidade da estrutura, que relaciona a força de corte total na base, F_b , com o deslocamento do seu nó de controlo, d_n , que geralmente está localizado no topo da estrutura. Segundo o Eurocódigo 8, a curva de capacidade deve ser obtida até um valor do deslocamento do topo da estrutura de cerca de 150% do deslocamento objectivo (“target displacement”). Como o deslocamento objectivo só pode ser obtido depois de calculada a curva de capacidade da estrutura, como se verá mais adiante, no início terá de se considerar um valor máximo do deslocamento de topo tal que qualquer incremento do seu valor não origine um aumento do valor do esforço transversal total na base da estrutura. O deslocamento do topo deverá ser controlado pelo nó localizado no seu centro de massa.

Em relação às forças, o Eurocódigo 8 refere que devem ser aplicadas nos nós em que estão localizadas as massas concentradas da estrutura e que devem ser usadas pelo menos duas distribuições. Uma delas

deve ser uniforme, ou seja, o valor da força é independente da altura e proporcional à massa, e a outra deve ser proporcional ao modo de vibração fundamental da estrutura, ou seja, a força a aplicar em cada massa concentrada deve ser proporcional ao produto do valor da massa pelo valor do deslocamento modal. Neste trabalho optou-se também por realizar uma análise com uma distribuição de forças triangulares, em que a força aplicada na base é zero e é máxima no topo da estrutura. Deve-se também referir que, segundo o Eurocódigo 8, a acção sísmica deve ser aplicada tanto no sentido positivo como no negativo e deverão ser utilizados os resultados do sentido em que os efeitos sísmicos são maiores.

Obtida a curva de capacidade da estrutura, o passo seguinte é a determinação do seu deslocamento objectivo. Para isso, assume-se que a resposta de uma estrutura com múltiplos graus de liberdade está directamente relacionada com a resposta de um sistema equivalente de 1 GL. Tem-se então que determinar as características deste sistema equivalente, uma vez que a acção sísmica é quantificada a partir de espectros de resposta. Esta transformação é feita a partir do factor de transformação Γ . Sendo Φ_i a componente da deformada da estrutura correspondente ao piso i e m_i a sua massa, obtém-se a massa do sistema equivalente de 1 GL, m^* , pela equação (1) e consequentemente o valor de Γ é dado pela equação (2).

$$m^* = \sum m_i \cdot \Phi_i \quad (1)$$

$$\Gamma = \frac{m^*}{\sum m_i \cdot \Phi_i^2} \quad (2)$$

Os valores da força F^* e do deslocamento d^* do sistema equivalente de 1 GL são obtidos pelas equações (3) e (4).

$$F^* = \frac{F_b}{\Gamma} \quad (3)$$

$$d^* = \frac{d_n}{\Gamma} \quad (4)$$

Obtida a curva de capacidade do sistema equivalente de 1 GL, é necessário determinar uma curva bilinear que represente uma relação idealizada elasto-plástica ajustada à curva de capacidade referida, para posteriormente determinar o seu período. Para a idealização da curva bilinear primeiro determina-se a força de cedência F_y^* que também representa a resistência última do sistema idealizado e é igual à força de corte na base da estrutura por ocasião da formação do mecanismo plástico dividida pelo factor de transformação. A rigidez inicial do sistema idealizado é tal que as áreas definidas pela curva de capacidade e pela curva idealizada, por cima e por baixo desta, sejam iguais. Baseado nesta suposição, o deslocamento para o qual se verifica a cedência do sistema equivalente de 1 GL d_y^* é dado pela equação (5), na qual E_m^* é a energia de deformação até à formação da rótula plástica, ou seja, é a área

definida pela curva de capacidade do sistema equivalente até este ponto, e d_m^* é o deslocamento nesse mesmo ponto.

$$d_y^* = 2 \cdot \left(d_m^* - \frac{E_m^*}{F_y^*} \right) \quad (5)$$

Na Figura 3.1 está ilustrada a idealização da curva bilinear. O ponto A representa o ponto onde se forma o mecanismo plástico.

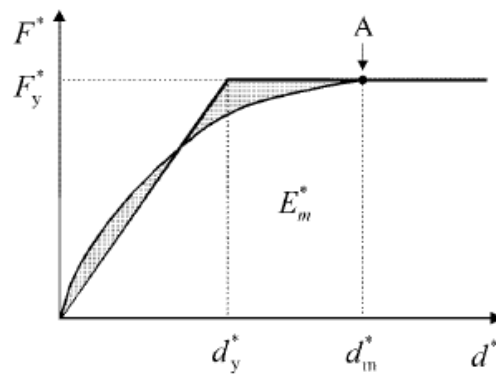


Fig.3.1 – Determinação da relação idealizada força-deslocamento perfeitamente elasto-plástica [3]

O período do sistema idealizado com 1 GL é dado pela equação (6).

$$T^* = 2 \cdot \pi \cdot \sqrt{\frac{m^* \cdot d_y^*}{F_y^*}} \quad (6)$$

O deslocamento objectivo do sistema equivalente, caso este tivesse um comportamento elástico ilimitado, é aqui designado por d_{et}^* , e é dado pela equação (7), onde $S_e(T^*)$ é a aceleração elástica espectral para o período T^* .

$$d_{et}^* = S_e(T^*) \cdot \left[\frac{T^*}{2 \cdot \pi} \right]^2 \quad (7)$$

Como o sistema equivalente não apresenta um comportamento elástico ilimitado, o deslocamento objectivo que se pretende, designado por d_t^* , pode não ser igual a d_{et}^* . A Figura 3.2 e a Figura 3.3 ilustram como se determina o valor de d_t^* . Nestas figuras está traçado não só o espectro de resposta no formato ADRS, como a curva de capacidade idealizada do sistema de 1 GL. Num espectro de resposta

no formato ADRS, os valores espectrais da aceleração são definidos em função dos valores espectrais do deslocamento. O período T^* é representado por uma linha que vai desde a origem do sistema de coordenadas até ao ponto que define a resposta elástica espectral.

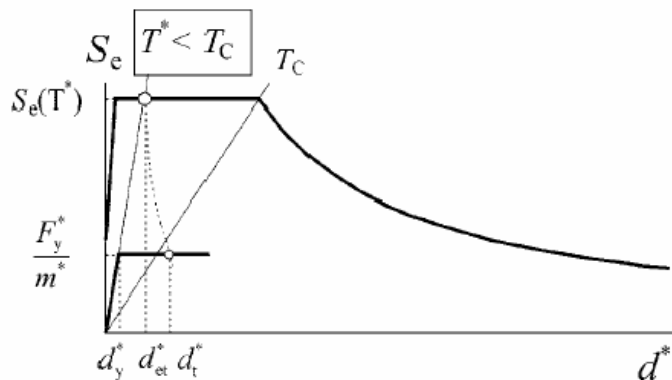


Fig.3.2 – Determinação do deslocamento objectivo do sistema equivalente de 1 GL para períodos baixos [3]

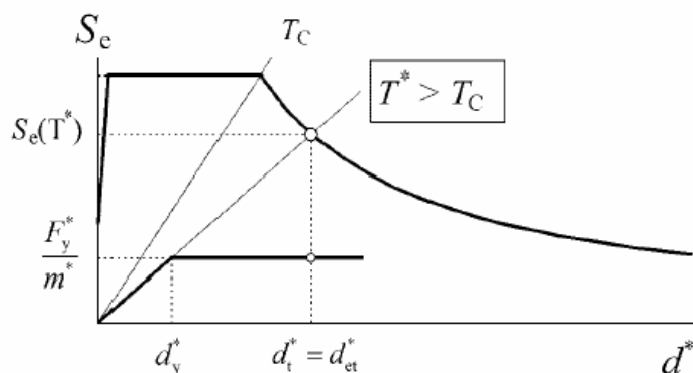


Fig.3.3 – Determinação do deslocamento objectivo do sistema equivalente de 1 GL para períodos médios ou longos [3]

Para um sistema de 1 GL, com período T e com comportamento elástico, é válida a equação (8), onde S_e e S_{de} representam, respectivamente, o espectro de resposta elástico de aceleração e de deslocamento. Esta equação permite passar um espectro de resposta, do seu formato convencional, para o formato ADRS.

$$S_e = \frac{4 \cdot \pi^2}{T^2} \cdot S_{de} \quad (8)$$

A Figura 3.2 corresponde à determinação do deslocamento objectivo do sistema equivalente de 1 GL, d_t^* , para períodos baixos, enquanto a Figura 3.3 corresponde à sua determinação para períodos médios

ou longos. O que separa os períodos baixos dos períodos médios ou longos é o período T_c , definido nessas mesmas figuras.

Para períodos T^* inferiores a T_c (períodos baixos) e caso a estrutura apresente um comportamento elástico ($F_y^*/m^* > S_e(T^*)$), o valor de d_t^* é dado pela equação (9).

$$d_t^* = d_{et}^* \quad (9)$$

Caso a estrutura apresente um comportamento não elástico ($F_y^*/m^* < S_e(T^*)$), o valor de d_t^* é dado pela equação (10), em que q_u está definido na equação (11).

$$d_t^* = \frac{d_{et}^*}{q_u} \cdot \left(1 + (q_u - 1) \cdot \frac{T_c}{T^*} \right) \geq d_{et}^* \quad (10)$$

$$q_u = \frac{S_e(T^*) \cdot m^*}{F_y^*} \quad (11)$$

Segundo o Eurocódigo 8, se o deslocamento d_t^* determinado for muito diferente do deslocamento d_m^* usado para a determinação da relação força-deslocamento idealizada, pode ser aplicado um procedimento iterativo usando d_t^* (e o correspondente F_y^*) em vez de d_m^* , no cálculo de d_y^* .

Finalmente, o deslocamento objectivo pretendido da estrutura com múltiplos graus de liberdade, d_t , é dado pela equação (12).

$$d_t = \Gamma \cdot d_t^* \quad (12)$$

Este deslocamento corresponde ao nó de controlo que, como já foi referido, deve situar-se no centro de massa do topo da estrutura. Aproveitando a curva da capacidade da estrutura em análise já calculada, pode-se determinar, para o deslocamento objectivo, rotações, deslocamentos de pisos, deslocamentos relativos, esforços de corte, etc. Estes parâmetros de resposta são comparados com os valores máximos admissíveis da estrutura e conclui-se se a sua segurança é ou não verificada para a acção sísmica em causa e quais os danos que esta pode provocar.

3.2.1.2. Distribuição de forças

Para a avaliação do desempenho sísmico de uma estrutura, a escolha da distribuição de forças crescentes a aplicar numa análise “pushover” é muito importante, visto pretender-se a representação da distribuição das forças de inércia resultantes de uma acção sísmica. É evidente que a distribuição de forças de inércia varia com a intensidade e com o tempo durante a actuação de um sismo. Na escolha de uma distribuição de forças crescentes constante, as suposições adoptadas são que a distribuição de

forças de inércia seja razoavelmente constante durante a actuação do sismo e que as deformações máximas obtidas por esta distribuição de forças possam ser comparadas com as esperadas pela acção sísmica. Estas suposições podem estar perto da realidade em alguns casos, mas não em todos. Assim, serão razoáveis se a resposta da estrutura não for severamente afectada por efeitos dos modos de vibração mais elevados ou se a estrutura só tiver um mecanismo de cedência possível de ocorrer que possa ser detectado por uma distribuição de forças invariável.

Nesses casos, uma distribuição de forças escolhida com algum cuidado pode fornecer previsões adequadas das exigências de deformações dos elementos. Caso contrário, devem ser usadas pelo menos duas distribuições de carga, como recomenda o Eurocódigo 8. A recomendação de aplicar uma distribuição de forças uniforme dá relevância às exigências nos pisos inferiores, enquanto a recomendação da distribuição de força modal representa as forças de inércia geradas por uma vibração livre da estrutura.

Evidentemente, nenhuma destes padrões de carga invariáveis tem em conta uma redistribuição das forças de inércia que podem ocorrer quando se forma um mecanismo local, com a consequente alteração das propriedades dinâmicas. Daí tornar-se uma opção viável a utilização de vectores de força adaptativos, que acompanhem a distribuição de forças de inércia no tempo [4].

3.2.1.3. Deslocamento objectivo

Numa análise “pushover” é assumido que o deslocamento objectivo pode ser estimado, para uma estrutura de múltiplos graus de liberdade, como a exigência de deslocamento do sistema de 1 GL equivalente. Esta suposição só pode ser aceite se houver muita precaução ao incorporar na exigência de deslocamento prevista para o sistema equivalente todas as características importantes das acelerações do solo e da resposta da estrutura, que tenham uma influência significativa no deslocamento máximo da estrutura com múltiplos graus de liberdade.

Está implícita nesta abordagem a suposição de que o deslocamento máximo do sistema de múltiplos graus de liberdade é controlado pelo modo de vibração fundamental, sem contar com os efeitos dos modos mais elevados.

A incorporação de todas as características de resposta estrutural na previsão da exigência do deslocamento implica a representação da resposta global força-deslocamento da estrutura por um sistema equivalente de 1 GL, com as características histeréticas apropriadas. É com este objectivo que é feita a idealização de uma relação bilinear força-deslocamento, como a ilustrada na Figura 3.1, definindo um nível de cedência. No entanto, esta relação não define por si só as características histeréticas do sistema de 1 GL. Dependendo do sistema estrutural e do comportamento dos materiais, pode ocorrer degradação de rigidez ou diminuição da resistência. Se a exigência de deslocamento depender significativamente destas características, é necessária a sua incorporação no sistema equivalente. Daí que a determinação do deslocamento objectivo pelo procedimento recomendado pelo Eurocódigo 8 tenha em conta a sua exigência de ductilidade.

3.2.2. “CAPACITY SPECTRUM METHOD”

O “Capacity Spectrum Method” (CSM) foi inicialmente introduzido por Freeman *et al* [9] como uma avaliação simples da vulnerabilidade sísmica dos edifícios e foi implementado no ATC-40. Neste método a curva de capacidade é obtida pela aplicação de uma distribuição de forças proporcionais ao modo fundamental de vibração e é posteriormente transformada numa curva de capacidade de um

sistema equivalente de 1 GL num espectro de resposta aceleração-deslocamento, ou seja, no formato ADRS já referido para o método N2. O nó de controlo é usualmente o convencional para análises “pushover”, ou seja, é o centro de massa do topo da estrutura. A exigência é representada num espectro de resposta com o mesmo formato, que tem em conta um factor de amortecimento calculado em função do amortecimento efectivo. Este amortecimento efectivo conta com as características histeréticas da estrutura, ou seja, com a sua capacidade de dissipação de energia, e o seu valor pode ser obtido pelo ATC-40. A partir da intersecção deste espectro amortecido com a curva de capacidade do sistema equivalente, obtém-se o ponto de desempenho da estrutura. Recentemente foram propostas expressões em que o amortecimento efectivo é dependente da ductilidade que o sistema atinge, ou seja, é dependente do seu ponto de desempenho. Logo, este processo é iterativo, pois após a primeira determinação do ponto de desempenho, altera-se o amortecimento efectivo, que por sua vez resultará num novo ponto de desempenho. Tendo o ponto de desempenho final, poderá concluir-se se a segurança da estrutura à acção sísmica considerada é ou não verificada.

3.2.3. “MODAL PUSHOVER ANALYSIS”

O “Modal Pushover Analysis” (MPA) foi proposto por Chopra e Goel [20] e distingue-se dos métodos apresentados anteriormente por considerar os efeitos dos modos de vibração mais elevados. Este método consiste em obter um dado número de curvas de capacidade da estrutura com múltiplos graus de liberdade, solicitada por uma distribuição de carga proporcional aos modos de vibração mais relevantes, obtidos por uma análise modal. Obter-se-ão tantas curvas de capacidade como o número de modos de vibração que se consideraram relevantes, sendo que, geralmente, dois ou três modos são suficientes para conseguir resultados precisos. Em seguida são idealizadas as curvas de capacidade bilineares dos sistemas equivalentes de 1 GL, correspondentes a cada um dos modos de vibrações considerados relevantes para a análise. Os pontos de desempenho são obtidos para cada uma das curvas idealizadas separadamente, intersectando-as com um espectro de resposta inelástico, como foi descrito para o método N2, ou com um espectro de resposta com amortecimento efectivo, como descrito para o CSM. Prevê-se também a hipótese de obter os pontos de desempenho com recurso a análises dinâmicas não lineares aos sistemas equivalentes com 1 GL. Finalmente, as respostas para cada um dos modos de vibração considerados na análise são combinadas através da regra SRSS ou da CQC. Os resultados finais da MPA são dados por esta sobreposição de efeitos.

3.2.4. “ADAPTIVE CAPACITY SPECTRUM METHOD”

O “Adaptive Capacity Spectrum Method” (ACSM) foi recentemente proposto por Casarotti e Pinho [32]. Este método consiste em aplicar à estrutura uma distribuição de deslocamentos adaptativa que inclui os efeitos da degradação de rigidez e dos diversos modos de vibração recalculados em cada incremento de deslocamento. A curva de capacidade do sistema equivalente de 1 GL também é adaptativa. O deslocamento do nó de referência é obtido com a contribuição dos deslocamentos de todos os nós da estrutura em cada passo. Assim, o desenvolvimento da curva não é correspondente a um nó de controlo específico. Deste modo é evitada a escolha arbitrária desse nó de controlo. O espectro de resposta que representa a exigência da acção sísmica é escalado usando um amortecimento viscoso equivalente e equações de ajustamento de espectros propostas para análises de pontes por Priestley *et al* [35]. O ponto de desempenho da estrutura é dado pela intersecção da curva de capacidade do sistema equivalente com o espectro de resposta.

3.3. MODELOS NUMÉRICOS

3.3.1. INTRODUÇÃO

Como já foi discutido, para se poder tirar partido da ductilidade das estruturas, quando solicitadas por uma acção sísmica, é necessário que o seu dimensionamento tenha em conta o comportamento não linear dos materiais. Para a avaliação desse comportamento é necessário o desenvolvimento de modelos numéricos que representem o mais rigorosamente possível o comportamento das estruturas de betão armado, como as estudadas neste trabalho.

A verificação da segurança consistirá não só em garantir que os valores de cálculo dos esforços resistentes são superiores aos valores de cálculo dos esforços actuantes, mas também que os elementos possuem a ductilidade adequada. O conceito de ductilidade pode ser definido desde um nível de comportamento global das estruturas até ao nível do comportamento dos materiais constituintes, passando pelo comportamento dos elementos estruturais.

A exploração da ductilidade dos elementos estruturais obriga a que o projecto de estruturas de betão armado sujeitas à acção dos sismos inclua uma fase em que se verifica a adequação do dimensionamento adoptado. Esta verificação deve ser efectuada através da análise em regime não linear [5].

O modelo ideal a ser estabelecido para a obtenção da resposta não linear de elementos de betão armado, com comportamento predominante de flexão, requer uma definição das características geométricas e mecânicas dos materiais ao nível das secções e em termos das relações tensões-deformações dos diversos materiais componentes em termos pontuais. Estas relações são então integradas ao longo da altura das secções, tendo em consideração as características geométricas e algumas hipóteses de base quanto à natureza das deformações. A integração posterior ao longo do comprimento dos elementos estruturais, permite a definição das relações forças-deslocamentos generalizados ao nível das extremidades desses elementos.

Definido o modelo de comportamento de uma secção ou de um elemento estrutural, torna-se necessária uma idealização estrutural do edifício que atenda às características dos seus elementos constituintes e represente, de uma forma completa e exhaustiva, não só o comportamento de cada elemento, como também a interacção entre esses diversos elementos [1].

Para elementos de betão armado sujeitos predominantemente a flexão, o seu comportamento é caracterizado com base em diagramas momento-curvatura para as suas secções. Estes diagramas podem ser obtidos a partir das relações tensões-extensões dos materiais constituintes (betão e aço) e as suas características são influenciadas pelos diversos parâmetros que condicionam a deformabilidade de elementos sujeitos a esforços de flexão. A importância de parâmetros como o tipo de aço e de betão, as percentagens de armadura e o valor do esforço axial, pode ser avaliada através da análise dos diagramas momento-curvatura obtidos para secções submetidas a flexão, para diferentes valores desses parâmetros.

No caso de existir confinamento, cujo efeito se pode traduzir num aumento substancial da extensão última de compressão no betão, a ductilidade em curvatura de elementos flectidos pode aumentar significativamente. Sobretudo no caso de elementos fortemente armados ou sujeitos a um elevado esforço axial, em que o comportamento do betão é determinante para a rotura.

O esforço axial pode influenciar significativamente o comportamento em flexão das secções em betão armado. A sua variação pode alterar, de uma forma significativa, o valor do momento flector máximo atingido e a curvatura associada a valores máximos da extensão de compressão no betão [1].

Um outro esforço, que influencia substancialmente o comportamento dos elementos de betão armado sujeitos à flexão, é o esforço transverso. Verifica-se que o efeito do esforço transverso elevado reflecte-se essencialmente numa redução da capacidade de dissipação de energia, podendo a resposta dos elementos dar-se com significativa degradação de rigidez e diminuição da resistência. Se os elementos estiverem simultaneamente sujeitos a esforços axiais de compressão, a degradação do comportamento acentua-se, sobretudo em presença de acções cíclicas.

Sob a acção repetida de ciclos de carga, os fenómenos referidos podem conduzir a comportamentos caracterizados por uma forte degradação, dado que se verifica a progressiva destruição do betão em torno das armaduras e uma consequente deterioração da aderência, podendo inclusivamente verificarem-se fenómenos de escorregamento de um elemento relativamente ao apoio [1].

Saliente-se que nenhum dos modelos utilizados no presente trabalho permite considerar a acção combinada da flexão e do esforço transverso, daí que se admita como hipótese que o comportamento é controlado pela flexão e que disposições apropriadas de armaduras transversais asseguram um comportamento satisfatório em relação ao esforço transverso.

Neste capítulo são apresentados não só os modelos do betão e do aço, como também os modelos numéricos que permitem idealizar o comportamento não linear do pórtico. Pretendendo-se a comparação entre duas modelações possíveis, descreve-se uma com a não linearidade distribuída e outra com a não linearidade concentrada.

3.3.2. MODELOS DOS MATERIAIS

3.3.2.1. Modelos do betão

Relativamente aos modelos que idealizam o comportamento do betão, estudos efectuados mostraram que não é necessário um elevado rigor e complexidade do modelo, pois as relações momento-curvatura de elementos de betão armado são na sua globalidade pouco sensíveis à sua sofisticação. Uma explicação possível para este facto é que num elemento de betão armado, dimensionado e detalhado para ter comportamento dúctil, sujeito a acções repetidas e alternadas de grande amplitude, o comportamento será essencialmente controlado pelas armaduras, devido à intensa fendilhação do betão. No entanto, apesar de o modelo do betão não necessitar de ser um modelo sofisticado, deverá permitir a idealização de alguns fenómenos, nomeadamente o acréscimo de resistência e ductilidade do betão devido à existência de armaduras transversais [5].

Deve notar-se que a sua caracterização deverá ser feita com base numa abordagem do comportamento deste material submetido a estados tridimensionais de tensão. De facto, o conhecimento adequado das relações constitutivas multiaxiais é necessário sempre que se pretenda reproduzir o comportamento do betão com generalidade [1].

A representação do comportamento do betão, em condições de carregamento multiaxial e cíclico, foi já objecto de estudo intensivo. Este facto deriva em parte do desenvolvimento verificado nos métodos experimentais utilizados em ensaios triaxiais, o que veio permitir a obtenção de informação fiável sobre o comportamento tridimensional do betão, aliado à existência de uma grande potencialidade para realização de análises não lineares refinadas e de grande sofisticação. Em paralelo, surgiram ou foram aperfeiçoados diversos modelos analíticos, que visam basicamente representar com generalidade as relações constitutivas tridimensionais do betão, tendo em conta as particularidades duma história de carregamento repetido e alternado [1].

O desenvolvimento destes modelos gerais tem recorrido quer à abordagem do comportamento do material a um nível macroscópico, quer ao tratamento simplificado dos fenómenos a nível micro-estrutural. De entre os modelos macroscópicos, podem distinguir-se, por um lado, as idealizações baseadas fundamentalmente na teoria da elasticidade, normalmente estabelecidas a partir de formulações incrementais validadas através de evidências experimentais e, por outro, os modelos constituídos com base em formulações da teoria da plasticidade, pressupondo assim a consideração de deformações de carácter irreversível ao nível da estrutura do material. Os modelos baseados na teoria da plasticidade permitem abordar explicitamente a evolução dos incrementos da deformação inelástica e considerar o fenómeno do endurecimento com base no conceito de escoamento plástico associado à evolução das superfícies de interacção, desde o início da plastificação até à rotura. A introdução de variáveis de estado nos modelos de plasticidade veio permitir ter em conta a deterioração do material, ao permitir descrever fenómenos como a degradação, a interacção entre os componentes elástico e inelástico e a consideração de situações de carga e descarga em regime inelástico. Existem ainda modelos analíticos que procuram reproduzir o comportamento macroscópico do material, recorrendo à consideração da fenomenologia da evolução da microfissuração, tendo em conta a progressão da degradação do material à escala das microfissuras [1].

3.3.2.2. Modelos do aço

O comportamento de elementos de betão armado é, em muitos casos, condicionado pelo comportamento dos varões de aço das armaduras, particularmente após a ocorrência de fendilhação. Em condições de carregamento alternado, a resposta em regime inelástico de um elemento pode inclusivamente chegar a ser inteiramente controlada pelo comportamento histerético do aço, nomeadamente nas situações em que se desenvolvem fendas ao longo de toda a altura da secção de um elemento que podem manter-se abertas durante a alternância de cargas [1]. Daí que os modelos que idealizam o comportamento do aço deverão ser, face à pouca sofisticação admissível para os modelos do betão, mais sofisticados.

É assim particularmente importante que os modelos analíticos utilizados para a idealização do aço das armaduras reproduzam adequadamente a fenomenologia do comportamento do aço, em especial no caso de processos de carregamento repetido e alternado. A informação disponível, baseada em diversos resultados experimentais, sobre o comportamento de varões de aço sujeitos quer a cargas crescentes monotonicamente, quer a cargas cíclicas, tem contribuído para que esse comportamento seja actualmente bem conhecido. Este facto permitiu o desenvolvimento de diversos modelos teóricos que reproduzem com suficiente fiabilidade as características essenciais daquele comportamento [1].

Os modelos para a representação do comportamento do aço, incluindo a consideração da histerese, consistem basicamente em idealizações das relações tensões-extensões do material, quando sujeito a processos de carregamento repetido e alternado. Um primeiro tipo de modelos, habitualmente designados por modelos fenomenológicos, recorre à utilização de parâmetros que procuram descrever as relações tensões-extensões ao longo de um processo de carregamento que se ajustam às verificadas experimentalmente. Os parâmetros associados a estes modelos não podem geralmente ser obtidos directamente a partir do conhecimento do comportamento do material a nível microscópico e dependem, ao longo do processo de carregamento, da história de deformações impostas. Deste modo, a sua utilização envolve normalmente dificuldades associadas ao esforço de cálculo inerente à necessidade do conhecimento de toda a história imposta, bem como à consideração de formulações incrementais [1].

Um segundo grupo de modelos, de utilização muito mais generalizada, baseia-se na modificação de modelos de referência definidos directamente através de variáveis descritivas do comportamento físico do material, de forma a ter em conta as particularidades da história de deformações impostas ao material. Embora estes modelos ainda recorram à utilização de parâmetros que variam ao longo do processo de carregamento, reduzem consideravelmente o esforço de cálculo ao limitarem a memória da história de tensões e deformações a um número reduzido de curvas de controle, basicamente a envolvente monotónica e as curvas de descarga imediatamente anteriores à corrente. O recurso a modelos deste tipo tem grandes vantagens em termos de operacionalidade da sua aplicação prática, além de se verificar que, apesar da simplicidade associada às idealizações consideradas, as características essenciais do comportamento histerético do aço são reproduzidas de forma aceitável [1].

Dada a influência do comportamento do aço no comportamento histerético de elementos de betão armado, o que, como já foi referido, deriva da resposta inelástica de um elemento ser em muitos casos essencialmente condicionada pelo aço, julga-se oportuno salientar alguns aspectos que normalmente não são tidos em conta na modelação do comportamento do aço e podem influenciar de forma importante o desempenho de um elemento estrutural [1].

Um primeiro aspecto a considerar refere-se ao facto de a maior parte das idealizações existentes para representação do comportamento histerético do aço considerarem o material independentemente da sua função como armadura de betão armado. Deste modo, admite-se, em geral, um comportamento essencialmente semelhante em tracção e em compressão. Ora a história de deformações imposta a um varão de armadura, durante um processo de carregamento repetido e alternado, pode ser substancialmente distinta da que seria imposta a uma peça estrutural de aço, dada a associação do mecanismo de abertura e fecho de fendas com o fenómeno de deterioração da aderência entre o aço e o betão, o que leva a que normalmente sejam sujeitos a extensões de compressão menos elevadas do que as de tracção, não ocorrendo portanto grandes excursões inelásticas em compressão. Este facto tem sido considerado na simplificação de alguns dos modelos propostos para o comportamento do aço de betão armado. Deve notar-se, por outro lado, e ainda relativamente a este aspecto, que nos casos em que seja de prever a ocorrência de plastificações em compressão das armaduras, o que geralmente é ocasionado pela perda do recobrimento e consequente diminuição da capacidade do betão suportar a maior parte das tensões de compressão, não são normalmente idealizadas as situações que envolvam o fenómeno de encurvadura do varão. Deve assim, nesses casos, dar-se particular atenção à cintagem das armaduras comprimidas de forma a evitar rotura por encurvadura dessas armaduras [1].

3.3.3. MODELAÇÃO COM NÃO LINEARIDADE DISTRIBUÍDA

3.3.3.1. Considerações gerais

Para as análises “pushover” efectuadas neste trabalho, recorrendo a uma modelação com não linearidade distribuída, utilizou-se o programa de cálculo automático SeismoStruct. Este utiliza um modelo de fibras tridimensional baseado em elementos finitos, com elementos de barra planos, sendo todas as análises tratadas como potencialmente não lineares tendo em conta a não linearidade material e geométrica. A distribuição da inelasticidade ao longo do comprimento dos elementos é explicitamente modelada através de uma formulação cúbica, permitindo uma estimativa precisa da distribuição de danos. O estado de tensão-extensão das secções dos elementos é obtido integrando a resposta individual uniaxial não linear de cada uma das fibras em que a secção do elemento foi dividida. Para a integração das equações da formulação cúbica que regem essa resposta não linear, são utilizados dois pontos de Gauss por elemento.

3.3.3.2. Modelo de fibras

Os modelos de fibras foram propostos por Aktan *et al* [36] em 1974. Neste modelo a secção de betão armado é discretizada em vários filamentos, como ilustrado na Figura 3.4.

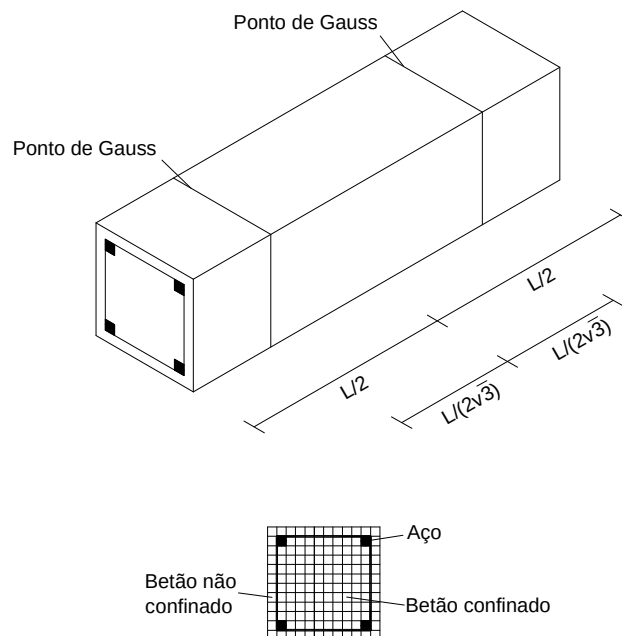


Fig.3.4 – Discretização dos elementos e das secções de betão armado num modelo de fibras

O elemento é discretizado segundo o seu eixo longitudinal em vários elementos finitos. São atribuídos pontos de controlo ao longo do eixo longitudinal de cada filamento para controlar as extensões no centro do mesmo. As localizações destes pontos de controlo são as dos pontos de Gauss. Neste caso, como os comportamentos dos filamentos são regidos por equações de uma formulação cúbica, são necessários dois pontos de Gauss para integrar exactamente essas equações, pois com n pontos de Gauss é possível integrar exactamente um polinómio de grau $2n-1$. É assumido que os filamentos são esforçados uniaxialmente e que a tensão dentro dos mesmos pode ser obtida pela extensão no seu centro.

Assumindo que a secção se mantém plana após a sua deformação, o incremento de extensão $\partial\epsilon$ num filamento é dado pela equação (13), onde $\partial\epsilon_o$ é o incremento de extensão do centro da secção, positivo se for de compressão, ∂k contém as alterações das curvaturas da secção e z e y são as coordenadas de um ponto dentro da secção, sendo que o centro da secção tem coordenadas igual a zero.

$$\partial\epsilon = \begin{bmatrix} 1 & -z & y \end{bmatrix} \cdot \begin{bmatrix} \partial\epsilon_o \\ \partial k \end{bmatrix} \quad (13)$$

A alteração do estado de tensão, $\Delta\sigma$, correspondente a este incremento de extensão, é dado pela equação (14), onde C_s é a rigidez secante.

$$\Delta\sigma = C_s \cdot \partial\varepsilon \quad (14)$$

A aproximação tangente ao incremento de tensão $\partial\sigma$ é dada pela equação (15), onde C_t é a rigidez tangente.

$$\partial\sigma = C_t \cdot \partial\varepsilon \quad (15)$$

As tensões tangenciais resultantes são obtidas da equação (16), em que ∂N é o incremento de esforço axial, positivo se for de compressão, e ∂m contém os incrementos de esforços flectores.

$$\begin{bmatrix} \partial N \\ \partial m \end{bmatrix} = \sum_{i=1}^n \int_{A_i} \begin{bmatrix} 1 \\ -z \\ y \end{bmatrix} \partial\sigma_i dA_i \quad (16)$$

A soma da equação (16) é feita para o número total de filamentos, n . Substituindo as equações (13) e (15) na equação (16), resulta a equação (17), onde $[G_i]$ contém as quantidades geométricas do filamento i .

$$\begin{bmatrix} \partial N \\ \partial m \end{bmatrix} = \left(\sum_{i=1}^n C_{ti} [G_i] \right) \cdot \begin{bmatrix} \partial\varepsilon_o \\ \partial k \end{bmatrix} \quad (17)$$

A matriz que relaciona as tensões com as extensões da secção é a matriz tangencial $[D_t]$.

As tensões residuais resultantes da secção, N_r e m_r , que surgem da diferença entre os incrementos real e tangencial, são dadas pela equação (18).

$$\begin{bmatrix} N_r \\ m_r \end{bmatrix} = \left(\sum_{i=1}^n (C_{ti} - C_{si}) \cdot [G_i] \right) \cdot \begin{bmatrix} \partial\varepsilon_o \\ \partial k \end{bmatrix} \quad (18)$$

As relações incrementais força-deslocamento do elemento finito são obtidas pelo princípio dos trabalhos virtuais na forma da equação (19), onde $[p]$ contém a função cúbica, $[B]$ relaciona as curvaturas da secção com os deslocamentos nodais e $[\delta F]$, $[\delta U]$ e $[\delta m]$ correspondem respectivamente às alterações de forças no elemento, dos deslocamentos e dos momentos internos.

$$[\delta F] = \int_L [B]^T \cdot [\delta m] dx - N \cdot \left[\int_L [p]_{,x}^T \cdot [p]_{,x} dx \right] \cdot [\delta U] \quad (19)$$

A relação da rigidez tangencial é obtida inserindo na equação (19) a relação apropriada entre os momentos incrementais e os deslocamentos nodais e é dada pela equação (20a) ou pela (20b), onde $[k_t]$ é a matriz de rigidez tangencial do elemento.

$$[\delta F] = \left(\int_L [B]^T \cdot [D_t] \cdot [B] - N \cdot [p]_{,x}^T \cdot [p]_{,x} dx \right) \cdot [\delta U] \quad (20a)$$

$$[\delta F] = [k_t] \cdot [\delta U] \quad (20b)$$

O efeito $P-\Delta$ está incorporado nas equações (20). As forças nodais residuais $[P_r]$, definidas como a diferença entre os incrementos real e tangencial, são obtidos pela equação (18) e resultam na equação (21) onde $[U]$ é a configuração de deslocamentos nodais total.

$$[P_r] = \int_L [B]^T \cdot [m_r] dx - N_r \cdot \left\{ \int_L [p]_{,x}^T \cdot [p]_{,x} dx \right\} \cdot [U] \quad (21)$$

As matrizes de rigidez e das forças nodais residuais dos elementos são obtidas através da montagem das matrizes de rigidez e das forças nodais residuais dos elementos finitos. Os graus de liberdade da matriz de rigidez do elemento e da sua força residual são condensados para obter esta relação.

3.3.3.3. Modelo de comportamento do betão

O programa SeismoStruct tem disponíveis cinco modelos diferentes de comportamento do betão para carregamentos cíclicos: modelo de betão trilinear, modelo não linear de betão com confinamento constante, modelo não linear de betão com confinamento variável, modelo não linear com confinamento constante de betão de alta resistência e modelo não linear de betão confinado por sistemas compósitos reforçados com fibras (FRP). Neste trabalho o modelo utilizado é o modelo não linear com confinamento constante ("Nonlinear Constant Confinement Concrete Model").

Este é um modelo inicialmente proposto por Madas [37], que para carregamentos monotónicos segue uma relação proposta por Mander *et al* [38] e para carregamentos cíclicos segue as leis propostas por Martinez-Rueda e Elnashai [39]. Os efeitos do confinamento devido à armadura transversal são incorporados pelas regras propostas por Mander *et al* [38], onde é assumida uma tensão de confinamento constante durante todo o patamar de extensões do betão.

O modelo tensão-extensão está representado na Figura 3.5 e é baseado numa equação proposta por Popovics [40].

A tensão de compressão do betão σ_c é dada pela equação (22).

$$\sigma_c = \frac{f_{cc} \cdot x \cdot r}{r - 1 + x^r} \quad (22)$$

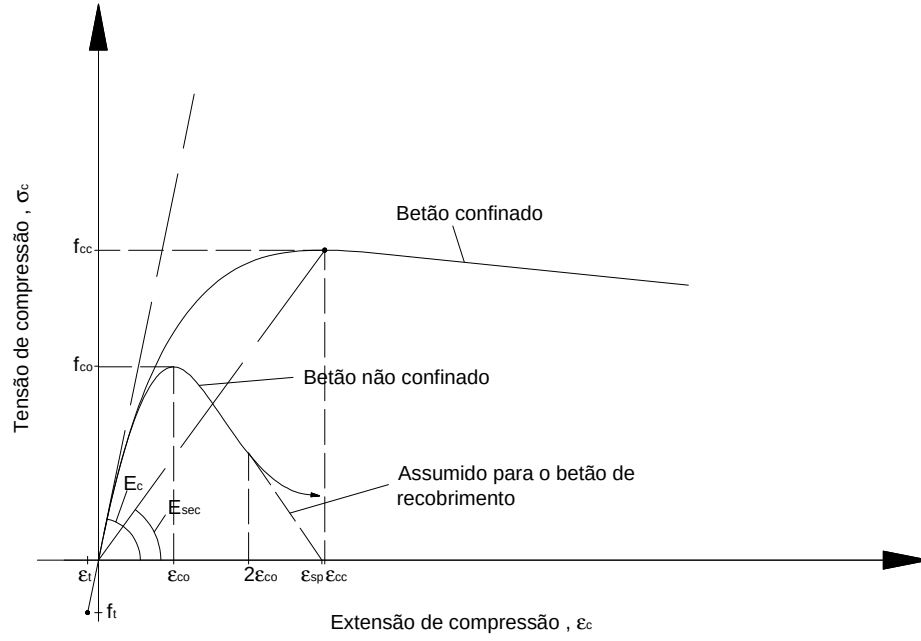


Fig.3.5 – Modelo de comportamento do betão para carregamentos monotónicos proposto por Mander *et al* [38]

Nesta última, f_{cc} representa a resistência à compressão do betão confinado, o valor de x é dado pela equação (23) e o de r pela equação (24).

$$x = \frac{\varepsilon_c}{\varepsilon_{cc}} \quad (23)$$

$$r = \frac{E_c}{E_c - E_{sec}} \quad (24)$$

Na equação (23), ε_c é a extensão de compressão do betão e ε_{cc} é a extensão correspondente à tensão máxima do betão confinado e é dada pela equação (25), na qual f_{co} e ε_{co} são, respectivamente, a resistência à compressão do betão não confinado e a extensão correspondente. Na equação (24), E_c é o módulo de elasticidade tangente do betão e é dado pela equação (26), com f_{co} introduzido em MPa, e E_{sec} pode ser obtido através da equação (27).

$$\varepsilon_{cc} = \varepsilon_{co} \cdot \left[1 + 5 \cdot \left(\frac{f_{cc}}{f_{co}} - 1 \right) \right] \quad (25)$$

$$E_c = 5000 \cdot \sqrt{f_{co}} \quad (26)$$

$$E_{\text{sec}} = \frac{f_{cc}}{\varepsilon_{cc}} \quad (27)$$

Neste artigo de Mander *et al* [38] é proposto para o modelo de comportamento de betão de recobrimento que, após a extensão deste atingir um valor superior a duas vezes ε_{co} , a relação tensão-extensão seja uma linha recta decrescente que atinge uma tensão igual a zero no ponto de extensão ε_{sp} , como ilustrado na Figura 3.5.

Quando solicitado por esforços de tracção, a resposta do betão é linear até atingir o seu valor limite, f_b , e a constante de proporcionalidade entre tensões e extensões é o seu módulo de elasticidade E_c . Quando o valor da tensão actuante excede o valor da resistência à tracção do betão, assume-se que a rotura se dá abruptamente, sem aumento das extensões do betão. Numa secção de betão armado, quando o esforço solicitante provoca tensões de tracção maiores que a sua resistência, o betão fendilha e este fenómeno pode introduzir instabilidades numéricas nas análises não lineares. Daí que no programa SeismoStruct se aconselhe a desprezar esta resistência caso só se pretenda uma resposta global da estrutura, como, por exemplo, a sua curva de capacidade. Deve-se então introduzir um valor muito baixo da resistência à tracção do betão para assegurar a estabilidade numérica da análise.

No programa SeismoStruct, para definir os valores da resistência do betão confinado, introduz-se um factor de confinamento. Este factor é definido como sendo a razão entre a resistência à compressão do betão confinado e do betão não confinado, e propõe-se que o seu cálculo seja feito recorrendo também à proposta de Mander *et al* [38].

Segundo esta, a resistência à compressão do betão confinado é dada pela equação (28), onde f'_l é a tensão lateral efectiva de confinamento.

$$f_{cc} = f_{co} \cdot \left(-1,254 + 2,254 \cdot \sqrt{1 + \frac{7,94 \cdot f'_l}{f_{co}}} - 2 \cdot \frac{f'_l}{f_{co}} \right) \quad (28)$$

Para o cálculo da tensão de confinamento lateral, é seguida uma abordagem semelhante à proposta por Sheikh e Uzumeri [41]. Considera-se que a tensão máxima de confinamento só é mobilizada em algumas zonas da secção de betão confinado, devido à acção do arqueamento dos varões de aço. Esta acção está ilustrada nas Figuras 3.6 e 3.7 para secções circulares e rectangulares, respectivamente, bem como a área que é efectivamente confinada com a tensão máxima de confinamento, A_e .

É assumido que a área de betão confinado A_{cc} é a área de betão que se encontra dentro da superfície delimitada pelo centro da armadura transversal, dada pela equação (29), em que A_c é a área dessa mesma superfície e ρ_{cc} é a razão da área do reforço longitudinal pela área do núcleo central da secção.

$$A_{cc} = A_c \cdot (1 - \rho_{cc}) \quad (29)$$

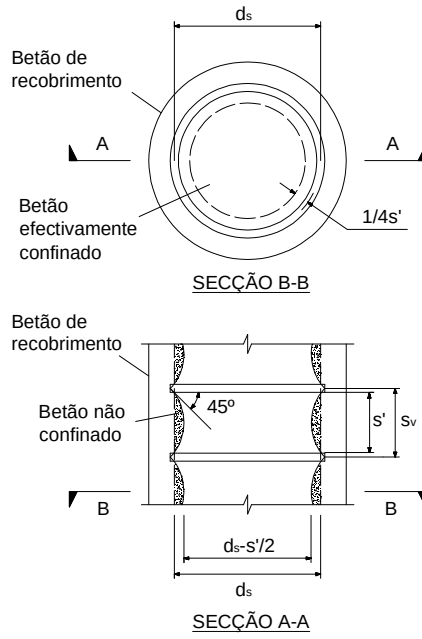


Fig.3.6 – Betão efectivamente confinado com cintas circulares [38]

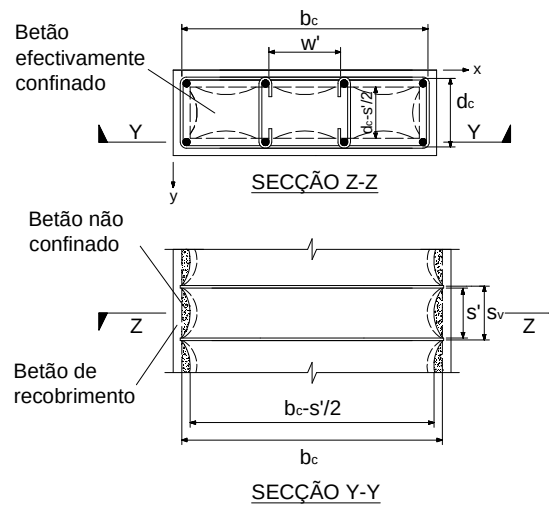


Fig.3.7 – Betão efectivamente confinado com cintas rectangulares [38]

Atendendo a que a área A_e é inferior a A_{cc} , a tensão lateral efectiva de confinamento f'_l é obtida através da equação (30), onde f_l é a tensão lateral da armadura transversal, assumida como sendo uniformemente distribuída ao longo da superfície de betão confinado e k_e é o coeficiente de confinamento efectivo, dado pela equação (31).

$$f'_l = f_l \cdot k_e \quad (30)$$

$$k_e = \frac{A_e}{A_{cc}} \quad (31)$$

Para armaduras transversais compostas por cintas ou espirais circulares, a acção do seu arqueamento é assumida como uma parábola do segundo grau com uma tangente inicial fazendo um ângulo de 45°, como se pode ver na Figura 3.6, o que resulta num coeficiente de confinamento efectivo dado pela equação (32) para cintas circulares e pela equação (33) para espirais circulares, onde s' representa o espaçamento vertical das armaduras transversais e d_s o diâmetro do círculo delimitado pelo centro das armaduras.

$$k_e = \frac{\left(1 - \frac{s'}{2 \cdot d_s}\right)^2}{1 - \rho_{cc}} \quad (32)$$

$$k_e = \frac{1 - \frac{s'}{2 \cdot d_s}}{1 - \rho_{cc}} \quad (33)$$

Considerando que a tensão lateral das cintas ou espirais, aquando da sua cedência, é uniforme, obtém-se a tensão lateral efectiva de confinamento pela equação (34), em que ρ_s é a razão do volume de armadura transversal pelo volume de betão confinado dada pela equação (35) e f_{yh} é a tensão de cedência da armadura transversal.

$$f'_l = \frac{1}{2} \cdot k_e \cdot \rho_s \cdot f_{yh} \quad (34)$$

$$\rho_s = \frac{4 \cdot A_{sp}}{d_s \cdot s_v} \quad (35)$$

Na equação (35) A_{sp} é a área dos varões de armadura transversal e s_v é o seu espaçamento vertical, medido de centro a centro.

Para o cálculo da tensão lateral efectiva de confinamento para cintas rectangulares, com ou sem varões cruzados, também é assumida uma parábola de segundo grau com tangente inicial de 45°, como ilustrado na Figura 3.7. A área efectivamente confinada de betão é obtida por subtracção da área das parábolas que contêm o betão não confinado. Para uma parábola, a área não confinada é $(w'_i)^2/6$, onde w'_i é a distância i entre dois varões longitudinais adjacentes. Assim, a área total não confinada ao nível das cintas, A_i , é dada pela equação (36), considerando que há n varões longitudinais.

$$A_i = \sum_{i=1}^n \frac{(w'_i)^2}{6} \quad (36)$$

Incorporando a influência das áreas não confinadas em altura, a área de betão efectivamente confinado a metade da altura entre duas cintas é obtida pela equação (37), em que b_c e d_c são, respectivamente, as dimensões no eixo x e y da superfície de betão confinado, delimitadas pelo centro da armadura transversal, como na Figura 3.7, sendo b_c maior que d_c .

$$A_e = \left(b_c \cdot d_c - \sum_{i=1}^n \frac{(w'_i)^2}{6} \right) \cdot \left(1 - \frac{s'}{2 \cdot b_c} \right) \cdot \left(1 - \frac{s'}{2 \cdot d_c} \right) \quad (37)$$

Sendo a área de betão da mesma superfície da secção obtida através da equação (29), o coeficiente de confinamento efectivo para cintas rectangulares é dado pela equação (38).

$$k_e = \frac{\left(1 - \sum_{i=1}^n \frac{(w'_i)^2}{6 \cdot b_c \cdot d_c} \right) \cdot \left(1 - \frac{s'}{2 \cdot b_c} \right) \cdot \left(1 - \frac{s'}{2 \cdot d_c} \right)}{(1 - \rho_{cc})} \quad (38)$$

É possível que uma secção rectangular de betão armado tenha quantidades diferentes de reforço transversal nas duas direcções x e y . Isto é expresso pelas equações (39) e (40), onde A_{sx} e A_{sy} são as áreas totais de armadura transversal das direcções x e y , respectivamente.

$$\rho_x = \frac{A_{sx}}{s_v \cdot d_c} \quad (39)$$

$$\rho_y = \frac{A_{sy}}{s_v \cdot b_c} \quad (40)$$

A tensão lateral de confinamento no betão está então definida nas equações (41) e (42) para as direcções x e y , respectivamente.

$$f_{lx} = \frac{A_{sx}}{s_v \cdot d_c} \cdot f_{yh} = \rho_x \cdot f_{yh} \quad (41)$$

$$f_{ly} = \frac{A_{sy}}{s_v \cdot b_c} \cdot f_{yh} = \rho_y \cdot f_{yh} \quad (42)$$

Da equação (20), as tensões laterais efectivas de confinamento nas direcções x e y são dadas pelas equações (43) e (44), respectivamente, em que k_e está definido na equação (38).

$$f'_{lx} = k_e \cdot \rho_x \cdot f_{yh} \quad (43)$$

$$f'_{ly} = k_e \cdot \rho_y \cdot f_{yh} \quad (44)$$

Pode-se, então, calcular o valor da resistência à compressão do betão confinado pela equação (28) e assim determinar o factor de confinamento a introduzir no programa SeismoStruct.

No trabalho de Mander *et al* [38], a curva tensão-extensão obtida para um carregamento monotónico é assumida como sendo a envolvente da resposta a carregamentos cíclicos. Na Figura 3.8 está ilustrada uma curva de descarga do betão proposta.

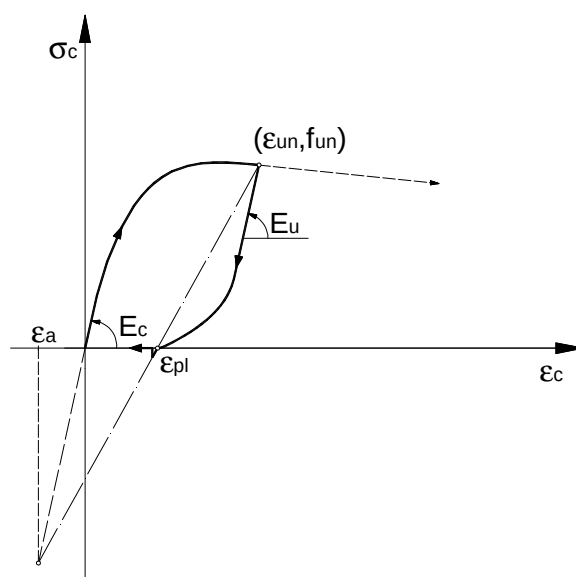


Fig.3.8 – Curva de descarga do betão [38]

Para definir a curva de descarga a partir da curva monotónica definida pela equação (22), é necessário determinar a extensão plástica ε_{pl} baseada nas coordenadas do ponto em que se dá a descarga (ε_{un} , f_{un}). A extensão plástica ε_{pl} depende do valor da extensão ε_a , correspondente ao ponto de intersecção das rectas com tangentes iguais ao módulo de elasticidade tangente na origem e ao módulo de elasticidade secante na descarga. O valor de ε_a está definido na equação (45), onde a pode ser obtido pela equação (46).

$$\varepsilon_a = a \cdot \sqrt{\varepsilon_{un} \cdot \varepsilon_{cc}} \quad (45)$$

$$a = \max \left\{ \frac{\varepsilon_{cc}}{\varepsilon_{cc} + \varepsilon_{un}}; \frac{0,09 \cdot \varepsilon_{un}}{\varepsilon_{cc}} \right\} \quad (46)$$

O valor da extensão plástica na linha secante entre ε_a e ε_{un} é então obtido através da equação (47).

$$\varepsilon_{pl} = \varepsilon_{un} - \frac{(\varepsilon_{un} + \varepsilon_a) \cdot f_{un}}{(f_{un} + E_c \cdot \varepsilon_a)} \quad (47)$$

A curva de descarga ilustrada na Figura 3.8 é assumida como uma modificação da equação (22), dada pela equação (48), em que r é determinado através da equação (49), E_{sec} da equação (50) e x da equação (51).

$$\sigma_c = f_{un} - \frac{f_{un} \cdot x \cdot r}{r - 1 + x^r} \quad (48)$$

$$r = \frac{E_u}{E_u - E_{sec}} \quad (49)$$

$$E_{sec} = \frac{f_{un}}{\varepsilon_{un} - \varepsilon_{pl}} \quad (50)$$

$$x = \frac{\varepsilon_c - \varepsilon_{un}}{\varepsilon_{pl} - \varepsilon_{un}} \quad (51)$$

O módulo de elasticidade inicial da descarga é E_u e pode ser obtido através da equação (52), em que b e c estão definidos nas equações (53) e (54), respectivamente.

$$E_u = b \cdot c \cdot E_c \quad (52)$$

$$b = \frac{f_{un}}{f_{co}} \geq 1 \quad (53)$$

$$c = \left(\frac{\varepsilon_{cc}}{\varepsilon_{un}} \right)^{0,5} \leq 1 \quad (54)$$

Se a descarga ocorrer num ramo de recarga em vez de ser na curva envolvente como assumido, o valor da extensão plástica ε_{pl} não se altera.

A deterioração da resistência à tracção devida à anterior existência de extensões de compressão está ilustrada na Figura 3.9.

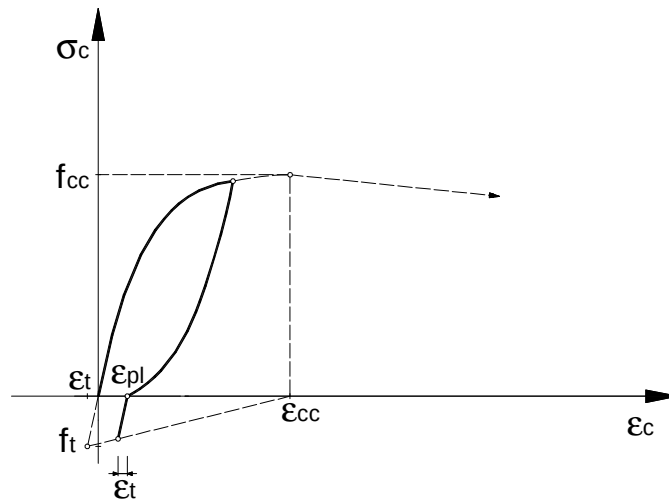


Fig.3.9 – Deterioração da resistência à tracção do betão [38]

Ao descarregar o betão quando este está submetido a um esforço de compressão, a resistência à tracção f'_t passa a ser definida pela equação (55).

$$f'_t = f_t \cdot \left(1 - \frac{\varepsilon_{pl}}{\varepsilon_{cc}} \right) \quad (55)$$

Se a extensão plástica ε_{pl} for menor que a extensão para a qual é atingida a tensão máxima do betão à compressão ε_{cc} , então o valor da resistência à tracção f'_t é igual a zero.

A relação tensão-extensão é obtida através da equação (56), em que E_t é dado pela equação (57) e ε_t pela (58).

$$f'_t = E_t \cdot (\varepsilon_c - \varepsilon_{pl}) \quad (56)$$

$$E_t = \frac{f'_t}{\varepsilon_t} \quad (57)$$

$$\varepsilon_t = \frac{f_t}{E_c} \quad (58)$$

Quando a resistência à tracção é excedida, o betão fendilha e a resistência à tracção para todas as cargas subsequentes é assumida como sendo zero.

A Figura 3.10 ilustra as curvas tensões-extensões incluindo não só os ramos de descarga, como os de recarga.

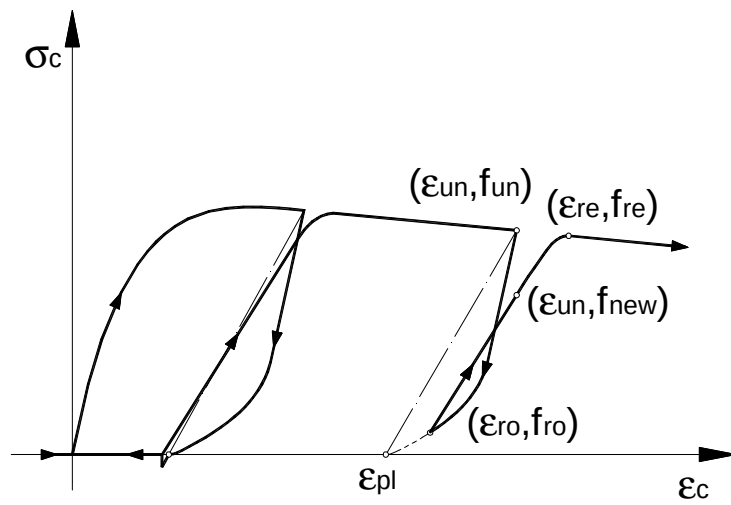


Fig.3.10 – Curvas de recarga do betão [38]

As coordenadas no ponto de recarga $(\varepsilon_{ro}, f_{ro})$ podem ser da curva de descarga ou dum estado da secção fendilhada, ou seja, dum estado de tracção em que ε_{ro} é igual a ε_{pl} subtraído de ε_t e f_{ro} é igual a zero, como se pode observar na Figura 3.10. É assumida uma relação tensão-extensão linear entre ε_{ro} e ε_{un} . O novo ponto de tensão f_{new} é assumido como sendo definido pela equação (59).

$$f_{new} = 0,92 \cdot f_{un} + 0,08 \cdot f_{ro} \quad (59)$$

É assumida uma curva de transição parabólica entre a relação linear definida pela equação (60), em que E_r é dado pela equação (61), e a curva tensão-extensão monotónica.

$$\sigma_c = f_{ro} + E_r \cdot (\varepsilon_c - \varepsilon_{ro}) \quad (60)$$

$$E_r = \frac{f_{ro} - f_{new}}{\varepsilon_{ro} - \varepsilon_{un}} \quad (61)$$

A extensão do ponto de retorno à curva monotónica (ε_{re}) é obtida através da equação (62). Assim, a curva parabólica de transição é descrita pela equação (63), onde E_{re} e f_{re} são, respectivamente, o módulo tangente e a tensão para a extensão do ponto de retorno, ε_{re} , usando a relação tensão-extensão monotónica, e x e A são dados pelas equações (64) e (65), respectivamente.

$$\varepsilon_{re} = \varepsilon_{un} + \frac{f_{un} - f_{new}}{E_r \cdot \left(2 + \frac{f_{cc}}{f_{co}}\right)} \quad (62)$$

$$\sigma_c = f_{re} + E_{re} \cdot x + A \cdot x^2 \quad (63)$$

$$x = (\varepsilon_c - \varepsilon_{re}) \quad (64)$$

$$A = \frac{E_r - E_{re}}{-4 \cdot [(f_{new} - f_{re}) - E_r \cdot (\varepsilon_{un} - \varepsilon_{re})]} \quad (65)$$

Devido à falta de estabilidade numérica das regras propostas por Mander *et al* [38] para a resposta do betão à acção de cargas cíclicas, particularmente para grandes extensões, as regras adoptadas para o modelo não linear com confinamento constante do programa SeismoStruct são as propostas por Martinez-Rueda e Elnashai [39], que consistem numa modificação das anteriormente referidas e que foram aqui apresentadas.

Entre as modificações feitas, está a introdução de três definições diferentes da extensão plástica ε_{pl} , que reflectem o nível de danos previamente atingidos e dependem da extensão máxima experimentada de acordo com as equações (66), (67) e (68), que correspondem ao patamar de pequenas, médias e grandes extensões, respectivamente, do ponto em que se dá a descarga do betão. As pequenas extensões correspondem àquelas superiores a zero e inferiores a à extensão correspondente a 35% da tensão máxima mobilizável no ramo inicial ascendente da curva, ε_{35c} . As extensões médias correspondem àquelas superiores a ε_{35c} e inferiores a $2,5 \cdot \varepsilon_{cc}$, e as extensões grandes àquelas superiores a este último valor.

$$\varepsilon_{pl} = \varepsilon_{un} - \frac{f_{un}}{E_c} \quad (66)$$

$$\varepsilon_{pl} = \varepsilon_{un} - \frac{(\varepsilon_{un} + \varepsilon_a) \cdot f_{un}}{(f_{un} + E_c \cdot \varepsilon_a)} \quad (67)$$

$$\varepsilon_{pl} = \frac{f_{cr} \cdot \varepsilon_{un} - f_{un} \cdot |\varepsilon_f|}{f_{cr} + f_{un}} \quad (68)$$

A extensão plástica no patamar de pequenas extensões é obtida assumindo um comportamento elasto-plástico. Isto é conveniente para a análise numérica, já que quando a extensão é inferior a ε_{35c} o comportamento é na realidade essencialmente elasto-plástico, e assim não há a necessidade de um modelo muito elaborado nesta região de extensões.

No patamar de médias extensões, a extensão plástica é igual à proposta por Mander *et al* [38].

No patamar de grandes extensões, é definido um ponto focal (ε_f , f_f) baseado no limite superior do patamar de médias extensões. Isto permite uma transição contínua entre os patamares de médias e grandes extensões. Assim, as coordenadas do ponto focal são dadas pelas equações (69) e (70), em que ε_{plcr} é a extensão inelástica correspondente ao limite superior do patamar de médias extensões, ε_{cr} e f_{cr} é a tensão correspondente a este último ponto, dados pelas equações (71) e (72), em que r pode ser obtido pela equação (49).

$$|\varepsilon_f| = \frac{f_{cr} \cdot \varepsilon_{plcr}}{E_c \cdot (\varepsilon_{cr} - \varepsilon_{plcr}) - f_{cr}} \quad (69)$$

$$|f_{cr}| = E_c \cdot |\varepsilon_f| \quad (70)$$

$$\varepsilon_{cr} = 2,5 \cdot \varepsilon_{cc} \quad (71)$$

$$f_{cr} = \frac{2,5 \cdot f_{cc} \cdot r}{r - 1 + 2,5^r} \quad (72)$$

As curvas de descarga adoptadas são parábolas do segundo grau entre o ponto de descarga (ε_{un} , f_{un}) e o ponto (ε_{pl} , 0), com tangente igual a zero neste último, e são dadas pela equação (73).

$$\sigma_c = f_{un} \cdot \left(\frac{\varepsilon_c - \varepsilon_{pl}}{\varepsilon_{un} - \varepsilon_{pl}} \right)^2 \quad (73)$$

Relativamente à curvas de recarga, para extensões inferiores à máxima extensão experimentada, ε_{un} , é adoptada uma linha recta entre o ponto de recarga (ε_{ro} , f_{ro}) e o ponto (ε_{un} , f_{new}). Nesta proposta, a tensão f_{new} é definida pela equação (74), em que f'_{cc2} , x e ε_{cc2} são obtidos pelas equações (75), (76) e (77), respectivamente.

$$f_{new} = \frac{f'_{cc2} \cdot x \cdot r}{r - 1 + x^r} \quad (74)$$

$$f'_{cc2} = 0,9 \cdot f_{cc} \quad (75)$$

$$x = \frac{\varepsilon_c}{\varepsilon_{cc2}} \quad (76)$$

$$\varepsilon_{cc2} = 0,9 \cdot \varepsilon_{cc} \quad (77)$$

Para extensões maiores que ε_{un} , é definida uma linha recta entre o ponto (ε_{un} , f_{new}) e o ponto de retorno à curva monotónica (ε_{re} , f_{re}). Para compensar a falta de uma transição suave, a extensão do ponto de retorno é dada pela equação (78) e é definida como o valor médio entre ε_{un} e a extensão de retorno ε'_{re} , obtida usando equações empíricas definidas nas equações (79), (80) e (81).

$$\varepsilon_{re} = \frac{\varepsilon'_{re} + \varepsilon_{un}}{2} \quad (78)$$

$$\varepsilon'_{re} = S_r \cdot \varepsilon_{un} \quad (79)$$

$$S_r = 0,00273 + 1,2651 \cdot S_c \quad (80)$$

$$S_c = \frac{\varepsilon_{un}}{\varepsilon_{cc}} \quad (81)$$

Uma das desvantagens da proposta de Mander *et al* [38] era precisamente o facto de a extensão do ponto de retorno ser por vezes inferior à extensão que seria obtida a partir da intersecção da curva inicial linear com a curva monotónica. Com a proposta de Martinez-Rueda e Elnashai [39] fica assim ultrapassada esta desvantagem.

3.3.3.4. Modelo de comportamento do aço

O programa SeismoStruct tem disponíveis três modelos de comportamento do aço: modelo de aço bilinear, modelo de aço de Menegotto-Pinto e modelo de aço de Monti-Nutti. Neste trabalho o modelo utilizado é o modelo de aço bilinear (“Bilinear Steel Model”), cujo comportamento está ilustrado na Figura 3.11.

Numa primeira fase, antes de atingir a tensão de cedência, o comportamento do aço é perfeitamente elástico, sendo as tensões proporcionais à sua extensão e a constante de proporcionalidade igual ao seu módulo de elasticidade. No patamar de cedência, após atingir a tensão de cedência definida para o aço, o endurecimento (“strain hardening”) é assumido como uma função linear do incremento de extensão plástica.

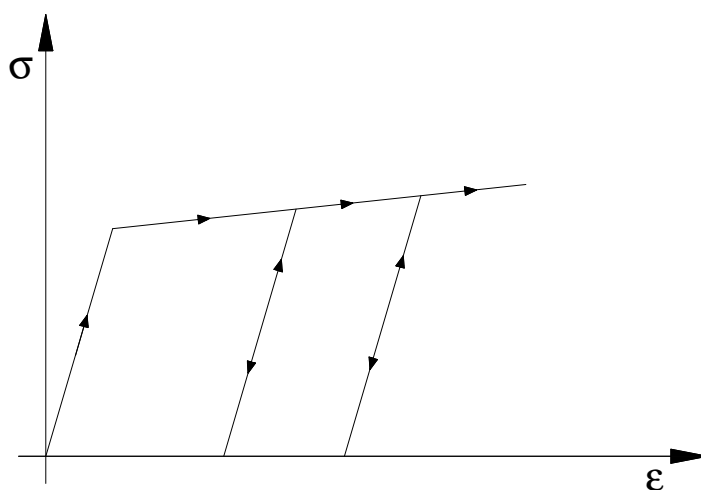


Fig.3.11 – Modelo de comportamento do aço utilizado no programa SeismoStruct

Sob a acção de ciclos de carga, o patamar elástico mantém-se constante para todas as extensões a que é feita a descarga e consequente recarga do aço, não havendo dissipação de energia. Ou seja, os ramos de carga e recarga são lineares com inclinação igual à do módulo de elasticidade do aço até ao ponto em que foi feita a descarga. Após atingir esse ponto, a curva de comportamento do aço é igual à curva de carregamento monotónico.

Pela sua simplicidade, o recurso a este modelo não é recomendado para a modelação de elementos estruturais sujeitos a casos de carga muito complexos, com cargas e descargas significativas. No entanto, como o que se pretende neste trabalho é a comparação de resultados obtidos por análises “pushover”, considera-se o modelo adequado para representar a lei de tensões-extensões do aço.

3.3.3.5. Não linearidade geométrica

O programa SeismoStruct tem automaticamente em conta tanto a não linearidade geométrica local como a global. A modelação da última é feita através do emprego de uma formulação onde os deslocamentos locais do elemento e as forças internas resultantes são definidas num sistema de coordenadas locais dinâmico, referente à configuração actual desconhecida. Neste sistema local são considerados seis graus de liberdade, correspondentes às duas rotações na direcção perpendicular ao eixo do elemento em ambas as extremidades, à rotação na direcção do eixo do elemento, constante ao

longo do mesmo, e à translação na mesma direcção. A transformação exacta das forças internas e da matriz de rigidez, obtida no sistema local, no sistema global de coordenadas permite ser tida em conta a não linearidade global.

Em relação à não linearidade geométrica local, está implícita na formulação cúbica adoptada no programa SeismoStruct proposta por Izzuddin [42], que rege o comportamento dos elementos. Como é assumida uma função constante para a extensão axial na formulação adoptada, resulta que a sua aplicação é válida somente para modelar a resposta de elementos relativamente pequenos e daí que seja necessário que cada elemento, viga ou pilar, esteja discretizado em vários subelementos. Isto normalmente não representa nenhuma desvantagem da formulação adoptada, já que a subdivisão é um pré-requisito da filosofia do modelo de fibras adoptado no programa SeismoStruct necessário para uma representação adequada da não linearidade material.

3.3.4. MODELAÇÃO COM NÃO LINEARIDADE CONCENTRADA

3.3.4.1. Considerações gerais

Para as análises “pushover” efectuadas com recurso a uma modelação com não linearidade concentrada utilizou-se o programa SAP2000 v10.0.1 [34], que é um programa com várias funções de análise estrutural para análises estáticas e dinâmicas. Os elementos dos pórticos são modelados tendo em conta a não linearidade do comportamento dos materiais através da definição de rótulas plásticas nas suas extremidades em que se caracteriza a lei momento-curvatura da secção do elemento. Esta lei de comportamento é obtida com recurso ao programa BIAX, desenvolvido por Vaz [5] e baseado num modelo de fibras. Posteriormente, a curva momento-curvatura é definida através de cinco pontos no programa SAP2000, o que implica simplificações inevitáveis. O esforço axial nas vigas é considerado como sendo igual a zero, e nos pilares é constante ao longo da análise e igual ao obtido por uma análise estática linear dos esforços gerados pela carga permanente da estrutura.

3.3.4.2. Rótula plástica

Num pórtico de um edifício, geralmente é nas extremidades das vigas ou dos pilares onde se iniciará o processo de fendilhação das secções de betão armado, devido ao facto de os esforços de flexão serem mais elevados, e, conseqüentemente, onde se concentram as deformações não lineares devido ao comportamento inelástico dos materiais. Assim, pode-se considerar que toda a não linearidade material está concentrada em zonas localizadas nas extremidades dos elementos do pórtico em estudo. Daí que, no cálculo de pórticos de edifícios, o comportamento não linear dos materiais possa ser considerado através da introdução de rótulas plásticas nessa mesma localização. Estas rótulas plásticas representam os pontos onde ocorre toda a deformação não linear, sendo portanto necessário associar uma lei de comportamento momento-curvatura do elemento em causa. Para obter esta lei recorreu-se ao programa BIAX.

Após obter a relação momento-curvatura pelo programa BIAX, a sua introdução no programa SAP2000 é feita através de cinco pontos. O primeiro ponto é sempre a origem da curva, com momento e curvatura igual a zero. O segundo ponto representa o início da fendilhação do betão, ou seja, o ponto após o qual o elemento deixa de ter um comportamento elástico. Este ponto é definido com uma curvatura igual a zero, pois no programa SAP2000 toda a deformação introduzida por uma rótula plástica é adicionada ao valor da deformação elástica correspondente ao esforço a que o elemento está submetido. O terceiro e quarto pontos são ajustados à curva obtida pelo programa BIAX, sendo que o quarto ponto deve representar o momento máximo mobilizável e a correspondente curvatura. Isto

porque o quinto ponto, sendo o último, é definido de modo a que o momento se mantenha constante para valores crescentes de curvatura. Pode-se também definir se o momento desce abruptamente para o valor de zero, quando é atingida a curvatura do último ponto, ou se para curvaturas superiores é extrapolada a lei dada pelo último segmento da curva definido. Neste trabalho optou-se pela extrapolação dessa última lei, considerando que os materiais teriam uma extensão ilimitada.

Definida a lei momento-curvatura, é necessário saber o comprimento do elemento ao longo do qual se considera que ocorrem as deformações não lineares. A este, dá-se o nome de comprimento da rótula plástica, é constante durante a análise e é o comprimento ao longo do qual é integrado o comportamento não linear definido no ponto de controlo, ou seja, no ponto onde se introduziu a rótula plástica. Considerando que a curvatura ao longo desse comprimento é constante e igual à da secção de controlo, a rotação plástica obtém-se multiplicando a curvatura pelo comprimento de rótula.

Este problema da definição do comprimento de rótula não se coloca quando é utilizado um modelo de fibras, pois a distribuição de curvaturas pode ser conhecida através do seu valor nas secções de controlo. Também não existe este problema quando o elemento é modelado sendo toda a sua extensão dividida em vários comprimentos, cada um com uma rótula plástica atribuída e com comprimento de rótula igual ao da divisão do elemento. Desta forma a não linearidade está distribuída ao longo do elemento. Neste trabalho, pretendendo-se um cálculo simples para avaliação da modelação com não linearidade concentrada, e dado que a não linearidade está concentrada nas extremidades dos elementos, optou-se por só colocar uma rótula em cada uma das extremidades.

O comprimento da rótula plástica depende basicamente da extensão da zona em que se verifica a plastificação das armaduras longitudinais mas pode também ser afectado por outros dois fenómenos com alguma importância. O primeiro destes fenómenos é usualmente designado como "yield penetration" que consiste na impossibilidade física de, na secção de encastramento, a curvatura passar dum valor máximo para zero num comprimento infinitesimal, gerando-se uma rotação adicional. O segundo fenómeno consiste na inclinação das fendas devido ao efeito do esforço transversal, situação em que a hipótese das secções planas deixa de ser válida e as tensões e deformações nas armaduras são superiores às calculadas, verificando-se o "alastramento" da rótula plástica, como ilustrado na Figura 3.12 [5].

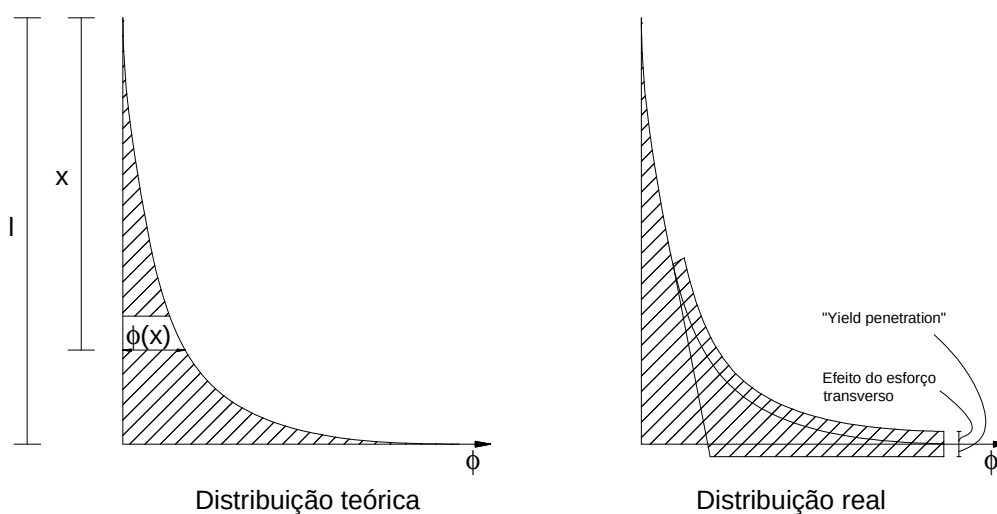


Fig.3.12 – Influência da "yield penetration" e da inclinação das fendas devida ao esforço transversal no comprimento de rótula plástica [5]

Vários autores propuseram expressões para o cálculo do comprimento de rótula plástica. Uma das primeiras propostas foi feita por Baker e Amarakone [43], em que os autores se basearam numa série de resultados teórico-experimentais e concluíram que o comprimento de rótula é proporcional à distância da secção crítica onde se concentram as deformações plásticas ao ponto de momentos nulos (“point of contraflexure”).

Park e Pauley [44] também propuseram uma expressão para o cálculo do comprimento da rótula plástica l_p , que é caracterizada por ser uma expressão muito simples e é dada pela equação (82), em que h é a altura da secção.

$$l_p = 0,5 \cdot h \quad (82)$$

Mais tarde, um grupo da Universidade de Canterbury, debruçando-se sobre o problema do comprimento da rótula plástica admitiu uma aproximação bilinear das relações momento-curvatura e teve em conta o conceito de rótula plástica. A distribuição das curvaturas admitida corresponde à consideração de uma aproximação elasto-plástica da relação momento-curvatura nas secções das peças de betão armado e ainda à consideração de uma zona de comprimento l_p onde se concentra a deformação plástica correspondente a uma curvatura plástica constante. Na realidade, nem as relações momento-curvatura são bilineares, nem existe uma zona de curvatura plástica constante [1]. No entanto, com base nestes resultados, Priestley e Park [45] propuseram a expressão da equação (83) para o cálculo do comprimento de rótula l_p , em que l é o comprimento do elemento e d_b é o diâmetro dos varões da armadura longitudinal.

$$l_p = 0,08 \cdot l + 6 \cdot d_b \quad (83)$$

Mais recentemente, Priestley *et al* [46] voltaram a propor uma expressão em que consideram que não só a distância da secção crítica ao ponto de momentos nulos tem influência no valor do comprimento de rótula plástica, como a tensão de cedência da armadura longitudinal e o seu diâmetro também o têm. Esta expressão é dada na equação (84), onde l_c é a distância da rótula plástica ao ponto de momentos nulos, f_{ye} é a tensão de cedência dos varões longitudinais e d_b o seu diâmetro.

$$l_p = 0,08 \cdot l_c + 0,022 \cdot f_{ye} \cdot d_b \geq 0,044 \cdot f_{ye} \cdot d_b \quad (84)$$

Nos estudos de sensibilidade efectuados, compararam-se curvas de capacidade calculadas com o comprimento de rótula determinado pelas equações (82), (83) e (84).

3.3.4.3. Modelo de comportamento do betão

O modelo de comportamento do betão no programa BIAx é o modelo de Kent e Park modificado proposto por Park *et al* [47] e consiste na modificação de um modelo anteriormente proposto por Kent e Park [48], que apesar de contar com o efeito do confinamento na ductilidade do betão, não considerava o aumento da sua resistência devido ao mesmo efeito.

Na Figura 3.13 está ilustrado o modelo tensão-extensão de Kent e Park modificado.

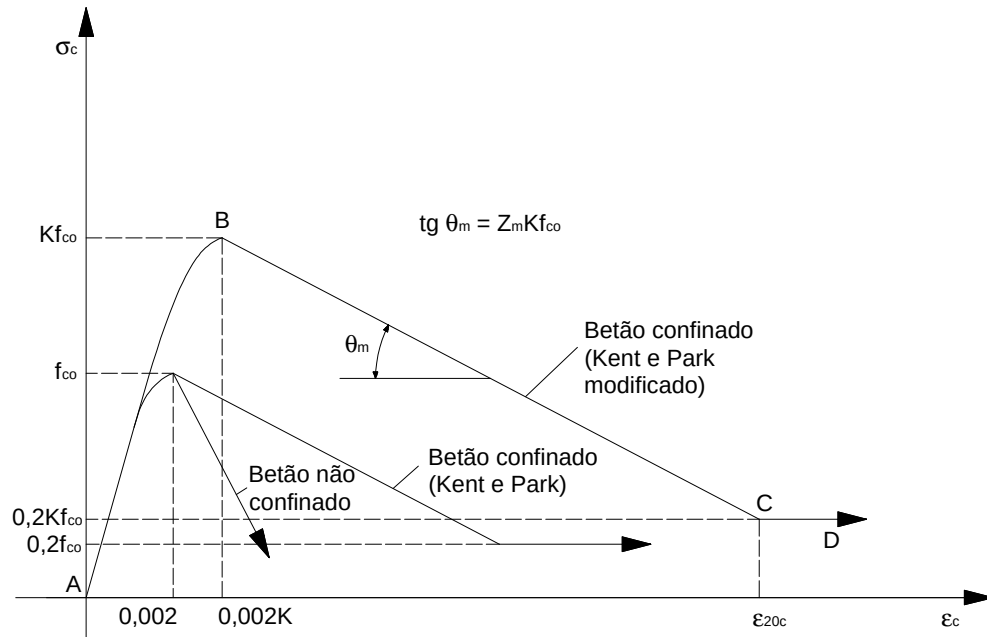


Fig.3.13 – Modelo de Kent e Park modificado do comportamento do betão para carregamentos monotónicos

A tensão máxima atingida (no ponto B) é assumida como sendo $K \cdot f_{co}$, para uma extensão igual a $0,002 \cdot K$, em que K é dado pela equação (85), ρ_s é a razão do volume das cintas rectangulares pelo volume do betão cintado medido em relação à face exterior das cintas, f_{yh} é a tensão de cedência da armadura transversal e f_{co} é resistência à compressão do betão não confinado.

$$K = 1 + \frac{\rho_s \cdot f_{yh}}{f_{co}} \quad (85)$$

A equação (85) assume que as cintas rectangulares causam um aumentam da resistência do betão de $\rho_s \cdot f_{yh}$, como observado em testes conduzidos na Universidade de Canterbury [49] em elementos carregados axialmente e como foi obtido numa revisão de outros testes disponíveis. Deve ser notado que se a armadura transversal estiver colocada na forma de espirais circulares, o aumento de resistência do betão, usando resultados que de uma forma comum são bem aceites, seria de $2,05 \cdot \rho_s \cdot f_{yh}$. Assim, a eficiência de cintas rectangulares, no que diz respeito ao aumento da resistência do betão, é tida pela equação (85) como sendo cerca de metade daquela obtida por espirais circulares para a mesma quantidade de armadura. A extensão do betão correspondente à tensão máxima é tomada como $0,002 \cdot K$, em que 0,002 é o valor assumido para a extensão correspondente à tensão máxima do betão não confinado. Este valor permite que a parábola que define a região A-B da Figura 3.13 tenha o mesmo declive na origem, ou seja, o mesmo módulo de elasticidade tangente do betão para uma extensão igual a zero, do que o betão não confinado, independentemente da armadura transversal. Esta suposição resulta num valor da extensão para a tensão máxima que não é tão elevado como foi

realmente verificado em testes, mas não se espera que este facto tenha uma influência significativa nos parâmetros do betão à compressão calculados a partir da curva tensão-extensão.

Na Figura 3.13 é possível distinguir três zonas de comportamento tensão-extensão do betão confinado distintas. Assim, o comportamento na zona A-B é dado pela equação (86), na zona B-C pela equação (87) e na zona C-D pela equação (88). Nestas equações ε_c é a extensão longitudinal do betão, σ_c é a tensão normal do betão e ε_{20c} é a extensão no ponto C, que é definida como sendo igual à extensão correspondente a 20% da tensão máxima do betão.

$$\sigma_c = K \cdot f_{co} \cdot \left[\frac{2 \cdot \varepsilon_c}{0,002 \cdot K} - \left(\frac{\varepsilon_c}{0,002 \cdot K} \right)^2 \right] \quad (86)$$

$$\sigma_c = K \cdot f_{co} \cdot [1 - Z_m \cdot (\varepsilon_c - 0,002 \cdot K)] \quad (87)$$

$$\sigma_c = 0,2 \cdot K \cdot f_{co} \quad (88)$$

O factor Z_m é dado pela equação (89), em que f_{co} é introduzido em MPa, b_c é a largura da superfície de betão confinado medida em relação à face exterior das cintas e s_v é o espaçamento da armadura transversal medido de centro a centro.

$$Z_m = \frac{0,5}{\frac{3 + 0,29 \cdot f_{co}}{145 \cdot f_{co} - 1000} + \frac{3}{4} \cdot \rho_s \cdot \sqrt{\frac{b_c}{s_v}} - 0,002 \cdot K} \quad (89)$$

Quando se verificam ciclos de carga e descarga, o modelo de comportamento do betão adoptado segue as regras propostas por Thompson e Park [50] que estão ilustradas na Figura 3.14.

Na zona A-B, as descargas seguem um ramo linear com inclinação correspondente ao módulo de elasticidade na origem E_c . A recarga segue o mesmo ramo da descarga, não existindo dissipação de energia.

Na zona B-C as descargas são efectuadas em duas fases. Na primeira a extensão é constante e dá-se uma diminuição de 50% da tensão. Na segunda, a inclinação do ramo de descarga é igual a $E'_c/2$, sendo E'_c dado pela equação (90), em que ε_{co} é a extensão correspondente à tensão máxima do betão não confinado. Relativamente ao ramo de recarga, a sua inclinação é igual a E'_c .

$$E'_c = E_c \cdot \left(0,8 - 0,7 \cdot \frac{\varepsilon_c - \varepsilon_{co}}{\varepsilon_{20c} - \varepsilon_{co}} \right) \quad (90)$$

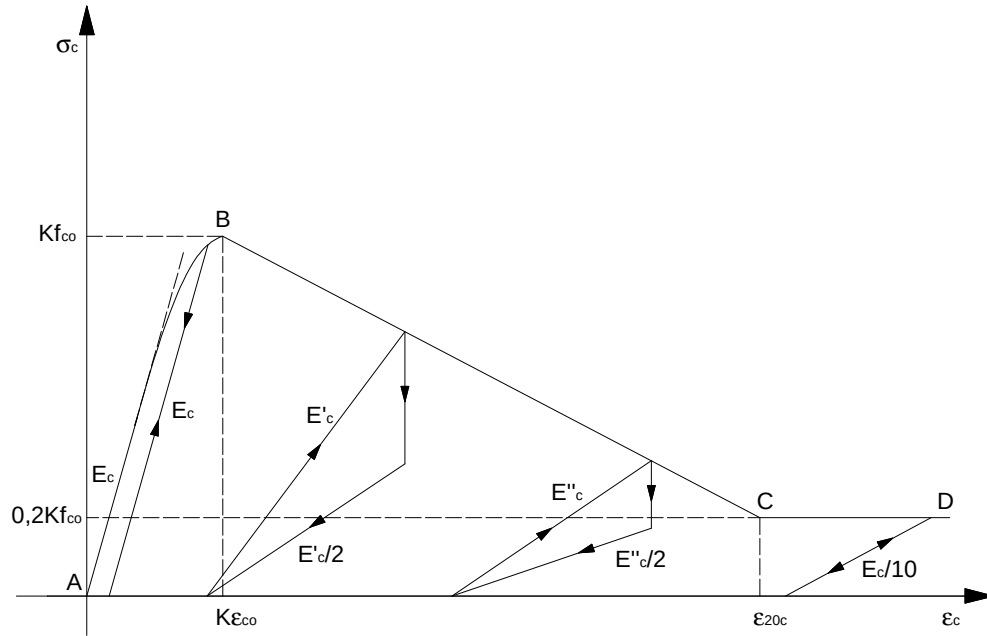


Fig.3.14 – Modelo de Kent e Park modificado do comportamento do betão para carregamentos cíclicos

Na zona compreendida entre o ponto C e o ponto D, a inclinação do ramo de descarga e recarga é igual a $E_c/10$.

Em relação ao comportamento à tracção do betão, no programa BIAx não é considerada a sua resistência por razões de estabilidade da análise numérica.

Também no programa BIAx, é possível introduzir não só a extensão correspondente à tensão máxima do betão não confinado como o factor de tensão para o qual a deformação se processa sem acréscimo de força, ou seja, o factor de tensão que define o ponto C. O programa BIAx permite esta possibilidade ao utilizador, apesar de na proposta de Park *et al* [47] serem fixados os valores de 0,002 e 0,2 para a extensão e para o factor de tensão referidos, respectivamente.

3.3.4.4. Modelo de comportamento do aço

O modelo adoptado no programa BIAx para representar o comportamento do aço utiliza uma formulação do tipo Giuffré e Pinto [51] e implementada por Menegotto e Pinto [52]. Este modelo está ilustrado na Figura 3.15, em que se mostra o relacionamento das tensões e extensões no aço entre duas rectas assintóticas de inclinação b , que idealizam o seu endurecimento.

A relação tensões-extensões é dada pela equação (91), em que os valores de σ^* e ε^* são dados pelas equações (92) e (93), respectivamente, antes da primeira inversão da carga. Nestas últimas, f_{ye} e ε_{ye} correspondem à tensão e extensão de cedência, respectivamente. O expoente R que surge na equação (91) é função da componente inelástica da deformação η em cada meio ciclo, variando após cada inversão de carga e representa o efeito de Bauschinger.

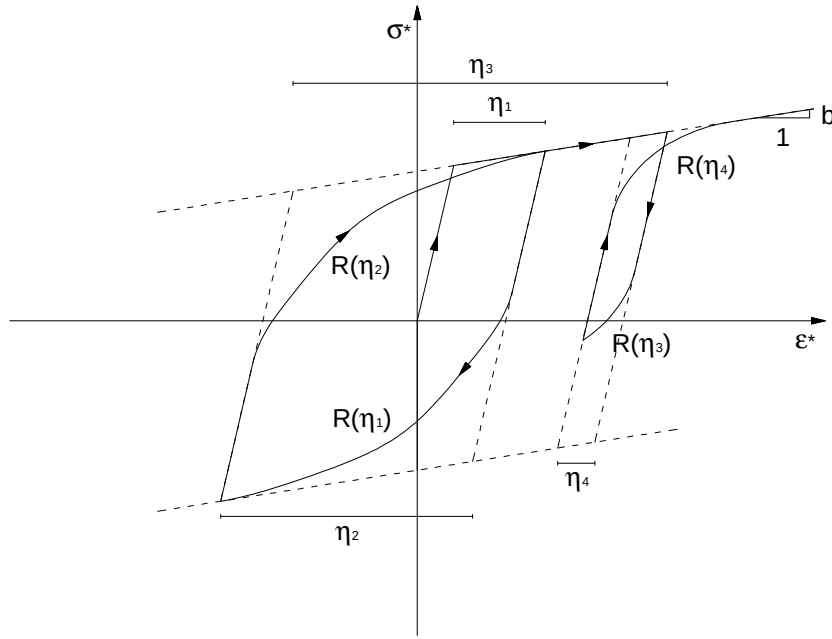


Fig.3.15 – Modelo de comportamento do aço de Menegotto e Pinto [52]

$$\sigma^* = (1-b) \cdot \frac{\varepsilon^*}{\left(1 + \varepsilon^{*R}\right)^{\frac{1}{R}}} + b \cdot \varepsilon^* \quad (91)$$

$$\sigma^* = \frac{\sigma}{f_{ye}} \quad (92)$$

$$\varepsilon^* = \frac{\varepsilon}{\varepsilon_{ye}} \quad (93)$$

Após a primeira inversão, os valores de σ^* e ε^* são definidos pelas equações (94) e (95), em que σ_i e ε_i são a tensão e a extensão, respectivamente, na última inversão de carga.

$$\sigma^* = \frac{\sigma - \sigma_i}{2 \cdot f_{ye}} \quad (94)$$

$$\varepsilon^* = \frac{\varepsilon - \varepsilon_i}{2 \cdot \varepsilon_y} \quad (95)$$

O valor de R , função de η , pode ser expresso pela equação (96), em que $f(\eta)$ é determinado através da equação (97), sendo R_0 , A_1 e A_2 obtidos experimentalmente, por um processo iterativo tentativa-erro.

$$R(\eta) = R_0 - f(\eta) \quad (96)$$

$$f(\eta) = \frac{A_1 \cdot \eta}{A_2 + \eta} \quad (97)$$

O valor inicial de R deverá ser suficientemente elevado para permitir reproduzir o andamento sobre a curva monotónica antes da primeira inversão.

3.3.4.5. Não linearidade geométrica

No programa SAP2000, a não linearidade geométrica pode ser tida em conta nas análises não lineares caso o utilizador active essa opção. Tal como no programa SeismoStruct, também estão disponíveis as duas fontes de não linearidade geométrica, tanto a local como a global.

No entanto, no programa SAP2000, quando se considera a não linearidade geométrica local e global, as análises são interrompidas antes de se atingir o deslocamento até o qual deve ser determinada a curva de capacidade, pois não há convergência dos resultados na resolução das equações de equilíbrio. Isto deve-se ao algoritmo incluído não permitir proceder à diminuição de carga horizontal introduzida para a análise "pushover".

A não linearidade geométrica tem influência no cálculo da curva de capacidade de uma estrutura através de um ligeiro aumento dos deslocamentos e diminuição da rigidez na sua zona ascendente, e, após a formação do mecanismo de rotura, através de uma diminuição do esforço de corte total na base.

Apesar de os efeitos anteriores à formação do mecanismo de rotura não serem tão significativos, convém aqui salientar que, apesar de não ser considerada no cálculo efectuado no programa SAP2000, a diminuição do corte basal, principalmente para grandes deslocamentos, pode atingir valores consideráveis.

3.4. ESTUDOS DE SENSIBILIDADE

3.4.1. INTRODUÇÃO

Neste subcapítulo é estudada a influência de vários parâmetros relativos à modelação das estruturas nos resultados obtidos pelos dois modelos numéricos utilizados.

As características geométricas do pórtico utilizado para os estudos de sensibilidade estão representadas na Figura 3.16. Optou-se por um pórtico bastante simples em que a alteração de um parâmetro de entrada não implicasse um esforço considerável na alteração da modelação estrutural, e assim poder realizar várias análises de uma forma expedita.

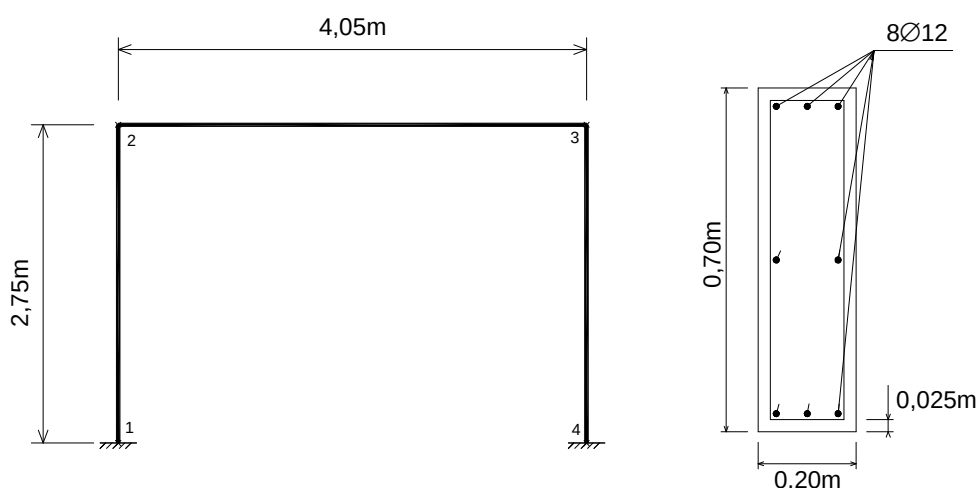


Fig.3.16 – Pórtico utilizado para a realização dos estudos de sensibilidade

Em relação às características mecânicas dos materiais, são apresentadas nos Quadros 3.1 e 3.2 para o aço e para o betão, respectivamente.

Quadro 3.1 – Características mecânicas do aço para os estudos de sensibilidade

AÇO	
Módulo de elasticidade	211111 MPa
Tensão de cedência	380 MPa
Parâmetro de endurecimento	0,00326

Quadro 3.2 – Características mecânicas do betão para os estudos de sensibilidade

BETÃO	
Resistência à compressão	20,75 MPa
Resistência à tracção	0,01 MPa
Extensão no ponto de tensão máxima	0,005

Em relação à discretização da estrutura, os pilares são divididos em dois elementos de 0,4125 metros nas suas extremidades e em dois elementos de 0,9625 metros na zona central. A viga é dividida em dois elementos de 0,6075 metros nas suas extremidades e em dois elementos de 1,4175 metros na zona central.

3.4.2. COMPARAÇÃO DOS MODELOS DOS MATERIAIS

Tendo em conta as características dos materiais, pretende-se comparar as diferenças entre os modelos de comportamento propostos que são utilizados nos dois tipos de modelação. Não são comparadas as respostas a ciclos de carga, pois nas análises “pushover” o carregamento é monotónico, não havendo

descarga e recarga dos materiais. Assim, na Figura 3.17 pode-se comparar os modelos de comportamento do betão propostos por Mander *et al* [38] e por Park *et al* [47], para a secção em estudo sem confinamento, correspondentes aos modelos utilizados nos programas SeismoStruct e BIAx, respectivamente. Importa também referir que o esforço axial na secção é considerado igual a zero e não se introduz armadura transversal.

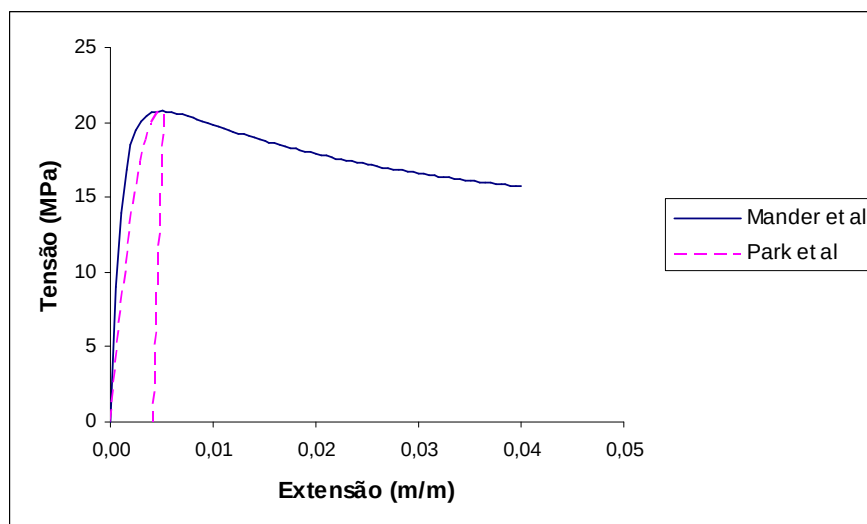


Fig.3.17 – Comparação dos modelos de comportamento do betão sem confinamento

Verifica-se que os dois modelos são semelhantes até ao ponto em que atingem a tensão máxima, sendo que após esse ponto os comportamentos são completamente distintos. No modelo de Park *et al* [47], o betão é assumido como se fosse descarregado após o seu ponto de tensão máxima, isto porque o factor Z_m calculado sem o efeito do confinamento e com uma extensão correspondente ao ponto de tensão máxima igual a 0,005, tem um valor negativo. Em relação ao modelo de Mander *et al* [38], verifica-se que após o betão atingir o seu ponto de tensão máxima, a sua resistência não desce tão abruptamente como se poderia esperar de um betão em que não se considera o efeito do confinamento das armaduras transversais. Este facto deve à expressão proposta por este último autor ter como base uma extensão correspondente ao ponto de tensão máxima do betão não confinado igual a 0,002 e não 0,005 como se verifica neste caso. De qualquer forma, como já foi explicado, o mais importante é que ambos os modelos representem de uma forma precisa o comportamento do betão até ao seu ponto de tensão máxima, já que o comportamento dúctil de uma secção de betão armado é essencialmente controlado pelas armaduras, devido à intensa fendilhação do betão.

Pretende-se também comparar os modelos de comportamento do betão com a consideração de armadura transversal. Assim, na Figura 3.18 estão ilustrados os dois modelos, introduzindo uma armadura transversal de 8 milímetros, espaçada de 7,5 centímetros, o que corresponde no modelo de Kent e Park modificado a uma razão entre a tensão máxima do betão confinado e do betão não confinado, dada pelo factor K , igual a 1,2. Assim, é esta a razão introduzida no modelo de Mander *et al* [38] para permitir uma melhor análise comparativa dos modelos de comportamento.

Comparando os dois modelos com a introdução do efeito do confinamento das armaduras transversais, as considerações são as mesmas já feitas sobre a análise comparativa dos modelos sem confinamento, pois apesar de no modelo de Park *et al* [47] as extensões continuarem a aumentar mesmo após o ponto

de tensão máxima, para este caso, os dois modelos têm um comportamento dúctil muito distintos, sendo os seus comportamentos relativamente semelhantes antes do ponto de tensão máxima.

Relativamente ao modelo de comportamento do aço, para carregamentos monotónicos obtêm-se resultados iguais para os dois tipos de modelação utilizados.

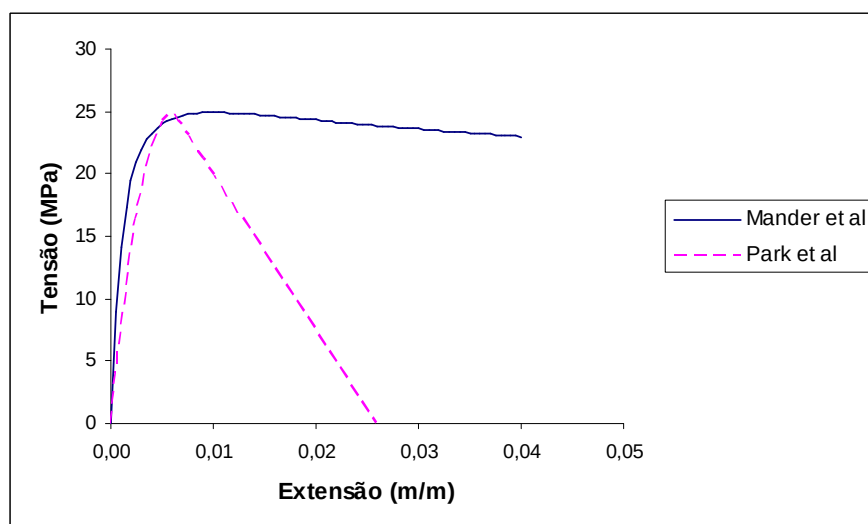


Fig.3.18 – Comparação dos modelos de comportamento do betão com confinamento

3.4.3. COMPRIMENTO DE RÓTULA E LOCALIZAÇÃO

3.4.3.1. Considerações gerais

Nesta secção é estudada a influência do comprimento de rótula plástica e da sua localização na modelação com não linearidade concentrada.

Em relação à localização, estudam-se dois casos: introdução da rótula nas extremidades dos elementos e introdução da rótula a uma distância igual a metade do comprimento de rótula das extremidades dos elementos. Como já foi referido, as deformações plásticas em pórticos de edifícios concentram-se nas extremidades dos seus elementos. Numa modelação com não linearidade concentrada, considera-se que todas essas deformações estão concentradas num ponto com um dado comportamento momento-curvatura não linear e, posteriormente, admitindo que a curvatura é constante ao longo de todo o comprimento do elemento que plastifica, obtém-se a rotação plástica nesse ponto. Antes de realizar as análises “pushover” dos edifícios em estudo neste trabalho, deve definir-se que ponto é que controlará a deformação não linear de cada elemento. Uma hipótese é ser o ponto de cada extremidade dos elementos, já que estes pontos são os que estão sujeitos a um maior esforço de flexão e portanto os que na realidade terão uma maior rotação plástica. Outra hipótese é ser no ponto médio do comprimento da rótula plástica, já que se admite que a curvatura será constante ao longo desse comprimento quando o que acontece na realidade é a curvatura ser máxima na extremidade do comprimento que coincide com a extremidade do elemento e mínima na extremidade oposta. Assim, introduzindo a rótula no ponto médio dessa zona, diminui-se a diferença entre o valor real e o obtido através da aproximação considerada do integral das curvaturas ao longo desse comprimento.

Relativamente ao comprimento da rótula plástica, já foi referido no subcapítulo 3.3.4.2 a problemática da definição do seu valor, estudando-se as três diferentes propostas para o mesmo dadas pelas equações (82), (83) e (84).

3.4.3.2. Pórtico sem peso próprio e sem armadura transversal

Em primeiro lugar apresenta-se o estudo da influência do comprimento de rótula e da sua localização calculando a curva de capacidade do pórtico em estudo, ver Figura 3.16, sem peso próprio nem armadura transversal, já que tanto o esforço axial dos pilares como o confinamento do betão induzido pelo reforço de armadura transversal podem causar diferenças nos resultados obtidos com a não linearidade distribuída e concentrada.

Na Figura 3.19 comparam-se as curvas momento-curvatura obtidas a partir do programa BIAx, a aproximação introduzida no programa SAP2000 e a obtida com o programa SeismoStruct, para o ponto de Gauss próximo do nó 1. Daqui conclui-se que, sem armadura transversal e sem esforço axial, os comportamentos da secção de betão armado obtidos pelo programa BIAx ou pelo programa SeismoStruct são bastante semelhantes.

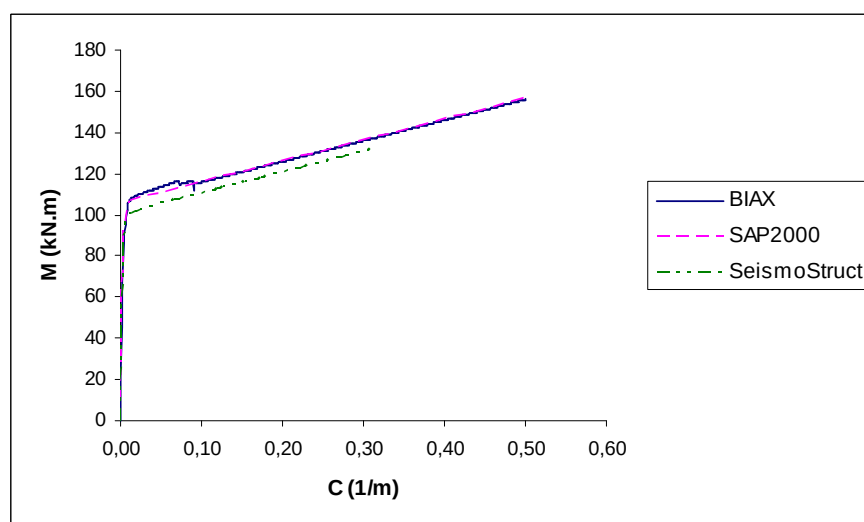


Fig.3.19 – Relações momento-curvatura obtidas nos programas BIAx e SeismoStruct

Nas Figuras 3.20 e 3.21 comparam-se as curvas de capacidade da estrutura calculadas pelos programas SeismoStruct e SAP2000 com a introdução das rótulas plásticas que traduzem o comportamento obtido pelo programa BIAx.

A distribuição de cargas crescente é uma distribuição uniforme, em que as forças são aplicadas nos nós 2 e 3 do pórtico, e o nó de controlo é o nó do centro de massa da viga. Optou-se por determinar a curva de capacidade até um valor do deslocamento do seu topo igual a 0,325 metros, valor que se considerou ser suficientemente elevado.

São comparados os vários comprimentos de rótula em estudo, sendo que na Figura 3.20 as localizações das rótulas plásticas são as extremidades dos elementos e na Figura 3.21 são os pontos cuja distância a estas últimas é igual a metade do comprimento de rótula.

Da observação das Figuras 3.20 e 3.21 pode-se concluir que as várias expressões para a obtenção do comprimento da rótula plástica conduzem a resultados muito próximos e que as rótulas plásticas devem ser introduzidas a uma distância igual a metade do comprimento de rótula das extremidades dos elementos.

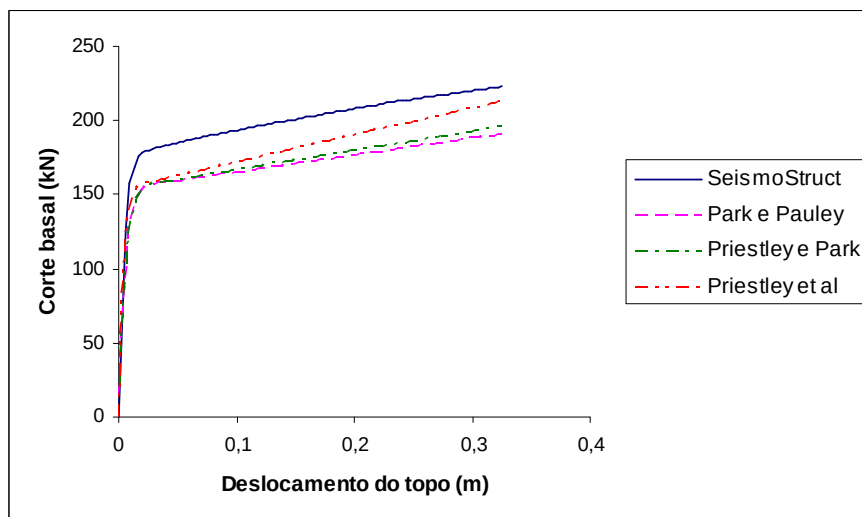


Fig.3.20 – Comparação das curvas de capacidade do pórtico com rótulas introduzidas nas extremidades dos elementos

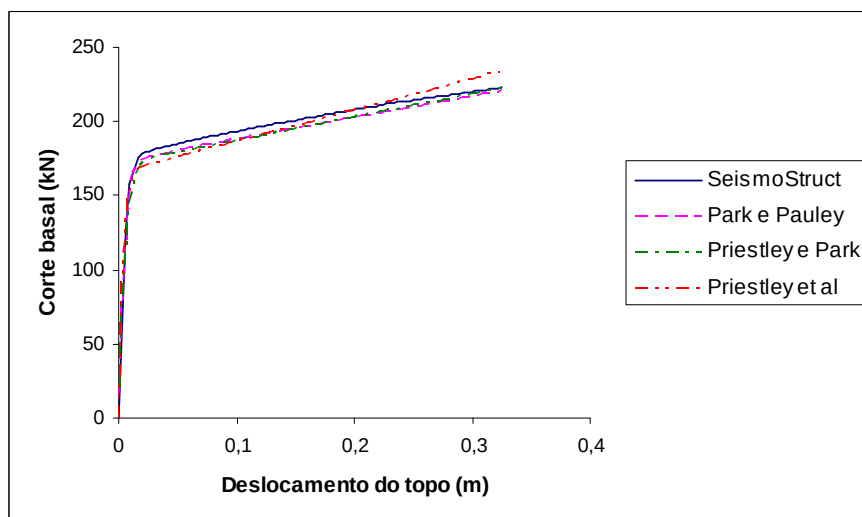


Fig.3.21 – Comparação das curvas de capacidade do pórtico com rótulas introduzidas a uma distância igual a metade do comprimento de rótula das extremidades dos elementos

3.4.3.3. Influência do esforço axial

Para estudar a influência do esforço axial, realiza-se o mesmo estudo com a introdução de massas concentradas nos nós 2 e 3 do pórtico, representando o peso próprio da estrutura. Para estudar a influência do esforço axial nas relações momento-curvatura das secções de betão armado e no cálculo

da curva de capacidade do pórtico, efectua-se análises com massas concentradas de valor igual a 8 e 20 toneladas.

Na Figura 3.22 pode comparar-se as diferentes leis de comportamento da secção submetida aos vários níveis de esforço axial, obtidas no programa BIAx.

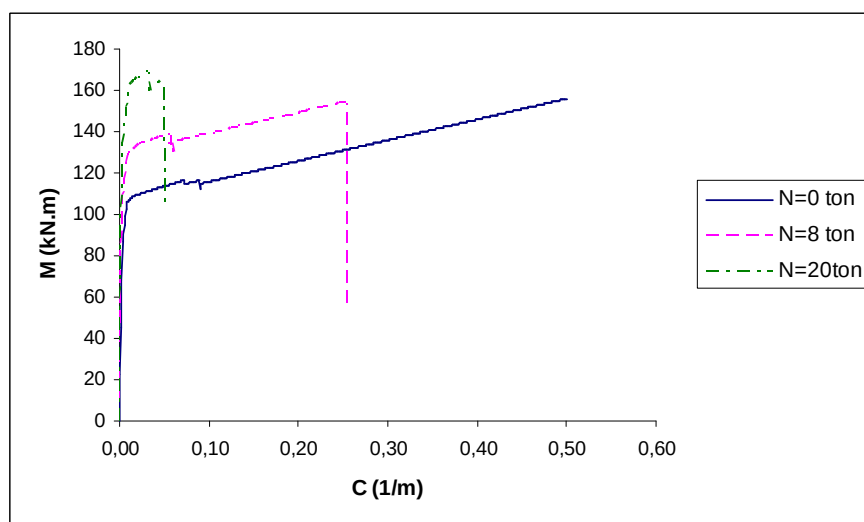


Fig.3.22 – Influência do esforço axial na relação momento-curvatura

Da observação da Figura 3.22 conclui-se que com o aumento do esforço axial de compressão a que a secção de betão armado está sujeita, aumenta também o seu momento flector mobilizável, mas diminui a sua ductilidade disponível.

Segundo Vaz [5] concluiu, se a secção estiver sujeita a um esforço axial acima do ponto para o qual as extensões de rotura do betão e de cedência das armaduras ocorrem simultaneamente, ou seja, acima do seu ponto de balanceamento, a ductilidade disponível diminui drasticamente e verificam-se degradações de resistência importantes associadas ao ramo descendente do diagrama tensões-extensões do betão, dado que, em tais condições, a capacidade de deformação inelástica deve-se apenas ao comportamento do betão à compressão pelo facto de não ter sido atingida a cedência das armaduras traccionadas e consequentemente não ser mobilizada a contribuição da ductilidade do aço para a ductilidade em curvatura da secção [1].

Em relação ao programa SAP2000, a ductilidade disponível não pode ser modelada devido à impossibilidade de traduzir o comportamento momentos-curvaturas após a secção atingir o seu momento máximo mobilizável. Assim, neste trabalho as rótulas plásticas traduzirão o comportamento da secção até este ponto e, após este ser atingido, opta-se por um comportamento em que a curvatura aumenta sem variação do momento actuante.

Na Figura 3.23 estão representadas as aproximações das curvas correspondentes aos dois níveis de esforço axial introduzidos nos pilares introduzidas como rótulas plásticas no programa SAP2000. A sua comparação com as curvas obtidas pelo programa SeismoStruct correspondentes ao ponto de Gauss próximo do nó 1 é possível através da observação da Figura 3.24.

Por outro lado o esforço axial num pilar de uma estrutura sujeita a acções horizontais pode sofrer variações importantes devidas, essencialmente, ao facto de uma parcela dos momentos derrubantes ser

equilibrada por forças de tracção-compressão nos pilares. Estas variações, com influência na relação momentos-curvaturas, não podem ser introduzidas no programa SAP2000 pois a lei de comportamento é definida no início da análise e não pode ser alterada durante a sua realização. Em estruturas sujeitas à acção sísmica estas variações conterão também uma parcela correspondente ao efeito das vibrações verticais induzidas à estrutura [5].

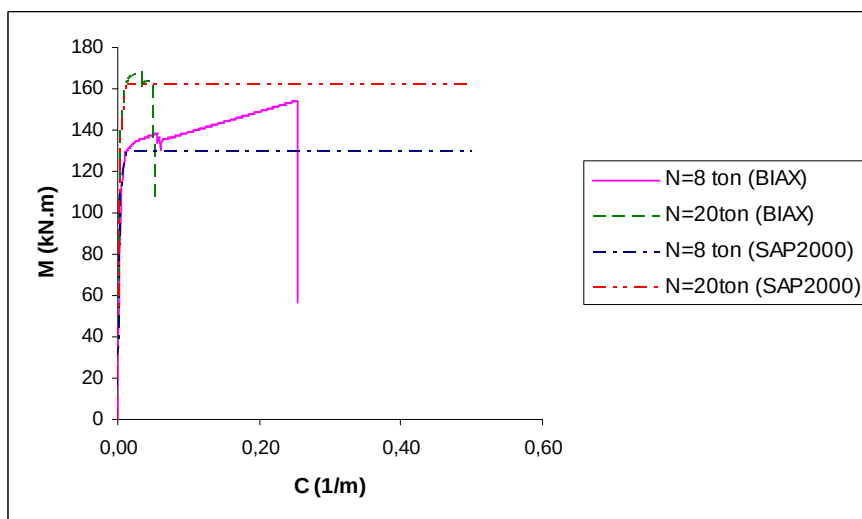


Fig.3.23 – Rótulas plásticas introduzidas no programa SAP2000 para estudo da influência do esforço axial

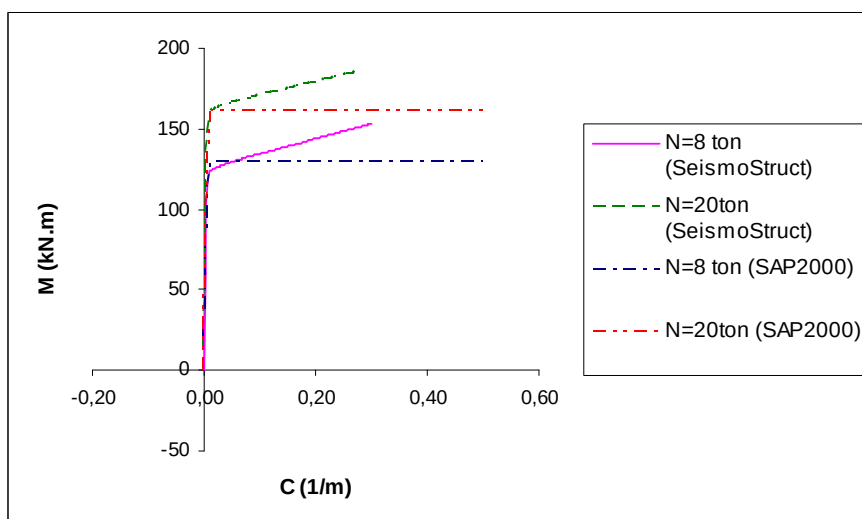


Fig.3.24 – Comparação entre as relações momento-curvatura obtidas no programa SeismoStruct e as introduzidas no programa SAP2000

É então comparado o cálculo da curva de capacidade do pórtico feito com as duas modelações distintas, sendo que no programa SAP2000 se utilizam os três comprimentos de rótula já estudados anteriormente. Em relação à localização das rótulas, o estudo anterior sem esforço axial inviabilizou já a hipótese de serem introduzidas nas extremidades dos elementos, logo estuda-se aqui somente a outra

hipótese estudada, que é a de as rótulas serem introduzidas a uma distância igual a metade do comprimento de rótula das extremidades do elemento. Os resultados das curvas de capacidade incluindo o efeito do esforço axial podem ser observados nas Figuras 3.25 e 3.26.

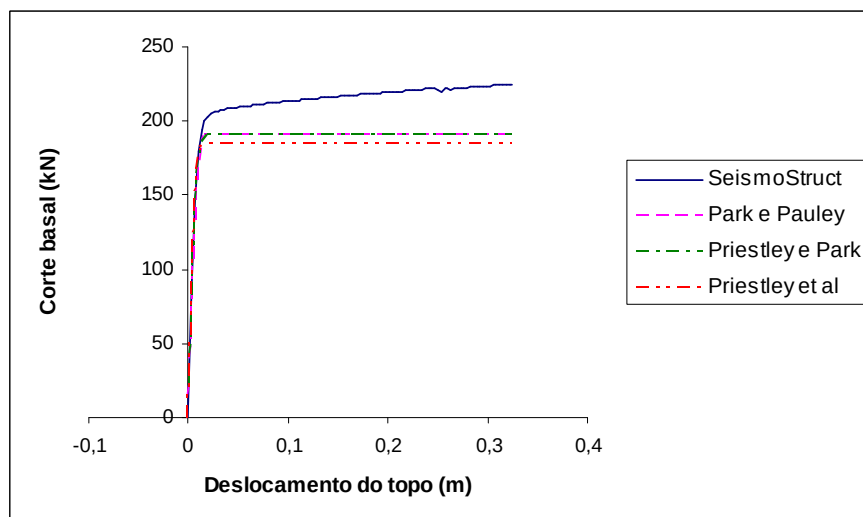


Fig.3.25 – Comparação das curvas de capacidade com um esforço axial nos pilares igual a 8 toneladas

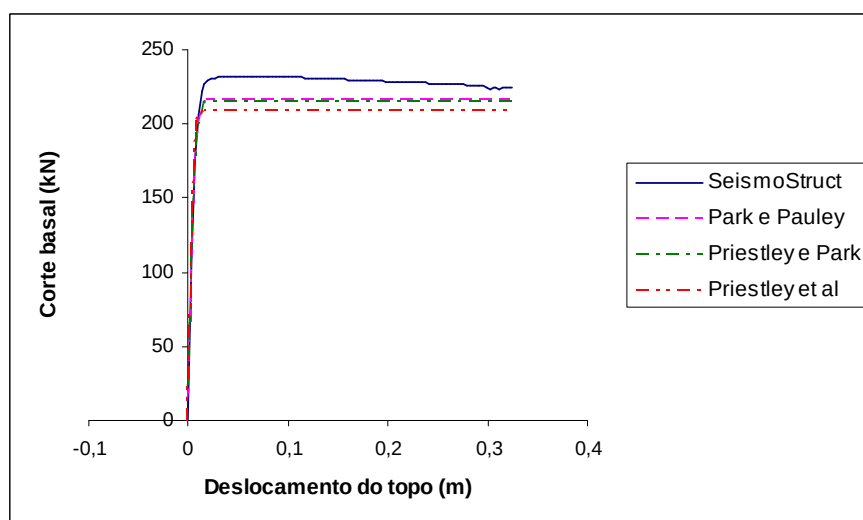


Fig.3.26 – Comparação das curvas de capacidade com um esforço axial nos pilares igual a 20 toneladas

Conclui-se então que não existem diferenças significativas de resultados fazendo variar o comprimento de rótula. No entanto a proposta feita por Park e Pauley [44], além de ser a mais expedita, é a que produz resultados mais semelhantes aos obtidos recorrendo à modelação com não linearidade distribuída.

Nas Figuras 3.25 e 3.26 observa-se uma maior diferença de resultados entre os programas SeismoStruct e SAP2000 do que se pode observar quando as análises não contavam com o peso próprio da estrutura. Uma das razões que podem explicar esta diferença é o facto de o esforço axial ser

considerado como constante no programa SAP2000. Já no programa SeismoStruct, o esforço axial dos elementos é actualizado após cada passo da análise, traduzindo assim de uma forma mais precisa o comportamento real da estrutura.

De forma a compreender-se a influência do esforço axial na curva de capacidade de uma estrutura, na Figura 3.27 estão comparados os resultados obtidos da curva de capacidade pelo programa SeismoStruct sem o efeito do peso próprio da estrutura e com os dois níveis de massa que posteriormente se introduziu.

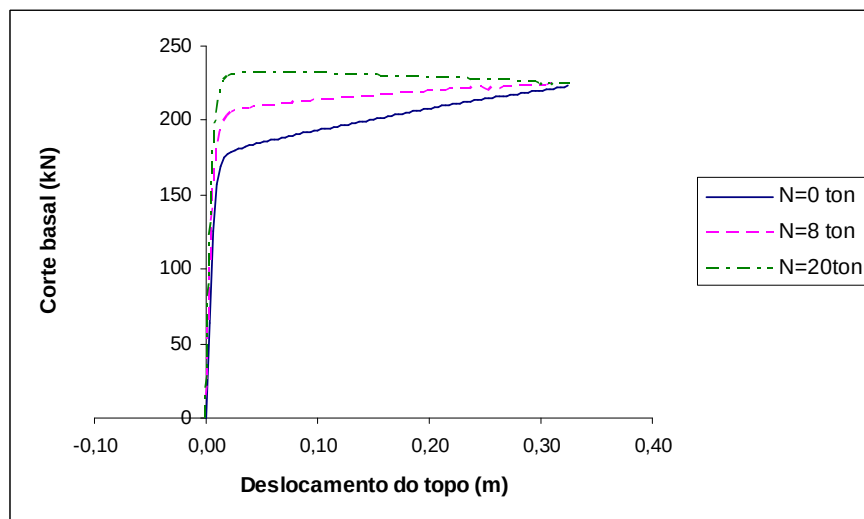


Fig.3.27 – Influência do esforço axial no cálculo da curva de capacidade pelo programa SeismoStruct

Como se previa, com o aumento do esforço axial, aumenta o máximo corte basal da estrutura, mas piora o seu comportamento no que respeita à ductilidade.

3.4.3.4. Influência do confinamento

Considerando um peso próprio igual a 20 toneladas concentradas nos nós 2 e 3, pretende-se estudar o efeito do confinamento no comportamento não linear das estruturas de betão armado. Nas duas modelações utilizadas é definido um factor de confinamento igual à razão entre a resistência à compressão do betão confinado e do betão não confinado. No programa SeismoStruct esse factor é introduzido directamente, enquanto no programa BIAx é introduzida a armadura transversal, o seu espaçamento e a sua tensão de cedência, o que permite calcular o factor K dado pela equação (85) que, como se pode verificar na Figura 3.13, também é definido como a razão entre as resistências à compressão do betão confinado e do betão não confinado.

Na Figura 3.28 pode comparar-se o efeito do confinamento na lei de comportamento, calculada pelo programa BIAx, da mesma secção estudada anteriormente com um esforço axial de 20 toneladas, introduzindo uma armadura transversal de 8 milímetros espaçada de 7,5 centímetros e uma de 12 milímetros espaçada de 3,3 centímetros. Estas correspondem, com uma resistência à compressão do betão igual 20,75 MPa, uma tensão de cedência da armadura igual a 380 MPa e um recobrimento de 2,5 centímetros, a factores de confinamento igual a 1,2 e a 2, respectivamente.

A ductilidade do betão, nomeadamente depois de atingida a tensão máxima, é muito influenciada pela existência de armaduras transversais de cintagem. Tal cintagem provoca um confinamento passivo associado ao impedimento da expansão lateral devida ao efeito de Poisson. Este impedimento será tanto mais eficaz quanto mais rígidas foram as cintas e quanto mais contínua for a sua distribuição [5].

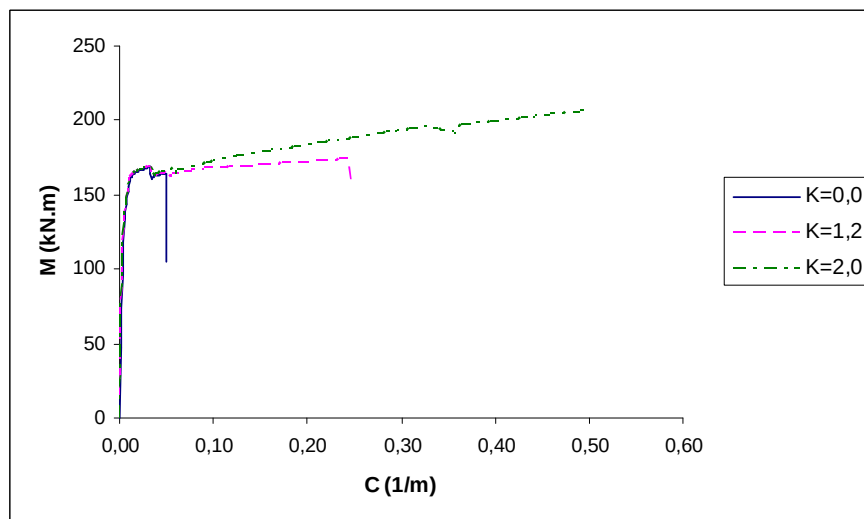


Fig.3.28 – Influência do confinamento na relação momento-curvatura calculada pelo programa BIAx

De uma publicação do CEB [53] especialmente dedicada ao efeito do confinamento em secções de betão armado é possível tirar as seguintes conclusões [5]:

- O confinamento não influencia significativamente a maior parte do ramo ascendente do diagrama tensão-extensão do betão;
- A ductilidade do betão aumenta significativamente com o confinamento. Este aumento de ductilidade traduz-se por um aumento da extensão (relativamente à situação de ausência de confinamento) para a qual se verifica a tensão máxima e pela diminuição da pendente do diagrama tensão-extensão após ser atingida a extensão correspondente à tensão máxima;
- O efeito do confinamento na resistência do betão é uma matéria controversa. Enquanto alguns autores não verificaram aumentos de resistência devidos ao confinamento, alguns verificaram aumentos moderados e existem ainda outros que verificaram grandes aumentos da tensão máxima do betão devido a este efeito.

Na Figura 3.28 pode-se observar que a presença da armadura transversal melhora significativamente a ductilidade da secção, não se verificando aumentos do momento máximo mobilizável. Assim, considerando a modelação com não linearidade concentrada, o efeito do confinamento não é importante, pois, como já foi explicado, não é possível modelar o comportamento da secção após atingir o seu momento flector máximo. Portanto, a curva de capacidade calculada pelo programa SAP2000 será bastante semelhante à calculada anteriormente, sem a consideração da armadura transversal.

Em relação ao programa SeismoStruct, as curvas de capacidade calculadas estão representadas na Figura 3.29, para os diferentes níveis de confinamento.

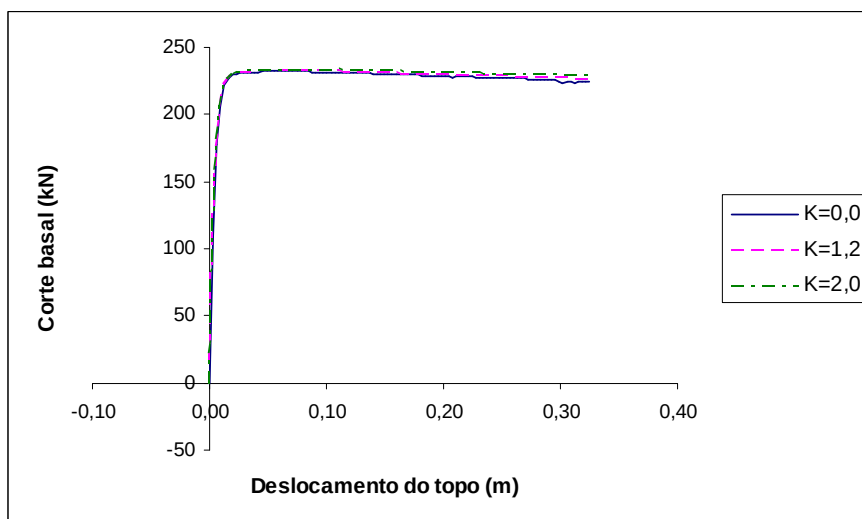


Fig.3.29 – Influência do confinamento no cálculo da curva de capacidade no programa SeismoStruct

Na realidade, não se verificam diferenças em relação ao corte basal máximo a que o pórtico pode estar submetido.

Relativamente ao comportamento da estrutura após atingir esse esforço, ao contrário do que se poderia esperar pela observação da Figura 3.28, é semelhante para qualquer nível de confinamento considerado. Isto deve-se à diferença entre os modelos do betão considerados nos programas SeismoStruct e BIAx. Mais especificamente, deve-se à diferença entre o efeito do confinamento na ductilidade do betão considerado em cada um dos modelos, como se pode verificar pelas Figuras 3.17 e 3.18.

Na Figura 3.30, são comparadas as diferentes relações momento-curvatura obtidas pelos programas BIAx e SeismoStruct para a base do pilar 1-2, considerando os diferentes níveis de confinamento.

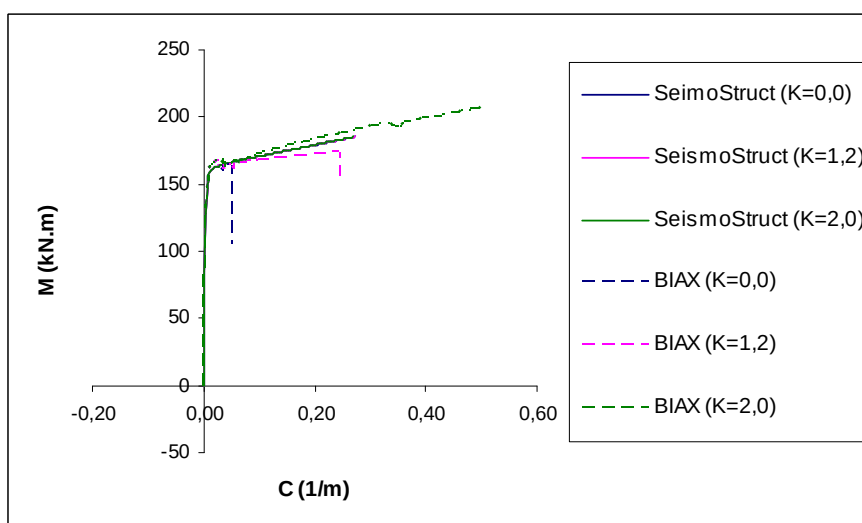


Fig.3.30 – Relações momento-curvatura obtidas nos programas BIAx e SeismoStruct para diferentes níveis de confinamento

Verifica-se que, para este nível de esforço axial, o confinamento não tem um efeito significativo na relação momento-curvatura da secção quando calculada pelo programa SeismoStruct, ao contrário do programa BIAx.

3.4.4. PONTO DE APLICAÇÃO DAS FORÇAS

O estudo do ponto de aplicação das forças é importante, pois apesar de o Eurocódigo 8 ser bem específico em relação a este ponto quando recomenda que as forças devem ser aplicadas nos pontos onde se encontram discretizadas as massas concentradas da estrutura, uma abordagem usual é a de considerar desprezável o efeito da deformação axial das vigas e aplicar as forças de um só lado do pórtico, como na Figura 3.31.

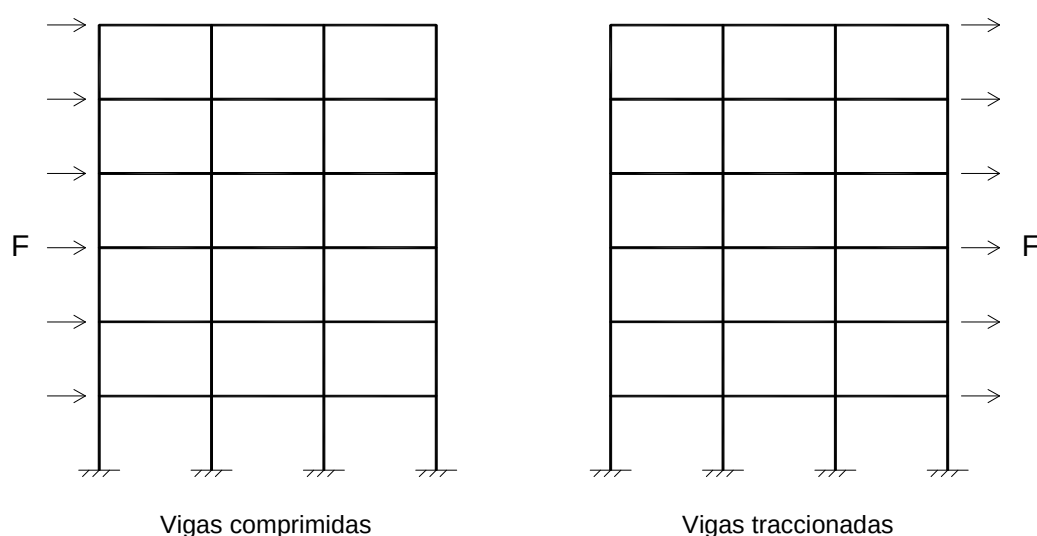


Fig.3.31 – Abordagem convencional de aplicação das forças

Quando as forças são aplicadas só de um lado da estrutura, acontece uma das duas situações ilustradas na Figura 3.31. Assim, as forças estão a gerar esforços de compressão ou tracção nas vigas, consoante o lado de aplicação.

Quando estão comprimidas, as vigas têm uma rigidez maior e, conseqüentemente, haverá uma maior transferência de esforços para as mesmas, tornando necessária a actuação de uma força maior para se obter o mesmo deslocamento objectivo.

Quando submetidas a esforços de tracção, as vigas perdem muita rigidez, já que o betão praticamente não tem resistência à tracção. Assim, os esforços nos pilares são mais elevados sendo preciso forças menores para atingir o mesmo nível de deslocamentos.

Não é possível quantificar qual o esforço axial é que as vigas de um pórtico estarão sujeitas quando a estrutura é solicitada por uma acção sísmica, daí a recomendação do Eurocódigo 8 em que as forças são aplicadas nos nós das massas concentradas. Estando as forças horizontais distribuídas ao longo das vigas, o seu esforço axial será minimizado relativamente à opção de aplicá-las todas num só lado do pórtico.

Pretende-se aqui estudar a influência do esforço axial das vigas nos resultados das curvas de capacidade da estrutura. No programa SAP2000 não são esperadas diferenças, pois a deformação axial das vigas é muito pequena já que a sua rigidez tanto à compressão como à tracção é $E_c \cdot A$, em que E_c é o módulo de elasticidade elástico do betão e A é a área da secção. Já no programa SeismoStruct poderão existir algumas diferenças já que conta com o comportamento não linear de resposta a esforços axiais da secção.

Nas Figuras 3.32 e 3.33 comparam-se as curvas de capacidade do pórtico em estudo neste subcapítulo, considerando o peso próprio de 20 toneladas nos nós 2 e 3 e o factor de confinamento no caso do programa SeismoStruct igual a 1,2, calculadas com uma distribuição uniforme de forças, em que estas são aplicadas de três formas distintas: uma comprimindo as vigas, outra em que não se geram esforços axiais significativos e outra traccionando-as. As Figuras 3.32 e 3.33 dizem respeito às curvas calculadas nos programas SeismoStruct e SAP2000, respectivamente.

Pela observação das Figuras 3.32 e 3.33 conclui-se que no programa SAP2000 as diferenças são desprezáveis, enquanto que no programa SeismoStruct a influência do ponto de aplicação das forças já é bastante significativa. Portanto, pretendendo minimizar o esforço axial nas vigas de forma a não aumentar ou diminuir a sua rigidez, neste trabalho as forças serão aplicadas nos nós em que estão localizadas as massas concentradas, como previsto no Eurocódigo 8.

Em relação à abordagem mais convencional, que é a de aplicar as forças somente num dos lados do pórtico, pensa-se que é devida ao facto de ser mais usual o cálculo de curvas de capacidade em programas que recorrem a uma modelação com não linearidade concentrada. Nestes casos, não está modelado o comportamento não linear tensões-extensões para esforços axiais das secções de betão armado. Assim, como já foi referido, não há diferenças relativamente ao ponto de aplicação das forças.

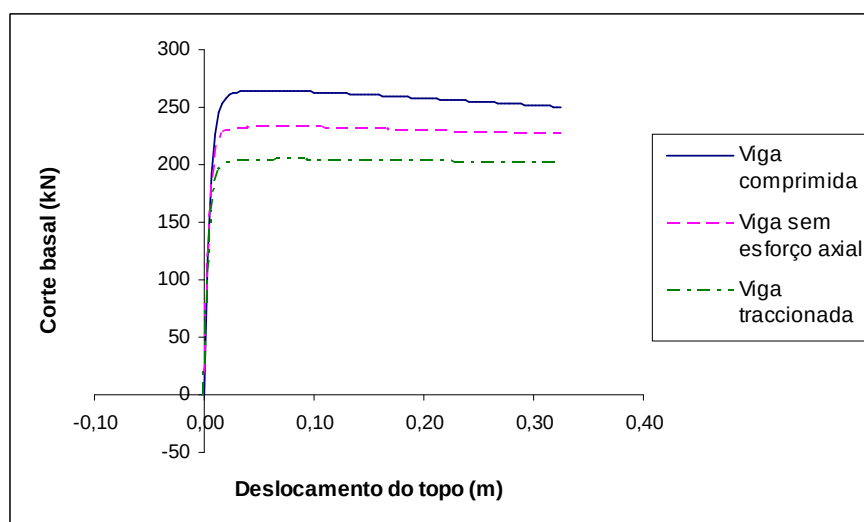


Fig.3.32 – Comparação das curvas de capacidade calculadas pelo programa SeismoStruct com diferentes pontos de aplicação das forças

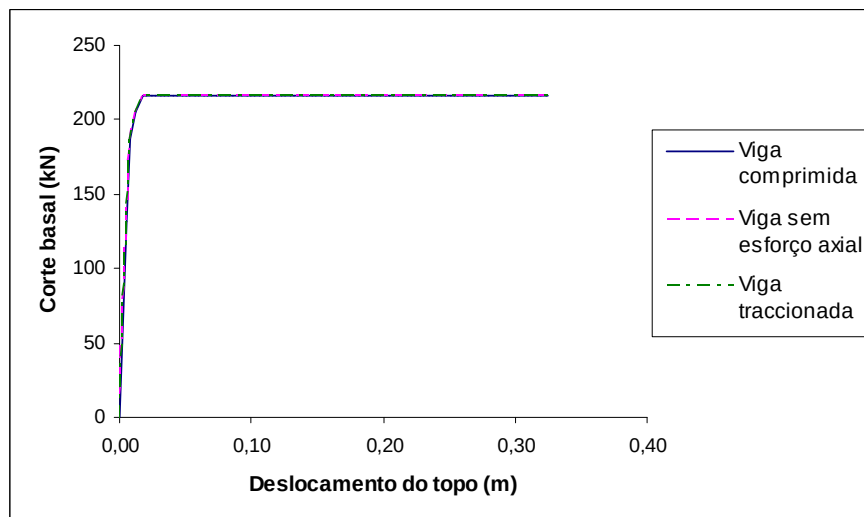


Fig.3.33 – Comparação das curvas de capacidade calculadas pelo programa SAP2000 com diferentes pontos de aplicação das forças

Em todos os estudos realizados até este ponto, o nó de controlo para o cálculo das curvas de capacidade tem sido o centro de massa da viga, como é recomendado pelo Eurocódigo 8. No entanto, existem casos em que pode não ser possível calcular o centro de massa do topo da estrutura de uma forma expedita e, mesmo depois de calculado, haveria a necessidade de ter um nó definido nesse exacto ponto. Torna-se então mais simples considerar o nó de controlo como o nó de uma das extremidades do topo do pórtico. Caso as vigas estivessem sujeitas a um esforço axial considerável, poderia haver diferenças nos resultados devidas a esta consideração. Como se optou por realizar as análises minimizando o esforço axial nas vigas, esta consideração não terá uma influência significativa nos resultados das análises.

3.4.5. DISCRETIZAÇÃO DOS ELEMENTOS DAS ESTRUTURAS

Relativamente à discretização dos elementos das estruturas, como já foi referido, nos estudos realizados, tanto os pilares como a viga foram discretizados em quatro elementos, dois mais curtos nas extremidades e dois mais compridos no centro. Pretende-se estudar a influência desta discretização no resultado final, ou seja, no cálculo da curva de capacidade.

Para isso utilizam-se quatro modelações do pórtico distintas: uma em que os pilares e a viga são modelados como um elemento único, outra em que são modeladas como dois elementos de comprimento igual a metade do total, outra em que os pilares e a viga são discretizados em três elementos, dois mais curtos nas extremidades de comprimento igual a 25% do total e outro no centro com comprimento igual a 50%, e ainda a modelação com que têm sido realizados os estudos até este ponto. Pode-se comparar as curvas de capacidade determinadas pelos programas SeismoStruct e SAP2000 nas Figuras 3.34 e 3.35, respectivamente.

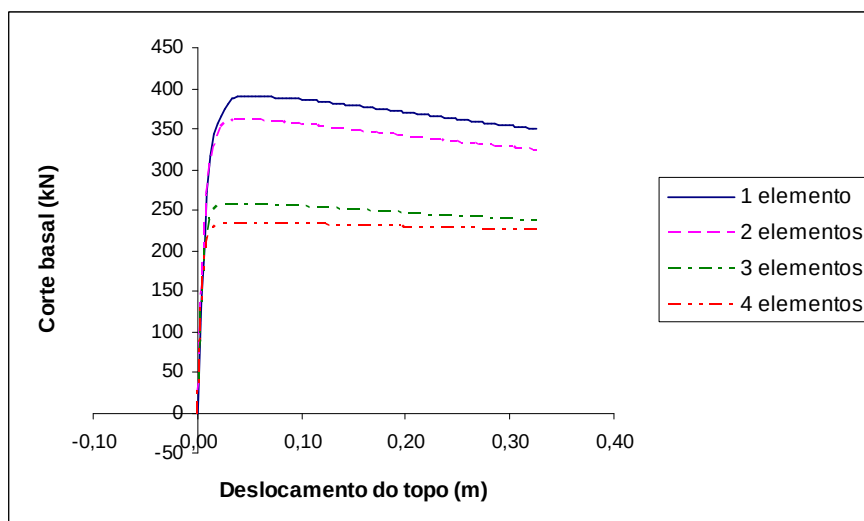


Fig.3.34 – Influência da discretização dos elementos no cálculo da curva de capacidade pelo programa SeismoStruct

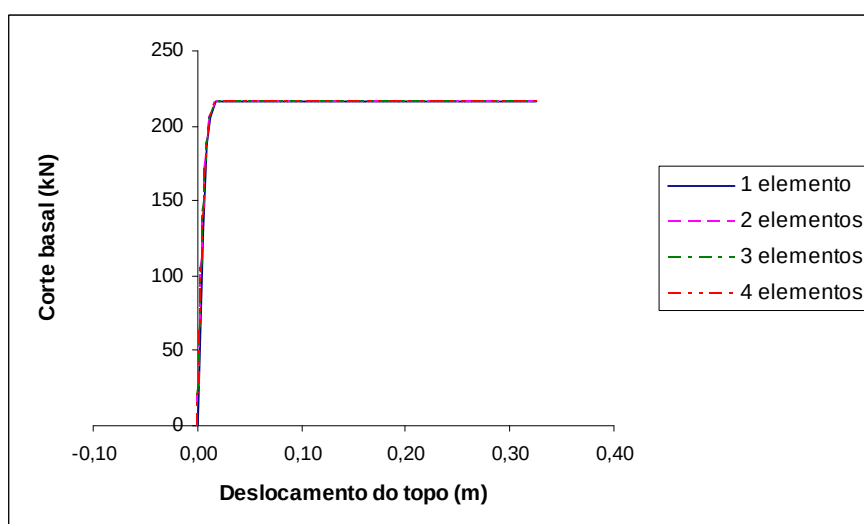


Fig.3.35 – Influência da discretização dos elementos no cálculo da curva de capacidade pelo programa SAP2000

Verifica-se então que no caso do programa SeismoStruct, a discretização dos elementos do pórtico tem uma influência considerável no cálculo da curva de capacidade enquanto que no programa SAP2000 esta influência é nula. Isto deve-se ao facto de, no programa SAP2000, as rotações nas extremidades dos elementos serem calculadas através da lei imposta pelas rótulas plásticas, e assim representarem as rotações plásticas esperadas no elemento para um dado carregamento. Já no programa SeismoStruct, se foram considerados elementos muito compridos nas zonas onde o efeito da não linearidade é mais importante, não são bem traduzidas as discontinuidades de rotações. Assim, quanto maior for a discretização dos elementos, principalmente na região onde se espera que o comportamento não linear seja mais significativo, mais real será a resposta obtida pelo programa SeismoStruct.

Apesar de no programa SAP2000 se obter uma resposta global do pórtico invariável para qualquer nível de discretização, o mesmo não acontece com a resposta individual de cada elemento. Na Figura 3.36 estão representados os deslocamentos do pilar 1-2 para os diferentes níveis de discretização.

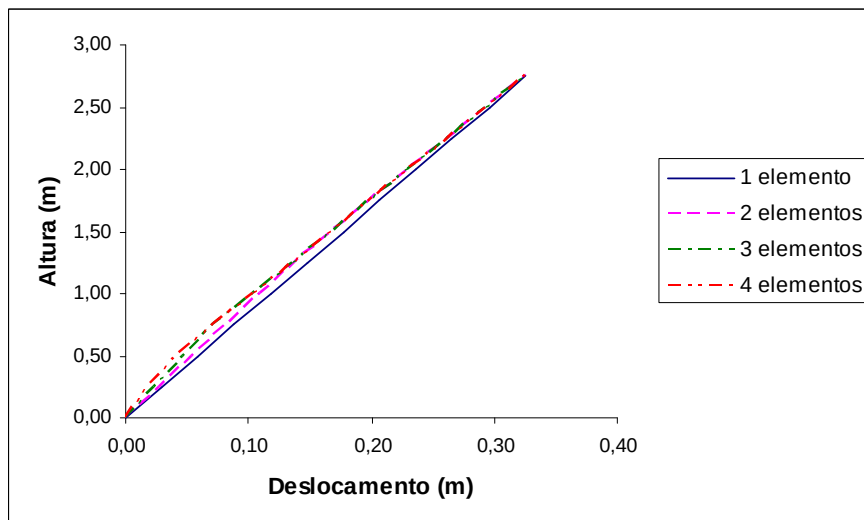


Fig.3.36 – Influência da discretização dos elementos na resposta individual do pilar 1-2

Apesar de as rotações nas extremidades serem iguais para qualquer nível de discretização devido à presença das rótulas plásticas nessas localizações, os deslocamentos não o são. Na realidade, devido às descontinuidades de rotações, a aproximação do comportamento real do elemento é tanto mais precisa quanto maior for a subdivisão do elemento. Este facto deve-se à necessidade de várias equações governadoras da deformação do elemento para ter em conta as descontinuidades de rotações impostas pelas rótulas plásticas.

3.4.6. CONCLUSÕES

Pretendendo-se estudar a influência de vários parâmetros da modelação das estruturas, realizaram-se várias análises num pórtico idealizado tal que fosse possível efectuar a modelação e cálculo de uma forma expedita, variando esses mesmos parâmetros.

Assim, comparou-se os modelos de comportamento dos materiais obtidos através das duas propostas anteriormente apresentadas. Em relação ao aço, os modelos de comportamento de resposta a um carregamento monotónico, como o utilizado em análises “pushover”, é igual. Já em relação ao betão, verificou-se diferenças significativas, principalmente no seu comportamento dúctil. No entanto, dado que a ductilidade do betão não tem uma influência muito significativa no comportamento global da secção de betão armado, considerou-se irrelevante este facto.

Relativamente à localização das rótulas plásticas, duas abordagens poderiam ser feitas: localizá-las nas extremidades dos elementos ou localizá-las no ponto médio do comprimento de rótula definido para cada extremidade. A comparação dos resultados, no pórtico sem peso próprio e sem armadura transversal nas secções, permitiu concluir que a segunda abordagem produz resultados semelhantes aos obtidos com a modelação com não linearidade distribuída, que se admite que representa melhor a realidade. Daí que nas análises efectuadas aos pórticos dos edifícios em estudo neste trabalho,

recorrendo à modelação com não linearidade concentrada, as rótulas plásticas devem ser aplicadas a uma distância igual a metade do comprimento de rótulas das extremidades dos elementos.

No estudo do comprimento da rótula plástica, compararam-se três propostas diferentes dadas pelas equações (82), (83) e (84). Concluiu-se que as diferenças entre elas não são significativas, mas que a que produziu melhores resultados, além de ser a mais expedita, é a proposta de Park e Pauley [44] dada pela equação (82). Apesar de não se poder concluir sobre qual dos comprimentos de rótula produz resultados mais precisos num estudo baseado somente num pórtico como o analisado neste capítulo, a referida proposta da equação (82), pela sua simplicidade, é a mais atractiva, já que se verificou que todas as propostas analisadas produzem resultados idênticos.

Na realização deste estudo do comprimento de rótula compararam-se os resultados do pórtico obtidos com e sem peso próprio, de modo a permitir tirar conclusões sobre o efeito do esforço axial. Na realidade, quanto maior é o esforço axial de uma secção de betão armado, maior será o seu momento máximo mobilizável e menor será a sua ductilidade disponível.

O estudo sobre o efeito das armaduras transversais nos resultados obtidos pelo programa BIAx, permitiu concluir que tem influência ao nível da ductilidade da secção, pois quanto maior for o confinamento, maior será a sua extensão última, e que não influencia o momento flector máximo, apesar de esta conclusão não ser unânime, já que alguns autores defendem precisamente o contrário. Em relação à ductilidade, a conclusão realçada já é unânime, mas como o comportamento não linear de uma secção após atingir o seu momento máximo não pode ser modelado no programa SAP2000, as rótulas plásticas introduzidas não sofrem nenhuma alteração significativa devida ao efeito da armadura transversal. Logo, esta não tem influência nas curvas de capacidade calculadas com a modelação onde a não linearidade está concentrada. No programa SeismoStruct, verificou-se que o confinamento não produziu nenhuma diferença significativa nos resultados, para o nível de esforço axial considerado. A diferença na ductilidade da lei momento-curvatura determinada pelos programas BIAx ou SeismoStruct é devida aos modelos do betão considerados em cada um dos programas.

Outro aspecto que foi estudado foi a ponto de aplicação das forças ao calcular a curva de capacidade da estrutura. Comparou-se a curva obtida com as forças aplicadas de forma a comprimir as vigas, a traccioná-las e de forma a que estas tivessem um esforço axial aproximadamente igual a zero ao longo de toda a análise. Verificou-se que estas diferentes abordagens podem ter uma influência bastante considerável nos resultados finais. Portanto, as forças não devem ser aplicadas de um só lado do pórtico para simplificar a análise, mas devem ser aplicadas nas massas concentradas como previsto no Eurocódigo 8. Assim, pretende-se que o esforço axial das vigas não tenha influência no cálculos, já que a sua contabilização quando o pórtico é realmente solicitado por uma acção sísmica é muito difícil de ser executada. Assim, considera-se que a melhor aproximação possível é não considerar o esforço ao realizar a análise “pushover”. Além disso, a deformação axial das vigas é insignificante no programa SAP2000, já que a sua rigidez mantém-se constante ao longo da análise e é igual à rigidez elástica a deformações de tracção e de compressão. Já no programa SeismoStruct, é tida em conta a fendilhação do betão devida a esforços axiais de tracção.

Relativamente à discretização dos elementos necessária para obtenção de resultados precisos, conclui-se o cálculo da curva de capacidade do pórtico no programa SeismoStruct é tanto mais preciso quanto maior for a subdivisão dos elementos em subelementos. Já no programa SAP2000, este factor não tem importância quando se pretende uma resposta global da estrutura, como é o caso da curva de capacidade.

4

ANÁLISE DE RESULTADOS

4.1. DESCRIÇÃO DAS ESTRUTURAS

4.1.1. CONSIDERAÇÕES GERAIS

De forma a comparar os resultados obtidos pela análise “pushover” com recurso às duas modelações apresentadas, neste trabalho são analisados dois modelos de pórticos bidimensionais de edifícios de betão armado, que fazem parte de um conjunto de pórticos estudados num trabalho em desenvolvimento pela Rose School, em que são comparadas diferentes metodologias de análise “pushover” com os resultados da análise dinâmica não linear.

Os dois pórticos apresentados, de 3 e 4 pisos, não foram dimensionados considerando nenhuma acção sísmica e foram projectados de forma a representar, respectivamente, a prática de projecto de construção corrente em Itália na década de 70 e em Portugal nas décadas de 50 e 60. A sua concepção teve como objectivo o estudo da vulnerabilidade sísmica dos edifícios representados.

4.1.2. PÓRTICO DE 3 PISOS

O pórtico de 3 pisos estudado é um pórtico assimétrico e foi projectado, como se referiu, com o objectivo de representar a prática corrente de construção e projecto em Itália na década de 70.

São adoptadas cinco secções diferentes para os pilares, ilustrados na Figura 4.1, e três para as vigas, ilustradas na Figura 4.2.

O edifício, na direcção estudada, é constituído por três vãos de comprimentos diferentes (4,05 metros, 2 metros e 3,5 metros) enquanto que relativamente ao desenvolvimento em altura é constituído por três pisos, tendo o piso inferior uma altura de 2,75 metros e os dois restantes 3,25 metros. A estrutura encontra-se ligada ao exterior através de quatro encastramentos, um em cada uma das bases dos pilares.

O pórtico está ilustrado na Figura 4.3, com a discretização dos elementos e com a indicação das secções atribuídas. Salienta-se o facto de as vigas não terem secção constante ao longo do vão, variando a sua armadura longitudinal. Assim, os subelementos das suas extremidades têm todos uma secção igual à secção *a*, enquanto que as secções indicadas para as vigas na Figura 4.3 dizem respeito aos dois subelementos centrais.

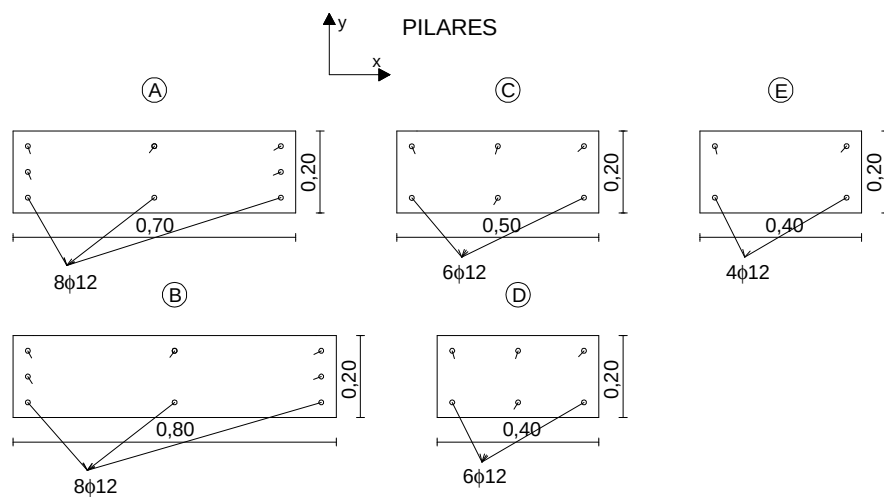


Fig.4.1 – Secções dos pilares do pórtico de 3 pisos

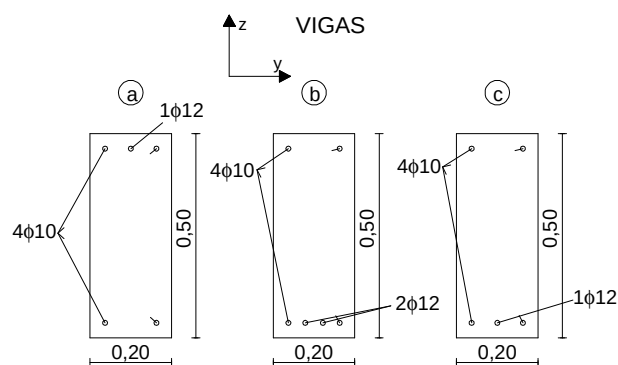


Fig.4.2 – Secções das vigas do pórtico de 3 pisos

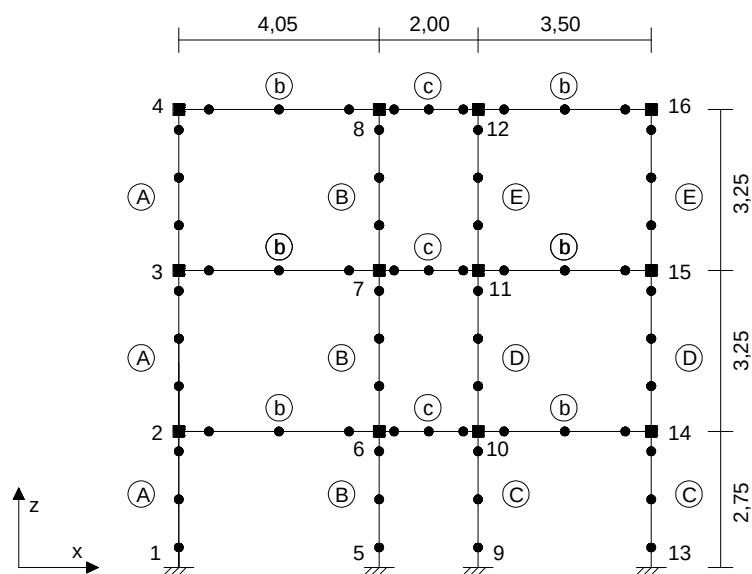


Fig.4.3 – Pórtico de 3 pisos

Atendendo a que as vigas não têm secção constante ao longo de todo o seu comprimento, a região onde se verificam as deformações não lineares pode conter mais do que uma secção. Para os efeitos das análises realizadas no presente trabalho, considera-se que a rotação não linear das vigas só é devida ao subelemento da extremidade da mesma de modo a obter a relação momento-curvatura da secção correspondente.

Em relação à massa aplicada na estrutura, são consideradas doze massas concentradas nos nós de ligação das vigas com os pilares, num total de 100,76 toneladas. A sua distribuição pelo pórtico consta do Quadro 4.1.

Quadro 4.1 – Massas concentradas no pórtico de 3 pisos

Nó	m (ton)	Nó	m (ton)	Nó	m (ton)	Nó	m (ton)
2	8,05	6	15,48	10	4,48	14	8,66
3	8,21	7	15,79	11	4,57	15	8,83
4	5,86	8	11,27	12	3,26	16	6,30

No Quadro 4.2 estão representadas as características dos materiais utilizados para a construção da estrutura.

Quadro 4.2 – Características mecânicas dos materiais do pórtico de 3 pisos

AÇO		BETÃO	
Tensão de cedência (MPa)	380	Resistência à compressão (MPa)	20,75
Módulo de elasticidade (MPa)	211111	Resistência à tracção (MPa)	0,01
Parâmetro de endurecimento	0,00326	Extensão no ponto de tensão máxima	0,005

Foi considerado um factor de confinamento igual a 1,1 para todas as secções do pórtico excepto para a das extremidades das vigas, ou seja, para a secção **a**, cujo factor de confinamento é igual a 1,2.

No Quadro 4.3 estão representadas as características modais da estrutura para os modos de vibração mais relevantes na sua resposta dinâmica.

Quadro 4.3 – Características modais do pórtico de 3 pisos

Modo	Período (s)	Massa efectiva (ton)	Massa efectiva (%)	Massa cumulativa (%)
1	0,34001526	78,443328	77,851655	77,851655
2	0,10389925	14,158474	14,051681	91,903336
3	0,05915011	8,088045	8,027039	99,930375

As características modais são obtidas com o programa SeismoStruct, que ao realizar uma análise modal só tem em conta o comportamento elástico dos materiais, constante durante todo o procedimento de cálculo. Salienta-se o facto de, no cálculo das propriedades mecânicas da secção, o programa ter em conta a presença das armaduras longitudinais.

4.1.3. PÓRTICO DE 4 PISOS

O pórtico de 4 pisos estudado foi projectado por Carvalho *et al* [54] com o objectivo de representar a prática corrente de projecto e construção em Portugal na década de 50 e 60. Este pórtico é caracterizado por ter um “soft storey” no terceiro piso, o que é atribuído a uma alteração drástica na resistência e na rigidez através de uma redução tanto na armadura de reforço como nas dimensões da secção nos pilares entre o segundo e o terceiro piso. Tais características são comuns em edifícios projectados predominantemente para cargas gravíticas e a rotura de um piso a meio da altura do edifício foi observada devido a sismos devastadores no passado.

O pórtico foi projectado no Laboratório Europeu para Avaliação Estrutural em Ispra, Itália. O modelo à escala real foi construído para testes pseudo dinâmicos e foi projectado essencialmente para cargas gravíticas e uma carga lateral correspondente a 8% do peso próprio.

O pórtico bidimensional é assimétrico, é constituído por três vãos de diferentes comprimentos (2,5 metros, 5 metros e 5 metros) e cada um dos quatro pisos tem uma altura de 2,7 metros. A estrutura encontra-se ligada ao exterior através de quatro encastramentos, um cada uma das bases dos pilares.

São adoptadas cinco secções diferentes para os pilares, ilustradas na Figura 4.4, e duas para as vigas, ilustradas na Figura 4.5.

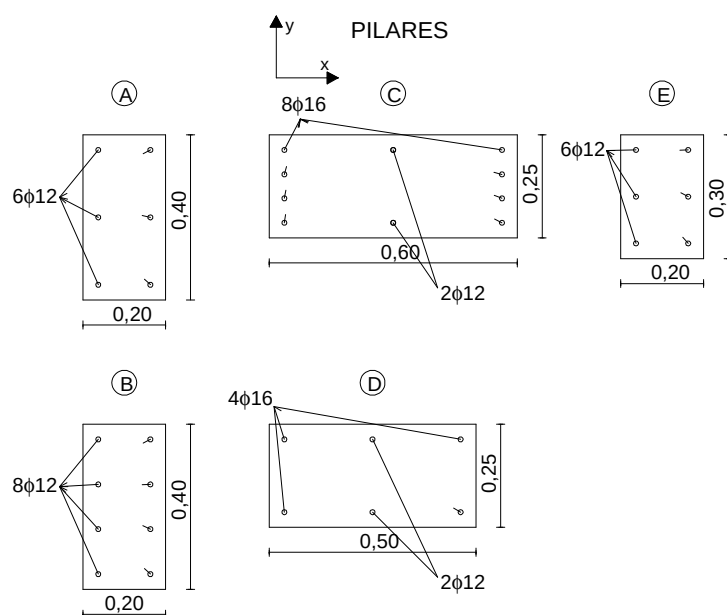


Fig.4.4 – Secções dos pilares do pórtico de 4 pisos

Em relação aos pilares, só um deles está orientado com a sua direcção de maior resistência coincidente com o plano do pórtico, sendo que os outros têm a sua direcção de maior resistência perpendicular ao mesmo plano. As vigas são introduzidas nos programas de cálculo automático considerando uma largura efectiva das lajes igual a 625 milímetros, com uma altura de 150 milímetros.

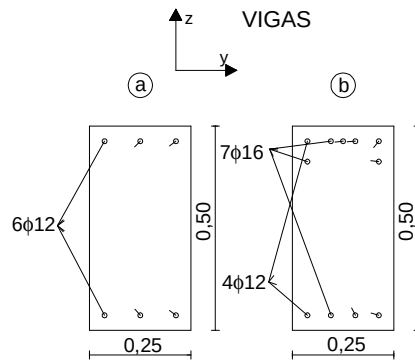


Fig.4.5 – Secções das vigas do pórtico de 4 pisos

Na Figura 4.6 está representado o pórtico, com a discretização dos elementos e com a indicação da sua secção.

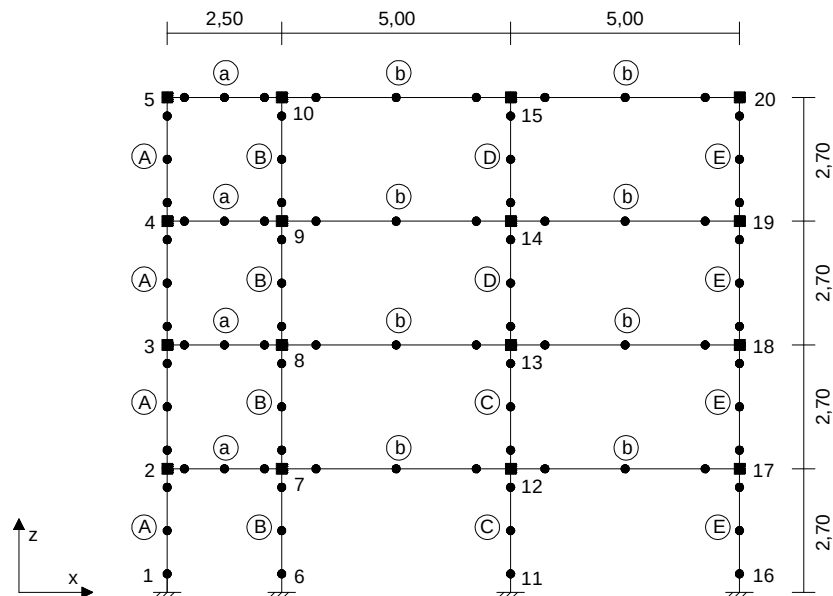


Fig.4.6 – Pórtico de 4 pisos

Estão dezasseis massas concentradas aplicadas no pórtico, uma em cada ligação das vigas com os pilares, num total de 173,92 toneladas. As massas introduzidas estão representadas no Quadro 4.4.

Quadro 4.4 – Massas concentradas no pórtico de 4 pisos

Nó	m (ton)	Nó	m (ton)	Nó	m (ton)	Nó	m (ton)
2	6,05	7	13,14	12	16,69	17	9,60
3	6,05	8	13,14	13	16,69	18	9,60
4	6,05	9	13,14	14	16,69	19	9,60
5	4,51	10	10,99	15	14,23	20	7,75

No Quadro 4.5 estão representadas as características dos materiais utilizados para a construção da estrutura.

Quadro 4.5 – Características mecânicas dos materiais do pórtico de 4 pisos

AÇO		BETÃO	
Tensão de cedência (MPa)	337	Resistência à compressão (MPa)	24
Módulo de elasticidade (MPa)	200000	Resistência à tracção (MPa)	0,01
Parâmetro de endurecimento	0,0024	Extensão no ponto de tensão máxima	0,002

Admitiu-se um factor de confinamento igual a 1,01 para todas as secções.

No Quadro 4.6 estão representadas as características modais da estrutura.

Quadro 4.6 – Características modais do pórtico de 4 pisos

Modo	Período (s)	Massa efectiva (ton)	Massa efectiva (%)	Massa cumulativa (%)
1	0,6431115	144,488481	83,076598	83,076598
2	0,21432752	19,260381	11,074149	94,150747
3	0,12691472	5,877983	3,379666	97,530413

Tal como no pórtico apresentado anteriormente, as características modais são determinadas com recurso ao programa SeismoStruct, logo, aqui também são válidas as considerações feitas no subcapítulo anterior.

4.2. ACÇÃO SÍSMICA

A acção sísmica considerada nas aplicações do método N2 é igual à considerada no já referido trabalho da Rose School e é representada pelo espectro de resposta da NEHRP [55] correspondente à cidade de Los Angeles, com 5% de amortecimento, para uma probabilidade de excedência, em 50 anos, de 10%.

No trabalho em desenvolvimento pela Rose School, de forma a realizar a análise comparativa entre as diferentes metodologias de análise “pushover” e a análise dinâmica não linear, foram ainda seleccionados, a partir de um conjunto de sismos ocorridos nessa mesma região, dez acelerogramas. Estes foram escolhidos tal que fosse minimizado o erro quadrático entre o espectro de resposta correspondente à média das duas componentes horizontais de cada um deles e o espectro de resposta da NEHRP [55] considerado neste trabalho [56].

O acelerograma utilizado nas análises dinâmicas é o resultante da mediana dos dez acelerogramas referidos correspondentes aos sismos já referidos que ocorreram na região de Los Angeles. Os detalhes destes dez sismos estão representados no Quadro 4.7.

Quadro 4.7 – Detalhes dos sismos ocorridos em Los Angeles

Sismo	Magnitude	Distância (km)	Factor de escala	Duração (s)	Aceleração de pico (cm/s^2)
Imperial Valley, 1940, El Centro	6,9	10	2,01	39,38	662,88
Imperial Valley, 1979, Array #5	6,5	4,1	1,01	39,38	478,65
Imperial Valley, 1979, Array #6	6,5	1,2	0,84	39,08	230,08
Landers, 1992, Barstow	7,3	36	3,2	79,98	417,49
Landers, 1992, Yermo	7,3	25	2,17	79,98	353,35
Loma Prieta, 1989, Gilroy	7	12	1,79	39,98	950,93
Northridge, 1994, Newhall	7	6,7	1,03	59,98	644,49
Northridge, 1994, Rinaldi RS	6,7	7,5	0,79	14,945	568,58
Northridge, 1994, Sylmar	6,7	6,4	0,99	59,98	801,44
North Palm Springs, 1986	6	6,7	2,97	59,98	967,61

Na Figura 4.7 está representada não só a mediana dos dez espectros de resposta correspondentes aos sismos referidos, como o espectro de resposta elástico considerado neste trabalho.

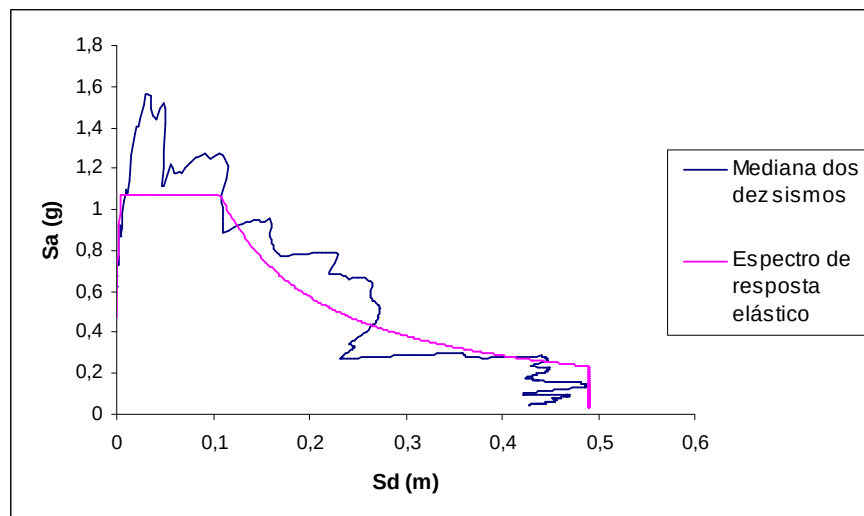


Fig.4.7 – Espectro de resposta considerado para a determinação dos pontos de desempenho

De forma a poder comparar a resposta da estrutura para vários níveis de intensidade da acção sísmica, o deslocamento objectivo de cada estrutura, obtido a partir do espectro de resposta elástico da Figura 4.7, foi determinado considerando diferentes intensidades: 0,25, 0,50, 0,75, 1,00, 1,25 e 1,50.

4.3. DISCUSSÃO DE RESULTADOS

4.3.1. PÓRTICO DE 3 PISOS

4.3.1.1. Curva de capacidade

Como recomendado pelo Eurocódigo 8, para avaliação do desempenho de uma estrutura a uma acção sísmica com recurso à análise “pushover”, deve-se aplicar pelo menos duas distribuições de forças. Neste trabalho aplicaram-se as distribuições recomendadas pelo Eurocódigo 8, uniforme e modal, e ainda uma distribuição triangular, em que a força aplicada em cada nó é proporcional ao produto da massa concentrada e da sua altura.

Além disso, as forças devem ser aplicadas tanto no sentido positivo como no sentido negativo da direcção horizontal da estrutura e devem ser usados os efeitos sísmicos máximos resultantes.

Nas Figura 4.8 e 4.9 estão representadas as curvas de capacidades obtidas para as diferentes distribuições de forças pelos programas SeismoStruct e SAP2000, aplicadas no sentido negativo e positivo, respectivamente.

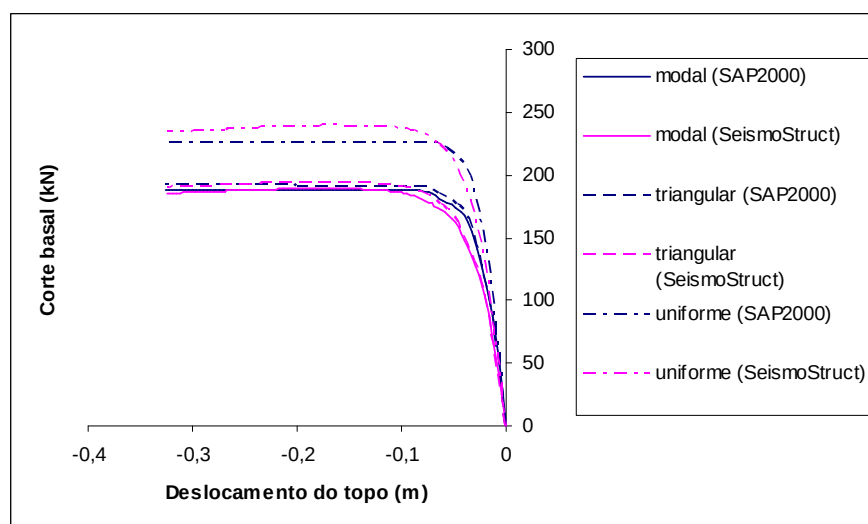


Fig.4.8 – Curvas de capacidade obtidas para o pórtico de 3 pisos no sentido negativo

Verifica-se que a evolução da curva de capacidade apresenta alguma sensibilidade ao padrão de forças aplicadas. A distribuição uniforme, que realça a exigência das zonas inferiores dos pilares, é a que produz esforços de corte mais elevados na base da estrutura.. Relativamente às distribuições modal e triangular, verifica-se que as diferenças das curvas de capacidade obtidas são mínimas, uma vez que a configuração do primeiro modo aproxima-se de uma configuração triangular.

Comparando os dois programas de cálculo automático, conclui-se que as curvas de capacidade calculadas são muito semelhantes, o que permite considerar que a modelação com não linearidade concentrada produz uma boa aproximação do comportamento global da estrutura.

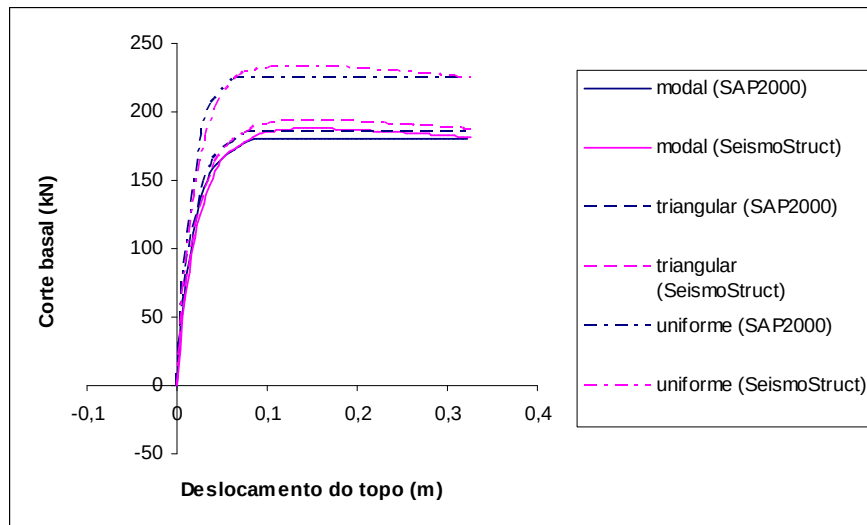


Fig.4.9 – Curvas de capacidade obtidas para o pórtico de 3 pisos no sentido positivo

Na Figura 4.10 pode comparar-se as curvas determinadas nos dois sentidos, pelos dois programas, com a aplicação da distribuição de carga modal.

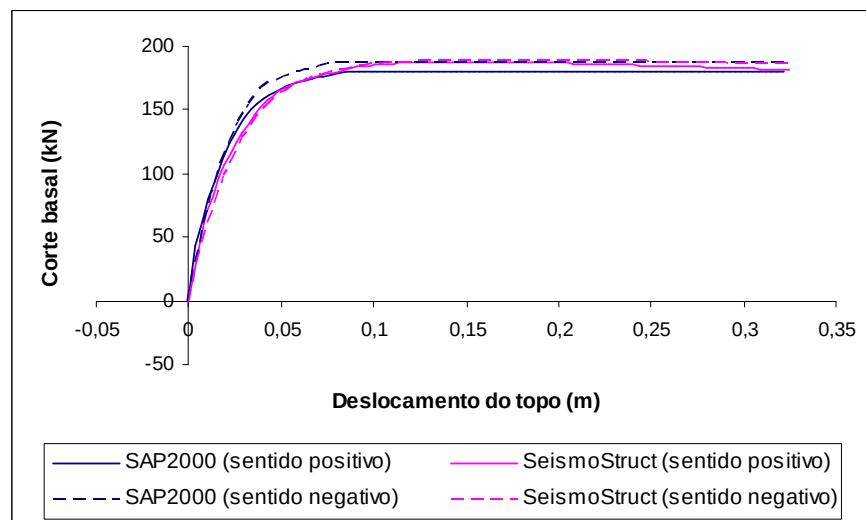


Fig.4.10 – Comparação das curvas de capacidade dos dois sentidos correspondentes à distribuição modal

Pode concluir-se que a resposta do pórtico é semelhante para os dois sentidos de aplicação das forças horizontais. Assim, realiza-se o estudo da resposta do pórtico, no seu ponto de desempenho, somente no sentido negativo.

O esforço axial dos vários elementos do pórtico variam ao longo da evolução da curva de capacidade. A modificação da lei de comportamento momento-curvatura devida a esta variação, é tida em conta no programa SeismoStruct, mas não no programa SAP2000. Neste último, como já foi explicado, as leis momento-curvatura são definidas com um esforço axial constante igual, no caso dos pilares, ao

esforço axial resultante duma análise linear da actuação das cargas permanentes e, nas vigas, igual a zero.

Apesar de os esforços axiais não terem influência no comportamento das vigas, já que estes não atingem valores significativos, o mesmo não ocorre para o comportamento dos pilares. São estes elementos que suportam as cargas permanentes da estrutura e, durante o carregamento horizontal crescente, o momento derrubador provocado é equilibrado por uma variação do seu esforço axial. Assim, a consideração de um esforço axial constante pode conduzir a resultados que se afastam da realidade.

De forma a estudar a influência desta consideração, para a distribuição de forças modal aplicada no sentido negativo, faz-se uma análise comparativa de duas curvas de capacidade determinadas pelo programa SAP2000. Numa, é considerado que o esforço axial nos pilares é igual ao resultante de uma análise linear das cargas permanentes da estrutura e, na outra, é igual ao esforço axial verificado no final do cálculo desta última curva de capacidade. Na Figura 4.11, estas duas curvas são comparadas com aquela obtida pelo programa SeismoStruct.

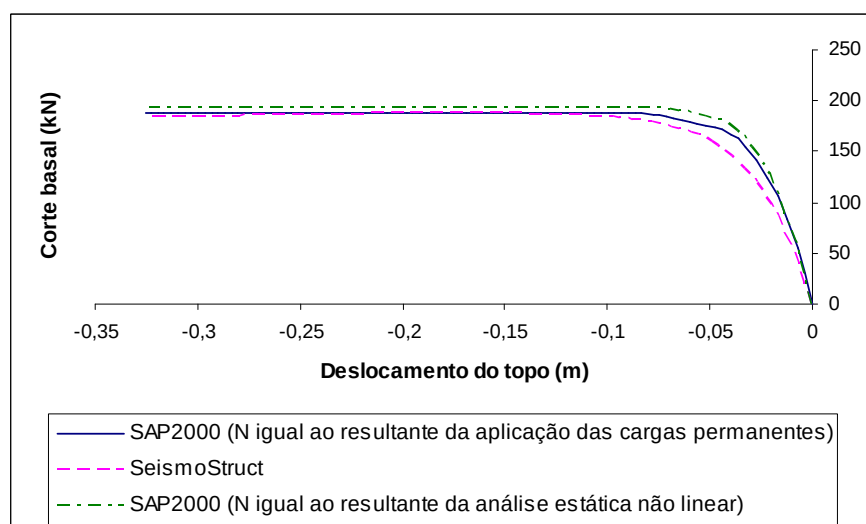


Fig.4.11 – Influência da variação do esforço axial ao longo da análise com as forças aplicadas no sentido negativo

Pode concluir-se que, no caso do estudo deste pórtico de 3 pisos, a aproximação efectuada ao considerar o esforço axial constante nos pilares, durante a aplicação de uma distribuição de forças horizontais crescentes, não tem influência nos resultados finais.

4.3.1.2. Ponto de desempenho

Considerando somente a aplicação das forças no sentido negativo, após a idealização das curvas bilineares do sistema equivalente de 1 GL, determinam-se os deslocamentos objectivos da estrutura para as diferentes distribuições de carga, recorrendo às análises realizadas pelos dois programas de cálculo automático.

A comparação dos resultados obtidos pelos dois programas, correspondentes à aplicação do padrão de forças modal, é apresentada na Figura 4.12. Nesta, estão representadas as razões entre o deslocamento objectivo, o esforço de corte total na base e o maior deslocamento relativo entre pisos (neste caso, entre o primeiro e o segundo piso) calculados pelos programas SAP2000 e SeismoStruct para o ponto de desempenho da estrutura. São considerados diferentes níveis de intensidade do espectro de resposta apresentado anteriormente.

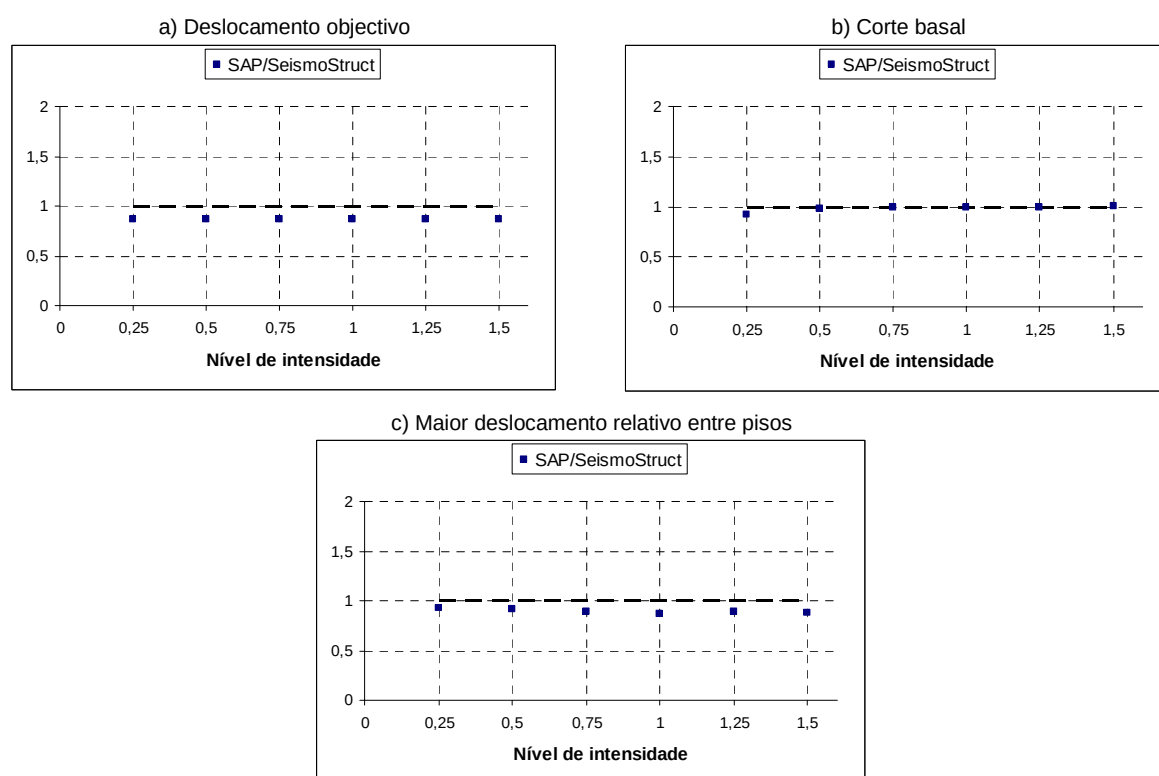


Fig.4.12 – Comparação entre os resultados obtidos pelos programas SAP2000 e SeismoStruct

Para um nível de intensidade igual a 0,25, o ponto de desempenho da estrutura corresponde a um ponto anterior à cedência global da estrutura. Dos níveis de intensidade mais elevados da acção sísmica, já resultam deslocamentos objectivos da estrutura no patamar de pós cedência.

As diferenças observadas em relação ao deslocamento objectivo, determinado pelos dois programas de cálculo automático, devem-se à influência que a definição da curva bilinear idealizada tem na sua determinação. Apesar de as curvas de capacidade serem muito semelhantes, a definição da força de cedência e do respectivo deslocamento diferem ligeiramente, embora em geral sejam muito próximas. Nas curvas determinadas com recurso ao programa SeismoStruct, o deslocamento correspondente ao ponto de formação do mecanismo de rotura da estrutura é ligeiramente superior, o que resulta em deslocamentos objectivos maiores, devido à menor rigidez do sistema equivalente de 1 GL.

O corte basal determinado é igual nos dois programas excepto para o nível de intensidade de 0,25, em que no programa SAP2000 é, muito ligeiramente, inferior. Como, para esta intensidade, o deslocamento objectivo situa-se na região ascendente da curva de capacidade, em que existem pequenas diferenças entre os dois programas de cálculo ilustradas nas Figura 4.8 e 4.9, resultam as referidas diferenças do esforço de corte total na base da estrutura. Para os restantes níveis de

intensidade, os deslocamentos objectivos são superiores, logo o corte basal total é igual nos dois programas.

Os maiores deslocamentos relativos entre pisos, para cada nível de intensidade, são ligeiramente inferiores no programa SAP2000, devido, também, ao facto de os deslocamentos objectivos, determinados a partir dos resultados deste programa, serem ligeiramente inferiores.

O Eurocódigo 8 prevê a utilização de um processo iterativo para a idealização da curva bilinear, quando o deslocamento objectivo do sistema equivalente de 1 GL é muito diferente do deslocamento para o qual se dá a formação do seu mecanismo de rotura. Nesses casos, a curva bilinear é idealizada considerando o ponto correspondente à formação do mecanismo de rotura igual ao ponto cujo deslocamento é igual ao deslocamento objectivo determinado. Nos resultados apresentados, não foi utilizado este processo iterativo, no entanto pretende-se estudar a sensibilidade do deslocamento objectivo final em relação à sua utilização.

A diferença entre os dois deslocamentos referidos é tanto maior quanto maior for o nível de intensidade da acção sísmica considerada. Assim, na Figura 4.13 estão ilustradas as curvas bilineares idealizadas, com e sem recurso ao processo iterativo, correspondentes à curva de capacidade determinada com a distribuição de forças modal pelo programa SeismoStruct, no sentido negativo e para o nível de intensidade de 1,50.

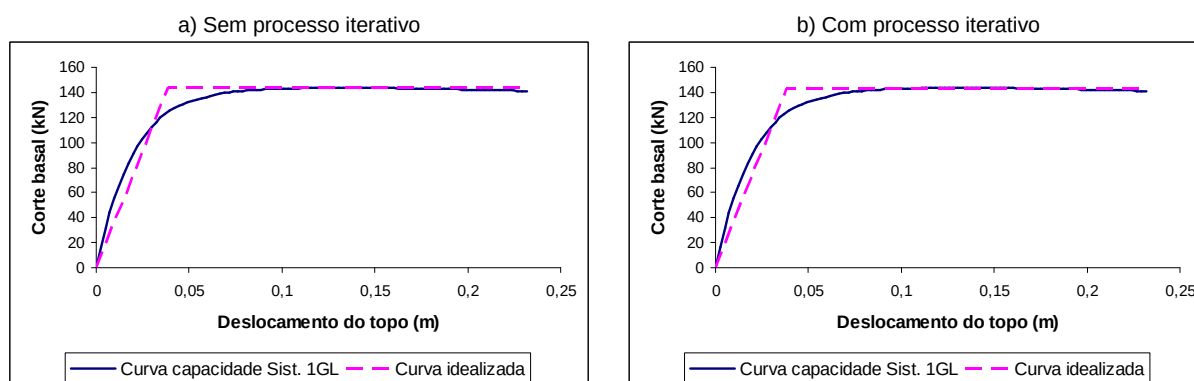


Fig.4.13 – Curva bilinear idealizada com e sem recurso ao processo iterativo previsto no Eurocódigo 8

Neste caso não se verificam diferenças resultantes da utilização do processo iterativo, pois após o ponto onde se forma o mecanismo de rotura, a curva idealizada e a curva de capacidade do sistema de 1 GL são semelhantes. Pretende-se que as áreas definidas pelas duas curvas até ao ponto de formação do mecanismo de rotura, por baixo e por cima da curva idealizada, sejam iguais. Assim, na definição da curva idealizada, não tem influência se o ponto considerado para o mecanismo é igual ao realmente verificado ou superior a este.

Nas Figuras 4.14 e 4.15 estão representadas, para os programas SAP2000 e SeismoStruct, respectivamente, as razões dos deslocamentos objectivos, dos cortes basais totais e dos maiores deslocamentos relativos (correspondentes ao deslocamento entre o primeiro e o segundo piso), obtidas para as diferentes distribuições de carga. A legenda representa U a distribuição uniforme, T a distribuição triangular e M a distribuição modal.

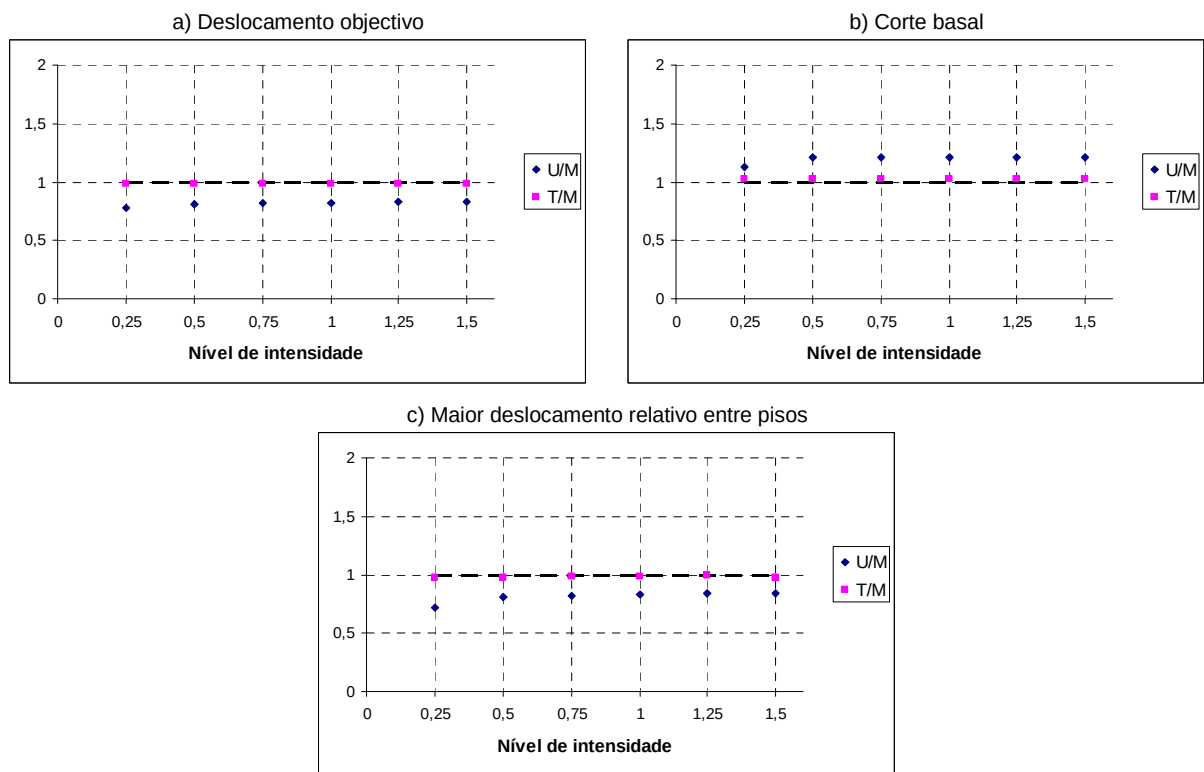


Fig.4.14 – Comparações das respostas obtidas no programa SAP2000 para as diferentes distribuições de carga

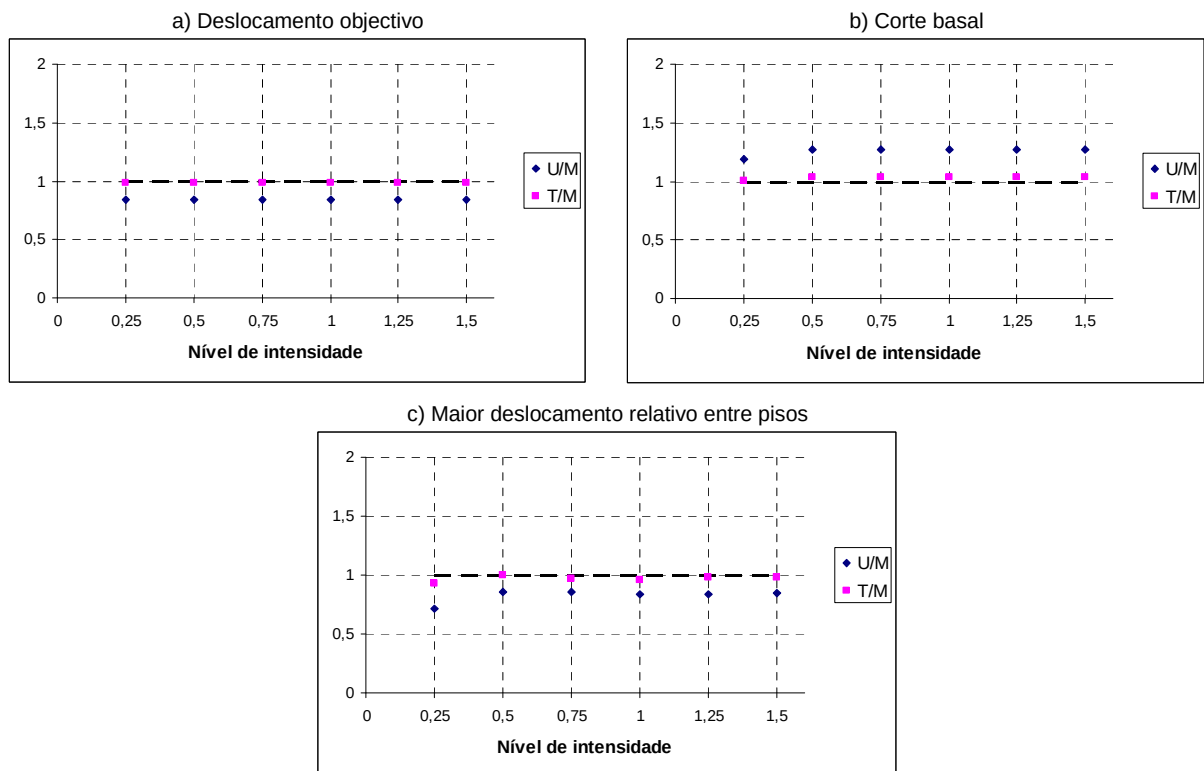


Fig.4.15 – Comparações das respostas obtidas no programa SeismoStruct para as diferentes distribuições de carga

Como esperado, as respostas obtidas com a distribuição de forças modal e triangular são muito idênticas. Relativamente aos resultados da aplicação da distribuição de forças uniformes, já diferem dos determinados pelas restantes distribuições. Como se pode verificar pelas curvas de capacidade calculadas, a correspondente à distribuição uniforme, para os mesmos deslocamentos do topo da estrutura, tem um esforço de corte na base superior às restantes. Assim, resulta numa rigidez do sistema equivalente maior e, conseqüentemente, num período e deslocamento objectivo inferiores. Daí os resultados apresentados relativos às comparações deste último parâmetro de resposta. Para valores do nível de intensidade superiores a 0,25, a razão entre os valores do corte basal obtidos pelas diferentes distribuições de carga mantém-se constante. Isto deve-se ao facto de, para os níveis de intensidade em questão, os deslocamentos objectivos corresponderem a pontos após a formação do mecanismo de rotura. Como se pode verificar pelas Figuras 4.8 e 4.9, nessa zona, a variação do corte basal é muito pequena. Esta razão é menor para o nível de intensidade igual a 0,25, pois neste caso os deslocamentos objectivos estão localizados no ramo ascendente das curvas de capacidade, onde as diferenças entre si são menores.

Relativamente ao maior deslocamento relativo entre pisos, nos dois programas este é igual para as distribuições triangular e modal. A distribuição uniforme produz deslocamentos relativos menores, devido ao facto de o deslocamento do topo, para o mesmo nível de intensidade, ser inferior ao das outras distribuições. Salienta-se o facto de, para o nível de intensidade 0,25, esta diferença ser maior que para os outros níveis. Isto acontece mais uma vez porque, para esta intensidade, o deslocamento objectivo resultante da acção sísmica localiza-se na zona ascendente da curva de capacidade. É evidente que quanto maior o deslocamento objectivo do ponto de desempenho da estrutura, maior será o deslocamento relativo entre pisos. No entanto, essa diferença é maior se a zona da curva da capacidade em questão é a anterior ao ponto de mecanismo de rotura, pois aí, à medida que aumenta o deslocamento, aumenta também o número de elementos que entram em cedência, logo para o mesmo aumento do deslocamento, a diferença entre os respectivos deslocamentos relativos pode ser maior do que seria após a formação do mecanismo de rotura, em que a configuração da deformada da estrutura não varia, variando somente os seus valores.

Nas Figuras 4.16, 4.17 e 4.18 estão representados para uma intensidade igual a 0,50, 1,00 e 1,50, respectivamente, os deslocamentos dos pisos no ponto de desempenho da estrutura, para as diferentes distribuições de forças aplicadas no sentido negativo e com recurso aos dois programas de cálculo. Estes deslocamentos correspondem aos do pilar 1-4.

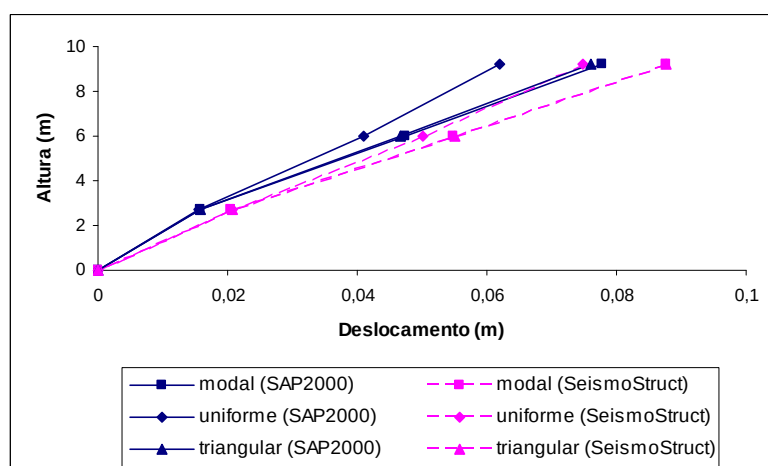


Fig.4.16 – Comparação dos deslocamentos dos pisos para uma intensidade de 0,50

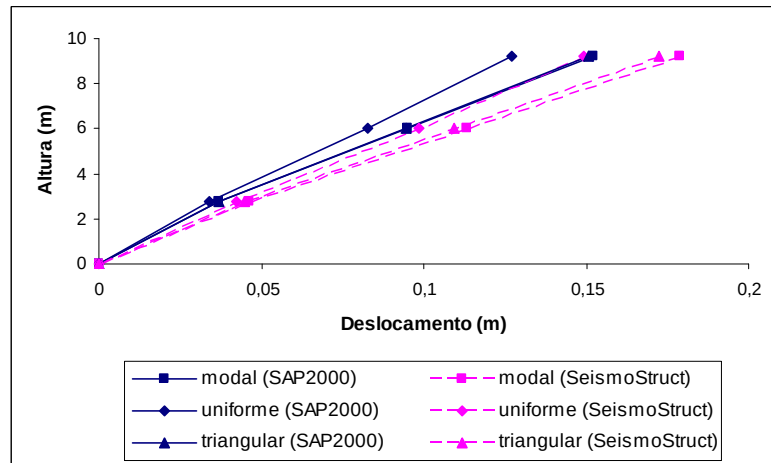


Fig.4.17 – Comparação dos deslocamentos dos pisos para uma intensidade de 1,00

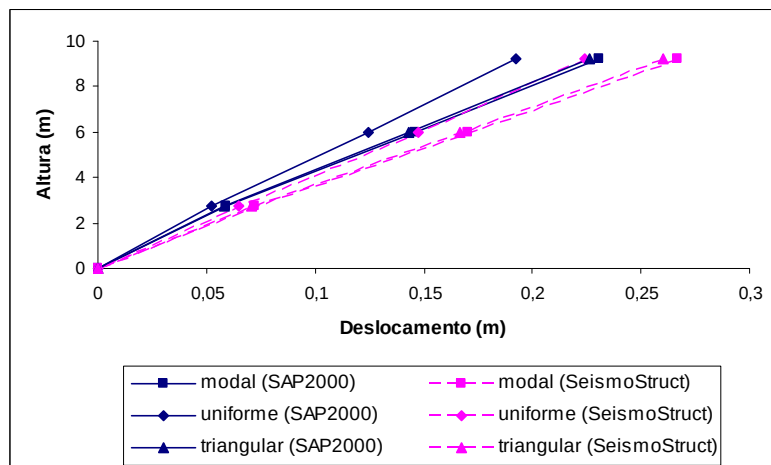


Fig.4.18 – Comparação dos deslocamentos dos pisos para uma intensidade de 1,50

Pela observação destas figuras, conclui-se que a perda de rigidez, ao longo da análise, ao nível dos diferentes pisos é semelhante nos dois programas de cálculo, sendo este um factor indispensável para a obtenção de resultados finais semelhantes.

Verifica-se que os deslocamentos dos pisos para o ponto de desempenho, obtidos pela actuação de uma distribuição de forças uniforme, são inferiores aos das restantes distribuições. Como se pode observar pelas curvas de capacidade, o ponto onde se forma o mecanismo de rotura corresponde a um deslocamento sensivelmente igual para todas as distribuições de carga e a um corte basal consideravelmente superior quando obtido pela distribuição uniforme. Consequentemente, o sistema equivalente de 1 GL terá uma rigidez superior, logo o deslocamento objectivo será inferior. Daí que os deslocamentos dos pisos sejam inferiores na distribuição uniforme relativamente às restantes distribuições. Os deslocamentos calculados pelo programa SeismoStruct são maiores devido à influência, já referida, da determinação da curva bilinear idealizada nos resultados finais da análise.

Nas Figuras 4.19, 4.20 e 4.21 é possível comparar os deslocamentos relativos entre os diferentes pisos, para os níveis de intensidade de 0,50, 1,00 e 1,50 respectivamente.

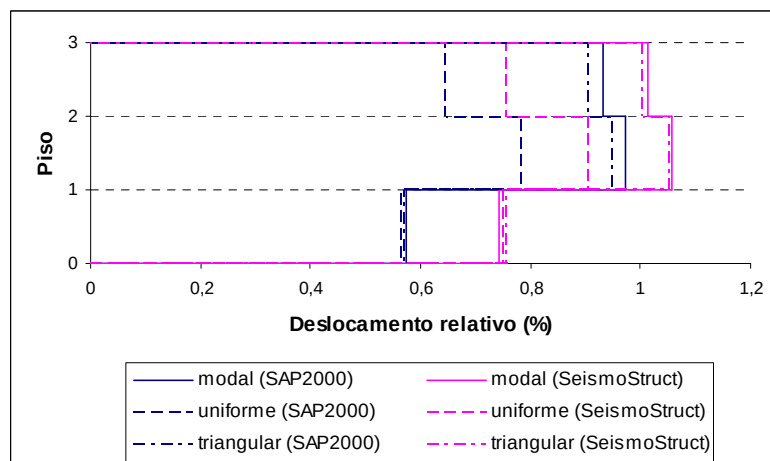


Fig.4.19 – Comparação dos deslocamentos relativos entre pisos para uma intensidade de 0,50

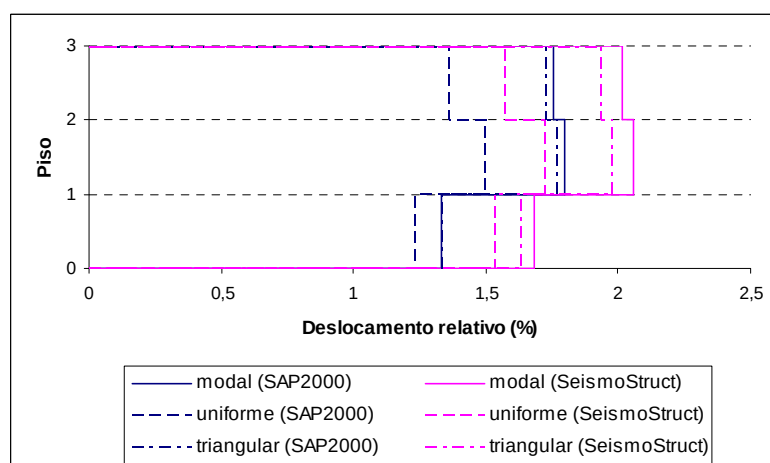


Fig.4.20 – Comparação dos deslocamentos relativos entre pisos para uma intensidade de 1,00

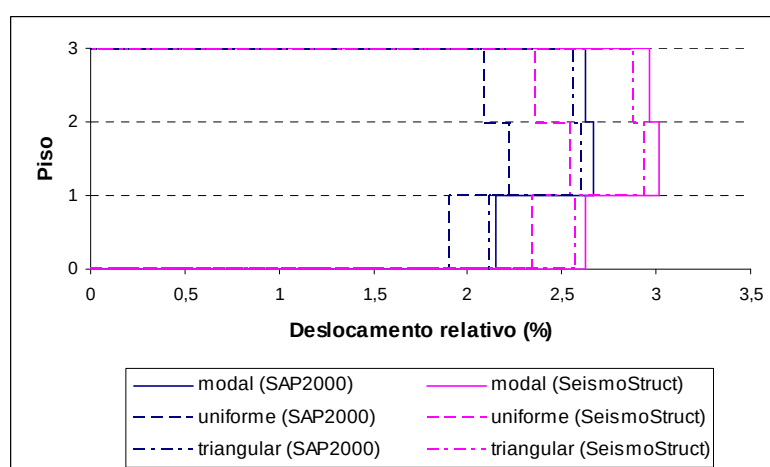


Fig.4.21 – Comparação dos deslocamentos relativos entre pisos para uma intensidade de 1,50

Para o mesmo nível de intensidade, os deslocamentos relativos calculados pelo programa SeismoStruct são maiores pelas razões já referidas, que dizem respeito à idealização da curva bilinear do sistema equivalente de 1 GL. Verifica-se também que os deslocamentos relativos para a distribuições de forças modal e triangular, semelhantes entre eles, são sempre maiores do que os obtidos com a aplicação da distribuição de forças uniformes. Isto deve-se, como também já foi explicado, à maior rigidez do sistema equivalente obtido com esta distribuição, o que leva um menor deslocamento objectivo.

Nas Figuras 4.22, 4.23 e 4.24 são comparados os esforços transversos totais em cada piso, para os níveis de intensidade de 0,50, 1,00 e 1,50, respectivamente.

Da observação destas figuras, salienta-se o facto de o esforço transversal determinado pela distribuição uniforme ser superior na base em relação às outras distribuições de forças, mas inferior nos restantes pisos, daí que a utilização desta distribuição seja recomendada para realçar as exigências nos pisos inferiores.

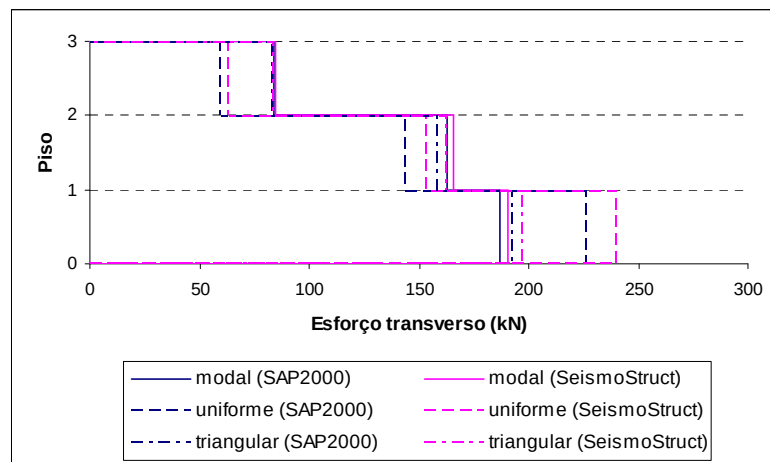


Fig.4.22 – Comparação do esforço transversal total em cada piso para uma intensidade de 0,50

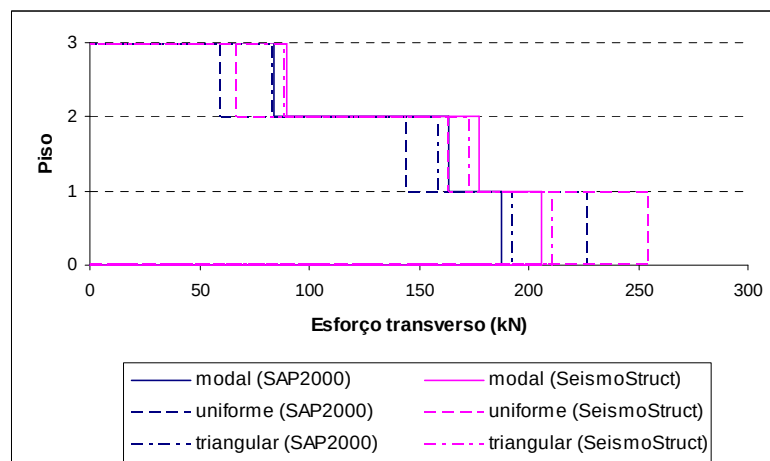


Fig.4.23 – Comparação do esforço transversal total em cada piso para uma intensidade de 1,00

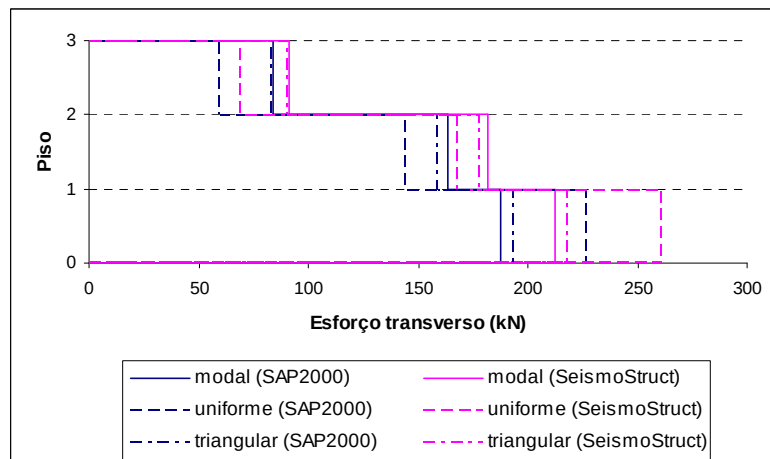


Fig.4.24 – Comparação do esforço transversal total em cada piso para uma intensidade de 1,50

Verifica-se também que o esforço transversal não é dependente dos níveis de intensidade considerados, pois, nestes, o ponto de desempenho está localizado após a formação do mecanismo de rotura, na curva de capacidade.

As diferenças entre os dois programas de cálculo automático são explicadas pela observação das curvas de capacidade, em que o patamar de cedência da curva de comportamento global da estrutura, determinado pelo programa SeismoStruct, é um pouco superior ao determinado pelo programa SAP2000.

4.3.2. PÓRTICO DE 4 PISOS

4.3.2.1. Curva de capacidade

Nas Figuras 4.25 e 4.26 estão representadas as curvas de capacidade obtidas com a aplicação das forças no sentido positivo e negativo, respectivamente.

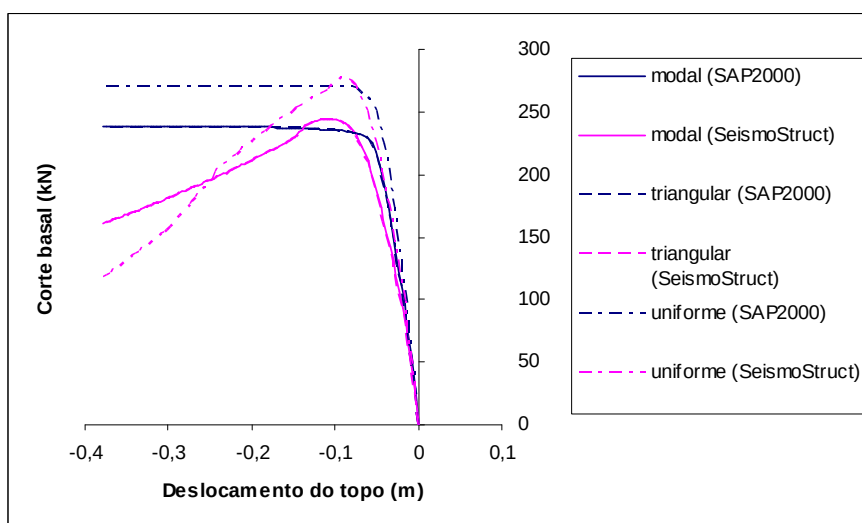


Fig.4.25 – Curvas de capacidade obtidas para o pórtico de 4 pisos no sentido negativo

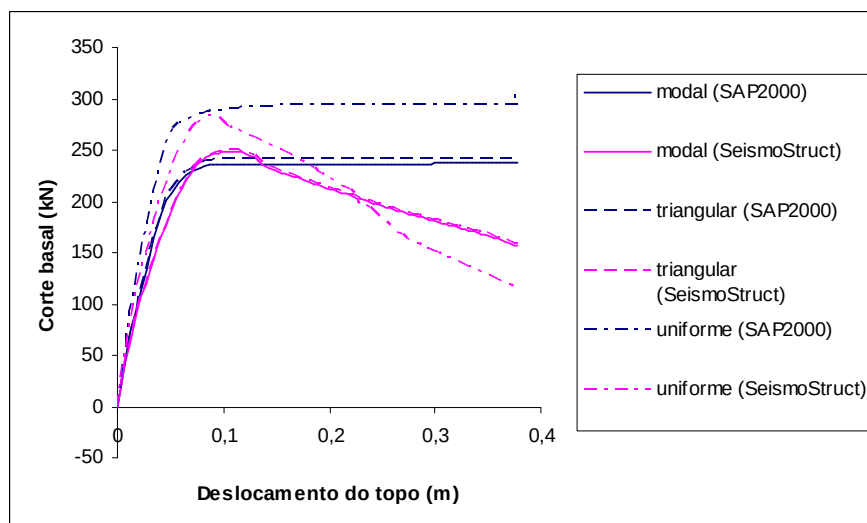


Fig.4.26 – Curvas de capacidade obtidas para o pórtico de 4 pisos no sentido positivo

Tal como no exemplo do pórtico anterior, as curvas obtidas com a aplicação da distribuição triangular e modal são bastante semelhantes, sendo inferiores à curva obtida com a distribuição uniforme. O comportamento da estrutura até a formação do mecanismo de rotura é representado de forma semelhante pelos dois programas.

Já o comportamento após a cedência global da estrutura é totalmente distinto nos dois programas. No programa SAP2000, a curva de capacidade segue a forma de uma linha recta horizontal devido à impossibilidade de traduzir o comportamento momento-curvatura das secções após estas atingirem o seu momento máximo. No programa SeismoStruct, a curva de capacidade, a partir de um ponto, desce abruptamente.

Verifica-se este comportamento da estrutura devido à sua rigidez a deslocamentos horizontais ter um contributo muito importante dos pilares dos nós 11 ao 13. Assim, grande parte dos esforços gerados pelas forças horizontais que actuam no pórtico é transferida para estes pilares. Quando atingem a sua capacidade resistente máxima, devido à falta de confinamento (factor igual a 1,01), a sua rigidez baixa abruptamente. Consequentemente, também existe uma considerável diminuição da rigidez global da estrutura, formando-se o mecanismo de rotura.

Esta explicação pode ser comprovada pela observação da Figura 4.27, em que é comparada a evolução da curva de capacidade, obtida pelo programa SeismoStruct com a aplicação da distribuição de forças uniforme no sentido negativo, com a evolução do esforço flector na base do pilar 11-12.

Como esperado, no ponto em que a base do pilar atinge o momento máximo a estrutura perde a sua capacidade resistente duma forma abrupta. Após este ponto, a capacidade resistente global do pórtico desce também abruptamente.

Se o pilar em causa tiver um factor de confinamento maior, é esperado que a sua curva de capacidade não tenha uma descida com tanta inclinação. Isto pode ser comprovado pela observação da Figura 4.28, em que a curva de capacidade da estrutura é comparada com a curva de capacidade que esta teria se o pilar 11-13 tivesse um factor de confinamento (k) igual a 1,2. Pode também observar-se a comparação da evolução dos momentos na base do pilar 11-12.

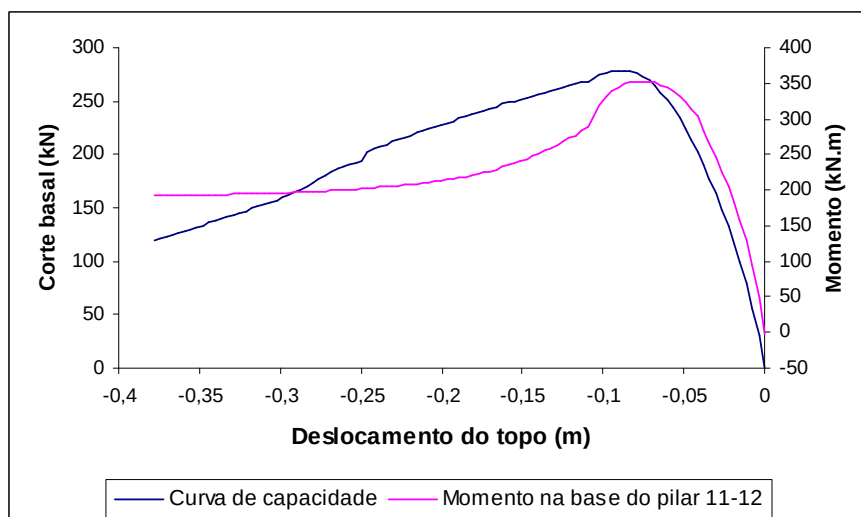


Fig.4.27 – Comparação da evolução da curva de capacidade com a evolução dos momentos mobilizados pela base do pilar 11-12

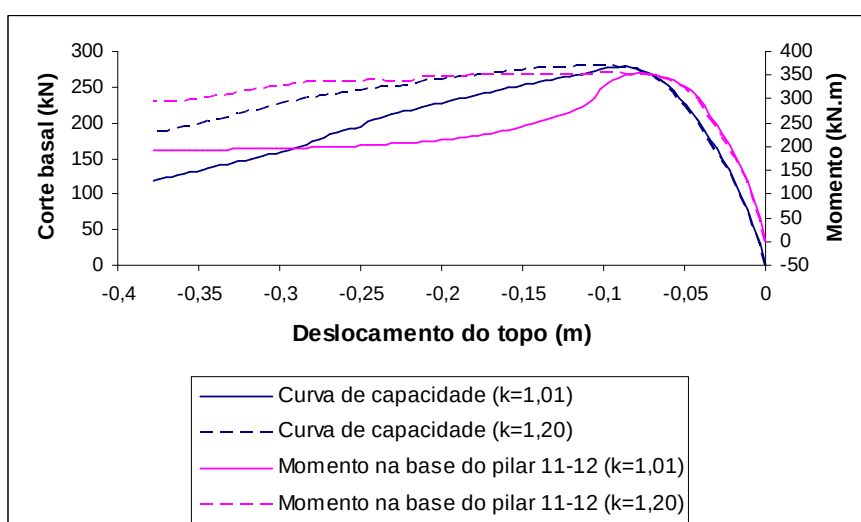


Fig.4.28 – Comparação da evolução da curva de capacidade com a evolução dos momentos mobilizados pela base do pilar 11-12, para diferentes valores do factor de confinamento

Conclui-se que, com um pequeno aumento do confinamento do pilar que condiciona todo o comportamento a acções laterais da estrutura, a sua capacidade de deformação, após atingir a máxima força de corte na base, aumenta consideravelmente.

No entanto, continua a verificar-se um decida mais acentuada da curva de capacidade quando comparada com a do pórtico de 3 pisos. Esta diferença resulta da não linearidade geométrica, cujos efeitos são mais significativos neste pórtico, dado que tem uma altura maior e o valor da carga permanente vertical é consideravelmente superior.

Na Figura 4.29 pode comparar-se as curvas determinadas nos dois sentidos, pelos dois programas e com a aplicação da distribuição de carga modal.

Verifica-se que o comportamento é muito idêntico nos dois sentidos, tal como na estrutura estudada anteriormente, o que leva à opção de se estudar as respostas determinadas somente com a aplicação das forças horizontais no sentido negativo.

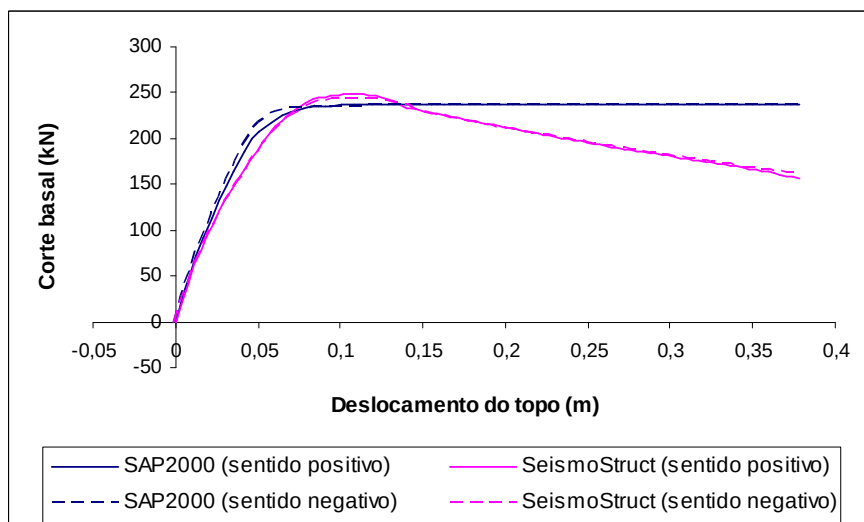


Fig.4.29 – Comparação das curvas de capacidade nos dois sentidos correspondentes à distribuição modal

4.3.2.2. Ponto de desempenho

A resposta à acção sísmica, determinada pelos dois programas de cálculo, é comparada na Figura 4.30. Nesta figura, são comparados os resultados do deslocamento objectivo, do corte basal e do deslocamento relativo do primeiro piso, para vários níveis de intensidade, obtidos pelos programas SAP2000 e SeismoStruct.

Apesar de as curvas de capacidade serem diferentes, os deslocamentos objectivo determinados pelos dois programas de cálculo são semelhantes, pois o que influencia a idealização da curva bilinear é o ponto de formação do mecanismo de rotura, e neste aspecto, os dois programas determinam valores semelhantes.

Em relação ao corte basal, como se poderia concluir pela observação das curvas de capacidade, é relativamente semelhante nos dois programas de cálculo, para deslocamentos objectivos mais baixos, representados pelos níveis de intensidade inferiores, diferindo para valores mais elevados do mesmo nível.

Os deslocamentos relativos do primeiro piso para níveis de intensidade mais elevados, calculados pelo programa SeismoStruct, são consideravelmente superiores aos do programa SAP2000. Esta dedução é evidente considerando que o comportamento muito pouco dúctil dos pilares é correctamente modelado no programa SeismoStruct, ao contrário do programa SAP2000, onde a introdução da lei de comportamento da secção, na rótula plástica, através de cinco pontos não permite a correcta modelação da sua capacidade de deformação após atingir o momento máximo. Atendendo a que os pilares modelados no programa SAP2000 têm mais rigidez para níveis de intensidade mais elevados, os deslocamentos relativos entre pisos serão inferiores.

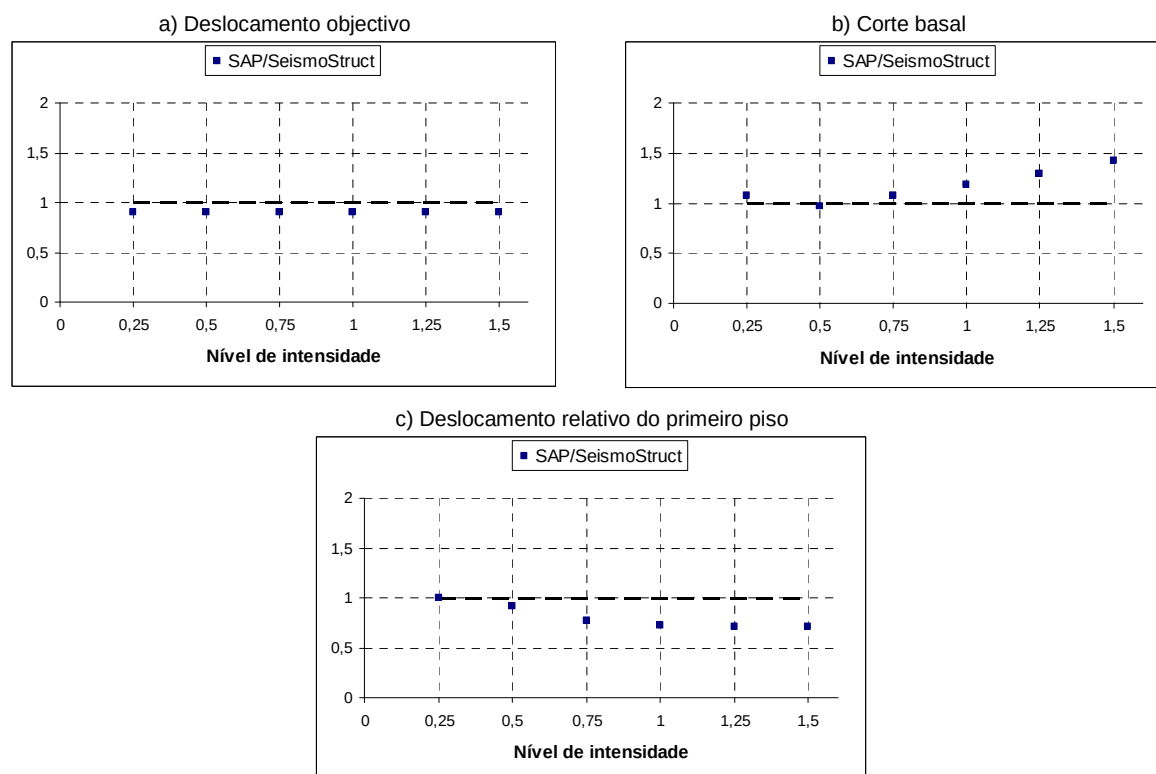


Fig.4.30 – Comparação entre os resultados obtidos pelos programas SAP2000 e SeismoStruct

Neste pórtico, ao contrário do anterior, espera-se que a aplicação do processo iterativo preconizado no Eurocódigo 8 produza resultados diferentes, já que para igualar as áreas definidas pela curva de capacidade do sistema de 1 GL e pela curva bilinear, até ao deslocamento objectivo, se este for suficientemente grande, é necessário que a curva idealizada tenha em conta o comportamento global da estrutura após a formação do mecanismo de rotura.

Na Figura 4.31 estão representadas as duas curvas bilineares, determinadas com e sem recurso ao processo iterativo, correspondentes à curva de capacidade determinada com a distribuição de forças modal pelo programa SeismoStruct, no sentido negativo e para o nível de intensidade de 1,50.

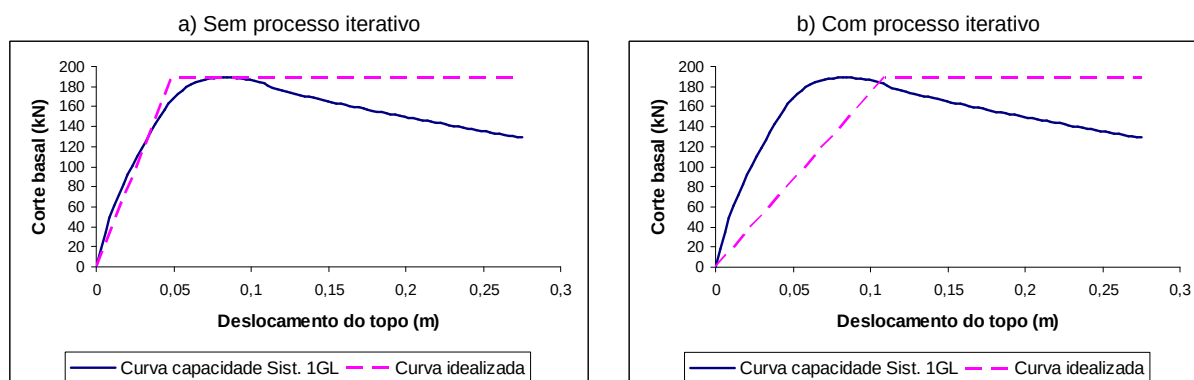


Fig.4.31 – Curva bilinear idealizada com e sem recurso ao processo iterativo previsto no Eurocódigo 8

Como o deslocamento objectivo correspondente é elevado, correspondendo a um ponto em que o corte basal já baixou consideravelmente, não tem significado no comportamento estrutural, já que, nesse ponto, já ocorreu uma descarga bastante acentuada da estrutura para deslocamentos crescentes. Caso se opte por substituir também a força de cedência da curva idealizada ao longo do processo iterativo, não se verifica convergência dos resultados, pois não é possível equilibrar as áreas entre as duas curvas até ao ponto de formação do mecanismo de rotura, caso se considere que este corresponde a um deslocamento elevado e a um corte basal baixo. Assim, optou-se por actualizar o deslocamento para o qual ocorre a formação do mecanismo de rotura ao longo do processo iterativo, e manter a força de cedência do sistema equivalente de 1 GL.

Utilizando o processo iterativo, obtém-se uma rigidez bastante inferior do sistema equivalente de 1 GL, o que tem como consequência um deslocamento objectivo maior. Assim, conclui-se que ao recomendar a utilização deste procedimento, o Eurocódigo 8 agrava a resposta de uma estrutura, através do aumento do deslocamento objectivo, caso esta, após a sua cedência, apresente pouca capacidade de deformação.

Na Figura 4.32 estão representadas as diferenças do deslocamento objectivo determinado com e sem o recurso ao processo iterativo. A figura corresponde à determinação do deslocamento objectivo pelo programa SeismoStruct, com a aplicação, no sentido negativo, de uma distribuição de forças modal. Verifica-se então que uma só iteração pode levar as grandes diferenças nos resultados finais da análise, quando a intensidade da acção sísmica é elevada.

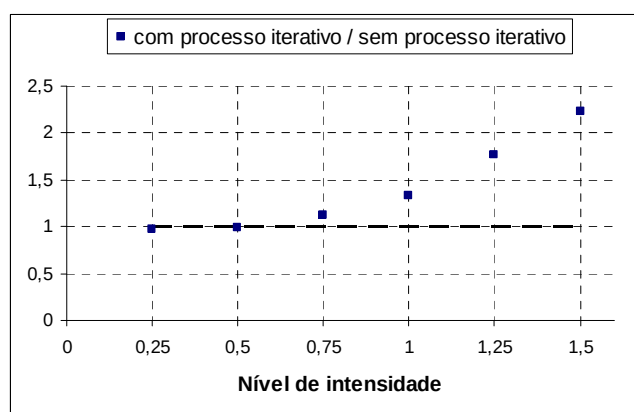


Fig.4.32 – Comparações dos deslocamentos objectivos determinados com e sem recurso ao processo iterativo recomendado pelo Eurocódigo 8

Salienta-se que os resultados apresentados posteriormente não são determinados com recurso a este processo iterativo.

Nas Figuras 4.33 e 4.34 estão representadas, para os programas SAP2000 e SeismoStruct, respectivamente, as razões dos deslocamentos objectivos, dos cortes basais totais e dos deslocamentos relativos do primeiro piso, obtidas para as diferentes distribuições de carga.

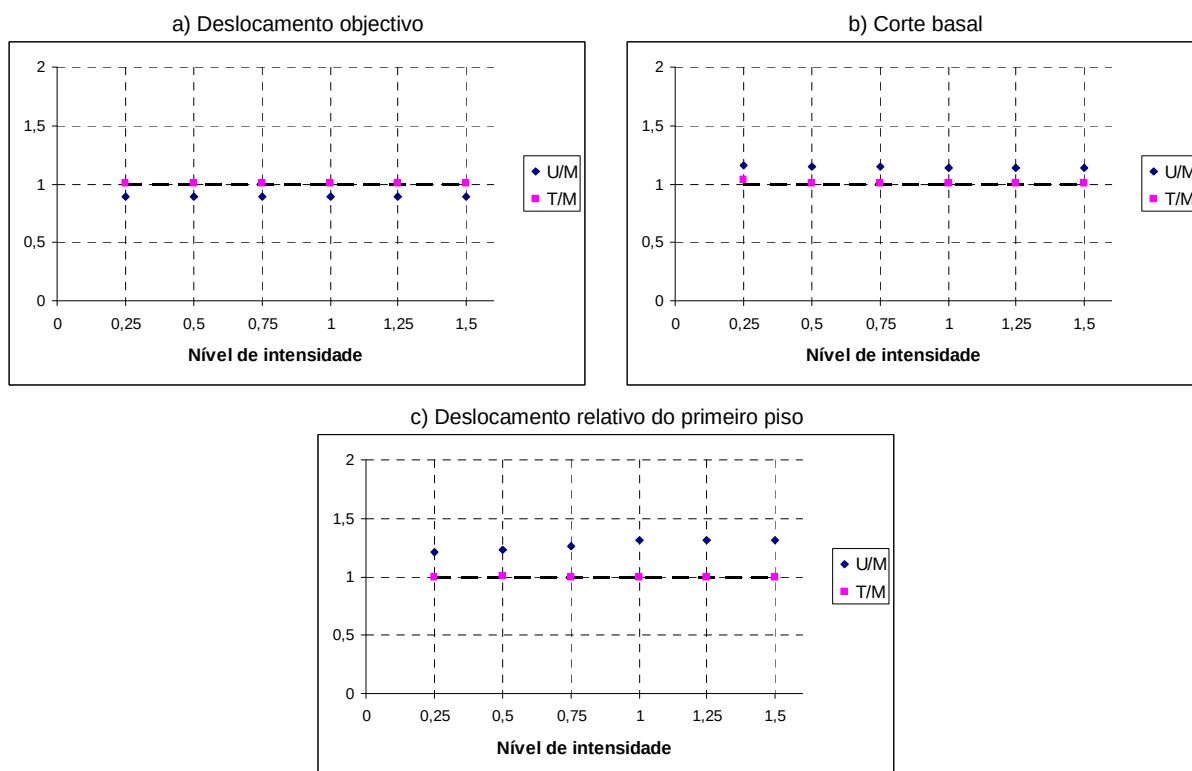


Fig.4.33 – Comparações das respostas obtidas no programa SAP2000 para as diferentes distribuições de carga

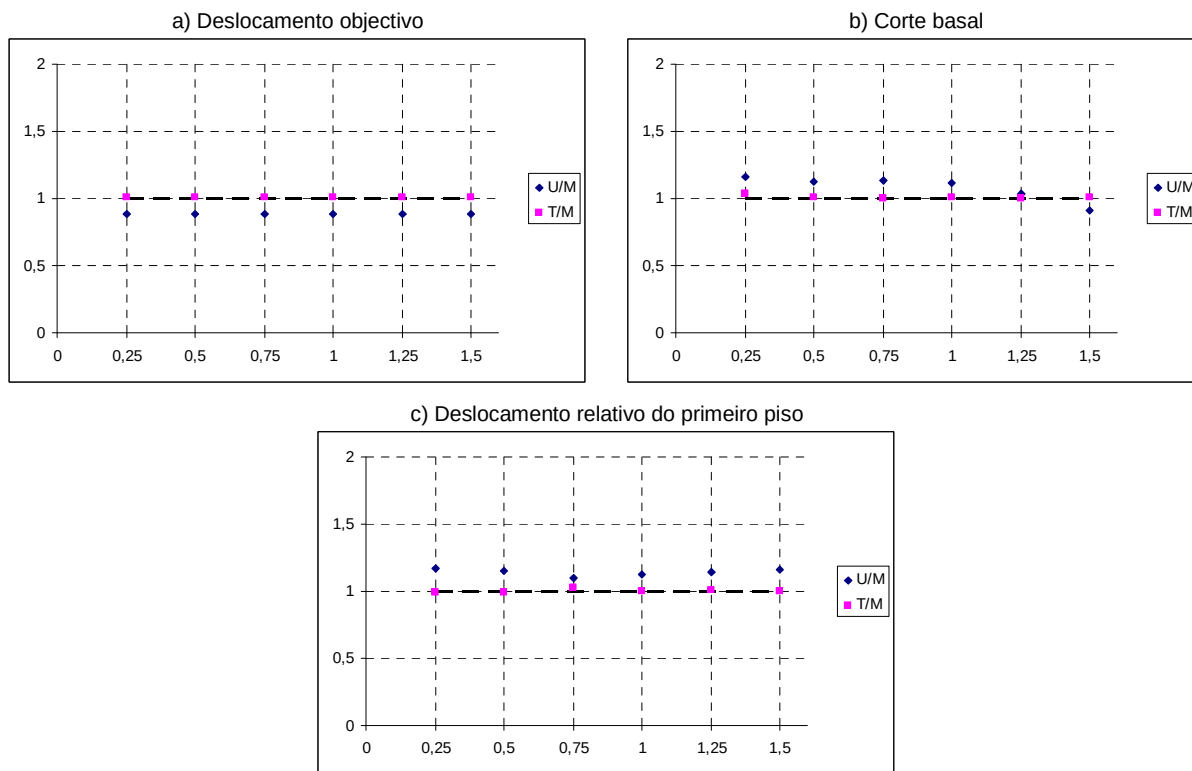


Fig.4.34 – Comparações das respostas obtidas no programa SeismoStruct para as diferentes distribuições de carga

Relativamente ao cálculo efectuado no programa SAP2000, os resultados determinados correspondem ao esperado, excepto os correspondentes ao deslocamento relativo do primeiro piso, que são mais elevados com a utilização da distribuição uniforme, apesar de os deslocamentos objectivos serem inferiores. Além disso, o seu agravamento com o aumento da intensidade da acção sísmica, também é superior ao verificado com a utilização das outras distribuições. Tal resulta pelo facto de as distribuições modal e triangular aplicarem esforços superiores nos pisos mais elevados, tendo como consequência mecanismos de rotura diferentes do determinado pela distribuição uniforme. Enquanto que o último se forma devido à cedência da estrutura ao nível dos pisos inferiores, no correspondente às distribuições triangular e modal também se verifica a cedência da estrutura entre o segundo e o terceiro piso, onde há uma diminuição da rigidez do pilar cuja contribuição para o comportamento global da estrutura é muito importante.

No programa SeismoStruct, deve-se salientar o facto de a distribuição uniforme produzir uma descida mais acentuada da curva de capacidade, representada pelos valores do corte basal, inferiores aos obtidos recorrendo às outras distribuições, para níveis de intensidade mais elevados. Tal é explicado pelo facto de a distribuição solicitar com mais intensidade as zonas inferiores dos pórticos. Como o comportamento da estrutura é condicionado pelo pilar 11-13, localizado na base do pórtico, após a cedência deste, para o mesmo incremento do deslocamento do topo, a força aplicada pela distribuição uniforme tem uma descida superior à da aplicada pelas restantes distribuições consideradas.

Nas Figuras 4.35, 4.36 e 4.37 estão representados para uma intensidade igual a 0,50, 1,00 e 1,50, respectivamente, os deslocamentos dos pisos no ponto de desempenho da estrutura, para as diferentes distribuições de forças aplicadas no sentido negativo e com recurso aos dois programas de cálculo. Estes deslocamentos correspondem ao pilar 1-5.

Nestas figuras pode-se observar os diferentes mecanismos de rotura que ocorrem se a estrutura é solicitada por uma distribuição uniforme ou pelas distribuições triangular e modal. Conclui-se que os dois programas de cálculo representam da mesma forma os referidos mecanismos.

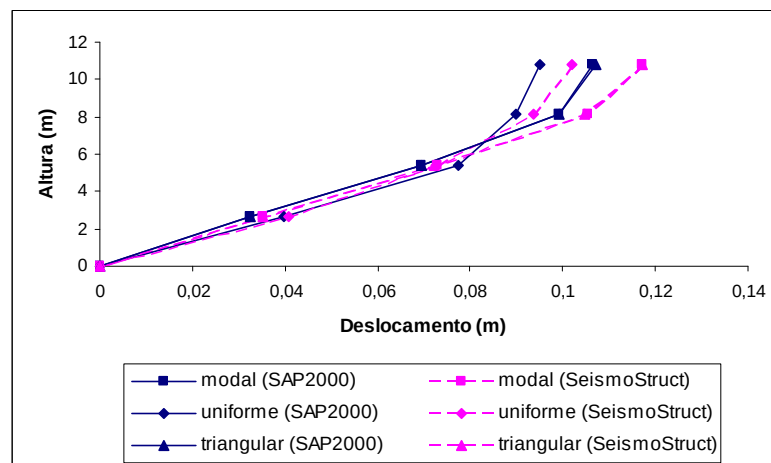


Fig.4.35 – Comparação dos deslocamentos dos pisos para uma intensidade de 0,50

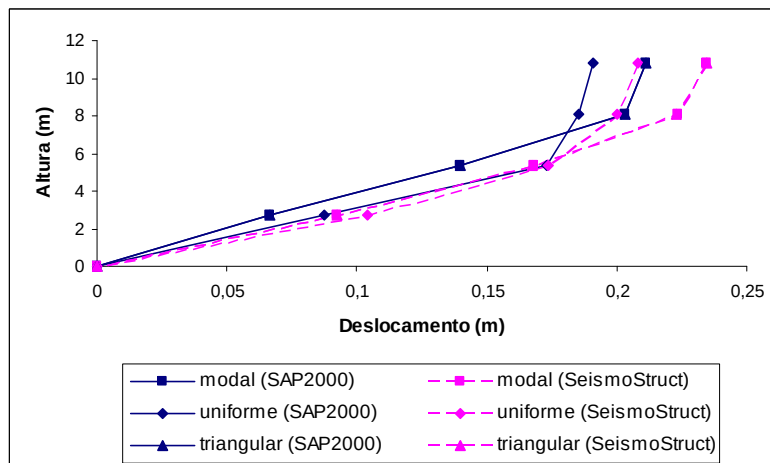


Fig.4.36 – Comparação dos deslocamentos dos pisos para uma intensidade de 1,00

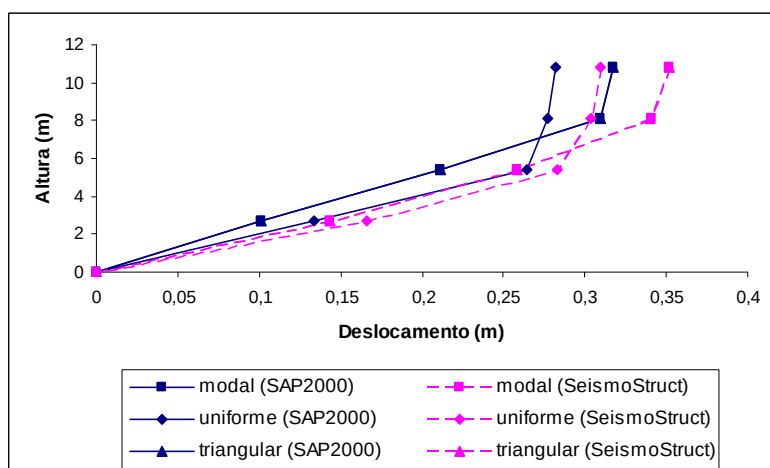


Fig.4.37 – Comparação dos deslocamentos dos pisos para uma intensidade de 1,50

Nas Figuras 4.38, 4.39 e 4.40 é possível comparar os deslocamentos relativos entre os diferentes pisos, para os níveis de intensidade de 0,50, 1,00 e 1,50 respectivamente.

Da observação destas figuras salienta-se o facto de os deslocamentos relativos entre pisos, obtidos quando é aplicada a distribuição uniforme, terem uma configuração bastante diferentes no dois programas de cálculo. No programa SAP2000, têm valores semelhantes entre si nos dois pisos inferiores e nos dois pisos superiores, sendo que, estes últimos, têm valores de deslocamentos relativos muito mais baixos, como esperado. Já no programa SeismoStruct, os valores dos deslocamentos entre pisos decrescem gradualmente em altura.

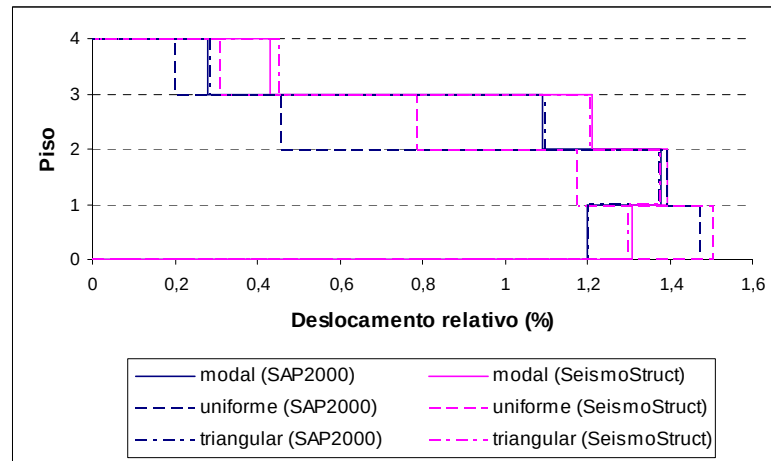


Fig.4.38 – Comparação dos deslocamentos relativos entre pisos para uma intensidade de 0,50

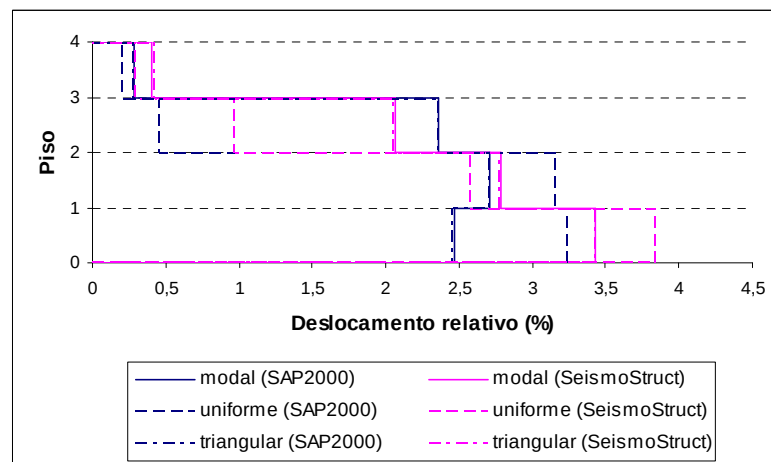


Fig.4.39 – Comparação dos deslocamentos relativos entre pisos para uma intensidade de 1,00

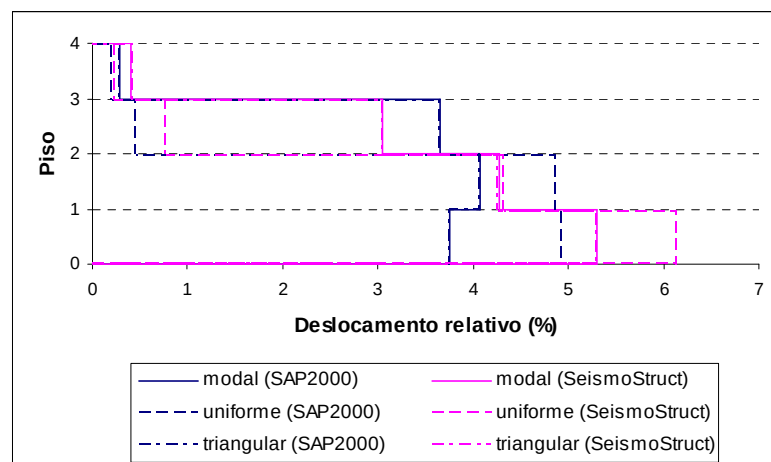


Fig.4.40 – Comparação dos deslocamentos relativos entre pisos para uma intensidade de 1,50

Esta diferença de comportamento é explicada pela rigidez de um dos pilares intermédios ao nível dos pisos inferiores ser muito mais elevado que a dos restantes pilares. Como o pilar é mais rígido, a sua deformação é bastante inferior quando comparada com a dos pilares do mesmo piso. Assim, são consideráveis esforços axiais nas vigas. Como as forças estão aplicadas no sentido negativo, as vigas inferiores e à direita do pilar mais rígido estão comprimidas, estando as vigas à sua esquerda traccionadas. Dado que o betão não tem resistência à tracção, estas vigas têm uma rigidez muito menor, o que provoca maiores deslocamentos relativos dos seus nós de intersecção com os pilares. As diferenças nos dois programas de cálculo em relação aos deslocamentos relativos entre pisos são explicadas por estes serem medidos no pilar 1-5. Na Figura 4.41 é possível a observação dos deslocamentos relativos entre pisos ao nível do pilar 11-15 correspondentes à distribuição uniforme a ao nível de intensidade sísmica de 1,00. Verifica-se, como esperado, uma maior concordância dos resultados obtidos pelos programas SeismoStruct e SAP2000.

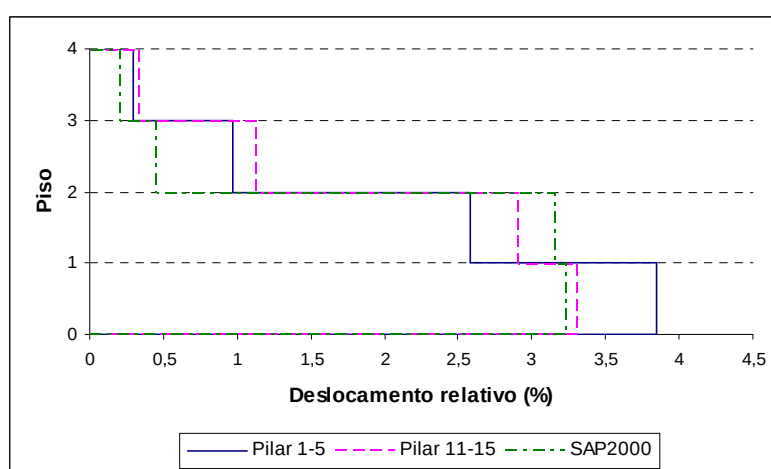


Fig.4.41 – Deslocamentos relativos entre pisos ao nível do pilar 1-5 e 11-15

Nas Figuras 4.42, 4.43 e 4.44 pode-se comparar os esforços transversos totais em cada piso, para os níveis de intensidade de 0,50, 1,00 e 1,50, respectivamente.

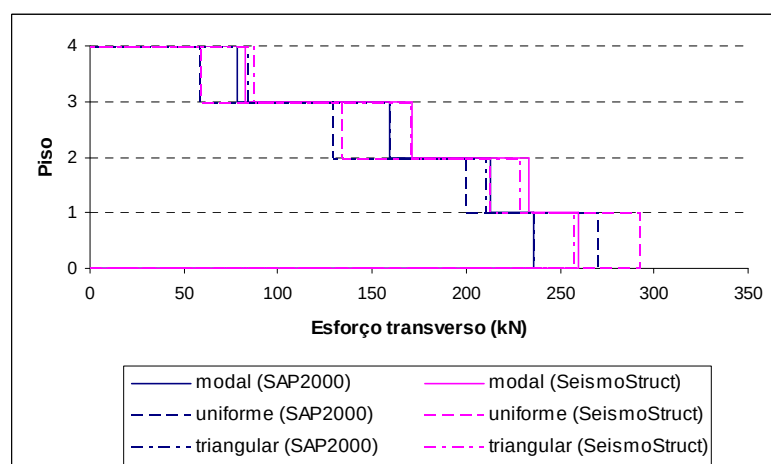


Fig.4.42 – Comparação do esforço transverso total em cada piso para uma intensidade de 0,50

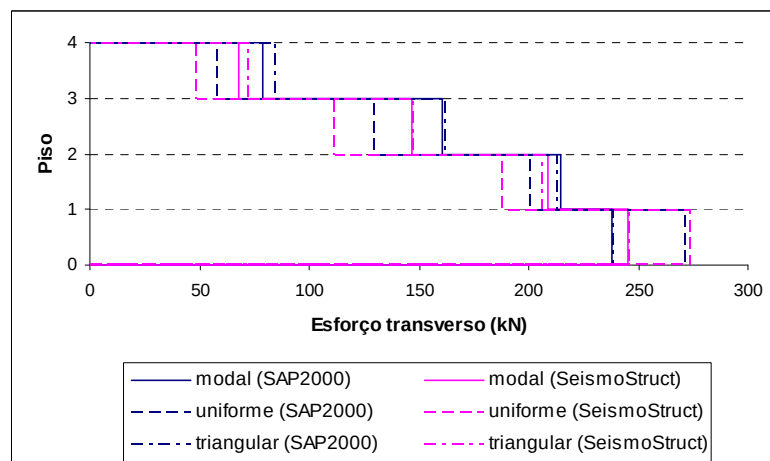


Fig.4.43 – Comparação do esforço transversal total em cada piso para uma intensidade de 1,00

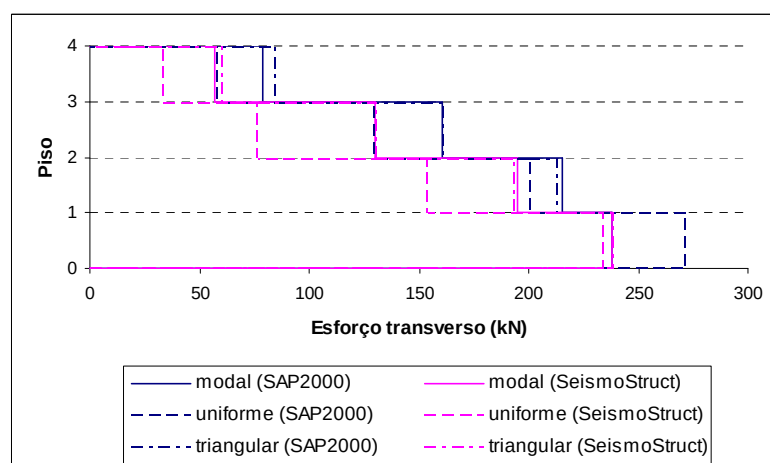


Fig.4.44 – Comparação do esforço transversal total em cada piso para uma intensidade de 1,50

Quanto maior é a intensidade, menor é o esforço transversal total em cada piso, calculado pelo programa SeismoStruct. Já no programa SAP2000, o esforço transversal obtido mantém-se constante para estes três níveis de intensidade. Isto deve-se ao facto de os níveis de intensidade considerados corresponderem a deslocamentos objectivos maiores que o deslocamento correspondente à cedência da estrutura. Aí, as diferenças ao nível do esforço transversal estão bem representadas pelas curvas de capacidade.

4.4. CONCLUSÕES

O comportamento global das estruturas, quando solicitadas por forças horizontais, foi representado de forma semelhante através dos dois modelos numéricos utilizados até a ocorrência do mecanismo de rotura. Após este ponto, é importante a correcta modelação da diminuição de capacidade resistente dos elementos.

A sua lei de comportamento é introduzida no programa SAP2000 através de rótulas plásticas, com recurso a somente cinco pontos, número insuficiente caso se pretenda a modelação do comportamento

da secção após atingir o seu momento máximo mobilizável. Daí que, quando ocorre uma importante redução da capacidade resistente, o comportamento dos elementos pós formação do mecanismo não seja bem traduzido pelo programa SAP2000, ao contrário do programa SeismoStruct, em que a lei tensão-extensão é correctamente modelada para todo o patamar de extensões. No caso do pórtico de 4 pisos é bem visível esta diferença do comportamento global da estrutura, quando é determinado por cada um dos programas.

Outro caso em que as duas modelações produzem resultados distintos, é o da ocorrência de esforços axiais de tracção significativos nas vigas. Aí, como já tinha sido estudado no capítulo anterior, os resultados podem ser relativamente diferentes nos dois programas, já que o programa SeismoStruct considera a perda de rigidez da viga devida aos esforços de tracção, ao contrário do programa SAP2000. Verificou-se uma ocorrência deste tipo no pórtico de 4 pisos, em que um dos pilares tem uma rigidez à deformação lateral muito superior à dos restantes. No cálculo da curva de capacidade este efeito não teve influência, pois os esforços axiais importantes só se verificaram na viga inferior. No entanto, no cálculo dos deslocamentos relativos entre os pisos inferiores, verificou-se uma grande diferença entre os programas SAP2000 e SeismoStruct.

Uma das considerações que se faz, de modo a ser possível realizar análises não lineares considerando a não linearidade concentrada, é a de que o esforço axial nos elementos se mantém constante ao longo da análise. Nas vigas, em que o esforço axial é considerado igual a zero, admite-se que esta consideração seja coerente com o que aconteceria na realidade, se a estrutura fosse solicitada por uma distribuição de forças crescentes, como a considerada na análise, já que as forças são aplicadas em ambas as extremidades. Já nos pilares, os esforços axiais alteram-se significativamente ao longo da análise, já que é a sua variação que equilibra o momento derrubador provocado pelas forças horizontais. De forma a estudar a influência que esta variação tem nos resultados finais, comparou-se dois cálculos da curva de capacidade pelo programa SAP2000. Num dos cálculos, os esforços axiais nos pilares introduzidos foram os resultantes das cargas permanentes. No outro, foram iguais aos verificados no final deste último cálculo da curva de capacidade. Tendo-se obtido curvas de capacidade muito semelhantes, concluiu-se que a aproximação feita não tem influência nos resultados finais.

Relativamente à resposta da estrutura nos pontos de desempenho obtidos, verificou-se que a determinação do deslocamento objectivo é muito sensível à idealização da curva bilinear do sistema equivalente de 1 GL. Assim, apesar de as curvas de capacidade obtidas serem semelhantes nos dois programas de cálculo, ligeiras variações da força de cedência, e correspondente deslocamento, do sistema equivalente provocam algumas diferenças nos resultados do efeito da acção sísmica na estrutura.

Como consideração final da análise comparativa feita aos dois modelos numéricos, pela semelhança entre os resultados obtidos através dos dois programas, salienta-se o caso da estrutura em que não há uma considerável diminuição de rigidez global após a formação do seu mecanismo de rotura. Na estrutura em que a diminuição de rigidez global já tem uma importância significativa, os resultados respeitantes ao comportamento pós formação do mecanismo de rotura apresentam diferenças relevantes, devido à dificuldade da sua modelação no programa SAP2000.

Em relação à análise “pushover” propriamente dita, as respostas determinadas podem variar significativamente conforme a distribuição de carga aplicada. A sequência de cedência dos elementos, a redistribuição dos esforços e o mecanismo de rotura obtido, por exemplo, podem não ser os mesmos para os diferentes padrões de carga. Daí o Eurocódigo 8 recomendar que a análise “pushover” não se limite ao cálculo de uma resposta obtida através de um único carregamento. A utilização de um

carregamento uniforme em altura, como se verificou nas análises realizadas, transmite mais esforços às zonas inferiores dos pórticos. Pelo contrário, na distribuição triangular, as forças aumentam proporcionalmente à altura em que são aplicadas. Verificou-se que a distribuição modal produziu resultados muito semelhantes aos da distribuição triangular, já que as deformadas correspondentes aos modos de vibração fundamentais dos dois pórticos assemelham-se a deformadas triangulares.

5

CONSIDERAÇÕES FINAIS

O objectivo principal deste trabalho consiste no estudo das metodologias de análise estática não linear para o dimensionamento e verificação da segurança de estruturas sujeitas à acção sísmica, correntemente denominadas de análises “pushover”. Após uma investigação detalhada não só das vantagens e limitações deste procedimento, mas também dos modelos numéricos passíveis de serem utilizados para a sua realização, analisaram-se edifícios em betão armado e compararam-se as respostas obtidas recorrendo a uma modelação com não linearidade concentrada e a outra em que o comportamento não linear está distribuído ao longo dos elementos.

Ao contrário do projecto para outro tipo de acções, no dimensionamento e verificação da segurança de uma estrutura à acção sísmica admite-se que esta se possa deformar para além do seu limite elástico, controlando o seu nível de deslocamentos global e local. Uma análise elástica, em que se limita a deformação dos elementos ao ponto em que estes atingem a sua tensão máxima, pode encarecer consideravelmente a concepção da estrutura. Assim, o estudo do comportamento não linear e a avaliação da ductilidade disponível na estrutura são aspectos muito importantes quando se pretende aproveitar a capacidade de deformação para além do limite elástico.

O processo mais realista de avaliar o desempenho sísmico de uma estrutura é a análise dinâmica não linear. No entanto, a implementação deste tipo de análises requer a disponibilidade de um conjunto de acelerogramas, cada um com três componentes, que tenham em conta as incertezas e diferenças na intensidade, na frequência e na duração dos sismos devidos às características e distâncias das falhas geológicas do local. Requer também não só a capacidade de modelar adequadamente as características de deformação dos elementos de todo o sistema estrutural, quando sujeitos a acções cíclicas, mas também a disponibilidade de ferramentas eficientes para implementar este procedimento, dentro das restrições de tempo e financeiras impostas em ambiente de projecto. Além disso, a sua implementação exige o conhecimento adequado da capacidade de deformação dos elementos, respeitante às características de deterioração que definem seu o estado limite.

Assim, desenvolveram-se ao longo dos anos várias metodologias de análise estática não linear, ou análise “pushover”, com o objectivo de obter resultados que possam substituir a resposta que seria determinada por uma análise dinâmica. A ideia base da análise “pushover” é aplicar à estrutura uma distribuição de forças horizontais crescentes e assim obter a sua curva de capacidade. Considerando que a resposta da estrutura pode ser relacionada com a resposta de um sistema equivalente de um grau de liberdade, a curva de capacidade bilinear deste último, idealizada através da curva de estruturas de múltiplos graus de liberdade, é comparada com a curva de exigência, representada por um espectro de resposta.

Foram já reconhecidas várias limitações à análise “pushover”. As principais são o facto de não ter em conta nem os efeitos dos modos de vibração mais elevados da estrutura, nem a alteração das suas características modais devido à modificação de rigidez. De forma a contornar estas limitações, várias metodologias foram propostas. Actualmente, é reconhecido que a análise “pushover” pode fornecer parâmetros de resposta precisos na avaliação do desempenho sísmico de uma estrutura, no entanto, esta afirmação não pode ser generalizada a todo o tipo de estruturas. Ao interpretar os resultados, deve-se ter bem presente todas as potencialidades e limitações deste procedimento. Importa ainda salientar que em alguns regulamentos de dimensionamento sísmico, como por exemplo o Eurocódigo 8, está prevista a utilização da análise “pushover”.

A implementação da análise não linear pode ser feita com recurso a uma modelação com não linearidade concentrada, ou então, a uma modelação com não linearidade distribuída. No primeiro caso, o modelo numérico utilizado neste trabalho é o que está implementado no programa SAP2000, enquanto no segundo caso é que está implementado no programa SeismoStruct.

O programa SeismoStruct utiliza um modelo de fibras tridimensional baseado em elementos finitos com elementos de barra planos e todas as análises são tratadas como potencialmente não lineares tendo em conta a não linearidade material e geométrica. A distribuição da inelasticidade ao longo do comprimento dos elementos é explicitamente modelada através de uma formulação cúbica, permitindo uma estimativa precisa da distribuição de danos. O estado de tensão-extensão das secções dos elementos é obtido integrando a resposta individual uniaxial não linear de cada uma das fibras em que a secção do elemento foi dividida. Para a integração das equações da formulação cúbica que regem essa resposta não linear, são utilizados dois pontos de Gauss por elemento.

Como as deformações não lineares dos elementos de pórticos de betão armado ocorrem em zonas localizadas, tipicamente nas suas extremidades, é possível aproximar o seu comportamento inelástico como concentrado em pontos, recorrendo à introdução de rótulas plásticas. Para isso, considera-se que os fenómenos não lineares ocorrem num comprimento fixo, ao longo do qual as curvaturas são constantes e iguais às do seu ponto médio, onde está localizada a rótula plástica. A definição das propriedades da rótula requer a análise da relação momento-curvatura da secção do elemento. Esta análise é feita recorrendo ao programa BIAX, que emprega um modelo de fibras para determinar o comportamento não linear da secção. Os esforços axiais nos elementos são considerados como constantes ao longo do carregamento horizontal, em que as vigas têm um esforço igual a zero e os pilares um esforço igual ao resultante de uma análise linear às cargas permanentes. Além desta aproximação, a introdução da relação momento-curvatura numa rótula plástica no programa SAP2000 é feita através de cinco pontos, o que implica simplificações adicionais inevitáveis. Nas análises não lineares efectuadas pelo programa SAP2000 as rotações são obtidas através das curvaturas introduzidas pelo utilizador, sendo usado, para a sua determinação, o valor do comprimento de rótula, que representa o comprimento fixo ao longo do qual ocorrem as deformações não lineares de cada extremidade do elemento.

Foram efectuados estudos de sensibilidade para avaliar as diferenças esperadas nas respostas determinadas através das duas modelações.

Através de uma comparação dos modelos de comportamento dos materiais, verificou-se que os do betão diferem consideravelmente após o seu ponto de tensão máxima. No entanto, como a rótula plástica é modelada através de somente cinco pontos, não é possível modelar adequadamente o comportamento da secção após esta atingir o seu momento máximo, pelo que se considera que após este ponto, o momento mantém-se constante para valores crescentes da curvatura. Este facto levou a que, quando as estruturas exibem uma acentuada queda de capacidade resistente do betão pós-pico, os

resultados evidenciassem diferenças ao modelar o comportamento global da estrutura após a formação do seu mecanismo de rotura.

Em relação à sensibilidade dos resultados à variação do comprimento de rótula, foram estudadas expressões para a sua determinação propostas por vários autores. Apesar de o estudo não poder ser generalizado a todo tipo de estruturas, já que o pórtico analisado nos estudos de sensibilidade foi um pórtico bastante simples, observou-se que as diferenças dos resultados não foram significativas, optando-se pelo uso da expressão mais expedita. Em relação à localização da rótula plástica, concluiu-se que deve ser a uma distância da extremidade do elemento igual a metade do comprimento de rótula.

Verificou-se também que quanto maior é o esforço axial na secção, maior é a sua resistência e menor é a sua ductilidade disponível. Relativamente à presença de armadura transversal, observou-se um aumento da capacidade de deformação da secção, não se tendo verificado aumento do momento máximo mobilizável. Enquanto o aumento de resistência tem influência nos resultados dos dois programas de cálculos, a alteração da ductilidade da secção, como já foi explicado, não pode ser tida em conta no programa SAP2000.

Em relação ao nível de discretização dos elementos, concluiu-se que tem uma grande influência nos resultados obtidos pelo programa SeismoStruct. Um elemento deve ser subdividido em vários subelementos, mais pequenos nas extremidades, onde estão concentrados os fenómenos de deformação não linear. Já no programa SAP2000, esta discretização não tem uma influência significativa, já que os resultados obtidos para o comportamento global da estrutura foram os mesmos independentemente do nível de discretização, verificando-se somente diferenças muito ligeiras quando se comparou as deformações locais de cada elemento.

Na aplicação de análises “pushover” a dois pórticos de edifícios, verificaram-se algumas diferenças nas respostas finais determinadas pelas duas modelações. As diferenças mais importantes dizem respeito à dificuldade da introdução da lei de comportamento não linear dos elementos para todo o patamar de extensões no programa SAP2000 que, como se referiu, se deve à definição das rótulas plásticas com recurso a somente cinco pontos.

No pórtico em que não se verificou uma diminuição de rigidez significativa os resultados obtidos foram relativamente semelhantes, podendo considerar-se que a modelação com não linearidade concentrada representa com precisão os fenómenos de deformação não linear ocorridos na estrutura numa análise estática não linear.

Relativamente à sensibilidade dos resultados da análise “pushover” à distribuição de forças aplicadas, verificou-se que não existem grandes diferenças entre a triangular e a modal. Isto deve-se ao facto da deformada correspondente ao primeiro modo de vibração das estruturas, ser semelhante a uma forma triangular. Já a distribuição uniforme, produz resultados consideravelmente diferentes. Tipicamente, a curva de capacidade obtida através da aplicação da última, para o mesmo deslocamento do topo, tem um esforço transversal mais elevado na base, já que a zona inferior é a que se encontra mais esforçada. A sequência de cedência dos elementos, o mecanismo de rotura e a redistribuição dos esforços pode variar consoante o padrão de carga utilizado, daí a recomendação do Eurocódigo 8 pela aplicação de várias distribuições de carga. Durante as análises realizadas neste trabalho, foi observado que as variações dos resultados relativas à aplicação de forças foram as mesmas nos programas SAP2000 e SeismoStruct.

No pórtico em que se verificou uma importante diminuição de rigidez da estrutura após a formação do seu mecanismo de rotura, observam-se maiores diferenças na resposta sísmica obtidas pelas duas metodologias, sobretudo no corte basal e nos deslocamentos relativos do primeiro piso para níveis de

intensidade sísmica mais elevados. Nesse mesmo pórtico, devido à distribuição de esforços resultantes das forças horizontais crescentes, verificaram-se esforços axiais significativos nas vigas, apesar de as forças estarem aplicadas em ambas as extremidades. As consequentes deformações estão bem modeladas no programa SeismoStruct, em que é tida em conta a fendilhação do betão quando submetido a esforços de tracção, ao contrário do programa SAP2000, em que a rigidez dos elementos à deformação axial é igual à rigidez elástica e igual nos dois sentidos. Assim, verificaram-se algumas diferenças em alguns resultados, nomeadamente, nos deslocamentos relativos entre pisos.

A partir de um estudo em que se pretendeu avaliar a influência da consideração de esforços axiais constantes nos pilares ao longo da análise, concluiu-se que esta aproximação na modelação com não linearidade concentrada não introduz erros significativos na avaliação do desempenho sísmico através da análise “pushover”.

Outra das causas das diferenças verificadas foi a sensibilidade da idealização da curva de capacidade do sistema equivalente na determinação do ponto de desempenho da estrutura. Apesar de as curvas de capacidade obtidas serem semelhantes no que respeita ao comportamento anterior à formação do mecanismo de rotura e ao ponto em que este se verifica, pequenas variações na definição deste último induzem em variações consideráveis em alguns dos resultados finais, para níveis de intensidade sísmica mais elevados.

Como conclusão, refere-se a importância deste tipo de trabalhos no estudo do cálculo não linear em geral, e na análise “pushover” em particular. Existem várias ferramentas em que estão implementadas metodologias de análise “pushover”, no entanto é necessário um conhecimento profundo dos modelos numéricos e fundamentos teóricos, para uma interpretação adequada dos resultados.

Para trabalhos futuros, recomenda-se um estudo semelhante ao realizado neste trabalho, no entanto, com a possibilidade de definir a lei momento-curvatura das secções através de um maior número de pontos na modelação com não linearidade concentrada.

De forma a conhecer as potencialidades e limitações do programa SAP2000 para a realização de análises “pushover”, recomenda-se o alargamento deste estudo a um maior número de edifícios, com características geométricas e mecânicas variáveis.

Muitos trabalhos têm sido feitos ao longo dos anos na tentativa de validar a análise “pushover” como uma boa ferramenta para dimensionamento e verificação da segurança de estruturas sob a acção sísmica. Recomenda-se também um estudo em que sejam comparadas várias metodologias propostas na análise de um conjunto alargado de edifícios, sendo os resultados posteriormente comparados com a resposta obtida por uma análise dinâmica não linear.

BIBLIOGRAFIA

- [1] Varum, H. *Modelo numérico para a análise sísmica de pórticos planos de betão armado*. Dissertação de Mestrado, FEUP, 1995.
- [2] Papanikolaou, V., Elnashai, A.S., Pareja, J.F. *Limits of applicability of conventional and advanced pushover analysis for seismic response assessment*. Mid-America Earthquake Center, University of Illinois at Urbana-Champaign, 2005.
- [3] CEN. *Eurocode 8 – Design of structures for earthquake resistance, Part 1*. European Standard EN 1998-1, Brussels, 2004.
- [4] Krawinkler, H., Seneviratna, G.D. *Pros and cons of pushover analysis of seismic performance evaluation*. Engineering Structures, 1998, Vol.20, No.4-6, 452-464.
- [5] Vaz, C.T. *Comportamento sísmico de pontes com pilares de betão armado – Verificação da segurança*. Dissertação de Doutoramento, FEUP, 1992.
- [6] Gulkan, P., Sozen, M.A. *Inelastic response of reinforced concrete structures to earthquake motions*. ACI Journal, 1974, Vol.71, 604-610.
- [7] Saiidi, M., Sozen, M.A. *Simple nonlinear analysis of RC structures*. Journal of the Structural Division, ASCE, 1981, Vol.107, No.ST5, 937-951.
- [8] Fajfar, P., Fischinger, M. *N2 – A method for non-linear seismic analysis of regular buildings*. Proceedings of the 9th World Conference in Earthquake Engineering, 1988, Vol.5, 111-116, Tokyo-Kyoto, Japan.
- [9] Freeman S.A., Nicoletti, J.P., Tyrell, J.V. *Evaluation of existing buildings for seismic risk – A case study of Puget Sound Naval Shipyard, Bremerton, Washington*. Proceedings of U.S. National Conference on Earthquake Engineering, 1975, 113-122, Oakland, California.
- [10] ATC-40. *Seismic evaluation and retrofit of concrete buildings, Vol. 1 & 2*. Applied Technology Council, Redwood City, California, 1996.
- [11] Lawson, R.S., Vance, V., Krawinkler, H. *Nonlinear static pushover analysis, why, when and how?*. Proceedings of 5th U.S. National Conference on Earthquake Engineering, 1994, Vol.1, 283-292, Chicago, Illinois.
- [12] Krawinkler, H. *New trends in seismic design methodology*. Proceedings of the 10th European Conference on Earthquake Engineering, 1995, Vol.2, 821-830, Vienna, Austria.
- [13] Faella, G. *Evaluation of RC structures seismic response by means of nonlinear static pushover analysis*. Proceedings of the 11th World Conference on Earthquake Engineering, 1996, Paper no.1146, Acapulco, Mexico.
- [14] Kim, S., D’Amore, E. *Pushover analysis procedures in earthquake engineering*. Earthquake Spectra, 1999, Vol.15, No.3, 417-434.
- [15] Naiem, F., Lobo, R.M. *Avoiding common pitfalls in pushover analysis*. Proceedings of the 8th Canadian Conference on Earthquake Engineering, 1999, 269-274, Vancouver, Canada.
- [16] López-Menjivar, M.A. *A review of existing pushover methods for 2-D reinforced concrete buildings*. Dissertação de Doutoramento, Rose School, 2004.

- [17] Paret, T.F., Sasaki, K.K., Eilbeck, D.H., Freeman, S.A. *Approximate inelastic procedures to identify failure mechanisms from higher mode effects*. Proceedings of the 11th World Conference on Earthquake Engineering, 1996, Paper no.966, Acapulco, Mexico.
- [18] Sasaki, K.K., Freeman, S.A., Paret, T.F. *Multi-mode pushover procedure (MMP) – A method to identify the effects of higher modes in a pushover analysis*. Proceedings of the 6th U.S. National Conference on Earthquake Engineering, 1998, Seattle, Washington.
- [19] Moghadam, A.S., Tso, W.K. *A pushover procedure for tall buildings*. Proceedings of the 12th European Conference on Earthquake Engineering, 2002, Paper No.395, London, United Kingdom.
- [20] Chopra, A.K., Goel, R.K. *A modal pushover analysis procedure for estimating seismic demands for buildings*. Earthquake Engineering and Structural Demands, 2002, Vol.31, 561-582.
- [21] Chopra, A.K., Goel, R.K., Chintanapakdee, C. *Evaluation of a modified MPA procedure assuming higher modes as elastic to estimate seismic demands*. Earthquake Spectra, 2004, Vol.20, No.3, 757-778.
- [22] Jan, T.S., Liu, M.W., Kao, Y.C. *An upper-bound pushover analysis procedure for estimating seismic demands of high-rise buildings*. Engineering Structures, 2004, Vol.26, 117-128.
- [23] Bracci, J.M., Kunnath, S.K., Reinhorn, A.M. *Seismic performance and retrofit evaluation of RC structures*. Journal of Structural Engineering, 1997, Vol.123, 3-10.
- [24] Lefort, T. *Advanced pushover analysis of RC multi-storey buildings*. Dissertação de Mestrado, Imperial College London, 2000.
- [25] Gupta, B., Kunnath, S.K. *Adaptive spectra-based pushover procedure for seismic evaluation of structures*. Earthquake Spectra, 2000, Vol.16, 367-391.
- [26] Requena, M., Ayala, G. *Evaluation of a simplified method for the determination of the nonlinear seismic response of RC frames*. Proceedings of the 12th World Conference on Earthquake Engineering, 2000, Paper No.2109, Auckland, New Zealand.
- [27] Albanesi, T., Biondi, S., Petrangeli, M. *Pushover analysis: An energy based approach*. Proceedings of the 12th European Conference on Earthquake Engineering, 2002, Paper No.605, London, United Kingdom.
- [28] Elnashai, A.S. *Advanced inelastic static (pushover) analysis for earthquake applications*. Structural Engineering and Mechanics, 2001, Vol.12, 51-69.
- [29] Antoniou, S., Pinho, R. *Advantages and limitations of adaptive and non-adaptive force-based pushover procedures*. Journal of Earthquake Engineering, 2004, Vol.8, No.4, 497-522.
- [30] Antoniou, S., Pinho, R. *Development and verification of a displacement-based adaptive pushover procedure*. Journal of Earthquake Engineering, 2004, Vol.8, No.5, 643-661.
- [31] Kalkan, E., Kunnath, S.K. *Adaptive modal combination procedure for nonlinear static analysis of building structures*. Journal of Structural Engineering, ASCE, 2006, Vol.132, No.11, 1721-1731.
- [32] Casarotti, C., Pinho, R. *An adaptive capacity spectrum method for assessment of bridges subjected to earthquake action*. Bulletin of Earthquake Engineering, 2007, Vol.5, No.3, 377-390.
- [33] SeismoSoft SeismoStruct – A Computer Program for Static and Dynamic Nonlinear Analysis of Framed Structures. Disponível online em: <http://www.seismosoft.com>, 2006.

- [34] Computers & Structures, Inc. *SAP2000 v10.0.1 – Structural Analysis Program*. Berkeley, California, U.S.A., 2005.
- [35] Priestley, M.J.N., Calvi, G.M., Kowalsky, M.J. *Displacement-based seismic design of structures*. IUSS Press, 2007, Pavia, Italy.
- [36] Aktan, A.E., Pecknold, D.A., Sozen, M.A. *R/C column earthquake response in two dimensions*. Journal of the Structural Division, ASCE, 1974, Vol.100, No.ST10, 1999-2015.
- [37] Madas, P. *Advanced Modelling of Composite Frames Subjected to Earthquake Loading*. Dissertação de Doutoramento, Imperial College, University of London, 1993.
- [38] Mander, J.B., Priestley, M.J.N., Park, R. *Theoretical stress-strain model for confined concrete*. Journal of Structural Engineering, 1988, Vol.114, No.8, 1804-1826.
- [39] Martinez-Rueda J.E., Elnashai, A.S. *Confined concrete model under cyclic load*. Materials and Structures, 1997, Vol. 30, No.197, 139-147.
- [40] Popovics, S. *A numerical approach to the complete stress-strain curves for concrete*. Cement and Concrete Research, 1973, Vol.5, No.3, 583-599.
- [41] Sheikh, S.A., Uzumeri, S.M. *Strength and ductility of tied concrete columns*. Journal of the Structural Division, ASCE, 1980, Vol.106, No.5, 1079-1102.
- [42] Izzuddin, B.A. *Nonlinear Dynamic Analysis of Framed Structures*. Dissertação de Doutoramento, Imperial College, 1991.
- [43] Baker, A.L.L., Amarakone, A.M.N. *Inelastic Hyperstatic Frames Analysis*. Proceedings of the International Symposium on the Flexure Analysis, 1964, 85-142, Miami, USA.
- [44] Park, R., Pauley, T. *Reinforced concrete structures*. John Wiley & Sons, New York, 1975.
- [45] Priestley, M.J.N., Park, R. *Strength and ductility of bridge substructures*. Research Report nº 84-20, 1984, University of Canterbury.
- [46] Priestley, M.J.N., Seible, F., Calvi, G.M.S. *Seismic design and retrofit of bridges*. John Wiley & Sons, New York, 1996.
- [47] Park, R., Priestley, M.J.N., Gill, W.D. *Ductility of square-confined concrete columns*. Journal of the Structural Division, ASCE, 1982, Vol.108, No.ST4, 929-950.
- [48] Kent, D.C., Park, R. *Flexural members with confined concrete*. Journal of the Structural Division, ASCE, 1971, Vol.97, No.ST7, 1969-1990.
- [49] Scott, B.D., Park, R., Priestley, M.J.N. *Stress-strain relationship for confined concrete*. Research Report No. 80-6, 1980, University of Canterbury.
- [50] Thompson, K.J., Park, R. *Moment-curvature behaviour of cyclically loaded structural concrete members*. Journal Structural Division, Part 2, 1980.
- [51] Giuffré, A., Pinto, P.E. *II Comportamento del Cemento Armado per Sollecitazioni Cicliche di Forte Intensità*. Giornale del Genio Civile, 1970.
- [52] Menegotto, M., Pinto, P.E. *Method of analysis for cyclically loaded reinforced concrete plane frames including changes in geometry and non-elastic behaviour of elements under combined normal force and bending*. Symposium on the Resistance and Ultimate Deformability of Structures Acted on by Well Defined Repeated Loads, 1973, 15-22, Zurich, Switzerland.

- [53] CEB. *Response of R.C. Critical Regions Under Large Amplitude Reversed Actions*. CEB Bulletin d'Information, No.161, 1983.
- [54] Carvalho, E.C., Coelho, E., Campos-Costa, A. *Preparation of the full-scale testes on reinforced concrete frames*. ICONS Report, Innovative Seismic Design Concepts for New and Existing Structures, European TMR Network, LNEC, 1999.
- [55] FEMA-273, *NEHRP – Guidelines for the Seismic Rehabilitation of Buildings*. Building Seismic Safety Council, Washington, D.C., 1997.
- [56] SAC Joint Venture. *Develop Suites of Time Histories, Project Task: 5.4.1, Draft Report, March 21. 1997*, Sacramento, USA.