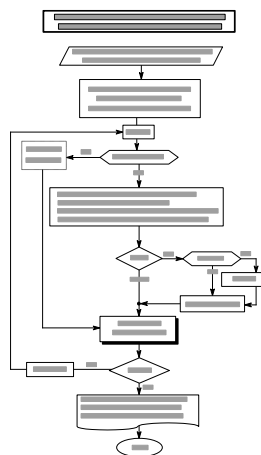
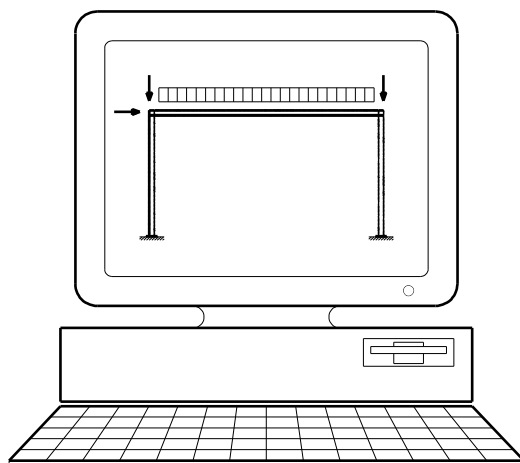




UNIVERSIDADE TÉCNICA DE LISBOA
INSTITUTO SUPERIOR TÉCNICO



**IMPLEMENTAÇÃO COMPUTACIONAL E AUTOMATIZAÇÃO DO
DIMENSIONAMENTO DE PÓRTICOS DE ACORDO COM O EC3**

Vitor Manuel Lopes de Brito Saraiva Barreto
(Licenciado)

Orientador Científico
Prof. Dinar Reis Zamith Camotim

Dissertação para obtenção do grau de Mestre
em Engenharia de Estruturas

Março de 1997

IMPLEMENTAÇÃO COMPUTACIONAL E AUTOMATIZAÇÃO DO DIMENSIONAMENTO DE PÓRTICOS DE ACORDO COM O EC3

RESUMO

O objectivo deste trabalho consiste em apresentar uma contribuição para a implementação computacional e automatização da utilização das disposições do Eurocódigo 3 (EC3) que dizem respeito ao dimensionamento e verificação de segurança de pórticos planos em relação a estados limites últimos. Começa-se por definir as várias etapas envolvidas e a sequência por que devem ser cumpridas, após o que se apresenta, para cada uma delas, a descrição dos procedimentos, opções e decisões que lhe correspondem. Na medida em que a referida descrição é feita tendo já em vista a automatização de todo o processo, dá-se uma atenção particular à interligação que existe entre os vários procedimentos e à identificação daqueles que requerem esforço de cálculo. Em seguida, (i) abordam-se os métodos e as estratégias empregues na implementação computacional destes últimos procedimentos e (ii) descrevem-se os aspectos ligados à elaboração de um programa de cálculo automático que executa todas as operações relacionadas com o dimensionamento e verificação de segurança de pórticos, praticamente sem intervenção do utilizador. Discutem-se os diferentes tipos de utilização do processo de automatização implementado e, finalmente, apresentam-se alguns exemplos ilustrativos que possibilitam uma melhor compreensão da estrutura, modo de funcionamento e potencialidades do programa de cálculo desenvolvido.

**COMPUTER IMPLEMENTATION AND AUTOMATION
OF THE DESIGN OF FRAMES
ACCORDING TO EC3**

ABSTRACT

The objective of this work consists of presenting a contribution to the computational implementation and automation of the use of the provisions of Eurocode 3 (EC3) concerned with the design and safety checking of plane frames with respect to ultimate limit states. Initially, all the different tasks involved, as well as the sequence of their performance, are defined, after which a description of the procedures, options and decisions corresponding to each of them is presented. Since such description is made having already in mind the automation of the whole process, particular attention is paid to the interconnection existing between the various procedures and to the identification of those procedures requiring computational effort. Next, (i) the methods and strategies employed in the computer implementation of these last procedures are dealt with and (ii) the aspects related to the elaboration of a computer program which performs all the operations associated to the design and safety checking of frames, practically without the user's intervention, are described. The different types of use of the automation process implemented are discussed and, finally, a number of illustrative examples are presented, which enable a better understanding of the structure, flow of operation and capabilities of the computer program developed.

PALAVRAS CHAVE

Pórticos de Aço

Implementação Computacional e Automatização

Análise Global Elástica

Dimensionamento e Verificação de Segurança

Estados Limites Últimos

Eurocódigo 3

KEY WORDS

Steel Frames

Computer Implementation and Automation

Global Elastic Analysis

Design and Safety Checking

Ultimate Limit States

Eurocode 3

AGRADECIMENTOS

Ao Professor Dinar Camotim pela qualidade dos seus ensinamentos, orientação, amizade e camaradagem. Fique ainda registado o agradecimento pela total dedicação, disponibilidade e pertinácia que viabilizaram muitas das reuniões de trabalho aos fins de semana, em virtude de condicionalismos do meu serviço e da longa distância entre Faro e Lisboa.

Ao colega Inácio Santos, do Departamento de Educação Visual e Tecnológica da E.S.E. da Universidade do Algarve, pelo apoio ao nível informático.

Aos colegas das disciplinas de Resistência de Materiais, Análise de Estruturas e Dimensionamento de Estruturas da E.S.T. da Universidade do Algarve, que foram sobrecarregados com parte do meu serviço docente.

Aos meus pais pelo incentivo e apoio permanentes, educação e valores transmitidos desde criança.

Aos meus sogros pela sua voluntariedade e que em tudo ajudaram, a mim e à minha mulher, no que esteve ao seu alcance.

À minha mulher, a quem dedico este trabalho, pelo optimismo, incentivo e motivação transmitidos durante todo o período de realização da Tese. Agradeço-lhe ainda o estoicismo com que me substituiu nas tarefas que me cabem como companheiro e pai, sobretudo durante as minhas ausências constantes e prolongadas.

ÍNDICE

Índice de Figuras.....	XIV
Índice de Tabelas	XVI
Notação.....	XVII
Convenções Adoptadas nos Diagramas Sequenciais.....	XXIII

CAPÍTULO 1

INTRODUÇÃO.....	1
1.1 Considerações Gerais.....	1
1.2 Eurocódigo.....	3
1.2.1 Generalidades.....	3
1.2.2 Breve descrição.....	3
1.3 Motivação, Âmbito e Objectivo da Tese.....	7
1.4 Organização do Trabalho.....	11

CAPÍTULO 2

ANÁLISE E SISTEMATIZAÇÃO DAS DISPOSIÇÕES DO EC3

RELATIVAS A PÓRTICOS.....	13
2.1 Introdução.....	13
2.2 Identificação das Etapas a Cumprir.....	14
2.3 Classificação do Pórtico.....	16
2.3.1 Resistência lateral.....	16
2.3.1.1 Determinação de V_{cr}	17
2.3.2 Secções transversais das barras.....	20
2.3.2.1 Classificação das secções em I com banzos iguais.....	22
2.3.3 Ligações.....	32
2.4 Determinação da(s) Secção(ões) Efectiva(s).....	36
2.4.1 Larguras efectivas.....	37
2.4.2 Métodos de determinação de uma secção efectiva.....	42
2.4.2.1 Método Directo.....	43
2.4.2.2 Método Indirecto (iterativo).....	43
2.4.3 Verificação da resistência de secções de classe 4.....	44

2.5	Consideração das Imperfeições	48
2.5.1	Imperfeições globais do pórtico.....	48
2.5.2	Imperfeições das barras.....	50
2.6	Escolha do Método de Análise Global	53
2.6.1	Métodos de análise global previstos no EC3.....	53
2.6.2	Escolha de um método de análise global.....	56
2.7	Cálculo dos Esforços de Dimensionamento	57
2.7.1	Tipos de efeitos de 2ª ordem (efeitos P-delta).....	57
2.7.2	Necessidade de contabilizar os efeitos de 2ª ordem.....	60
2.7.3	Contabilização indirecta dos efeitos P - Δ	60
2.7.4	Redistribuição de esforços.....	62
2.7.5	Diagrama sequencial.....	63
2.8	Verificação da Estabilidade do Pórtico	64
2.8.1	Determinação dos comprimentos de encurvadura.....	66
2.8.1.1	Determinação exacta dos comprimentos de encurvadura	67
2.8.1.2	Utilização dos ábacos do anexo E do EC3.....	67
2.9	Verificação de Segurança dos Montantes e Travessas	70
2.9.1	Verificação de resistência de uma secção.....	72
2.9.1.1	Considerações preliminares.....	72
2.9.1.1.1	Secções de classe 4.....	74
2.9.1.2	Esforços simples.....	74
2.9.1.3	Combinação de esforços - sem influência de esforços transversos.....	76
2.9.1.4	Combinação de esforços - com influência de esforços transversos.....	77
2.9.1.5	Diagrama sequencial.....	82
2.9.2	Verificação da resistência de uma barra.....	83
2.9.2.1	Considerações preliminares.....	83
2.9.2.1.1	Contraventamento da barra.....	84
2.9.2.1.2	Barras de classe 4.....	86
2.9.2.2	Resistência de uma coluna à encurvadura por flexão.....	86
2.9.2.2.1	Modo crítico de encurvadura.....	89
2.9.2.3	Resistência de uma viga à encurvadura lateral.....	90
2.9.2.3.1	Determinação de M_{Cr}	92
2.9.2.3.1.1	Valores de C_1 e C_2	94
2.9.2.4	Resistência de uma barra sujeita a uma combinação de esforços.....	98
2.9.2.4.1	Barras de classe 4.....	100

2.9.2.4.2 Resistência de uma viga submetida a flexão biaxial	100
2.9.2.4.3 Resistência de uma viga traccionada.....	100
2.9.2.4.4. Resistência de uma viga-coluna.....	102
2.9.2.5 Diagrama sequencial.....	108

CAPÍTULO 3

IMPLEMENTAÇÃO COMPUTACIONAL E AUTOMATIZAÇÃO.....	109
3.1 Introdução.....	109
3.2 Implementação Computacional.....	110
3.2.1 Identificação dos procedimentos que requerem um esforço de cálculo significativo.....	110
3.2.2 Classificação do pórtico quanto ao contraventamento.....	112
3.2.3 Determinação da relação V_{sd}/V_{cr}	112
3.2.3.1 Método Aproximado.....	112
3.2.3.2 Método Exacto.....	113
3.2.4 Classificação de uma secção transversal submetida a flexão desviada e/ou composta	114
3.2.4.1 Determinação da linha neutra plástica.....	115
3.2.5 Determinação das propriedades efectivas de uma secção de classe 4	117
3.2.5.1 Determinação de A_{eff}	118
3.2.5.2 Determinação de $W_{eff.y}$	118
3.2.5.3 Determinação de $W_{eff.z}$	119
3.2.6 Determinação das forças equivalentes às imperfeições do pórtico.....	119
3.2.7 Determinação de “esforços sway”.....	120
3.2.8 Método adoptado para a análise global de 2ª ordem.....	120
3.2.9 Redistribuição de esforços.....	122
3.2.10 Determinação dos comprimentos de encurvadura.....	123
3.2.10.1 Método Exacto.....	124
3.2.10.2 Método Aproximado (ábacos do anexo E do EC3).....	125
3.2.11 Verificação de resistência de uma secção transversal.....	125
3.2.11.1 Determinação dos valores da tensão de cedência a utilizar.....	125
3.2.11.2 Identificação da fibra condicionante (classe 3).....	127
3.2.11.3 Identificação da fibra condicionante (classe 4).....	127
3.2.11.3.1 Sem influência de esforço transversal.....	127
3.2.11.3.2 Com influência de esforço transversal.....	129

3.2.12	Verificação de resistência de uma barra.....	129
3.2.12.1	Determinação do valor de χ	129
3.2.12.2	Determinação do valor de χ_{LT}	130
3.2.12.3	Determinação dos valores de C_1 e C_2	130
3.2.12.4	Determinação do valor de $M_{eff.Sd}$	131
3.2.12.5	Identificação da fibra condicionante (barras de classe 4)	132
3.2.12.6	Determinação do valor de β_M	132
3.3	Automatização	133
3.3.1	Introdução.....	133
3.3.2	Descrição global do programa.....	133
3.3.2.1	Análise global do pórtico.....	135
3.3.2.2	Verificação de segurança de uma barra isolada.....	140
3.3.2.2.1	Cálculos preliminares.....	142
3.3.2.2.2	Segurança das secções em relação a tensões normais.....	143
3.3.2.2.3	Segurança da barra em relação a fenómenos de encurvadura.....	144
3.3.3	Procedimentos ligados à automatização.....	147
3.3.3.1	Introdução e leitura de dados.....	147
3.3.3.1.1	Pórtico.....	147
3.3.3.1.2	Barra isolada.....	149
3.3.3.1.3	Comodidade e eficiência.....	149
3.3.3.2	Combinação de acções.....	150
3.3.3.2.1	Pórtico.....	150
3.3.3.2.2	Barra isolada.....	151
3.3.3.3	Valores dos coeficientes C_1 e C_2	151
3.3.3.4	Valores dos factores de equivalência a momento uniforme.....	152
3.3.3.5	Substituição automática de perfis.....	154
3.3.3.6	Alteração de dados.....	154
3.3.3.7	Resultados.....	155
3.3.3.7.1	Pórtico.....	155
3.3.3.7.2	Barra isolada.....	156
3.3.3.7.3	Tratamento e manipulação.....	156
3.3.4	Modos de utilização do programa.....	157

CAPÍTULO 4	
EXEMPLOS	161
4.1 Introdução	161
4.2 Pórticos	162
4.2.1 Pórtico contraventado.....	162
4.2.1.1 Resultados.....	162
4.2.1.2 Comentários.....	164
4.2.2 Pórtico não contraventado.....	164
4.2.2.1 Resultados.....	165
4.2.2.2 Comentários.....	168
4.2.2.2.1 Esforços de dimensionamento.....	168
4.2.2.2.2 Verificação de segurança das barras.....	169
4.3 Barras Isoladas	170
4.3.1 Barra contraventada.....	170
4.3.1.1 Resultados.....	170
4.3.1.2 Comentários.....	173
4.3.2 Barra não contraventada.....	173
4.3.2.1 Viga-Coluna.....	174
4.3.2.1.1 Resultados.....	174
4.3.2.1.2 Comentários.....	176
4.3.2.2 Viga traccionada.....	177
4.3.2.2.1 Resultados.....	177
4.3.2.2.2 Comentários.....	178
 CAPÍTULO 5	
CONCLUSÃO	181
5.1 Considerações Finais	181
5.2 Desenvolvimentos Futuros	186
 REFERÊNCIAS	187
 ANEXO A - Matriz de Rigidez Exacta do Pórtico	195
 ANEXO B - Determinação da Linha Neutra Plástica	199

ÍNDICE DE FIGURAS

Figura 1.1	- Configuração e natureza das ligações dos pórticos estudados.....	9
Figura 1.2	- Configurações de pórticos com uma e duas travessas inclinadas.....	9
Figura 2.1	- Classificação de um pórtico quanto ao seu contraventamento.....	16
Figura 2.2	- DS relativo à classificação do pórtico quanto à sua resistência lateral.....	18
Figura 2.3	- Pórticos com malha ortogonal sem e com descontinuidades.....	19
Figura 2.4	- Variação do comportamento à flexão de uma secção em função da classe a que pertence.....	21
Figura 2.5	- Caracterização da geometria e orientação da secção considerada.....	22
Figura 2.6	- DS relativo à determinação da classe de uma secção transversal em I.....	31
Figura 2.7	- Domínios relativos à classificação das ligações - rigidez e/ou resistência.....	34
Figura 2.8	- Diagramas momento-rotação de ligações.....	35
Figura 2.9	- DS relativo à verificação de resistência de uma secção de classe 4.....	46
Figura 2.10	- Secções efectivas necessárias para a verificação da resistência de uma secção de classe 4.	47
Figura 2.11	- Equivalência entre as inclinações iniciais e as forças horizontais.....	49
Figura 2.12	- Inclinação inicial e forças equivalentes em pórticos de um vão e um piso.....	50
Figura 2.13	- Caracterização das imperfeições das barras.....	51
Figura 2.14	- Diagramas tensões-deformações de materiais.....	55
Figura 2.15	- Diagramas momentos curvaturas correspondentes a comportamentos das secções.....	55
Figura 2.16	- Efeitos de 2ª ordem em pórticos.....	58

Figura 2.17 - DS relativo à escolha de um método para calcular os esforços de dimensionamento de um pórtico.....	63
Figura 2.18 - Modelos estruturais para a determinação dos comprimentos de encurvadura.....	68
Figura 2.19 - DS relativo à influência do(s) esforço(s) transverso(s) na verificação de segurança de uma secção.....	82
Figura 2.20 - Curvas de dimensionamento de colunas.....	87
Figura 2.21 - Curvas de dimensionamento de vigas	91
Figura 2.22 - Viga ou troço de viga actuado por momentos de extremidade e por uma força uniformemente distribuída...	97
Figura 2.23 - Determinação de $M_{eff.Sd}$	102
Figura 2.24 - Valores dos factores de equivalência a momento uniforme $\beta_{M.y}$, $\beta_{M.z}$ e $\beta_{M.LT}$	106
Figura 2.25 - DS relativo à verificação de resistência de barras.....	108
Figura 3.1 - DS relativo à classificação de secções sujeitas a flexão desviada e/ou composta.....	115
Figura 3.2 - Definição das forças laterais equivalentes aos efeitos de 2ª ordem.....	121
Figura 3.3 - Fibras condicionantes de uma secção de classe 4	128
Figura 3.4 - DS das automatizações implementadas.....	135
Figura 3.5 - DS relativo à análise global do pórtico.....	136
Figura 3.6 - DS relativo à VS de uma barra isolada.....	141
Figura 3.7 - DS relativo à VS de uma barra onde podem ocorrer fenómenos de encurvadura por flexão.....	146
Figura 3.8 - DS relativo à VS de uma barra onde podem ocorrer fenómenos de encurvadura lateral.....	146
Figura 3.9 - DS relativo à VS de uma barra onde podem ocorrer fenómenos de encurvadura.....	147
Figura 3.10 - Exemplo da utilização da rotina gráfica para calcular $\beta_{M.y}$	153
Figura 4.1 - Pórtico contraventado (exemplo 1).....	162
Figura 4.2 - Pórtico não contraventado (exemplo 2).....	165
Figura 4.3 - Barra contraventada (exemplo 3).....	170
Figura 4.4 - Barra não contraventada (exemplo 4).....	173
Figura A.1 - Graus de liberdade globais (d_i) e locais (q_j).....	195
Figura B.1 - Linhas neutras plásticas	199
Figura B.2 - Flexão desviada composta com compressão	200
Figura B.3 - Flexão desviada composta com tracção.....	201

ÍNDICE DE TABELAS

Tabela 2.1 -	Classificação de almas - limites de esbelteza	23
Tabela 2.2 -	Classificação de banzos salientes - limites de esbelteza	24
Tabela 2.3 -	Valores do coeficiente de encurvadura de placa k_{σ}	25
Tabela 2.4 -	Modelos de dimensionamento e verificação de segurança.....	26
Tabela 2.5 -	Classificação das almas de secções submetidas a flexão recta composta	29
Tabela 2.6 -	Largura e localização da zona efectiva das almas.....	40
Tabela 2.7 -	Largura e localização da zona efectiva dos banzos.....	41
Tabela 2.8 -	Tipo de barras e combinação de esforços actuantes.....	71
Tabela 2.9 -	Critérios de VS - esforços simples.....	75
Tabela 2.10 -	Critérios de VS - combinações de esforço axial e momentos flectores sem influência de esforço transversal.....	76
Tabela 2.11 -	Critérios de VS - combinações de esforço axial e momentos flectores com influência de esforço transversal.....	78
Tabela 2.12 -	Valores do factor de redução χ	88
Tabela 2.13 -	Seleção da curva de dimensionamento.....	89
Tabela 2.14 -	Valores do factor de redução χ_{LT}	92
Tabela 2.15 -	Valores do coeficiente C_1 correspondentes a carregamentos constituídos por momentos aplicados nas extremidades.....	95
Tabela 2.16 -	Valores dos coeficientes C_1 e C_2 correspondentes a carregamentos constituídos por forças aplicadas ao longo do vão da viga.....	96
Tabela 2.17 -	Expressões analíticas. Valores dos coeficientes C_1 e C_2	97
Tabela 2.18 -	Critérios de VS - viga submetida a flexão biaxial.....	100
Tabela 2.19 -	Critérios de VS - vigas traccionadas.....	101
Tabela 2.20 -	Critérios de VS - vigas-coluna.....	103
Tabela 2.21 -	Coeficientes $k_y, k_z, k_{LT}, \mu_y, \mu_z$ e μ_{LT}	105

NOTAÇÃO

A	Área da secção bruta.
A_{eff}	Área da secção efectiva.
\bar{A}_{eff}	Área da secção efectiva determinada tendo em conta tensões normais reduzidas.
$A_{v,z}$ e $A_{v,y}$	Áreas de corte segundo cada um dos eixos.
A_w	Área da alma.
b_c	Largura da porção comprimida do elemento da secção.
b_{eff}	Largura efectiva de parte da secção total ou parcialmente sujeita a tensões normais.
C	Factor de amplificação $[1 / (1 - V_{Sd}/V_{cr})]$.
C_1 e C_2	Coeficientes necessários para a determinação de M_{cr} . (Dependem da configuração do diagrama de momentos flectores $M_{y,Sd}$ ao longo da barra ou troço.)
CLN	Distância ao eixo z-z da intersecção da linha neutra plástica com a linha média do banzo mais comprimido.
DS	Diagrama sequencial.
DVS	Dimensionamento e/ou Verificação de Segurança.
d	Altura da alma.
d_{LN}	Distância ao eixo y-y do ponto de intersecção da linha neutra plástica com a linha média da alma.
E	Módulo de Elasticidade do aço.
ETS	Esforços transversos associados ao deslocamento lateral do piso do pórtico.
F_{eq}	Forças equivalentes às imperfeições por falta de verticalidade dos montantes do pórtico.
f_u	Tensão de rotura mínima do aço à tracção.
f_y	Tensão de cedência do aço.
G	Módulo de elasticidade transversal do aço.
I_t	Inércia de torção da secção transversal da peça.
I_w	Constante de empenamento da secção transversal.
I_y	Momento de inércia da secção transversal em relação ao eixo y-y.

I_z	Momento de inércia da secção transversal em relação ao eixo z-z.
k	Factor de comprimento efectivo à flexão em torno de z-z da barra ou troço.
k_L	Comprimento de encurvadura da barra (ou troço) associado à flexão em torno do eixo z-z.
k_w	Factor de comprimento efectivo ao empenamento da secção transversal.
k_y e k_z	Factores de amplificação de momentos flectores para ter em conta os efeitos de segunda ordem resultantes da interacção entre o esforço axial de compressão e a deformação por flexão da peça.
k_σ	Coefficiente de encurvadura de placa sujeita a tensões normais.
L	Comprimento real da peça (ou troço).
L_y e L_z	Comprimento da barra (ou troço) entre apoios e/ou pontos de contraventamento associados à flexão em torno de y-y e de z-z.
l_e	Comprimento de encurvadura da barra ou coluna.
$l_{e,y}$ e $l_{e,z}$	Comprimentos de encurvadura da barra (ou troço) associado à flexão em torno de y-y e de z-z.
l_{eCDL}	Comprimento de encurvadura associado ao modo de instabilidade com deslocamento lateral.
l_{eSDL}	Comprimento de encurvadura associado ao modo de instabilidade sem deslocamento lateral.
MAM	Método de amplificação dos momentos “sway”.
$M_{b,Rd}$	Valor de cálculo do momento resistente da peça à encurvadura lateral.
MCE	Método dos comprimentos de encurvadura.
$M_{c,y,Rd}$ e $M_{c,z,Rd}$	Valores de cálculo dos momentos resistentes da secção transversal respectivamente em torno dos eixos y-y e z-z.
M_{cr}	Momento crítico elástico associado à encurvadura lateral da barra (ou troço).
$M_{eff,Sd}$	Valor de cálculo efectivo do momento flector actuante considerando o efeito favorável do esforço axial de tracção $N_{t,Sd}$.



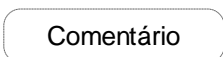
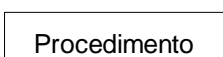
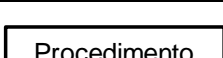
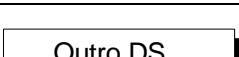
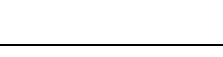
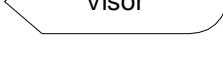
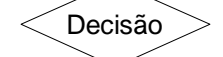
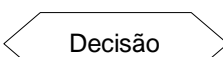

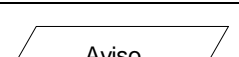
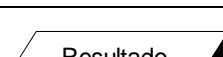
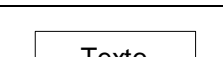

$M_{\text{eff.y.Rd}}$ e $M_{\text{eff.z.Rd}}$	Valores de cálculo dos momentos resistentes da secção efectiva.
$M_{\text{el.y.Rd}}$ e $M_{\text{el.z.Rd}}$	Valores de cálculo dos momentos resistentes elásticos.
M_{I}	Momentos que resultam de uma análise global de 1ª ordem.
$M_{\text{N.y.Rd}}$ e $M_{\text{N.z.Rd}}$	Momentos resistentes plásticos da secção à flexão recta composta com esforço axial.
$M_{\text{NV.y.Rd}}$ e $M_{\text{NV.z.Rd}}$	Momentos resistentes plásticos da secção à flexão recta composta com esforço axial afectados pela influência dos esforços transversos $V_{z.Sd}$ e $V_{y.Sd}$ respectivamente.
$M_{\text{pl.y.Rd}}$ e $M_{\text{pl.z.Rd}}$	Valores de cálculo dos momentos resistentes plásticos da secção transversal respectivamente em torno dos eixos $y-y$ e $z-z$.
M_{S}	Momentos associados ao deslocamento lateral do piso do pórtico (“momentos sway”).
M_{S}	Valores dos “momentos sway”.
$M_{\text{V.y.Rd}}$ e $M_{\text{V.z.Rd}}$	Valor de cálculo dos momentos resistentes da secção em torno de $y-y$ e de $z-z$, afectados pela influência dos esforços transversos $V_{z.Sd}$ e $V_{y.Sd}$ respectivamente.
$M_{y.Sd}$ e $M_{z.Sd}$	Valores de cálculo dos momentos flectores actuantes respectivamente em torno dos eixos $y-y$ e $z-z$.
$N_{\text{b.min.Rd}}$	Valor de cálculo da menor das resistências à encurvadura por flexão da barra (ou troço) comprimido.
$N_{\text{b.Rd}}$	Valor de cálculo da resistência à encurvadura por flexão da barra (ou troço) comprimido.
$N_{\text{c.Rd}}$	Valor de cálculo da resistência à compressão da secção transversal.
$N_{\text{c.Sd}}$	Valor de cálculo do esforço normal actuante à compressão.
N_{I}	Esforços normais que resultam de uma análise global de 1ª ordem.
$N_{\text{pl.Rd}}$	Valor de cálculo da resistência plástica da secção bruta.
N_{Sd}	Valor de cálculo do esforço normal actuante.

$N_{t.Rd}$	Valor de cálculo da resistência à tracção da secção transversal.
$N_{t.Sd}$	Valor de cálculo do esforço normal actuante à tracção.
$N_{u.Rd}$	Valor de cálculo da resistência última da secção útil.
$N_{Vc.Rd}$ e $N_{Vt.Rd}$	Valor de cálculo da resistência à compressão e à tracção da secção transversal influenciado pela presença de esforços transversos $V_{z.Sd}$ e/ou $V_{y.Sd}$.
PCDL	Pórtico com deslocamentos laterais.
PSDL	Pórtico sem deslocamentos laterais.
t_f	Espessura do banzo de uma secção I.
t_w	Espessura da alma de uma secção I.
V_{cr}	Carga crítica de bifurcação elástica do pórtico associada ao modo de instabilidade que envolve deslocamentos laterais dos seus nós.
V_I	Esforços transversos que resultam de uma análise global de 1ª ordem.
$V_{pl.z.Rd}$ e $V_{pl.y.Rd}$	Valores de cálculo da resistência plástica respectivamente nas direcções z-z e y-y da secção ao esforço transversal.
VS	Verificação(ões) de Segurança.
V^S	Valores dos “esforços transversos sway”.
V_{Sd}	Valor de cálculo da carga vertical total aplicada ao pórtico.
$V_{y.Sd}$ e $V_{z.Sd}$	Valores de cálculo dos esforços transversos actuantes respectivamente nas direcções y e z.
W_{com}	Módulo elástico de flexão em torno de y para a fibra mais comprimida, no caso de flexão composta com tracção.
$W_{eff.y}$ e $W_{eff.z}$	Módulos elásticos de flexão da secção transversal efectiva.
$\overline{W}_{eff.y}$ e $\overline{W}_{eff.z}$	Módulos elásticos de flexão da secção transversal efectiva quantificada com base em tensões reduzidas pela influência dos esforços transversos elevados.
$W_{el.y}$ e $W_{el.z}$	Módulos elásticos de flexão da secção transversal.
$W_{pl.y}$ e $W_{pl.z}$	Módulos plásticos de flexão da secção transversal.
α	Parâmetro de imperfeição de colunas.
α	Factor de amplificação de cargas ou esforços axiais na análise global da estrutura.

α	Posição da linha neutra plástica (α_f ou α_w).
α_{cr}	Coeficiente crítico (valor crítico da bifurcação).
α_f	Posição da linha neutra plástica no banzo (tabela 2.2).
α_w	Posição da linha neutra plástica na alma (tabela 2.1).
β	Inclinação da linha neutra plástica ao eixo y - y .
β_A	Razão entre a área efectiva e área bruta.
$\beta_{M.LT}$	Factor que depende da configuração do diagrama de momentos flectores entre pontos de contraventamento lateral.
$\beta_{M.y}$	Factor que depende da configuração do diagrama de momentos flectores $M_{y.Sd}$.
$\beta_{M.z}$	Factor que depende da configuração do diagrama de momentos flectores $M_{z.Sd}$.
γ_M	Coeficiente parcial de segurança.
γ_{M0}	Coeficiente parcial de segurança relativo à resistência das secções transversais de classes 1,2 e 3.
γ_{M1}	Coeficiente parcial de segurança relativo à resistência das secções transversais de classes 4.
γ_{M1}	Coeficiente parcial de segurança associado à resistência da barra (ou troço) à encurvadura.
δ_i	Deslocamento relativo entre extremidades do andar i .
ε	Parâmetro que caracteriza o tipo de aço.
λ	Esbelteza da coluna. Parâmetro de carga.
λ_{cr}	Parâmetro de carga crítica.
$\bar{\lambda}_p$	Esbelteza normalizada de placa do elemento da secção.
$\bar{\lambda}$	Esbelteza normalizada de coluna.
$\bar{\lambda}_y$ e $\bar{\lambda}_z$	Esbelteza normalizada de flexão.
$\bar{\lambda}_{LT}$	Esbelteza normalizada lateral ou da viga.
ρ_z e ρ_y	Factores de redução da tensão de cedência f_y , devido à presença de $V_{z.Sd}$ e $V_{y.Sd}$ respectivamente.
σ_1	Tensão máxima de compressão no elemento da secção.
$\sigma_{com.Ed}$	Valor da tensão de compressão instalada na fibra mais comprimida da secção transversal devido à combinação vectorial do efeito da flexão e da tracção.
σ_{cr}	Tensão crítica de bifurcação de placa.

$\sigma_{x.Ed}$	Valor da tensão normal longitudinal instalada na peça, resultante da actuação do esforço axial e/ou momento flector.
Φ	Rotação relativa entre duas secções adjacentes que materializam uma ligação (ex.: Extremidade de uma viga com a face do pilar).
ϕ	Imperfeição por falta de verticalidade dos montantes do pórtico.
ϕ_i	Funções de estabilidade.
χ (χ_y e χ_z)	Factor de redução associado à encurvadura por flexão.
χ_{LT}	Factor de redução associado à encurvadura lateral.
ψ	Posição da linha neutra elástica.

Convenções Adoptadas nos Diagramas Sequenciais

Forma do símbolo	Significado
	Título do diagrama sequencial.
	Hipótese admitida, dados ou informação conhecida <i>a priori</i> .
	Comentário ou título de um procedimento que se vai iniciar.
	Procedimento simples: escolha de valores, leitura de valores de tabelas, etc.
	Procedimento complexo: cálculo numérico, operação lógica complexa.
	Cálculo efectuado no diagrama sequencial (DS) indicado, e cujos resultados são agora necessários.
	Amostra de informação no ecrã.
 	Decisão ou verificação.
	Ponto de ligação a outro diagrama sequencial.
	Aviso ou mensagem.
	Resultado, conclusão de uma tarefa.
	Informação na forma de texto, escrito directamente em papel ou em ficheiro de texto.
	Indica o sentido das operações.
	Indica em geral sentido ascendente, para repetição cíclica ou de retrocesso.

Observações:

Na construção dos diagramas sequenciais houve o cuidado de utilizar sempre a simbologia apresentada na tabela (adaptada de [64, 65] e do próprio “software” usado para o desenho específico destes diagramas).

Seguem-se, na medida do possível, as regras seguintes:

- (i) Nos símbolos de decisão a saída vertical corresponde, em geral, à decisão afirmativa, verdadeira ou de satisfação.
- (ii) Se num rectângulo o número de entradas é igual ao de saídas, estas fazem-se segundo o alinhamento vertical da entrada correspondente.
- (iii) Os procedimentos mais complexos ficam em geral à direita dos outros.
- (iv) As setas de retorno são a traço interrompido.
- (v) Quando houver muitos fluxos em simultâneo usar-se-ão setas com espessura diferente ou de traçado distinto.

CAPÍTULO 1

INTRODUÇÃO

1.1 CONSIDERAÇÕES GERAIS

Um estudo atento dos dados estatísticos relativos à utilização do aço com fins estruturais mostra que, pelo menos a partir do início da década de 80, existe um comportamento claramente diferenciado nas diferentes regiões do mundo e, em particular, nos vários países europeus [1, 2]. Constata-se que é no Japão que se verifica o maior consumo anual de aço por habitante, encontrando-se os Estados Unidos da América e a Europa, respectivamente, nos segundo e terceiro lugares. No caso específico da Europa, observa-se ainda a ocorrência de um incremento significativo do uso de estruturas de aço em edifícios, especialmente no Reino Unido e na Suécia [2]. Este fenómeno é particularmente visível em edifícios de um piso (essencialmente utilizados com fins industriais), a construção dos quais absorve cerca de 60% do volume de aço consumido [1, 2]. A explicação para este facto tem origem numa série de factores, de onde se destacam melhorias significativas nos capítulos (i) da produção e fabrico de perfis, (ii) da competitividade do preço do aço relativamente ao preço do cimento, (iii) da tecnologia de fabricação e montagem e (iv) da adaptabilidade e durabilidade das estruturas de aço [3].

Em Portugal, as estruturas metálicas são quase exclusivamente empregues na construção de edifícios com fins de natureza industrial e/ou comercial (instalações fabris, armazéns, centros comerciais, pavilhões gimnodesportivos, etc.), sendo muito rara a sua utilização em edifícios destinados a habitação ou escritórios [4]. Tal facto deve-se a um conjunto de razões, algumas específicas do nosso país, de entre as quais se destacam [5] (i) o elevado custo do aço, (ii) a pouca tradição recente no domínio do projecto e construção de estruturas metálicas (o que resulta, em grande parte, das carências existentes ao nível do ensino e da profissionalização ligados a estas áreas) e (iii) a inexistência ou o

custo proibitivo de componentes incorporáveis em estruturas pré-fabricadas (divisórias, pavimentos, etc.). É admissível pensar que esta situação possa vir a ser alterada com a entrada em pleno funcionamento do Espaço Económico Europeu. Na realidade, a partir dessa data Portugal ficará, por um lado, mais exposto à influência de outras formas de conceber e projectar estruturas e, por outro lado, poderá obter aço a preços mais acessíveis, como resultado da eliminação das barreiras alfandegárias. Estes factos contribuirão, certamente, para transformar as estruturas de aço numa opção técnica e economicamente mais competitiva.

Em 1992, o Comité Europeu de Normalização (CEN) publicou, com o estatuto de pré-norma europeia (ENV), o Eurocódigo 3 - Projecto de Estruturas de Aço, Parte 1.1: Regras gerais e regras para edifícios (EC3) [6], publicação essa que constituiu o culminar de um processo lento e complexo que incluiu a elaboração de várias versões preliminares (a primeira data de 1984 e baseou-se nas Recomendações da ECCS [7]), sucessivamente revistas e alteradas, e pôs em confronto as diferentes formas de abordar o projecto e a construção de estruturas de aço utilizadas nos vários países da Comunidade Europeia (CE).

Desde a entrada em vigor do EC3 com o estatuto de ENV, os países membros da CE têm vindo a proceder à sua difusão e implementação, as quais são precedidas pela elaboração do respectivo Documento de Aplicação Nacional (DAN) e assumem um carácter experimental. Nos DAN é incluída a informação relevante para a utilização do EC3 nos respectivos países [8], sendo, nomeadamente, especificados os valores a adoptar para os coeficientes parciais de segurança. Observe-se, no entanto, que em alguns casos (ver, por exemplo, os DAN francês [9] e inglês [10]), é também introduzido um vasto conjunto de disposições adicionais que comentam, clarificam, alteram ou suprimem mesmo algumas das disposições do EC3 [11]. Apesar de a duração inicialmente prevista para o período de vigência do EC3 como ENV ser de três anos, é hoje um dado adquirido que, devido a atrasos ocorridos no âmbito das actividades do CEN, a passagem do EC3 a norma europeia (EN) não terá lugar antes de 1998. Durante o período de utilização experimental do EC3, o seu estatuto de ENV possibilita aos diversos países manterem em vigor os respectivos regulamentos nacionais, independentemente da existência de potenciais situações de conflito. Essa possibilidade desaparecerá, automaticamente, quando o EC3 passar a EN.

Tudo aquilo que foi dito nos parágrafos anteriores justifica a afirmação de que é extremamente importante (e cada dia mais urgente), para os projectistas de estruturas dos vários países da CE, a familiarização com a filosofia e a aplicação das disposições do EC3 ao projecto de estruturas de aço. A consciência desta necessidade explica a grande quantidade de trabalho produzido e publicado, nos últimos anos, neste domínio, do qual as referências [12 - 26] constituem uma amostra significativa.

1.2 O EUROCÓDIGO 3

1.2.1 GENERALIDADES

O EC3 insere-se no conjunto dos "Eurocódigos de Estruturas", cuja elaboração tem em vista harmonizar as regras técnicas para o projecto de estruturas, de modo a facilitar a livre circulação de bens e a troca de serviços na Europa [27]. A harmonização referida envolve, essencialmente os três seguintes aspectos [11, 12, 28]:

- (i) Supressão dos obstáculos de natureza técnica que dificultam, na área da construção civil, a realização de negócios entre os vários países.
- (ii) Harmonização entre as abordagens dos diferentes materiais utilizados, habitualmente, na componente estrutural das obras de engenharia civil (aço, alumínio, betão armado, madeira, etc.), isto é, a adopção dos mesmos (a) princípios e filosofia de dimensionamento, (b) níveis de fiabilidade e (c) simbologia-terminologia para todos eles.
- (iii) Eliminação das diferenças actualmente existentes entre o tratamento (fórmulas de dimensionamento, símbolos, designações) dado aos mesmos fenómenos em diferentes áreas da construção civil (pontes, edifícios, torres, etc.), o que facilita enormemente a mobilidade e permuta dos projectistas que nelas trabalham.

O programa de elaboração dos Eurocódigos abrange um conjunto de nove volumes, os quais se encontram em diferentes estádios de preparação e se designam por [15, 27]:

- (i) Eurocódigo 1 - Bases de Projecto e Acções em Estruturas
- (ii) Eurocódigo 2 - Projecto de Estruturas de Betão
- (iii) Eurocódigo 3 - Projecto de Estruturas de Aço
- (iv) Eurocódigo 4 - Projecto de Estruturas Mistas Aço-Betão
- (v) Eurocódigo 5 - Projecto de Estruturas de Madeira
- (vi) Eurocódigo 6 - Projecto de Estruturas de Alvenaria
- (vii) Eurocódigo 7 - Projecto Geotécnico
- (viii) Eurocódigo 8 - Projecto de Estruturas em Regiões Sísmicas
- (ix) Eurocódigo 9 - Projecto de Estruturas de Alumínio

É importante referir que o Eurocódigo 1 contém regras e exigências de segurança comuns e unificadas para todos os tipos de construção e, por esse motivo, tem que ser elaborado em conjunto com os restantes Eurocódigos. Conforme se disse anteriormente, todos os Eurocódigos são, inicialmente, publicados com o estatuto de pré-norma europeia (ENV) e, conjuntamente com o respectivo Documento de Aplicação Nacional (DAN), implementados nos vários países a título experimental. Durante a vigência dos conjuntos ENV+DAN, cada país solicita aos utilizadores dos diferentes Eurocódigos comentários, críticas ou sugestões, os quais são, posteriormente, enviados ao CEN para discussão e possível incorporação no texto do correspondente Eurocódigo, durante a revisão que precede a sua passagem a norma europeia (EN).

1.2.2 BREVE DESCRIÇÃO

Antes de mais, é conveniente esclarecer que o documento abordado nesta tese e designado por EC3 não é, em rigor, mais do que a "primeira (e mais importante) parte" (Parte 1.1) de um conjunto de documentos igualmente designado por Eurocódigo 3 e que, quando completo, será constituído pelas seguintes partes:

- (i) Parte 1.1 - Regras gerais: Regras gerais e regras para edifícios
- (ii) Parte 1.2 - Regras gerais: Projecto de estruturas em relação ao fogo

- (iii) Parte 1.3 - Regras gerais: Regras suplementares para elementos e chapas finas enformados a frio
- (iv) Parte 1.4 - Regras gerais: Regras suplementares para aços inoxidáveis
- (v) Parte 1.5 - Regras gerais: Regras suplementares para estruturas laminares
- (vi) Parte 2 - Pontes
- (vii) Parte 3 - Torres, mastros e chaminés
- (viii) Parte 4 - Reservatórios, silos e condutas
- (ix) Parte 5 - Estacaria
- (x) Parte 6 - Estruturas de aparelhos de elevação
- (xi) Parte 7 - Estruturas marinhas e marítimas
- (xii) Parte 8 - Estruturas agrícolas

As disposições do EC3 estão divididas em (i) princípios, os quais enunciam requisitos fundamentais (têm que ser obrigatoriamente obedecidos) e estão impressos em letra romana, e em (ii) regras de aplicação, cuja aplicação não é obrigatória (constitui uma das formas de satisfazer os princípios) e que estão impressas em itálico. Pode dizer-se, sem grande rigor, que o número de princípios existentes no EC3 é sensivelmente igual ao das regras de aplicação [12]. É importante referir que a abordagem das disposições do EC3 apresentada nesta tese não faz qualquer distinção entre princípios e regras de aplicação.

A versão do EC3 publicada pelo CEN é constituída pelos nove capítulos e nove anexos que a seguir se listam (está ainda prevista a inclusão, num futuro mais ou menos próximo, de oito novos anexos):

- (i) Capítulo 1 - Introdução
- (ii) Capítulo 2 - Bases de dimensionamento
- (iii) Capítulo 3 - Materiais
- (iv) Capítulo 4 - Estados limites de utilização

- (v) Capítulo 5 - Estados limites últimos
- (vi) Capítulo 6 - Ligações sujeitas a acções estáticas
- (vii) Capítulo 7 - Fabricação e montagem
- (viii) Capítulo 8 - Dimensionamento experimental
- (ix) Capítulo 9 - Fadiga
- (a) Anexo B - Normas de referência
- (b) Anexo C - Dimensionamento à fractura
- (c) Anexo E - Comprimentos de encurvadura de colunas
- (d) Anexo F - Encurvadura lateral (por flexão-torção)
- (e) Anexo J - Ligações viga-coluna
- (f) Anexo K - Ligações entre peças de estruturas trianguladas constituídas por perfis tubulares
- (g) Anexo L - Bases de colunas
- (h) Anexo M - Método alternativo para cordões de ângulo
- (i) Anexo Y - Instruções relativas a ensaios de carga

É importante mencionar, desde já, que a quase totalidade das disposições do EC3 envolvidas no trabalho apresentado nesta tese estão localizadas no capítulo 5 e nos anexos E e F. Uma breve e sumária descrição dos aspectos que constituem as principais inovações introduzidas pelo EC3, relativamente a regulamentos de estruturas de aço anteriores, pode ser encontrada em [2, 11, 28]. Merecem especial destaque (i) a escolha do método de análise global da estrutura, (ii) a definição do comportamento que é necessário garantir para as ligações, (iii) a contabilização do efeito das imperfeições, (iv) a classificação dos pórticos quanto à sua resistência lateral e (v) o modo como se processa a verificação de segurança em relação a estados limites últimos que envolvem encurvadura lateral.

Dada a extensão e complexidade do texto do EC3, foram já publicadas, respectivamente pelo Comité 5 da ECCS (European Convention of

Constructional Steelwork) [29] e pelo SCI (Steel Construction Institute) [30], duas "versões reduzidas" do EC3, as quais contêm apenas as disposições do EC3 de utilização mais simples e frequente. Existem ainda algumas colectâneas de exemplos de aplicação do EC3 [31, 32, 33].

Por último, refira-se que, conforme foi já dito em 1.1, vários países publicaram já extensos DAN [9, 10], que complementam significativamente as respectivas traduções do EC3. No caso português, o DNA [8] quase que se limita a ratificar os valores dos coeficientes parciais de segurança propostos no EC3 e a listar as normas portuguesas aplicáveis a estruturas de aço.

1.3 MOTIVAÇÃO, ÂMBITO E OBJECTIVO DA TESE

Conforme se disse atrás, (i) está bastante próxima a entrada em vigor, com carácter obrigatório, do EC3 nos países da Comunidade Europeia e (ii) é previsível um aumento significativo da construção metálica em Portugal. Estes factos fazem com que seja extremamente importante e urgente a familiarização com a filosofia, os fundamentos e a aplicação das disposições do EC3 ao projecto de estruturas de aço, nomeadamente edifícios de pequeno porte. Essa familiarização compreende, essencialmente, três vertentes, consoante se trate (i) de estudantes de engenharia civil (licenciatura ou bacharelato), (ii) de profissionais que concluíram recentemente a sua formação ou (iii) de projectistas de estruturas com vários anos de experiência. A situação destes últimos é particularmente agravada pela circunstância de o regulamento português (REAE) [34], presentemente ainda em vigor, estar cientificamente desactualizado. Para levar a cabo essa tarefa, é indispensável (i) incluir, nos *curricula* dos vários cursos de engenharia civil, disciplinas que abordem o estudo das estruturas metálicas, (ii) organizar cursos de pós-graduação, de curta e média duração, nos quais se procure complementar a formação adquirida recentemente, de modo a suprir as lacunas na área da construção metálica e, finalmente, (iii) organizar cursos de reciclagem em que, preferencialmente, se procurem transmitir todos os conceitos necessários para projectar estruturas de aço simples e de uso corrente. Muito embora o âmbito e o nível de profundidade associados a estes três tipos de iniciativa sejam claramente diferentes, é essencial, para o bom funcionamento de qualquer deles, a existência de documentação e outros auxiliares de ensino adequados e de qualidade. Finalmente, é também de grande utilidade o desenvolvimento

de métodos e instrumentos de cálculo, tão "automáticos" e de fácil utilização por parte dos projectistas quanto possível, destinados a tornar mais rápido e eficiente o projecto das estruturas de aço de uso corrente.

A aplicação das disposições do EC3 implica a execução de um conjunto de operações, no qual estão envolvidas várias opções e decisões que, em muitos casos, não estão claramente definidas no respectivo texto. Este facto faz com que seja muito importante definir abordagens sistemáticas e sequenciais que, de algum modo, indiquem "o caminho a seguir" no maior número de situações possível. Nesse sentido, foram recentemente elaboradas duas teses de mestrado [11, 28], onde se ordenaram e sistematizaram as disposições do EC3 envolvidas no dimensionamento e verificação de segurança, respectivamente, de pórticos e de vigas de alma cheia.

Tendo em vista tudo aquilo que foi dito nos parágrafos anteriores, decidiu-se que o trabalho a desenvolver no âmbito desta tese teria como objectivo contribuir para a implementação computacional e automatização do dimensionamento de pórticos de acordo com o EC3. Para isso, define-se inicialmente uma estratégia de abordagem sistemática e sequencial das disposições do EC3 relevantes (abordagem que, conforme se verá, inclui muitos dos aspectos tratados no conjunto das duas teses mencionadas anteriormente), após o que se procede à identificação dos procedimentos envolvidos que requerem um esforço de cálculo significativo, os quais são implementados computacionalmente de forma individual. Em seguida, discute-se e optimiza-se a interligação que deve existir entre as várias operações que é necessário executar (independentemente de a sua implementação computacional ter sido, ou não, considerada individualmente), de forma a permitir uma automatização, tão completa quanto for possível, do processo de dimensionamento. Por fim, elabora-se e descreve-se um programa de cálculo automático que executa, de uma forma mais ou menos interactiva (consoante o tipo de problema e/ou a finalidade do utilizador), as diversas etapas definidas na abordagem sequencial.

Dada a extensão da área onde se desenvolve o trabalho e das inevitáveis restrições de tempo e de espaço, optou-se por limitar o âmbito desta tese aos seguintes aspectos:

- (i) Pórticos planos de um vão e um piso solicitados, no seu próprio plano, por combinações de acções assimiláveis a cargas estáticas. Relativamente à configuração geométrica, estudam-se apenas pórticos simples (constituídos por dois montantes e uma travessa - ver figura 1.1). Quanto à natureza das ligações (ligações travessa-montante e bases dos montantes), consideram-se quatro possibilidades, as quais estão representadas na figura 1.1 e correspondem às situações de uso mais corrente (os círculos escuros representam rótulas estruturais).

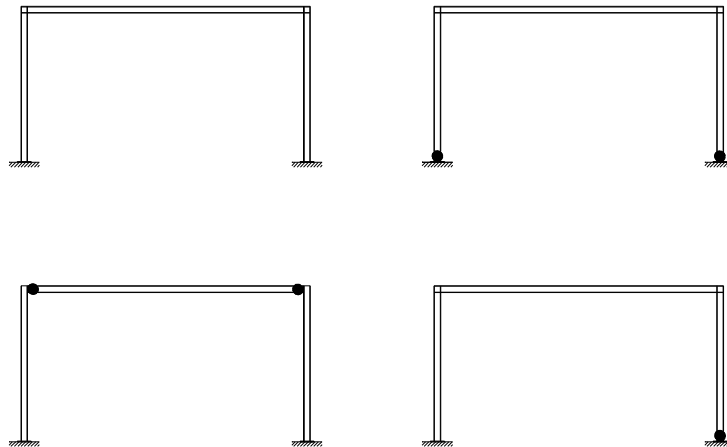


Figura 1.1 - Configuração e natureza das ligações dos pórticos estudados.

É, no entanto, importante referir que já se encontram praticamente concluídos os trabalhos relacionados com a extensão do programa de cálculo elaborado ao caso de pórticos com configurações caracterizadas pela presença de uma ou duas travessas inclinadas (ver figura 1.2), os quais, como se sabe, são frequentemente utilizados em edifícios industriais. A principal dificuldade envolvida reside no facto de não ser possível aplicar directamente algumas das disposições do EC3 relativas à estabilidade global do pórtico no seu próprio plano [4].

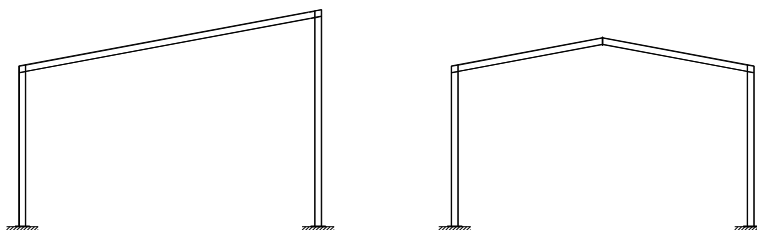


Figura 1.2 - Configurações de pórticos com uma e duas travessas inclinadas.

- (ii) Valores de cálculo dos esforços (esforços de dimensionamento) calculados através de uma análise global elástica, a qual pode (a) incluir ou não uma redistribuição de esforços e (b) incorporar ou não efeitos de 2ª ordem.
- (iii) Ligações rígidas ou articuladas (ver figura 1.1).
- (iv) Barras (montantes e travessas) de secção constante e constituídas por perfis em I comerciais, isto é, laminados a quente e fabricados a partir dos aços considerados na tabela 3.1 do EC3 [35]. Refira-se, a este propósito, que o EC3 praticamente não contém disposições que tratem especificamente o caso de barras de secção variável.
- (v) Dimensionamento e verificação de segurança apenas em relação a estados limites últimos associados à resistência das secções e a fenómenos de instabilidade e/ou colapso do pórtico ou das barras que o constituem.

Deste modo, é importante salientar, na sequência das restrições mencionadas, que não se abordam nesta tese as disposições do EC3 relacionadas com:

- (i) Análises globais plásticas, nomeadamente análises rígido-plásticas, as quais conduzem, no tipo de pórticos aqui considerado, a uma metodologia de dimensionamento extremamente eficiente e económica [36].
- (ii) Pórticos com ligações semi-rígidas, os quais constituem um domínio em que se desenvolve, hoje em dia, uma intensa actividade de investigação [37, 38, 39].
- (iii) A encurvadura de almas por esforço transversal (as dimensões das almas dos perfis em I comerciais garantem, *a priori*, a não ocorrência deste fenómeno).
- (iv) Os fenómenos relacionados com o colapso de almas, devido à acção de forças transversais concentradas (o que equivale a admitir que essas almas se encontram adequadamente reforçadas).

- (v) A resistência de barras com secções sem dupla simetria (este aspecto é particularmente relevante no caso de secções de classe 4 [11]).
- (vi) Estados limites de utilização e estados limites últimos associados ao colapso de ligações e a fenómenos de fadiga.

1.4 ORGANIZAÇÃO DO TRABALHO

A tese é constituída por 5 capítulos, o primeiro dos quais é a presente introdução. Apresenta-se, em seguida, uma breve descrição do conteúdo de cada um deles.

No **capítulo 2** descrevem-se, discutem-se e sistematizam-se as disposições do EC3 relativas aos estados limites últimos relevantes para o projecto de pórticos com as características dos considerados nesta tese. O capítulo é constituído por 9 subcapítulos, no segundo dos quais se identificam as principais etapas que devem ser cumpridas no dimensionamento e verificação de segurança de um pórtico. Cada uma das etapas identificadas é tratada, separadamente, num subcapítulo diferente e encarada sob a perspectiva da sua futura automatização. Indicam-se os diversos passos que as constituem, bem assim como a sequência pela qual devem ser efectuados. Apresentam-se diagramas sequenciais, sempre que o número e a complexidade das opções e decisões envolvidas o justifique.

No **capítulo 3** aborda-se a implementação computacional e a automatização do dimensionamento e verificação de segurança de um pórtico. Identificam-se, inicialmente, os passos das várias etapas mencionadas atrás que envolvem um esforço de cálculo significativo e descrevem-se, com algum detalhe, as estratégias adoptadas para proceder às respectivas implementações computacionais. Em seguida, aborda-se o problema da automatização de todo o processo, isto é, da interligação que deve existir entre as várias operações que é necessário executar, as quais incluem a leitura e processamento dos dados e a natureza e tratamento dos resultados.

No **capítulo 4** apresenta-se um conjunto de exemplos que permitem uma melhor compreensão dos procedimentos associados ao uso do programa de cálculo automático elaborado e mostram as suas potencialidades. Dá-se

particular atenção à forma como são introduzidos os dados, aos diferentes modos como o programa pode ser utilizado e ao tipo e apresentação dos resultados.

No **capítulo 5**, finalmente, tecem-se algumas considerações finais sobre o trabalho realizado e faz-se referência a possíveis desenvolvimentos futuros.

CAPÍTULO 2

ANÁLISE E SISTEMATIZAÇÃO DAS DISPOSIÇÕES DO EC3 RELATIVAS A PÓRTICOS

2.1 INTRODUÇÃO

Na medida em que a presente tese tem como objectivo contribuir para a automatização do dimensionamento e verificação de segurança (DVS) de pórticos de aço de acordo com o EC3, é indispensável, antes de mais, descrever e sistematizar as disposições regulamentares envolvidas nesses procedimentos. Nesse sentido, identificam-se as etapas que devem ser cumpridas e, para cada uma delas, sistematizam-se sequencialmente os vários passos que é necessário efectuar.

Procura-se, sempre que possível e já numa perspectiva do processo de automatização que será descrito no Capítulo 3, elaborar diagramas sequenciais que integrem as diversas opções, e consequentes decisões, envolvidas num determinado procedimento.

Por último, refira-se que, em virtude de esta tese estar a ser desenvolvida no âmbito de pórticos com uma configuração simples (1 vão e 1 piso - ver figura 1.1) cujos montantes e travessas são constituídas por perfis laminados a quente com secções transversais em I ou H com banzos iguais, muitas das expressões e diagramas sequenciais apresentados, bem assim como algumas das considerações efectuadas, são válidas apenas para estruturas com aquelas características. Na grande maioria dos casos, particularizam-se, para o caso específico em estudo, as expressões e procedimentos gerais presentes nas disposições do EC3.

2.2 IDENTIFICAÇÃO DAS ETAPAS A CUMPRIR

A abordagem proposta pelo EC3 para o dimensionamento e verificação de segurança de pórticos envolve o cumprimento sequencial de um certo número de etapas. O facto de as referidas etapas e sequências não estarem explicita e/ou adequadamente identificadas no texto do EC3 justifica a atenção que tem sido recentemente dedicada a este assunto, sobretudo no que diz respeito aos estados limites últimos de resistência e estabilidade [18, 28, 40, 41]. É então possível dizer que o DVS de um pórtico de acordo com o EC3 compreende, para cada uma das combinações de acções que for necessário considerar, as seguintes etapas:

- (i) **Classificação do Pórtico**, a qual envolve três aspectos: (a) resistência lateral, (b) secções transversais das barras e (c) ligações.
- (ii) **Determinação da(s) Secção(ões) Efectiva(s)**, no caso das secções classificadas, em (i)(b), como de classe 4.
- (iii) **Consideração das Imperfeições**, as quais podem ter uma natureza (a) global (do pórtico) ou (b) local (das barras).
- (iv) **Escolha do Método de Análise Global.**
- (v) **Cálculo dos Esforços de Dimensionamento.**
- (vi) **Verificação da Estabilidade do Pórtico.**
- (vii) **Verificação de Segurança dos Montantes e Travessas.**
- (viii) **Verificação de Segurança das Ligações.**
- (ix) **Verificação da Deformabilidade do Pórtico** (estados limites de utilização).

Muito embora exista um inevitável grau de interdependência entre as várias etapas identificadas, deve sublinhar-se que elas foram definidas de modo a procurar minimizar essa mesma interdependência.

Antes de se descreverem e discutirem, separadamente e com algum detalhe, os passos que são necessários efectuar em cada uma das etapas, é importante recordar que, em face do âmbito desta tese, não se abordam aqui as disposições do EC3 relativas aos estados limites últimos que envolvem o colapso de ligações (etapa (viii)) e aos estados limites de utilização (etapa (ix)). Para além disso, chama-se ainda a atenção para o facto de a verificação de segurança de um pórtico em relação a combinações de acções que incluam uma acção sísmica requerer a consideração das disposições relevantes do Eurocódigo 8 [28], as quais não são igualmente objecto de qualquer referência nesta tese.

2.3 CLASSIFICAÇÃO DO PÓRTICO

2.3.1 RESISTÊNCIA LATERAL

Esta classificação está relacionada com capacidade do pórtico para resistir à actuação de acções horizontais e, conseqüentemente, limitar os correspondentes deslocamentos horizontais. Essencialmente são considerados os dois seguintes aspectos:

- (i) Existência ou não de contraventamento adequado.
- (ii) Necessidade de incluir, nos valores de cálculo dos esforços, os efeitos dos deslocamentos horizontais dos nós (efeitos de segunda ordem do tipo P- Δ [42]).

O primeiro aspecto leva à classificação do pórtico, independentemente da combinação de acções considerada, em contraventado ou não contraventado, consoante o sistema de contraventamento contribua para reduzir os deslocamentos horizontais dos nós do pórtico em mais ou menos de 80% (ver figura 2.1, retirada de [28]).

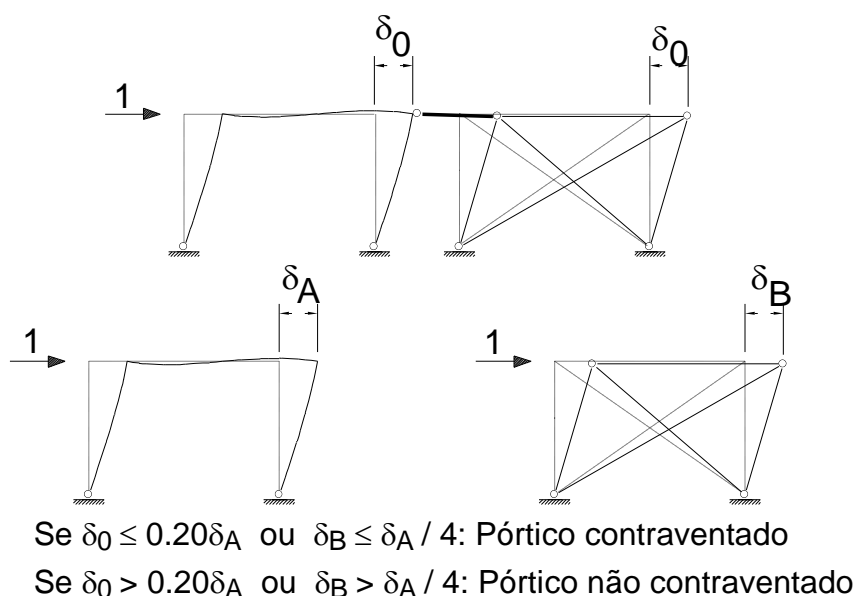


Figura 2.1 - Classificação de um pórtico quanto ao seu contraventamento.

No que diz respeito ao segundo aspecto, este leva à classificação do pórtico, para cada uma das combinações de acções considerada, em pórtico com

deslocamentos laterais (PCDL) ou pórtico sem deslocamentos laterais (PSDL) (designações que, na versão em língua portuguesa do EC3 [8], substituem as designações originais de "sway-frame" e "non-sway frame"), consoante a relação

$$V_{Sd}/V_{Cr} \leq 0.1, \quad (2.1)$$

seja ou não superior a 0.1. V_{Sd} é o valor de cálculo da carga vertical total aplicada ao pórtico e V_{Cr} é a carga crítica de bifurcação elástica do pórtico associada a um modo de instabilidade que envolva deslocamentos laterais dos seus nós.

Os dois aspectos mencionados estão, de algum modo, relacionados, na medida em que um pórtico contraventado é, obviamente, um PSDL para qualquer combinação de acções. Conforme se verá adiante, a classificação de um pórtico em PSDL ou PCDL é particularmente importante para definir o processo de calcular os valores dos esforços de dimensionamento (ver **2.7**) e o modo de verificar a estabilidade do pórtico (ver **2.8**). Apresenta-se, na figura 2.2, um diagrama sequencial (DS) que sintetiza as operações que é necessário efectuar para classificar um pórtico, quanto à sua resistência lateral, em PSDL ou PCDL.

2.3.1.1 Determinação de V_{Cr}

A determinação exacta do valor de V_{Cr} requer, no caso geral, a resolução de um problema de valores e vectores próprios em que a matriz de rigidez global do pórtico depende dos esforços axiais presentes nas barras através das funções de estabilidade ϕ_i [42, 43]. Para uma determinada combinação de acções, a determinação de V_{Cr} envolve os seguintes passos:

- (i) Definição da carga vertical total V_{Sd} .
- (ii) Aplicação de V_{Sd} ao pórtico e determinação, através de uma análise linear de estruturas, dos esforços axiais resultantes nos montantes e travessas do pórtico.

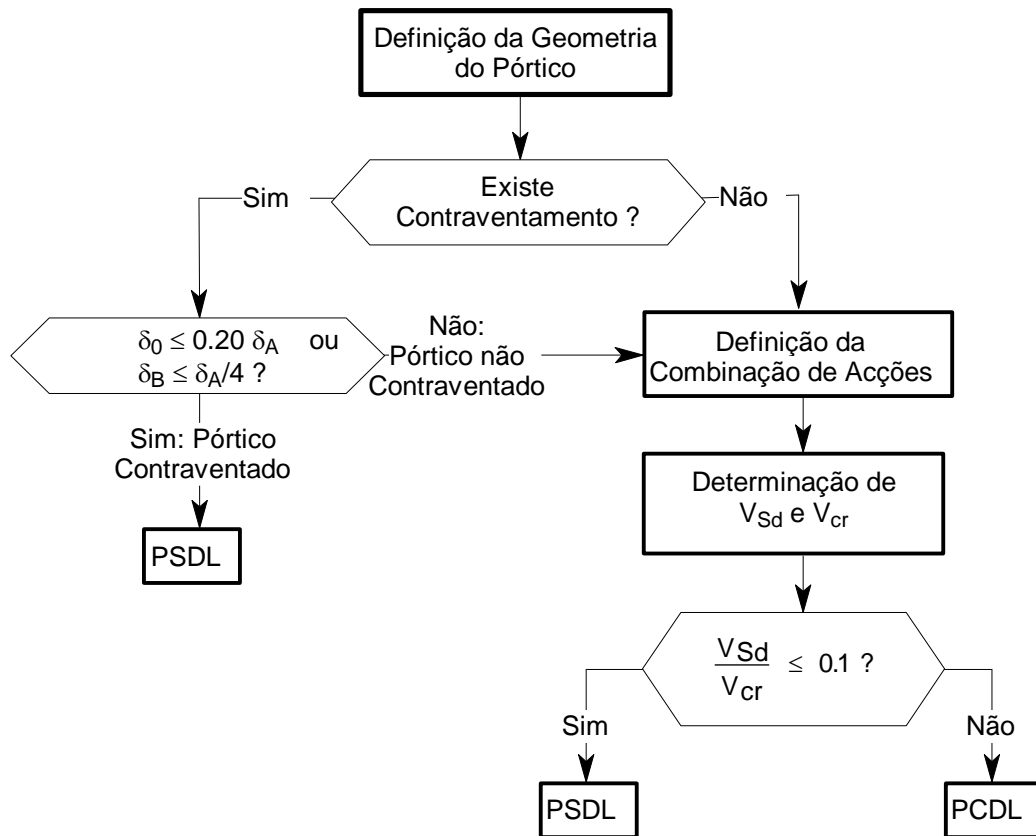


Figura 2.2 - Diagrama sequencial relativo à classificação do pórtico quanto à sua resistência lateral.

- (iii) Com base no perfil da distribuição de esforços axiais determinado em (ii), resolução do problema de valores e vectores próprios e cálculo de V_{cr} (se se utilizarem exactamente os valores obtidos em (ii) calcula-se efectivamente o valor do coeficiente crítico $\alpha_{cr} = V_{cr}/V_{Sd}$)

A este propósito, refira-se ainda que, no caso de existirem duas combinações de acções associadas ao mesmo perfil de distribuição de cargas verticais, se tem [16]

$$\alpha_{cr,2} = \alpha_{cr,1} \left(\frac{V_{Sd,2}}{V_{Sd,1}} \right) \quad , \quad (2.2)$$

onde $V_{Sd,i}$ e $\alpha_{cr,i}$ são, respectivamente, a carga vertical e o coeficiente crítico associados à combinação de acções i .

Para permitir evitar a necessidade de resolver o problema de valores e vectores próprios descrito, o EC3 propõe um método simplificado alternativo, válido para pórticos onde os montantes e travessas formam uma malha ortogonal sem descontinuidades (ver figura 2.3 [9]). Este método não é mais do que uma versão ligeiramente modificada de um método proposto por Horne [44, 45] e permite obter uma estimativa de V_{cr} com base nos resultados de uma análise linear de estruturas. Tem-se então que [9, 28]

$$\frac{V_{Sd}}{V_{cr}} \approx \max_i \left(\frac{\delta_i}{h_i} \frac{V_i}{H_i} \right) \quad (2.3)$$

onde h_i , V_i , H_i e d_i são, respectivamente, a altura do andar i , a resultante das reacções verticais e horizontais na sua base, e o deslocamento relativo entre as suas extremidades. H_i deve incluir as forças que representam os efeitos das imperfeições do pórtico, cuja determinação será abordada em 2.5.

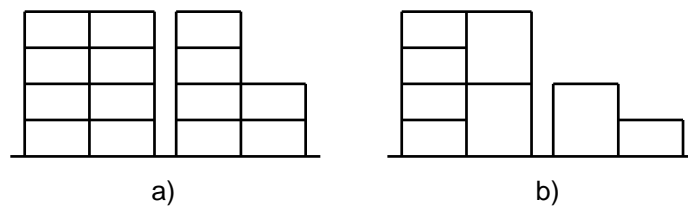


Figura 2.3 - Pórticos com uma malha ortogonal (a) sem e (b) com descontinuidades.

No caso de pórticos com um único piso, é óbvio que a expressão (2.3) passa a ter a forma

$$\frac{V_{Sd}}{V_{cr}} \approx \left(\frac{\delta}{h} \frac{V_{Sd}}{H} \right) \quad (2.4)$$

Deve, no entanto, dizer-se que a expressão (2.4) pode, reconhecidamente, fornecer resultados (ligeiramente) não conservativos (ver [44], onde tal é explicitamente referido).

É ainda importante salientar que o método simplificado despreza o efeito de eventuais esforços de compressão existentes nas travessas. Este facto está na origem da disposição presente em [9], na qual se estabelece que a expressão (2.4) pode também ser utilizada em pórticos de um piso com travessas

inclinadas, desde que essa inclinação não exceda 20% (refira-se, a propósito, que em [46, 47] é apresentado um estudo detalhado da estabilidade de pórticos com essas características).

2.3.2 SECÇÕES TRANSVERSAIS DAS BARRAS

Esta classificação está relacionada com a classe a que pertencem as secções transversais dos montantes e travessas que constituem o pórtico e tem implicações essencialmente ao nível da verificação da segurança dessas mesmas peças (ver **2.9**).

A classificação de uma secção transversal permite determinar, de um modo relativamente simples e que envolve apenas a esbelteza dos seus elementos comprimidos, se a respectiva verificação de segurança deve ser efectuada (i) em relação à sua resistência plástica, (ii) em relação à sua resistência elástica ou (iii) em relação a uma resistência inferior à sua resistência elástica.

O EC3 preconiza a existência de quatro classes de secções, dependendo a classificação das dimensões e da tensão de cedência dos seus elementos (almas ou banzos salientes, no caso da secção I) total ou parcialmente submetidos a tensões normais de compressão. Na medida em que o número e localização desses elementos comprimidos depende da combinação de esforços (momentos flectores e esforço axial) actuantes na secção, a sua classificação pode depender, embora de um modo não muito acentuado, da combinação de acções considerada.

A tabela 5.3.1 do EC3 indica os valores limite que a esbelteza de um elemento comprimido pode apresentar para pertencer a uma determinada classe. Esses valores dependem (i) do diagrama das tensões normais instaladas (diferente consoante a natureza e valores relativos dos esforços actuantes), (ii) da tensão de cedência do aço f_y (através do parâmetro $\varepsilon = (235/f_y)^{1/2}$) e (iii) do processo de fabrico da secção (recorde-se que, nesta tese, se abordam apenas secções laminadas a quente). Refira-se ainda, que, no caso de banzos salientes parcialmente comprimidos, os valores limites de esbelteza dependem também de k_σ , coeficiente de encurvadura de placa. Por último, é importante mencionar que, ao classificar uma secção constituída por elementos

comprimidos pertencentes a diferentes classes, se adopta o critério de lhe atribuir a maior (mais conservativa) dessas classes.

A caracterização das quatro classes de secções preconizadas no EC3 pode ser claramente visualizada na figura 2.4, onde se representa o caso de uma secção submetida a flexão pura [9, 48].

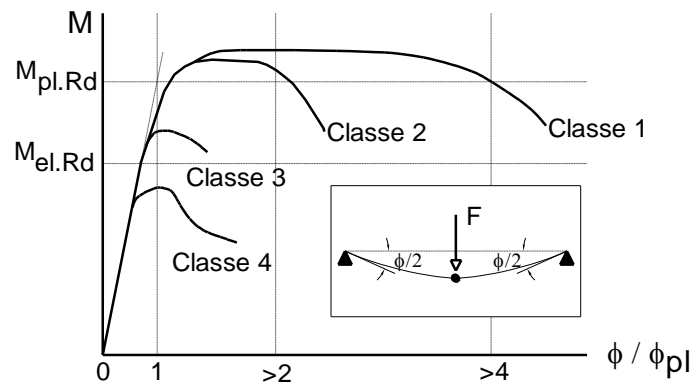


Figura 2.4 - Variação do comportamento à flexão de uma secção em função da classe a que pertence.

Observa-se que:

- (i) Nas secções de classes 1 e 2 pode atingir-se o momento plástico, $M_{pl.Rd}$, residindo a diferença entre elas na capacidade de rotação plástica disponível antes de ocorrerem fenómenos de encurvadura local. De facto, uma secção diz-se de classe 1 se essa capacidade de rotação plástica for suficiente para que se possa efectuar uma análise plástica sem ser necessário controlar as rotações. No caso contrário, a secção diz-se de classe 2 e é indispensável controlar as rotações ao efectuar uma análise plástica. Quantitativamente, a distinção baseia-se no valor da grandeza ϕ_{Cd} ($\phi_{Cd} > \phi_{pl}$ - ver figura 2.4), definida como o valor da rotação para a qual se volta a ter igualdade $M = M_{pl.Rd}$.
- (ii) Nas secções da classe 3 pode atingir-se o momento elástico, $M_{el.Rd}$, correspondente a estar instalada, na sua fibra mais comprimida, a tensão de cedência do aço f_y . No entanto, a ocorrência de fenómenos de encurvadura local impede que se possa atingir o momento plástico.

(iii) Nas secções de classe 4 não pode atingir-se sequer o momento elástico, sendo a sua resistência condicionada pela ocorrência de fenómenos de encurvadura local. Para tomar em consideração esses fenómenos, substitui-se a secção por uma secção efectiva, a qual é tratada como pertencente à classe 3 (a determinação de secções efectivas será abordada em 2.4).

Em virtude de esta tese estar a ser elaborada no âmbito de pórticos construídos a partir de perfis laminados a quente com secções transversais em I com banzos iguais, apresenta-se, em 2.3.2.1, uma abordagem mais detalhada da aplicação das disposições do EC3 à classificação desse tipo de secções. Na figura 2.5 está representada a configuração geométrica da secção transversal da família de perfis considerada neste trabalho. Por uma questão de conveniência e uniformização, todas as definições, convenções e designações (símbolos) utilizadas para caracterizar e orientar a secção são precisamente as mesmas do EC3 (secção 1.6.7)

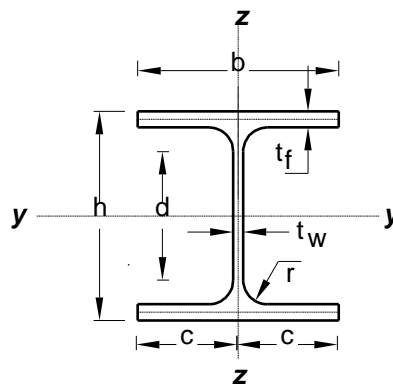


Figura 2.5 - Caracterização da geometria e orientação da secção considerada.

2.3.2.1 Classificação de Secções em I com Banzos Iguais

Reproduzem-se nas tabelas 2.1 e 2.2 as disposições da tabela 5.3.1 do EC3 relativas, respectivamente, a (i) almas e a (ii) banzos salientes. Nelas estão indicados os limites de esbelteza (relação comprimento-espessura) que os referidos elementos comprimidos devem satisfazer para pertencerem a uma determinada classe. Os valores do coeficiente de encurvadura de placa k_{σ} , necessários para distinguir entre os banzos salientes de classe 3 e de classe 4, podem ser obtidos a partir das expressões indicadas na tabela 2.3.

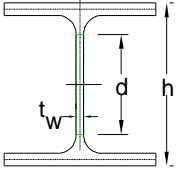
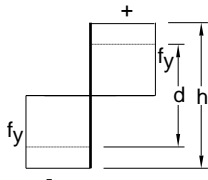
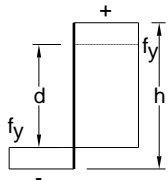
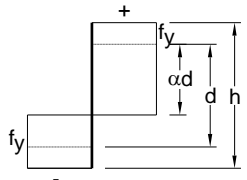
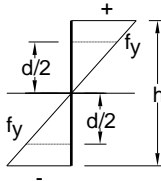
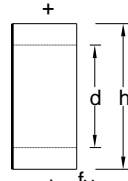
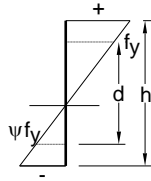
Perfis Laminados			
			
	Alma Sujeita à Flexão Pura	Alma Sujeita à Compressão	Alma Sujeita à Flexão Composta
Distribuição de tensões (compressão positiva)			
Classe 1	$\frac{d}{t_w} \leq 72\varepsilon$	$\frac{d}{t_w} \leq 33\varepsilon$	Se $\alpha > 0.5$: $\frac{d}{t_w} \leq \frac{396\varepsilon}{(13\alpha - 1)}$ Se $\alpha < 0.5$: $\frac{d}{t_w} \leq \frac{36\varepsilon}{\alpha}$
Classe 2	$72\varepsilon < \frac{d}{t_w} \leq 83\varepsilon$	$33\varepsilon < \frac{d}{t_w} \leq 38\varepsilon$	Se $\alpha > 0.5$: $\frac{396\varepsilon}{(13\alpha - 1)} < \frac{d}{t_w} \leq \frac{496\varepsilon}{(13\alpha - 1)}$ Se $\alpha < 0.5$: $\frac{36\varepsilon}{\alpha} < \frac{d}{t_w} \leq \frac{41.5\varepsilon}{\alpha}$
Distribuição de tensões (compressão positiva)			
Classe 3	$83\varepsilon < \frac{d}{t_w} \leq 124\varepsilon$	$38\varepsilon < \frac{d}{t_w} \leq 42\varepsilon$	Se $\alpha > 0.5$ e $\psi > -1$: $\frac{496\varepsilon}{(13\alpha - 1)} < \frac{d}{t_w} \leq \frac{42\varepsilon}{(0.67 + 0.33\psi)}$ Se $\alpha < 0.5$ e $\psi \leq -1$: $\frac{41.5\varepsilon}{\alpha} < \frac{d}{t_w} \leq 62\varepsilon(1 - \psi)\sqrt{-\psi}$
Classe 4	$\frac{d}{t_w} > 124\varepsilon$	$\frac{d}{t_w} > 42\varepsilon$	Se $\psi > -1$: $\frac{d}{t_w} > \frac{42\varepsilon}{(0.67 + 0.33\psi)}$ Se $\psi \leq -1$: $\frac{d}{t_w} > 62\varepsilon(1 - \psi)\sqrt{-\psi}$

Tabela 2.1 - Classificação de almas - valores limite de esbelteza.

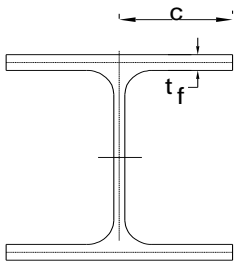
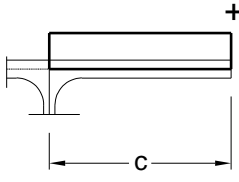
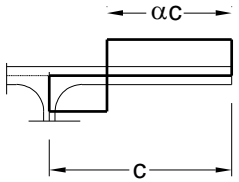
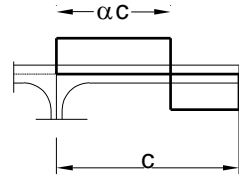
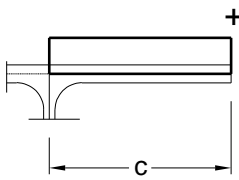
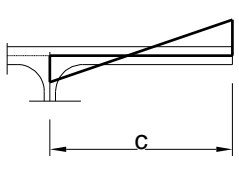
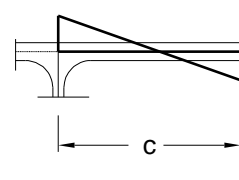
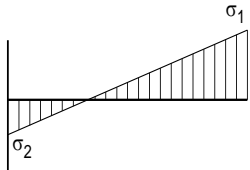
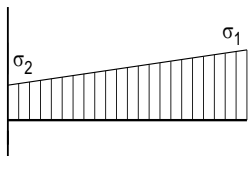
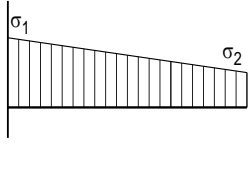
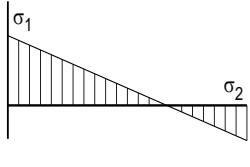
Perfis Laminados			
			
	Banzo sujeito à Compressão	Banzo Sujeito à Compressão e Flexão	
		Bordo à Compressão	Bordo à Tracção
Distribuição de tensões (compressão positiva)			
Classe 1	$\frac{c}{t_f} \leq 10\varepsilon$	$\frac{c}{t_f} \leq \frac{10\varepsilon}{\alpha}$	$\frac{c}{t_f} \leq \frac{10\varepsilon}{\alpha\sqrt{\alpha}}$
Classe 2	$10\varepsilon < \frac{c}{t_f} \leq 11\varepsilon$	$\frac{10\varepsilon}{\alpha} < \frac{c}{t_f} \leq \frac{11\varepsilon}{\alpha}$	$\frac{10\varepsilon}{\alpha\sqrt{\alpha}} < \frac{c}{t_f} \leq \frac{11\varepsilon}{\alpha\sqrt{\alpha}}$
Distribuição de tensões (compressão positiva)			
Classe 3	$11\varepsilon < \frac{c}{t_f} \leq 15\varepsilon$	$\frac{11\varepsilon}{\alpha} < \frac{c}{t_f} \leq 23\varepsilon\sqrt{k_\sigma}$	$\frac{11\varepsilon}{\alpha\sqrt{\alpha}} < \frac{c}{t_f} \leq 23\varepsilon\sqrt{k_\sigma}$
Classe 4	$\frac{c}{t_f} > 15\varepsilon$	$\frac{c}{t_f} > 23\varepsilon\sqrt{k_\sigma}$	$\frac{c}{t_f} > 23\varepsilon\sqrt{k_\sigma}$

Tabela 2.2 - Classificação de banzos salientes - valores limite de esbelteza.

Observa-se que, no caso de elementos comprimidos submetidos a compressão ou flexão puras, a classificação pode ser efectuada *a priori*, visto depender unicamente do tipo de aço e da configuração geométrica do elemento. O mesmo não sucede em elementos comprimidos submetidos a flexão composta,

situação em que a classificação depende também dos valores de cálculo dos esforços actuantes e que, por esse motivo, será abordada de forma mais detalhada.

$\psi = \sigma_2/\sigma_1$	k_σ	Diagrama
$-1 \leq \psi \leq 0$	$k_\sigma = 0.57 - 0.21\psi + 0.07\psi^2$	
$0 \leq \psi \leq +1$	$k_\sigma = 0.57 - 0.21\psi + 0.07\psi^2$	
$-1 \leq \psi \leq 0$	$k_\sigma = 1.7 - 5\psi + 17.1\psi^2$	
$0 \leq \psi \leq +1$	$k_\sigma = \frac{0.578}{\psi + 0.34}$	

σ_1 - Máxima tensão de compressão.

Tabela 2.3 - Valores do coeficiente de encurvadura de placa k_σ .

Antes de prosseguir, é conveniente recordar que o EC3 prevê a utilização de três modelos para o dimensionamento e verificação de segurança de uma estrutura [49]. Cada modelo corresponde à combinação entre (i) um método de análise global da estrutura (determinação dos valores de cálculo dos esforços actuantes) e (ii) um modo de verificar a segurança das secções transversais das barras que constituem essa estrutura (tipo de resistência a considerar). Os três modelos referidos estão indicados na tabela 2.4 (o último deles está subdividido em dois casos, correspondentes a considerar-se a totalidade da secção ou apenas a sua porção efectiva).

Modelo	Método de Análise da Estrutura	Resistência utilizada na Verificação de Segurança da Secção
I	Plástico	Plástica
II	Elástico	Plástica
III	Elástico	Elástica (toda a secção)
		Elástica (secção efectiva)

Tabela 2.4 - Modelos de dimensionamento e verificação de segurança.

A utilização do modelo I, ao qual corresponde um estado limite último que consiste na formação de um mecanismo de colapso plástico, requer que (i) as secções onde ocorrem rótulas plásticas sejam de classe 1 e que (ii) as restantes secções tenham, pelo menos, banzos comprimidos de classe 2 e almas de classe 3. A utilização do modelo II, ao qual corresponde um estado limite último que consiste na formação da primeira rótula plástica, requer que as secções mais solicitadas sejam de classe 2. Por fim, ao utilizar o modelo III, ao qual corresponde um estado limite último que consiste na plastificação da primeira fibra, é necessário identificar e tratar adequadamente as secções em que os fenómenos de encurvadura local impedem que se atinja a respectiva resistência elástica (secções de classe 4).

Passa agora a abordar-se a classificação dos elementos comprimidos submetidos a flexão composta, os quais podem ser (i) a alma (flexão recta em torno do eixo de maior inércia), (ii) os banzos salientes (flexão recta em torno do eixo de menor inércia) ou (iii) a alma e os banzos salientes (flexão desviada). Observa-se que, no caso geral e em rigor, a classificação destes elementos só pode efectuar-se após serem conhecidos os valores dos esforços actuantes. Como, por outro lado, a escolha do método de análise global (ver **2.6**) envolve o conhecimento da classe das secções, torna-se necessário adoptar um procedimento "por tentativas". Este procedimento consiste em formular, *a priori*, hipóteses relativas às classes de resistência das secções das peças, hipóteses cuja validade tem de ser confirmada após a determinação dos valores de cálculo dos esforços.

Ilustra-se em seguida o procedimento descrito, considerando-se separadamente os casos de a análise global do pórtico ser efectuada por meio

de um método elástico ou plástico (neste último caso, admite-se, obviamente, que estão satisfeitas todas as condições requeridas para utilizar esse tipo de método):

(A) Análise Plástica do Pórtico

Após efectuar a análise plástica do pórtico, é necessário verificar se:

- (i) Todas as secções onde se atinge a resistência plástica (i.e., onde se forma uma rótula plástica) e ocorre rotação plástica são de classe 1. Para isso, é necessário determinar, com base nos valores de N_{Sd} , $M_{y.Sd}$ e $M_{z.Sd}$, a posição da linha neutra plástica (parâmetro α).
- (ii) Todas as secções onde (a) se atinge a resistência plástica sem ocorrer rotação plástica ou (b) se excede a resistência elástica são, pelo menos, de classe 2. Para isso, no primeiro caso procede-se como em (i). No segundo caso existe uma ambiguidade, devida ao facto de a secção não se encontrar no seu estado limite último (plastificação) e de não ser possível determinar o valor do parâmetro α com base nos valores calculados de N_{Sd} , $M_{y.Sd}$ e $M_{z.Sd}$. De uma forma conservativa, pode determinar-se o valor de α admitindo que a plastificação ocorre ou por aumento do valor de N_{Sd} (se o esforço axial for de compressão) ou por aumento do valor do momento adequado (se o esforço axial for de tracção).
- (iii) Todas as secções onde não se atinge a resistência elástica têm, pelo menos, banzos comprimidos de classe 2 e almas de classe 3. Para isso, no caso das almas é necessário determinar, com base nos valores de N_{Sd} , $M_{y.Sd}$ e $M_{z.Sd}$, a posição da linha neutra elástica (parâmetro ψ). Já no caso dos banzos comprimidos tem de proceder-se de forma análoga à descrita em (ii).

(B) Análise Elástica do Pórtico

Após efectuar a análise elástica do pórtico, é necessário verificar se:

- (i) Todas as secções onde a resistência elástica é excedida são, pelo menos, de classe 2. Para isso, é necessário proceder de modo análogo ao descrito no ponto (ii) da análise plástica.
- (ii) Todas as secções onde não se atinge a resistência elástica são de classe 3 ou de classe 4. Para isso, é necessário determinar, com base nos valores de N_{Sd} , $M_{y.Sd}$ e $M_{z.Sd}$, a posição da linha neutra elástica (parâmetro ψ). No caso de a secção ser de classe 4, tem de determinar-se a respectiva secção efectiva (ver **2.4**). É ainda importante mencionar que, em rigor, a existência de secções de classe 4 deveria implicar sempre uma nova análise global da estrutura, baseada nas propriedades efectivas das referidas secções. No entanto, de acordo com [9], é aceitável utilizar os valores obtidos com base nas propriedades brutas das secções, desde que não se preveja que fenómenos de instabilidade local influenciem significativamente a distribuição dos esforços.

O facto de a impossibilidade de classificar as secções antes de se efectuar a análise global complicar o dimensionamento e verificação de segurança dos pórticos faz com que se procure, sempre que possível, proceder a essa classificação *a priori*. Pode conseguir-se esse objectivo, por exemplo, efectuando um dos seguintes procedimentos:

- (i) Admitindo, conservativamente, que todos os elementos comprimidos da secção submetidos a flexão composta com compressão estão sujeitos a compressão pura (situação mais desfavorável).
- (ii) Admitindo, conservativamente, que todos os elementos comprimidos da secção submetidos a flexão composta com tracção estão sujeitos a flexão pura (situação mais desfavorável).
- (iii) Estimando, *a priori*, o valor de cálculo do esforço axial (a classe da secção fica dependente dos valores dos momentos flectores e pode, em várias situações, ser determinada imediatamente).

Valor do coeficiente $d/(t_w \varepsilon)$	Máximo valor de $N_{Sd}/(A_w f_y)$		Máximo valor de $N_{Sd}/(A f_y)$
	CLASSE 1	CLASSE 2	CLASSE 3
35	0.895	---	---
40	0.677	0.908	---
45	0.508	0.713	0.899
50	0.372	0.557	0.758
55	0.262	0.429	0.642
60	0.169	0.323	0.545
65	0.091	0.233	0.464
70	0.024	0.156	0.394
72	0.000	0.128	0.369
75	-0.040	0.089	0.333
80	-0.100	0.031	0.280
83	-0.133	0.000	0.252
85	-0.153	-0.024	0.234
90	-0.200	-0.078	0.192
95	-0.242	-0.126	0.155
100	-0.280	-0.170	0.121
105	-0.314	-0.210	0.091
110	-0.345	-0.245	0.063
115	0.374	-0.278	0.038
120	-0.400	-0.308	0.015
124	-0.419	-0.331	0.000
125	-0.424	-0.336	-0.004
130	-0.446	-0.362	-0.023
135	-0.467	-0.385	-0.040
140	-0.486	-0.407	-0.056
145	-0.503	-0.428	-0.071
150	-0.520	-0.447	-0.085
155	-0.535	-0.465	-0.098
160	-0.550	-0.481	-0.110
165	-0.564	-0.497	-0.121
170	-0.576	-0.512	-0.131
175	-0.589	-0.526	-0.141
180	-0.600	-0.539	-0.150
185	-0.611	-0.551	-0.159
190	-0.621	-0.563	-0.167
195	-0.631	-0.574	-0.175
200	-0.640	-0.585	-0.182

(+) N_{Sd} de compressão, (-) N_{Sd} de tracção

Tabela 2.5 - Classificação das almas de secções submetidas a flexão recta composta (maior inércia) - valores limite para o esforço axial actuante.

O procedimento descrito em (iii) foi utilizado por Bureau e Galéa [17, 26], para construir um quadro, reproduzido na tabela 2.5, o qual permite classificar as almas de secções submetidas a flexão recta composta em torno do eixo de

maior inércia a partir do conhecimento do valor do esforço axial actuante. É importante sublinhar que a comparação do esforço axial actuante é feita com a resistência plástica da alma ($A_w f_y$ - classes 1 e 2) e/ou com resistência plástica da secção ($A f_y$ - classes 3 e 4).

Os autores mencionados atrás [17] utilizaram os resultados da tabela 2.5 para determinar, em vários perfis laminados correntes submetidos a flexão recta composta em torno do eixo de maior inércia, a relação que existe entre o valor do esforço axial actuante e a classe a que pertence a respectiva secção. É interessante referir que, em todos os perfis considerados, as almas são sempre de classe 1 quando o esforço axial é de tracção. Deste modo, a classe de uma secção que se encontre nessas circunstâncias coincide com a classe do seu banzo comprimido.

Apresenta-se, na figura 2.6, um diagrama sequencial que descreve as operações que é necessário efectuar para determinar a classe de uma secção transversal em I.

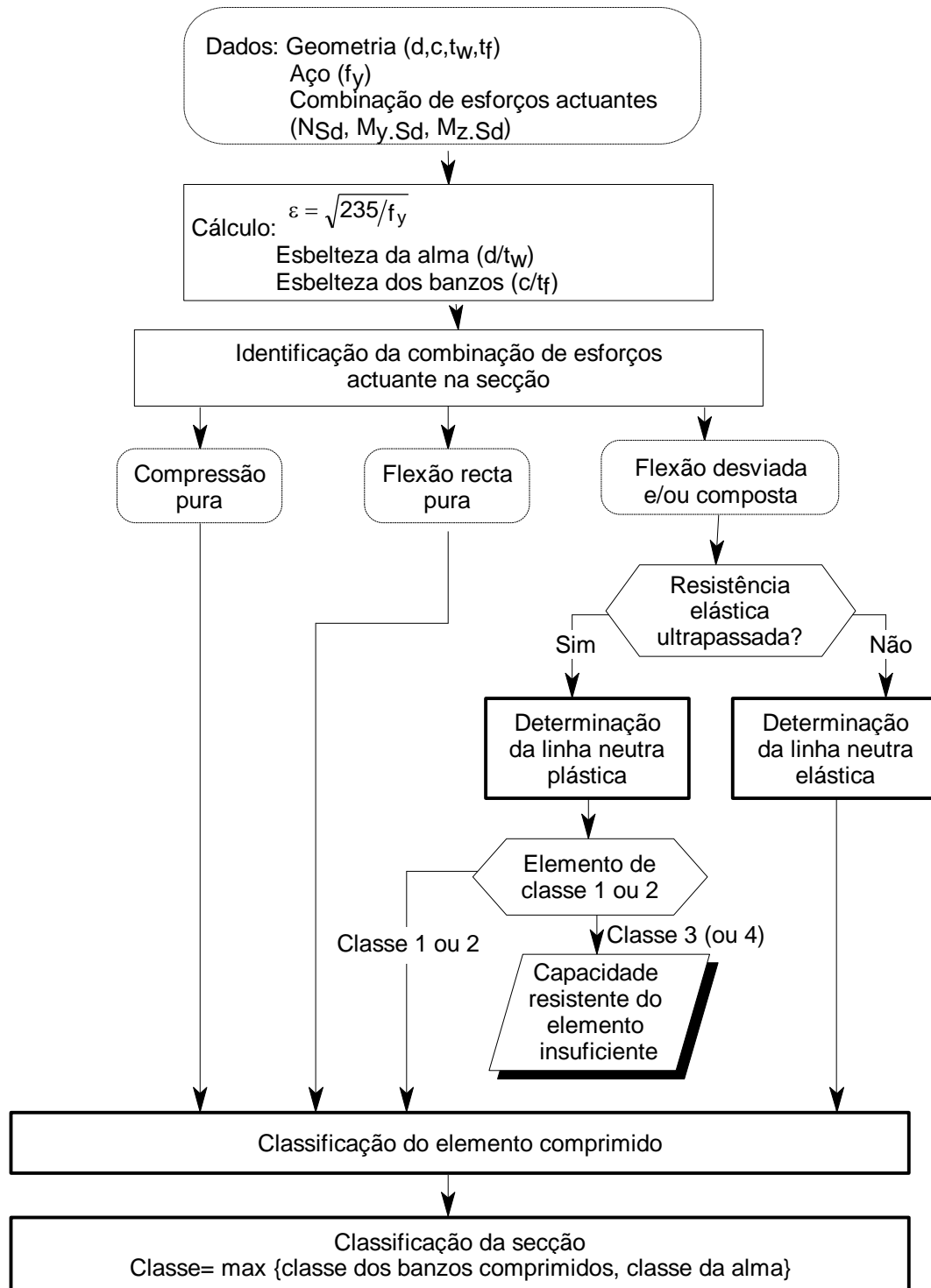


Figura 2.6 - Diagrama sequencial relativo à determinação da classe de uma secção transversal em I.

2.3.3 LIGAÇÕES

Esta classificação está relacionada com o comportamento das ligações entre os montantes e as travessas do pórtico. O referido comportamento é caracterizado pela relação momento-rotação ($M-\Phi$) da ligação e envolve dois aspectos distintos, nomeadamente (i) a rigidez e (ii) a resistência da ligação. O conhecimento da rigidez é indispensável quando se pretende determinar a evolução da configuração deformada do pórtico (análises elástica ou elástico-plástica), o mesmo sucedendo com o conhecimento da resistência quando se pretende determinar a carga que corresponde ao colapso do pórtico (análises elástico-plástica ou rígido-plástica).

A rigidez de uma ligação montante-travessa é quantificada através do declive do respectivo diagrama $M-\Phi$ e tem a ver com o modo como a sua capacidade de rotação influencia a deformabilidade do pórtico e/ou os valores dos esforços nele actuantes. Este conceito está na origem da classificação das ligações em [28, 50]:

- (i) Ligações articuladas, quando o diagrama $M-\Phi$ apresenta declives suficientemente baixos para ser aceitável admitir que (a) não existe continuidade da deformação do pórtico (rotações independentes nas extremidades das barras ligadas) e que (b) não são transmitidos quaisquer momentos flectores (momentos nulos nas extremidades das barras ligadas). Quantitativamente, o EC3 estipula que uma ligação montante-travessa pode ser considerada articulada se se tiver $S_j \leq 0.5 E I_b / L_b$, onde $E I_b$ e L_b são a rigidez de flexão e o comprimento da travessa e S_j é a rigidez (de rotação) secante da ligação (declive da secante ao diagrama $M-\Phi$ que passa no ponto correspondente ao valor do momento actuante M_{Sd} [6]).
- (ii) Ligações rígidas, quando o diagrama $M-\Phi$ apresenta declives suficientemente elevados para ser aceitável admitir que (a) existe continuidade da deformação do pórtico (rotações idênticas nas extremidades das barras ligadas) e que (b) são integralmente transmitidos os momentos flectores (momentos idênticos nas extremidades das barras ligadas). Quantitativamente, o EC3 estipula que uma ligação montante-travessa pode ser considerada rígida se se

tiver $S_j \geq 25 E I_b / L_b$ (no caso de pórticos não contraventados) ou $S_j \geq 8 E I_b / L_b$ (no caso de pórticos contraventados).

- (iii) Ligações semi-rígidas (situadas "entre" as ligações articuladas e rígidas), quando o diagrama $M-\Phi$ apresenta declives intermédios, o que implica que (a) não existe continuidade da deformação do pórtico (rotações diferentes nas extremidades das barras ligadas) e que (b) os momentos flectores são apenas parcialmente transmitidos (momentos diferentes nas extremidades das barras ligadas). Quantitativamente, o EC3 estipula que uma ligação montante-travessa é semi-rígida se se tiver $0.5 E I_b / L_b < S_j < 25 E I_b / L_b$ ou $8 E I_b / L_b$ (pórticos não contraventados ou contraventados).

A resistência de uma ligação montante-travessa é quantificada através do valor do momento resistente M_{Rd} , valor máximo atingido pelo respectivo diagrama $M-\Phi$, e tem a ver com a relação que existe entre M_{Rd} e o momento plástico da travessa $M_{pl.Rd}$. O valor desta relação está na origem da classificação das ligações em [28, 50]

- (i) Ligações articuladas, quando a capacidade de rotação é suficiente para se poder efectuar uma análise rígido-plástica e não são transmitidos quaisquer momentos flectores. Quantitativamente, o EC3 estipula que uma ligação montante-travessa pode ser considerada articulada se se tiver $M_{Rd} \leq 0.25 M_{pl.Rd}$.
- (ii) Ligações de resistência total, quando se tem $M_{Rd} \geq M_{pl.Rd}$, isto é, quando a resistência da ligação não é inferior ao momento plástico da travessa ligada. Quando se efectua uma análise plástica e existe uma ligação deste tipo adjacente a uma secção totalmente plastificada, é necessário verificar a capacidade de rotação da ligação. No entanto, o EC3 estipula que tal verificação pode ser omitida se $M_{Rd} \geq 1.2 M_{pl.Rd}$ (isto é, só tem de ser feita se $M_{pl.Rd} \leq M_{Rd} < 1.2 M_{pl.Rd}$).
- (iii) Ligações de resistência parcial, quando se tem $0.25 M_{pl.Rd} < M_{Rd} < M_{pl.Rd}$, isto é, quando a resistência da ligação é inferior ao momento plástico da travessa ligada. Sempre que ocorrer a plastificação de uma ligação deste tipo (situação permitida pelo EC3), é necessário verificar a sua capacidade de rotação.

Na figura 2.7 representam-se, no plano definido por \bar{m} e $\bar{\phi}$, designados como momento e rotação normalizados e dados pelas expressões

$$\bar{m} = \frac{M_{Rd}}{M_{pl,Rd}} \quad (2.5)$$

$$\bar{\phi} = \frac{E I_b \phi}{L_b M_{pl,Rd}} \quad , \quad (2.6)$$

os domínios onde devem estar situadas as curvas momento-rotação associadas aos diferentes tipos de ligação identificados (caso de um pórtico não contraventado). A cada tipo de ligação correspondem duas classificações, uma quanto à rigidez e outra quanto à resistência. A título ilustrativo, apresentam-se, na figura 2.8, três curvas $\bar{m}-\bar{\phi}$ que depreendem, respectivamente, os comportamentos de (i) uma ligação rígida de resistência parcial, (ii) uma ligação semi-rígida de resistência total (sem necessidade de verificar a capacidade de rotação) e (iii) uma ligação articulada.

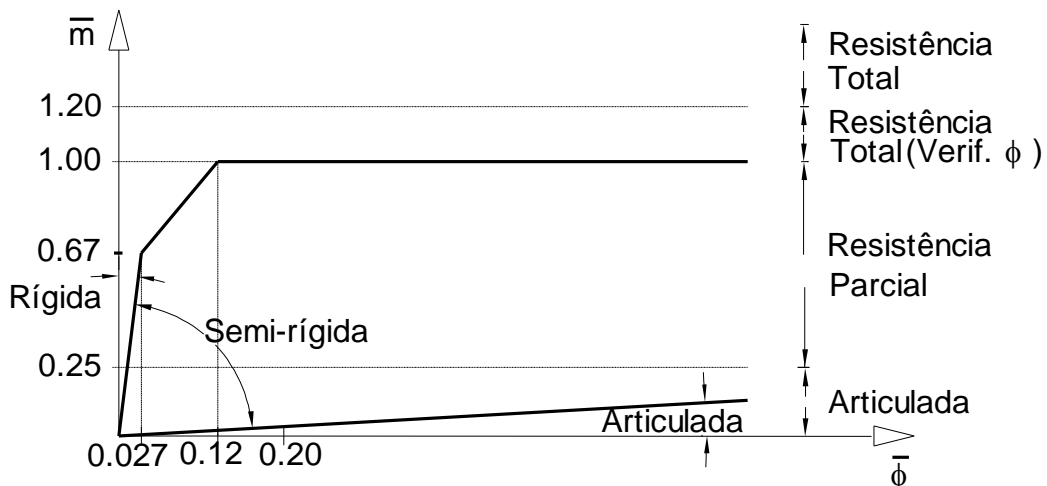


Figura 2.7 - Domínios relativos à classificação das ligações - rigidez e/ou resistência (pórtico não contraventado).

Por último, é conveniente chamar a atenção para o facto de ser frequente, na literatura relativa a construção metálica, encontrar a designação "ligação semi-rígida" para caracterizar, indiscriminadamente, o comportamento de (i) ligações semi-rígidas de resistência total, (ii) ligações semi-rígidas de resistência parcial e (iii) ligações rígidas de resistência parcial [48].

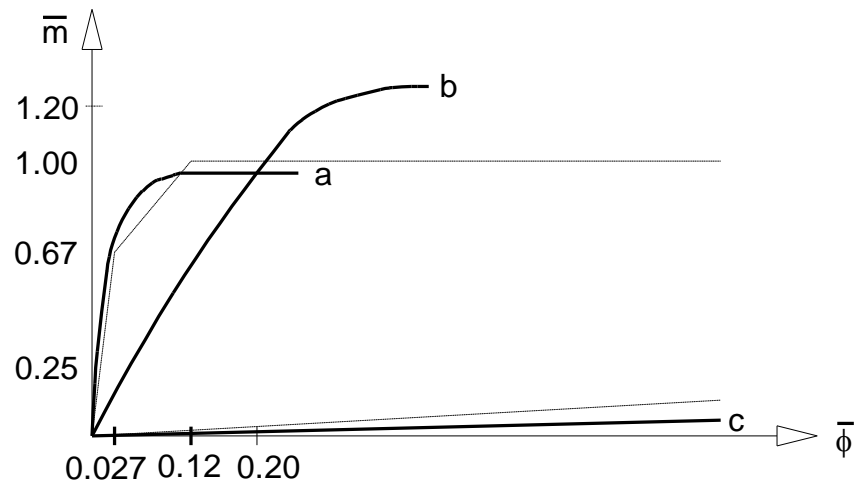


Figura 2.8 - Diagramas momento-rotação de ligações rígidas de resistência parcial (a), ligações semi-rígidas de resistência total (b) e ligações articuladas (c).

2.4 DETERMINAÇÃO DA(S) SECÇÃO(ÕES) EFECTIVA(S)

Conforme se viu em 2.3.2, as secções de classe 4 são caracterizadas pelo facto de os fenómenos de encurvadura local impedirem que seja atingida a sua capacidade resistente elástica. Para evitar o óbvio inconveniente de ter de considerar explicitamente os referidos fenómenos ao verificar a segurança de secções deste tipo, o EC3 preconiza um método que envolve a "substituição" da secção real por uma secção imaginária, designada por secção efectiva. A verificação de segurança dessa secção efectiva, encarada como uma secção de classe 3, garante a segurança da secção real.

A secção efectiva obtem-se a partir da secção real por meio da redução da área dos seus elementos total ou parcialmente comprimidos (elementos onde podem ocorrer fenómenos de encurvadura local). Essa redução de área é conseguida exclusivamente através da redução da maior dimensão, designada por largura. A determinação de uma secção efectiva consiste, então, na obtenção das larguras efectivas, representadas pelo símbolo b_{eff} , das zonas comprimidas dos seus elementos (a secção efectiva é constituída pela reunião das áreas reais dos seus elementos traccionados com as áreas efectivas dos seus elementos comprimidos).

A definição da área efectiva de um elemento comprimido envolve, essencialmente, dois aspectos, os quais são (i) o valor da largura efectiva b_{eff} e (ii) a localização do material que a forma (ou, por outras palavras, a localização do material "a retirar"). Ambos estes aspectos dependem do diagrama das tensões normais instaladas no elemento, o qual é linear e pode ser caracterizado através do parâmetro ψ , já introduzido em 2.3.2.1 e definido como

$$\psi = \sigma_2 / \sigma_1 \quad , \quad (2.7)$$

onde σ_1 e σ_2 são os valores da tensão normal instalados nas extremidades do elemento, sendo σ_1 o valor da máxima tensão de compressão. O facto de tanto a identificação dos elementos comprimidos como a determinação dos valores que ψ assume em cada um deles dependerem da combinação de esforços actuantes na secção origina que, a uma única secção real correspondam, em geral, várias secções efectivas.

A obtenção de uma secção efectiva requer a execução de um conjunto de operações, nomeadamente (i) a determinação das tensões normais instaladas em cada um dos elementos comprimidos (ψ e σ_1), (ii) o cálculo dos valores das respectivas larguras efectivas b_{eff} e (iii) a localização da porção efectiva de cada elemento. Por uma questão de clareza da exposição, deixa-se para o fim a abordagem da primeira das operações referidas. Deste modo, descrevem-se inicialmente os passos envolvidos na determinação da largura e localização da porção efectiva de um elemento comprimido, admitindo que se conhece o diagrama das tensões normais nele instaladas. No entanto, chama-se desde já a atenção para o facto de existir uma pronunciada interdependência entre os valores de ψ e σ_1 e a localização das larguras efectivas. A forma como se toma em consideração essa interdependência caracteriza os dois métodos de determinação de uma secção efectiva preconizados no EC3. Este assunto será abordado e discutido em **2.4.2**.

2.4.1 LARGURA EFECTIVA

O conceito de largura efectiva de uma placa comprimida foi originalmente proposto por von Karman e, posteriormente, modificado e desenvolvido por Winter no contexto de placas com imperfeições geométricas iniciais [51, 52]. A largura efectiva da parte comprimida de um elemento, cuja largura real é designada por b_c , é obtida a partir de um factor de redução ρ por meio da relação

$$b_{eff} = \rho b_c \quad . \quad (2.8)$$

Para calcular o valor de ρ , o EC3 preconiza a utilização da fórmula de Winter [25], definida por

$$\begin{aligned} \rho = 1 & \quad \text{se} \quad \bar{\lambda}_p \leq 0.673 \\ \rho = (\bar{\lambda}_p - 0.22) / \bar{\lambda}_p^2 & \quad \text{se} \quad \bar{\lambda}_p > 0.673 \end{aligned} \quad , \quad (2.9)$$

onde $\bar{\lambda}_p$ é a esbelteza normalizada de placa do elemento. O valor de $\bar{\lambda}_p$ é dado por

$$\bar{\lambda}_p = \sqrt{\sigma/\sigma_{cr}} = (\bar{b}/t)/(28.4\sqrt{235/\sigma}\sqrt{k_\sigma}) \quad , \quad (2.10)$$

sendo σ_{cr} a tensão crítica de bifurcação da placa, \bar{b} e t a largura e espessura do elemento considerado ($\bar{b} = d$ e $t = t_w$, no caso de uma alma, e $\bar{b} = c$ e $t = t_f$, no caso de um banzo saliente) e k_σ o coeficiente de encurvadura de placa, já introduzido em **2.3.2.1** (ver tabela 2.3 - banzos salientes). Relativamente ao valor a atribuir a σ , o EC3 propõe as seguintes duas possibilidades [9, 25]:

- (i) $\sigma = f_y$, o que equivale a admitir que o elemento comprimido se encontra no seu estado limite último. Neste caso, conforme se verá em **2.4.2**, a determinação do valor de ψ (necessário para calcular k_σ) é feita de uma forma directa.
- (ii) $\sigma = \sigma_{com.Ed}$ ($\equiv \sigma_1$), onde $\sigma_{com.Ed}$ é o valor da máxima tensão de compressão efectivamente instalada no elemento. Neste caso, que conduz, obviamente, a um valor superior de b_{eff} (consegue-se uma maior economia), a determinação do valor de ψ envolve um processo iterativo (ver **2.4.2**). Refira-se, no entanto, que o EC3 apenas permite o cálculo de b_{eff} com base em $\sigma_{com.Ed}$ para efeitos de verificação da resistência da secção (ao verificar a segurança de uma barra em relação a estados limites últimos que envolvem fenómenos de instabilidade global, o EC3 impõe o cálculo dos valores de b_{eff} a partir de f_y).

Apresentam-se em seguida os passos que são necessários efectuar para, admitindo que se conhece o valor de ψ (e, portanto, de b_c), determinar o valor da largura efectiva da porção comprimida de um elemento [11, 26]:

- (i) Determinar o valor de k_σ , através das expressões presentes nas tabelas 2.6 (almas) e 2.7 (banzos salientes - estas expressões são as mesmas da tabela 2.3). Refira-se, a propósito, que o EC3 não fornece valores de k_σ para banzos salientes onde estejam instaladas tensões normais associadas a valores de ψ inferiores a -1 .
- (ii) Calcular o valor de $\bar{\lambda}_p$, através da expressão (2.10).

- (iii) Determinar o valor de ρ e, conseqüentemente, de b_{eff} , através da utilização de (2.9) e (2.8).

Observa-se que, para valores de $\bar{\lambda}_p$ pouco superiores a 0.673, as larguras efectivas determinadas por meio do procedimento descrito podem conduzir a esbeltezas do "elemento efectivo" inferiores ao limite superior relativo à classe 3, o que constitui, obviamente, um contra-senso. Para evitar a ocorrência desta situação, não mencionada no texto do EC3, adopta-se aqui a metodologia proposta em [17] e que consiste em tomar para b_{eff} o maior dos dois valores referidos (valor calculado e valor correspondente ao limite superior de esbelteza da classe 3).

A definição da localização da porção efectiva da zona comprimida do elemento é feita recorrendo às tabelas 2.6 e 2.7 (almas e banzos salientes, respectivamente), as quais como se disse atrás, contêm igualmente os valores e as expressões relativos ao cálculo de k_σ . A área efectiva de um elemento comprimido é constituída pela área da sua zona traccionada e pela(s) área(s) da(s) porção(ões) efectiva(s) da sua zona comprimida.

Distribuição de Tensões (compressão positiva)	Largura Efectiva b_{eff}	Coeficiente de encurvadura k_{σ}		
	$\psi = 1$ $b_{eff} = \rho d$ $b_{e1} = 0.5 b_{eff}$ $b_{e2} = 0.5 b_{eff}$	$k_{\sigma} = 4$		
	$1 > \psi \geq 0$ $b_{eff} = \rho d$ $b_{e1} = \frac{b_{eff}}{(5-\psi)}$ $b_{e2} = b_{eff} - b_{e1}$	$k_{\sigma} = \frac{8.2}{1.05 + \psi}$		
	$\psi < 0$ $b_{eff} = \frac{\rho d}{(1-\psi)}$ $b_{e1} = 0.4 b_{eff}$ $b_{e2} = 0.6 b_{eff}$	$0 > \psi > -1:$ $k_{\sigma} = 7.81 - 6.29\psi + 9.78\psi^2$ $-1 > \psi > -2:$ $k_{\sigma} = 5.98(1-\psi)^2$		
Casos particulares para o coeficiente de encurvadura:	$\psi = \sigma_2 / \sigma_1$	1	0	-1
	k_{σ}	4.0	7.81	23.9

Tabela 2.6 - Largura e localização da zona efectiva das almas.

Distribuição de Tensões (compressão positiva)	Largura Efectiva b_{eff}	Coeficiente de encurvadura k_{σ}		
	$1 > \psi \geq 0$ $b_{eff} = \rho c$	$k_{\sigma} = 0.57 - 0.21\psi + 0.07\psi^2$		
	$\psi < 0$ $b_{eff} = \frac{\rho c}{(1-\psi)}$	$k_{\sigma} = 0.57 - 0.21\psi + 0.07\psi^2$		
Casos particulares para o coeficiente de encurvadura:	$\psi = \sigma_2 / \sigma_1$	1	0	-1
	k_{σ}	0.43	0.57	0.85
	$1 > \psi \geq 0$ $b_{eff} = \rho c$	$k_{\sigma} = \frac{0.578}{\psi + 0.34}$		
	$\psi < 0$ $b_{eff} = \frac{\rho c}{(1-\psi)}$	$k_{\sigma} = 1.7 - 5\psi + 17.1\psi^2$		
Casos particulares para o coeficiente de encurvadura:	$\psi = \sigma_2 / \sigma_1$	1	0	-1
	k_{σ}	0.43	1.7	23.8

Tabela 2.7 - Largura e localização da zona efectiva dos banzos.

2.4.2 MÉTODOS DE DETERMINAÇÃO DE UMA SECÇÃO EFECTIVA

Para ser possível determinar uma secção efectiva de uma secção de classe 4 sujeita a uma dada combinação de esforços actuantes falta apenas definir o modo de calcular os valores de σ_1 e do parâmetro ψ em cada elemento comprimido. Em rigor, essa operação é relativamente complexa, na medida em que o facto de os valores de σ_1 e ψ dependerem das propriedades da secção efectiva obriga ao recurso a um processo iterativo. Refira-se, no entanto, que o EC3 preconiza a utilização de uma metodologia aproximada que dispensa a necessidade de efectuar o processo iterativo mencionado.

Daquilo que foi dito, conclui-se facilmente que a forma de calcular os valores de σ_1 e ψ é o principal factor de caracterização dos possíveis métodos de determinação de uma secção efectiva de uma secção de classe 4. O EC3 propõe dois métodos para determinar uma secção efectiva, nomeadamente (i) o método directo e (ii) o método iterativo. A diferença entre os dois métodos reside no modo, mais ou menos sofisticado, como é tomada em consideração a interdependência que existe entre os valores de σ_1 e ψ e os valores e localização de b_{eff} .

Antes de apresentar os principais passos envolvidos na aplicação de cada um dos métodos, é importante mencionar que em ambos a ordem de "tratamento" dos elementos comprimidos é a mesma: primeiro o(s) elemento(s) "mais paralelos" à linha neutra e depois o(s) elemento(s) "menos paralelos" à referida linha. Tem-se assim que (i) no caso de flexão composta em torno do eixo de maior inércia, trata(m)-se primeiro o(s) banzo(s) comprimido(s) e depois a alma e que (ii) no caso de flexão composta em torno do eixo de menor inércia, trata-se primeiro a alma e depois os banzos (no caso de flexão desviada (pura e composta), depende da relação entre os dois momentos). Por uma questão de simplicidade de linguagem, de aqui em diante designam-se, genericamente, por "banzos" os elementos "mais paralelos" à linha neutra e por "almas" os elementos a ela "menos paralelos" (como é óbvio, esta convenção leva a que, numa secção em I, possam existir "dois banzos e uma alma" ou "um banzo e duas almas").

2.4.2.1 Método Directo

- (i) Determinam-se os valores de ψ nos banzos com base nos valores dos esforços actuantes e nas propriedades da secção real (secção bruta).
- (ii) Determinam-se os valores e a localização das larguras efectivas nos banzos comprimidos, admitindo que $\sigma = f_y$ (não é, portanto, necessário conhecer o valor de σ_1).
- (iii) Determinam-se os valores de ψ nas almas com base nas propriedades de uma secção constituída pela área bruta das almas e pelas áreas efectivas dos banzos.
- (iv) Determinam-se os valores e a localização das larguras efectivas nas almas comprimidas, admitindo novamente que $\sigma = f_y$.

2.4.2.2 Método Indirecto (iterativo)

- (i) Determinam-se os valores de ψ e de $\sigma_1 \equiv \sigma_{com.Ed}$ nos banzos com base nos valores dos esforços actuantes e nas propriedades da secção bruta.
- (ii) Determinam-se os valores e a localização das larguras efectivas nos banzos comprimidos, admitindo que $\sigma = \sigma_{com.Ed}$.
- (iii) Determinam-se os valores de ψ e de $\sigma_{com.Ed}$ nas almas com base nas propriedades de uma secção constituída pela área bruta das almas e pelas áreas efectivas dos banzos. No caso de existir esforço axial, os valores dos esforços a considerar devem incluir o(s) momento(s) adicional(is) ΔM , devidos a eventuais excentricidades provocadas pelo afastamento do centro de gravidade (em relação ao centro de gravidade da secção bruta).
- (iv) Determinam-se os valores e a localização das larguras efectivas nas almas comprimidas, admitindo novamente que $\sigma = \sigma_{com.Ed}$.

- (v) Considera-se a secção constituída pelas áreas efectivas dos banzos e das almas e, com base nas suas propriedades, determinam-se os valores de ψ e de $\sigma_{com.Ed}$ nos banzos. No caso de existir esforço axial, os valores dos esforços a considerar devem incluir o(s) momento(s) adicional(is) ΔM , devidos a eventuais excentricidades provocadas pelo afastamento do novo centro de gravidade (sempre em relação ao centro de gravidade da secção bruta).
- (vi) Volta-se a (i) (observe-se que os valores de ψ e de $\sigma_{com.Ed}$ são diferentes dos iniciais) e repete-se o procedimento até se conseguir uma precisão aceitável.

2.4.3 VERIFICAÇÃO DA RESISTÊNCIA DE SECÇÕES DE CLASSE 4

Muito embora a verificação de segurança dos montantes e travessas vá ser abordada e discutida, de modo detalhado, em 2.9, é conveniente referir desde já alguns aspectos relacionados com a verificação da resistência de secções de classe 4 a tensões normais. O EC3 permite que esta seja efectuada através de vários métodos, cada um dos quais envolve uma metodologia diferente de determinar secções efectivas. Descrevem-se em seguida, sumariamente, os referidos métodos, dando-se uma atenção particular ao cálculo das secções efectivas que é necessário determinar:

- (i) Determina-se uma secção efectiva através do método indirecto, estando a resistência da secção assegurada desde que se tenha, nessa mesma secção efectiva,

$$\sigma_{x.Ed} \leq f_{yd} \quad , \quad (2.11)$$

onde $\sigma_{x.Ed}$ é o valor da máxima da tensão normal actuante, em valor absoluto, e se tem $f_{yd} = f_y/\gamma_{M1}$, sendo γ_{M1} o coeficiente parcial de segurança aplicável a secções de classe 4.

- (ii) Determina-se uma secção efectiva por esforço actuante (três, no máximo, quando actuarem simultaneamente N_{Sd} , $M_{y.Sd}$, e $M_{z.Sd}$) através do método directo, estando a resistência da secção assegurada desde que seja verificada a condição

$$\frac{N_{Sd}}{A_{eff}} + \frac{M_{y.Sd}}{W_{eff.y}} + \frac{M_{z.Sd}}{W_{eff.z}} \leq f_{yd} \quad , \quad (2.12)$$

onde A_{eff} é a área da secção efectiva da secção quando sujeita apenas a esforço axial (se o esforço axial N_{Sd} for de tracção, tem-se $A_{eff} = A$) e $W_{eff.y}$ e $W_{eff.z}$ são os módulos elásticos de flexão das secções efectivas da secção quando esta está sujeita, respectivamente, a flexão pura em torno de y-y e a flexão pura em torno de z-z. Observe-se que a condição (2.12) é válida apenas para secções bissimétricas, como é o caso das secções em I laminadas a quente. Se a secção não possuir simetria ou for monossimétrica e se N_{Sd} for de compressão, é necessário adicionar a $M_{y.Sd}$ e/ou $M_{z.Sd}$ os momentos adicionais provocados por eventuais afastamentos do centro de gravidade da secção efectiva relativa à compressão pura, e_{Ny} e/ou e_{Nz} (medidos em relação à posição do centro de gravidade da secção bruta) [11]. Esses momentos adicionais são dados, respectivamente, por $\Delta M_{y.Sd} = N_{Sd} e_{Nz}$ e $\Delta M_{z.Sd} = N_{Sd} e_{Ny}$.

Em [11, 25] apresentam-se exemplos ilustrativos das diferenças entre as verificações de segurança de secções de classe 4 (secções em I com banzos desiguais) submetidas a flexão em torno de y-y composta com compressão efectuadas por meio dos dois métodos. Como seria de esperar, o primeiro método conduz a um dimensionamento mais económico, tendo-se observado, naqueles exemplos, uma economia ligeiramente superior a 10%.

Apesar daquilo que foi dito no parágrafo anterior, optou-se por adoptar, no âmbito desta tese, o método descrito em segundo lugar. Tal opção deveu-se essencialmente a razões que se prendem (i) com a sua mais fácil automatização e (ii) com o facto de ser o único que, de acordo com o EC3, pode igualmente ser utilizado para verificar a segurança de uma barra em relação a estados limites últimos que envolvem fenómenos de instabilidade global.

Apresenta-se, na figura 2.9, um diagrama sequencial que descreve as operações que são necessárias executar para verificar a resistência de uma secção de classe 4 utilizando o método adoptado. Na figura 2.10 estão

representadas, a cheio, as secções efectivas que são necessárias determinar, no caso geral, para efectuar a referida verificação.

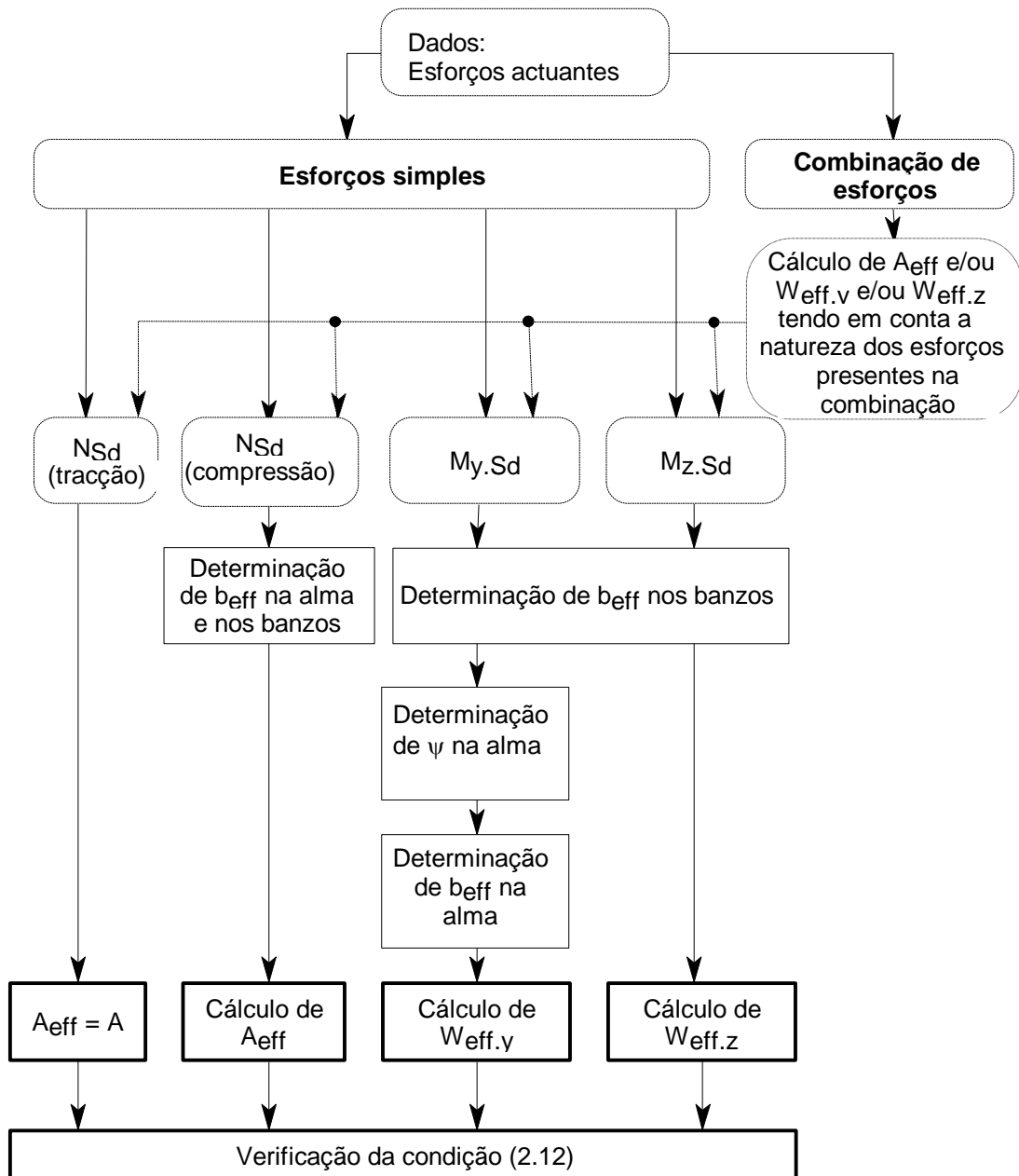


Figura 2.9 - Diagrama sequencial relativo à verificação da resistência de uma secção transversal em I com banzos iguais e de classe 4.

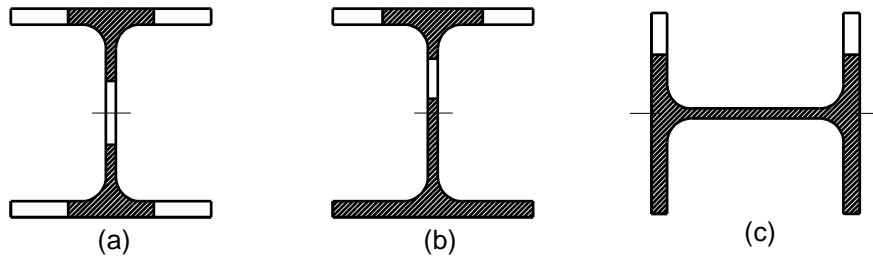


Figura 2.10 - Secções efectivas necessárias para a verificação da resistência de uma secção de classe 4. Secções efectivas devidas a (a) N_{Sd} (compressão), (b) $M_{y.Sd}$ e (c) $M_{z.Sd}$.

2.5 CONSIDERAÇÃO DAS IMPERFEIÇÕES

Um dos aspectos mais inovadores do EC3 consiste no facto de as imperfeições serem tomadas em conta de um modo explícito [16]. Na realidade, em praticamente toda a regulamentação anterior os efeitos das imperfeições eram considerados indirectamente, através da utilização de coeficientes de segurança, ou de modelos de cálculo onde esses efeitos estavam já incorporados [28].

O EC3 admite que se considerem apenas imperfeições de natureza geométrica, devendo os seus valores permitir simular adequadamente os efeitos de todos os possíveis tipos de imperfeições reais (tensões residuais, imperfeições geométricas, heterogeneidade dos materiais, etc.). Tratam-se separadamente (i) as imperfeições globais do pórtico (inclinações iniciais dos montantes) e (ii) as imperfeições (locais) das barras que o constituem [53]. Refira-se ainda que o EC3 aborda também as imperfeições geométricas que é necessário considerar ao analisar sistemas de contraventamento de pórticos, as quais, no entanto, estão fora do âmbito da presente tese.

2.5.1 IMPERFEIÇÕES GLOBAIS DO PÓRTICO

Os efeitos das imperfeições globais dos pórticos são tomados em consideração através da incorporação, na análise global do pórtico, de uma inclinação inicial de todos os montantes, de valor ϕ e no sentido dos deslocamentos horizontais provocados pelas forças aplicadas ao pórtico (sentido mais desfavorável) (ver figura 2.11).

O valor de ϕ é dado por

$$\phi = \phi_0 k_C k_S \quad , \quad (2.13)$$

onde

$$\phi_0 = 1/200, \quad k_C = \sqrt{0.5 + 1/n_C} \leq 1.0 \quad , \quad k_S = \sqrt{0.2 + 1/n_S} \leq 1.0 \quad . \quad (2.14)$$

As grandezas n_S e n_C são, respectivamente, o número de pisos do pórtico ligados aos n_C montantes e o número de montantes do pórtico que,

simultaneamente, (i) suportam directamente os n_s pisos e (ii) estão submetidas a um esforço normal N_{Sd} cujo valor é maior ou igual a 50% do valor médio dos esforços normais actuantes nos vários montantes do pórtico. As definições anteriores mostram a ambiguidade que existe na definição dos valores de n_s e n_c , ambiguidade essa que está na base da autorização do EC3 para utilizar a combinação de valores que conduz a um menor valor de ϕ . Saliente-se que, no caso dos pórticos abordados nesta tese (pórticos com um vão e um piso) se tem $n_s = n_c = k_s = k_c = 1.0$, pelo que o valor de ϕ a utilizar é sempre $\phi = \phi_0 = 1/200$.

Para a evitar a complexidade inerente à necessidade de ter que analisar um pórtico com uma geometria "imperfeita" (inevitável se ϕ for incorporada explicitamente na análise global) o EC3 permite a substituição das inclinações iniciais por um sistema de forças horizontais auto-equilibrado equivalente. Conforme indicado na figura 2.11, as forças horizontais são aplicadas nas extremidades dos montantes e valem

$$F_{eq} = \phi N_{Sd} \quad , \quad (2.15)$$

onde N_{Sd} é o esforço axial actuante no montante (os binários produzidos por N_{Sd} e por F_{eq} têm o mesmo valor).

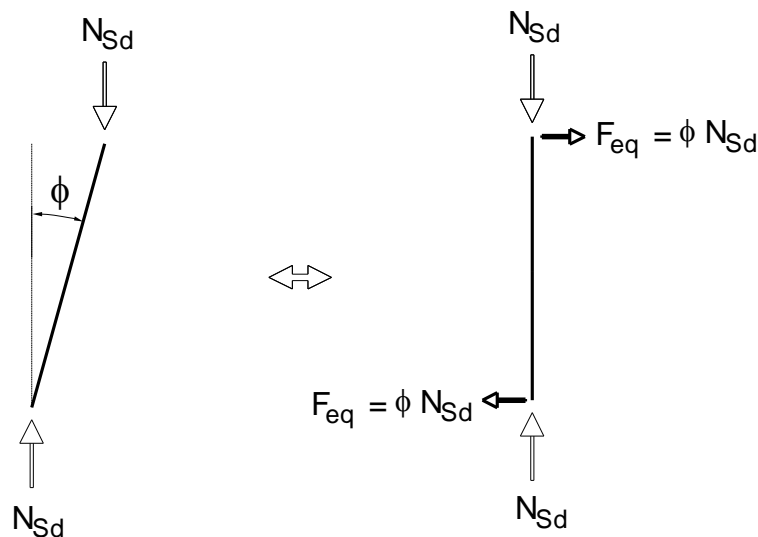


Figura 2.11 - Equivalência entre as inclinações iniciais e as forças horizontais.

Observa-se que, ao contrário do que sucede com o valor da inclinação inicial ϕ , os valores das forças horizontais equivalentes dependem significativamente da combinação de acções considerada (através dos valores das resultantes das forças verticais que actuam ao nível de cada piso). Deste modo, a cada combinação de acções correspondem, no caso geral, forças horizontais diferentes. Na figura 2.12 estão representadas as duas possíveis formas de incorporar as imperfeições globais na análise de pórticos de um vão e um piso.

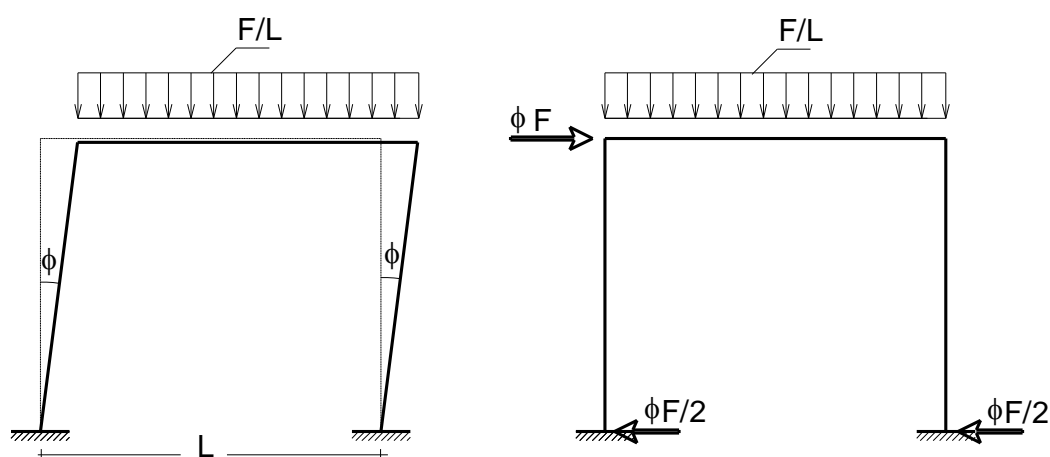


Figura 2.12 -Inclinação inicial e forças equivalentes em pórticos de um vão e um piso.

O EC3 estipula que imperfeições globais dos pórticos devem ser incluídas na análise global de todos os pórticos não contraventados, independentemente de serem PSDL ou PCDL (no caso dos pórticos contraventados, este efeito é transferido para o sistema de contraventamento).

2.5.2 IMPERFEIÇÕES DAS BARRAS

Antes de mais, é importante referir que, de acordo com o EC3, a influência das imperfeições das barras pode ter de ser considerada (i) ao nível do dimensionamento e/ou verificação de segurança das próprias barras e/ou (ii) ao nível da análise global do pórtico (neste caso, apenas as imperfeições contidas no plano do pórtico) [16, 28].

Na primeira situação, a influência das imperfeições encontra-se, normalmente, incorporada nos modelos de cálculo utilizados para verificar a segurança das

barras (ver **2.9**), não sendo, portanto, necessário considerá-la de forma explícita. No entanto, no caso da instabilidade por flexão de barras comprimidas, o EC3 admite sempre a possibilidade de se efectuar verificação de segurança através de uma análise de 2ª ordem da barra (a análise de 2ª ordem é mesmo indispensável quando se pretenda verificar adequadamente a segurança de barras de secção variável e/ou sujeitas a compressão não uniforme). Na medida em que uma análise com essas características inclui, obrigatoriamente, o efeito das imperfeições iniciais, o EC3 define qualitativa e quantitativamente a imperfeição que é necessário considerar. Admite-se assim que a deformada inicial da barra apresenta um andamento sinusoidal ao longo do seu comprimento de encurvadura l_e , o qual está representado na figura 2.13 [48]. Recorde-se que, em rigor, a determinação do comprimento de encurvadura envolve a análise linear de estabilidade do pórtico onde a barra está inserida (ver **2.8.1.1**). Relativamente aos valores a adoptar para a amplitude $e_{0,d}$ (flecha a meio vão de l_e), eles estão indicados na tabela da figura 5.5.1 do EC3 e dependem de vários factores, nomeadamente (i) o método de análise global utilizado, (ii) o modelo de verificação da resistência das secções adoptado, (iii) a configuração da secção e o plano de flexão e (iv) a curva de dimensionamento de colunas relevante (ver **2.9.2.2**).

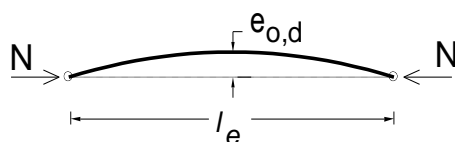


Figura 2.13 - Caracterização das imperfeições das barras.

Ao nível da análise global do pórtico, o EC3 apenas impõe a consideração das imperfeições das barras que constituem o pórtico no caso, relativamente raro, de se verificarem simultaneamente as seguintes condições [28]:

- (i) Pórticos com deslocamentos laterais (PCDL).
- (ii) Barras submetidas a compressão axial e cujas extremidades transmitem momento flector (isto é, não são articuladas).

- (iii) O valor de cálculo do esforço axial N_{Sd} é superior a um quarto da carga crítica da barra, calculada supondo-a bi-articulada ($N_{Sd} > \pi^2 EI / 4L^2$), onde L é o comprimento da barra).

Observe-se que, para verificar a terceira condição, pode ser necessário proceder a uma análise preliminar do pórtico (determinação de N_{Sd}). Quando as três condições são satisfeitas para pelo menos uma barra, o EC3 obriga (i) a incorporar as imperfeições dessa(s) barra(s) na configuração geométrica inicial do pórtico e (ii) a efectuar uma análise global de 2ª ordem (ver **2.7.1**). Na medida em que o EC3 nada diz, relativamente ao andamento (depende do valor da relação l_e/L entre os comprimentos de encurvadura e real da barra) e ao "sinal" (lado da(s) concavidade(s)) a considerar para a configuração inicial das barras imperfeitas, descreve-se aqui, sucintamente, um procedimento sugerido em [16] e bastante rigoroso. O andamento e "sinal" da deformada inicial das referidas barras são definidos a partir da determinação *a priori* da configuração do modo crítico de instabilidade do pórtico associado à distribuição de esforços axiais provocada pela combinação de acções considerada e compatível com o sentido das forças horizontais actuantes. Observe-se ainda que, ao contrário de outros regulamentos de estruturas metálicas [16, 48], o EC3 não prevê a substituição das imperfeições das barras por sistemas auto-equilibrados de forças equivalentes.

É também importante referir que o facto de a necessidade de incorporar as imperfeições iniciais em alguma(s) das barras do pórtico obrigar a efectuar uma análise global de 2ª ordem tem implicações ao nível da verificação de segurança dessa(s) barra(s) (ver **2.9.2**). Na realidade, tem-se que, nessa situação, a segurança dessa(s) mesma(s) barra(s) em relação a estados limites últimos (ELU) que envolvem fenómenos de instabilidade no plano do pórtico fica automaticamente verificada se for possível obter uma distribuição de esforços em equilíbrio com as forças aplicadas (deste modo, a verificação da segurança envolve apenas os ELU que envolvem a resistência das secções e, eventualmente, envolvem fenómenos de instabilidade fora do plano do pórtico). Esta constatação está na origem da sugestão, proposta em [16], de, quando for necessário incorporar as imperfeições iniciais em alguma(s) das barras do pórtico, o fazer em todas elas. Nesse caso, a verificação da segurança processar-se-ia de forma idêntica em todas as barras do pórtico, estando automaticamente assegurada em relação aos ELU que envolvem fenómenos de instabilidade no plano do pórtico.

2.6 ESCOLHA DO MÉTODO DE ANÁLISE GLOBAL

2.6.1 MÉTODOS DE ANÁLISE GLOBAL PREVISTOS NO EC3

Antes de mais, deve referir-se que, como é óbvio, só faz sentido falar de "método de análise global" no caso de pórticos estaticamente indeterminados (hiperestáticos). Em pórticos estaticamente determinados (isostáticos), a determinação dos esforços é feita exclusivamente a partir das equações que traduzem o equilíbrio estático do pórtico.

O EC3 prevê que a determinação dos esforços em pórticos hiperestáticos possa ser efectuada por meio de vários tipos de análise global, pressupondo qualquer deles uma determinada combinação entre os comportamentos adoptados para o aço (diagrama tensões-deformações) e para a secção transversal (diagrama esforços-deformações generalizadas). Descrevem-se e caracterizam-se, em seguida, os diferentes tipos de análise global, seguindo-se, no essencial, as exposições apresentadas nas referências [11] e [28].

Os métodos de análise global passíveis de serem utilizadas na determinação dos esforços em pórticos estaticamente indeterminados podem dividir-se em duas grandes categorias que correspondem, respectivamente, a (i) Análises (Globais) Elásticas e a (ii) Análises (Globais) Plásticas. As análises elásticas estão associadas à adopção de comportamentos elásticos lineares para o aço e para as secções, independentemente do nível das tensões e/ou esforços aplicados. As análises plásticas estão associadas à adopção de comportamentos para o aço e para as secções caracterizados pela presença de deformações/deformações generalizadas plásticas, as quais ocorrem quando a fibra/secção "plastifica" (a tensão/combinção de esforços atinge um valor limite, designado por tensão de cedência f_y ou por combinação de plastificação $(N_{Sd}, M_{Sd})_{pl}$).

Os métodos de análise global plástica podem ainda subdividir-se em três categorias, que correspondem, respectivamente, a:

- (i) Análises Rígido-Plásticas (ou Análises Limite), que estão associadas à adopção de comportamentos rígido-plásticos tanto para o aço como para as secções. Desprezam-se todas as deformações elásticas (estes métodos não podem ser utilizados para verificar estados limites de

utilização) e admite-se que todas as deformações plásticas se concentram nas secções plastificadas, as quais se designam por rótulas plásticas. A análise do pórtico consiste, essencialmente, em identificar o mecanismo de colapso e em calcular o nível de carregamento que lhe corresponde.

- (ii) Análises Elástico-Plásticas, que estão associadas à adopção de um comportamento elástico-plástico para o aço. É possível determinar as deformações do pórtico e o nível de carregamento correspondente ao seu colapso.

Finalmente, os métodos de análise global elástico-plástica podem ainda subdividir-se, consoante o comportamento adoptado para as secções, em dois tipos, que correspondem, respectivamente, a:

- (i) Análises Elásticas-Perfeitamente Plásticas, que estão associadas à adopção de um comportamento "fictício" para as secções, o qual consiste em "prolongar" o comportamento elástico até se atingir a plastificação ("suprime-se" o comportamento elasto-plástico). Deste modo, existem deformações elásticas e plásticas, estando estas últimas, no entanto, concentradas nas secções plastificadas (rótulas plásticas).
- (ii) Análises Elasto-Plásticas, que estão associadas à adopção de um comportamento elasto-plástico ("real") para as secções, directa e correctamente derivado do diagrama tensões-deformações elástico-plástico adoptado para o aço, o qual pode apresentar um andamento arbitrário (por exemplo, o EC3 propõe, na sua figura 5.2.2 e em alternativa ao habitual diagrama elástico-perfeitamente plástico, a utilização de um diagrama bilinear, essencialmente para ultrapassar dificuldades computacionais). As secções plastificam gradualmente e as deformações plásticas, que ocorrem em secções total e/ou parcialmente plastificadas, "espalham-se" ao longo das barras. Muito embora este método de análise global permita determinar com grande precisão as deformações do pórtico e o nível de carregamento correspondente ao seu colapso, apresenta a desvantagem de requerer um esforço computacional extremamente elevado, razão pela qual é utilizado sobretudo em trabalhos de investigação [28, 54].

Nas figuras 2.14 e 2.15 representam-se, respectivamente, os andamentos dos diagramas tensões-deformações e dos diagramas momentos-curvaturas (variam com o valor e/ou a natureza dos restantes esforços actuantes na secção) que caracterizam os métodos de análise global que acabaram de se descrever.

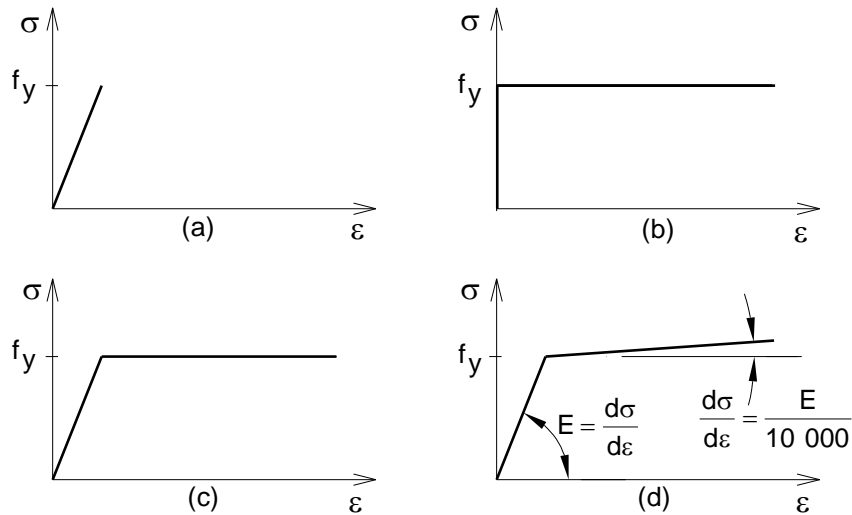


Figura 2.14- Diagramas tensões-deformações de materiais (a) elásticos, (b) rígido-plásticos, (c) elásticos-perfeitamente plásticos e (d) elasto-plásticos (bilineares).

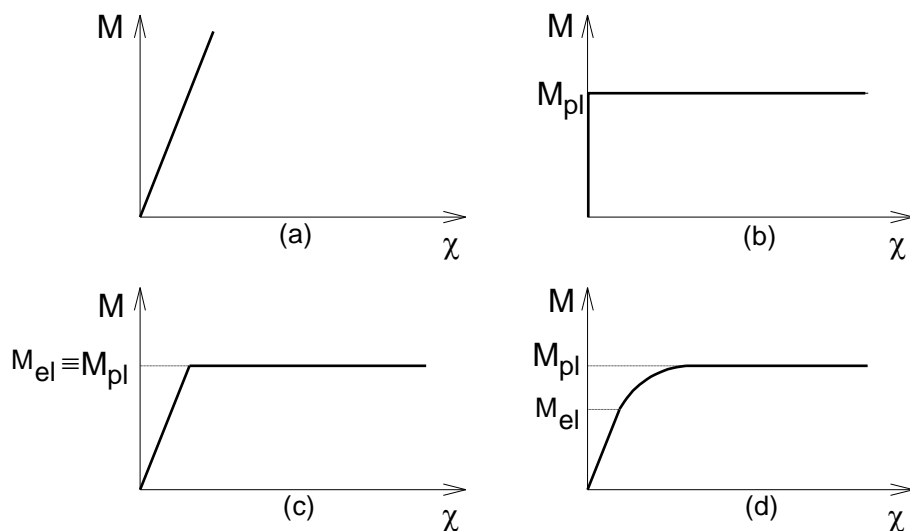
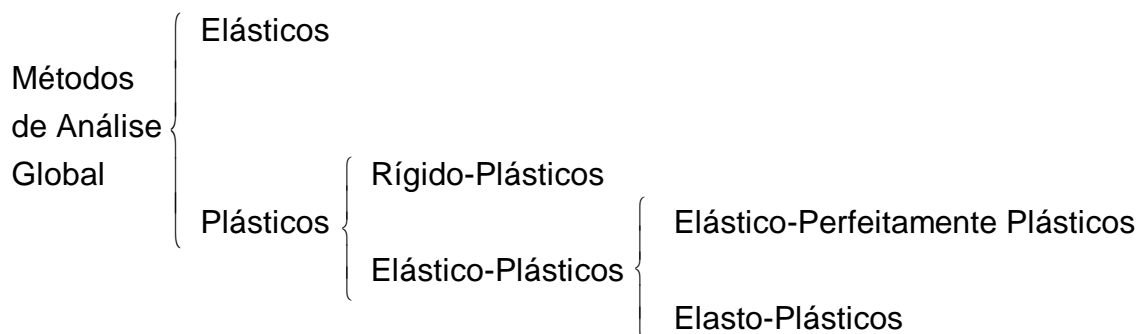


Figura 2.15- Diagramas momentos curvaturas correspondentes a comportamentos (das secções) (a) elásticos, (b) rígido-plásticos, (c) elásticos-perfeitamente plásticos (rótula plástica) e (d) elasto-plásticos (derivados de um diagrama tensões-deformações elástico-perfeitamente plástico).

A relação que existe entre vários métodos de análise global preconizados no EC3 pode ser adequadamente observada no diagrama que se apresenta em seguida:



2.6.2 ESCOLHA DE UM MÉTODO DE ANÁLISE GLOBAL

Relativamente à escolha do método de análise global a utilizar, o EC3 estipula que:

- (i) Uma análise global elástica pode ser sempre utilizada.
- (ii) Uma análise global plástica apenas pode ser utilizada desde que o pórtico satisfaça certas condições, de natureza geométrica e material e se encontram descritas em [11, 28, 48].

Em virtude de, conforme se disse já no capítulo 1 (ver **1.3**), se ter optado por restringir o âmbito desta tese aos casos em que a análise global do pórtico é efectuada por meio de métodos elásticos, não se abordam, daqui para a frente, os aspectos do EC3 relativos à utilização de análises globais plásticas.

2.7 CÁLCULO DOS ESFORÇOS DE DIMENSIONAMENTO

Para cada uma das combinações de acções que for relevante considerar, o modo como se determinam os esforços de dimensionamento (ou valores de cálculo dos esforços) através de métodos de análise global elásticos depende, essencialmente, (i) da necessidade (ou não) de considerar as imperfeições iniciais e (ii) da necessidade (ou não) de contabilizar os efeitos de 2ª ordem associados ao comportamento do pórtico no seu próprio plano (ver também **2.8**) [13, 18]. É ainda importante referir que todos os pórticos considerados nesta tese correspondem a um modelo estrutural contínuo, o que quer dizer que a análise global de um pórtico apenas requer o conhecimento das propriedades estruturais das barras que o constituem [26]. As ligações são ou rígidas ou articuladas (recorde-se que, como a análise global é elástica, apenas a rigidez das ligações é relevante para a definição do modelo estrutural - ver **2.3.3**).

Relativamente à necessidade (ou não) de considerar as imperfeições iniciais, o EC3 estabelece que:

- (i) As imperfeições do pórtico (ver **2.5.1**) só podem deixar de ser consideradas em pórticos contraventados.
- (ii) As imperfeições das barras só têm de ser consideradas nas barras de pórticos com deslocamentos laterais (PCDL) que satisfaçam as três condições indicadas em **2.5.2**.

Antes de abordar especificamente a necessidade de contabilizar os efeitos de 2ª ordem (também designados por efeitos P-delta), é importante identificá-los e proceder a uma breve descrição das suas características.

2.7.1 TIPOS DE EFEITOS DE 2ª ORDEM (Efeitos P-delta)

Ao estudar-se o comportamento geometricamente não linear de pórticos (isto é, a influência dos efeitos de 2ª ordem), consideram-se normalmente dois tipos de efeitos desta natureza, designados conjuntamente por efeitos P-delta, os quais estão representados esquematicamente na figura 2.16 [4, 40, 55], como:

- (i) Efeitos $P-\Delta$, que são devidos às forças aplicadas e envolvem unicamente os deslocamentos dos nós do pórtico (no caso dos pórticos considerados nesta tese, são devidos às forças verticais e envolvem o deslocamento horizontal do piso do pórtico - ver figura 2.16(b)). Na medida em que os deslocamentos nodais resultam do comportamento global do pórtico, aos efeitos $P-\Delta$ chama-se muitas vezes efeitos de 2ª ordem globais.
- (ii) Efeitos $P-\delta$, que são devidos aos esforços de compressão instalados nas barras do pórtico e envolvem apenas as deformações que ocorrem ao longo do comprimento de cada barra (ver figura 2.16(c)). Visto os efeitos $P-\delta$ serem definidos separadamente para cada barra, é frequente designá-los por efeitos de 2ª ordem locais.

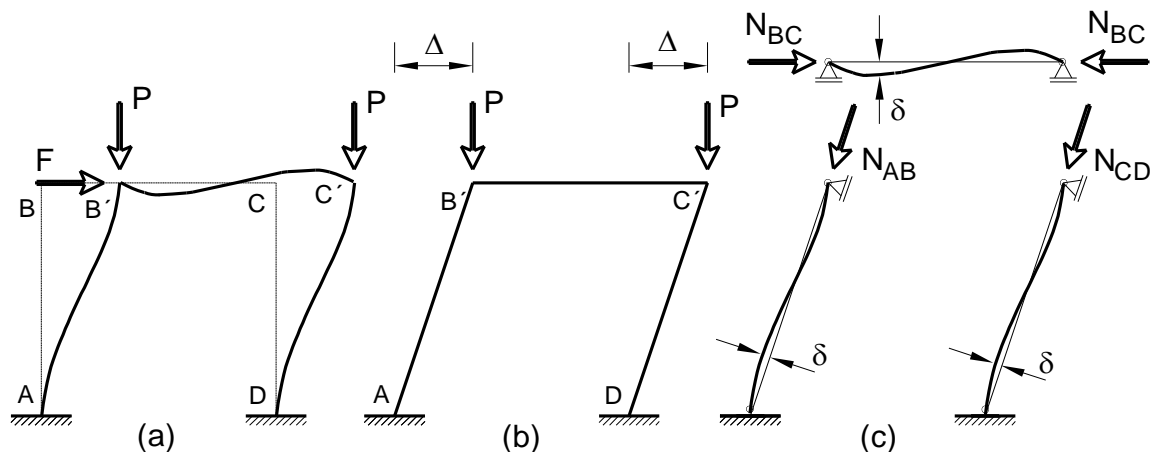


Figura 2.16 - Efeitos de 2ª ordem em pórticos.

(a) Configuração deformada, (b) Efeitos $P-\Delta$, (c) Efeitos $P-\delta$.

Em relação à influência dos efeitos de 2ª ordem nos valores dos esforços de dimensionamento, é importante observar que:

- (i) Em rigor, a contabilização dos efeitos de 2ª ordem (quer do tipo $P-\Delta$ como do tipo $P-\delta$) deve ser feita através de uma análise global de 2ª ordem exacta do pórtico (as equações de equilíbrio e as relações cinemáticas são estabelecidas na configuração deformada exacta do pórtico [8]), a qual deve incorporar as imperfeições do pórtico e as imperfeições de todas as barras. Uma análise exacta desta natureza permite determinar os valores exactos dos esforços de

dimensionamento e dispensa a necessidade de verificar a segurança das várias barras em relação aos ELU que envolvem fenómenos de instabilidade no plano do pórtico (é suficiente a existência de equilíbrio entre os esforços e a combinação de acções considerada).

- (ii) O EC3 permite que se tratem separadamente os efeitos $P-\Delta$ e $P-\delta$, englobando a influência dos primeiros nos valores dos esforços de dimensionamento e considerando os segundos ao nível da verificação de segurança das barras, encaradas individual e separadamente.
- (iii) Daquilo que foi dito em (ii) resulta que é possível adoptar uma metodologia que envolve a determinação, com uma precisão mais ou menos significativa (depende do método utilizado e/ou da forma como são incorporados os efeitos $P-\delta$), da influência dos efeitos $P-\Delta$ nos valores nodais dos esforços de dimensionamento do pórtico. Posteriormente, verifica-se a segurança de cada barra, utilizando diagramas de esforços obtidos através da consideração do equilíbrio ao longo do seu comprimento.
- (iv) A determinação aproximada da influência dos efeitos $P-\Delta$ nos valores nodais dos esforços de dimensionamento do pórtico pode ser efectuada (a) directamente, através de uma análise global de 2ª ordem aproximada (os efeitos $P-\delta$ não são total e/ou adequadamente incorporados e, portanto, as equações de equilíbrio e as relações cinemáticas são estabelecidas na configuração deformada aproximada do pórtico) ou (b) indirectamente, através de um procedimento que inclui a modificação apropriada dos resultados de uma análise global de 1ª ordem do pórtico (análise em que as equações de equilíbrio e as relações cinemáticas são estabelecidas na configuração indeformada do pórtico).
- (v) Daqui para a frente, por uma questão de simplicidade e sempre que tal não origine confusão, designar-se-ão por "efeitos de 2ª ordem" os "efeitos de 2ª ordem do tipo $P-\Delta$ ".

2.7.2 NECESSIDADE DE CONTABILIZAR OS EFEITOS DE 2ª ORDEM

Relativamente à necessidade (ou não) de contabilizar os efeitos de 2ª ordem, recorda-se que é precisamente esse aspecto que está na base da classificação dos pórticos, quanto à sua resistência lateral (ver **2.3.1**), em PSDL (não é necessário contabilizar os efeitos de 2ª ordem, pelo que é suficiente efectuar uma análise global de 1ª ordem) ou PCDL (é obrigatório contabilizar os efeitos de 2ª ordem). Abordam-se em seguida os diferentes modos como pode ser efectuada a contabilização dos efeitos de 2ª ordem em PCDL.

Conforme se mencionou atrás, o EC3 preconiza que a contabilização dos efeitos de 2ª ordem (do tipo P- Δ) nos PCDL pode ser efectuada (i) directamente, através de uma análise global de 2ª ordem (pressupõe-se que essa análise global pode ser exacta ou aproximada, tendo apenas que estimar de forma precisa a influência dos efeitos P- Δ) ou (ii) indirectamente, através da modificação apropriada dos resultados de uma análise global de 1ª ordem do pórtico e da escolha adequada dos comprimentos de encurvadura a utilizar na verificação de segurança das várias barras em relação aos ELU que envolvem fenómenos de instabilidade no plano do pórtico (ver também **2.8.1**).

2.7.3 CONTABILIZAÇÃO INDIRECTA DOS EFEITOS P- Δ

Os métodos indirectos de contabilizar os efeitos de 2ª ordem (do tipo P- Δ) em PCDL envolvem a consideração dos seguintes aspectos:

- (i) Identificação dos esforços transversos e momentos flectores associados às cargas que provocam deslocamento horizontal do piso do pórtico, as quais são (a) as forças horizontais (em todos os pórticos), (b) a parcela antissimétrica das forças verticais (em todos os pórticos) e (c) a parcela simétrica das forças verticais (só nos pórticos não simétricos), os quais se designam, por simplicidade e analogia com a nomenclatura inglesa [6], respectivamente por "esforços transversos sway" (ETS - V^S) e "momentos sway" (MS - M^S). A determinação dos ETS e MS requer uma análise adicional do pórtico, submetido à combinação de acções considerada e com o deslocamento horizontal do piso impedido. A diferença entre os

esforços transversos e momentos flectores efectivamente instalados no pórtico e os correspondentes valores obtidos através desta análise adicional fornece os valores dos ETS e MS [28, 30].

- (ii) O valor da relação V_{Sd}/V_{cr} , definida em **2.3.1** (equação (2.1)).
- (iii) A natureza e modo de determinar os comprimentos de encurvadura das barras comprimidas do pórtico, assuntos que serão abordados em **2.8**. Refira-se desde já, no entanto, que é necessário fazer a distinção entre "comprimentos de encurvadura associados a um modo de instabilidade sem deslocamento lateral (MSDL)" (l_{eSDL}) e "comprimentos de encurvadura associados a um modo de instabilidade com deslocamento lateral (MCDL)" (l_{eCDL}).

É agora possível apresentar, de uma forma clara, a descrição dos dois métodos de contabilização indirecta dos efeitos de 2ª ordem preconizados no EC3. Em ambos, os valores de cálculo dos esforços são dados, em função dos resultados de uma análise global de 1ª ordem (N_I , V_I e M_I - não confundir os esforços transversos com a resultante das forças verticais, ambos designados, no EC3 e nesta tese, pela letra V), por [4, 40]

$$N_{Sd} = N_I \quad (2.16)$$

$$V_{Sd} = (V_I - V^S) + C V^S \quad (2.17)$$

$$M_{Sd} = (M_I - M^S) + C M^S \quad (2.18)$$

variando o valor do coeficiente C , pelo qual se multiplicam os ETS e os MS, com o método utilizado. Apresenta-se em seguida a designação e a caracterização e o domínio de aplicação dos dois métodos mencionados:

- (i) Método da Amplificação dos Momentos (MAM). Este método pode aplicar-se sempre que se tenha $0.1 < V_{Sd}/V_{cr} \leq 0.25$ e é caracterizado por

$$C = (1 - V_{Sd}/V_{cr})^{-1} \quad l_e \equiv l_{eSDL} \quad (2.19)$$

- (ii) Método dos Comprimentos de Encurvadura (MCE). Este método pode aplicar-se sempre que se tenha $V_{Sd}/V_{cr} > 0.1$ (isto é, em qualquer PCDL) e é caracterizado por

$$\begin{array}{lll} C = 1 & l_e \equiv l_{eCDL} & \text{(montantes)} \\ C = 1.2 & l_e \equiv l_{eSDL} & \text{(travessa)} \end{array} \quad (2.20)$$

É importante referir como se mostra em [20] que o MCE pode conduzir a resultados não conservativos, sendo sugerida nessa referência a utilização de $C = 1.2$ também nos montantes para obviar a esse inconveniente. Como o estudo mencionado considerou apenas pórticos com três e seis pisos (isto é, não se debruçou especificamente sobre pórticos de um piso), optou-se por implementar, nesta tese, o MCE incluído no texto do EC3 e descrito atrás.

2.7.4 REDISTRIBUIÇÃO DE ESFORÇOS

No caso de se efectuar uma análise global (elástica) de 1ª ordem, o EC3 admite a possibilidade de se proceder a uma redistribuição dos momentos flectores calculados numa qualquer barra, a qual não pode implicar uma variação superior a 15% do valor do momento máximo instalado nessa barra. Para que essa redistribuição se possa efectuar, é necessário que:

- (i) Os esforços de dimensionamento redistribuídos estejam em equilíbrio com as cargas aplicadas (esta condição implica que também possa ocorrer redistribuição de esforços normais e de esforços transversos).
- (ii) As barras onde a redistribuição introduz uma redução dos momentos flectores possuam, pelo menos, secções de classe 2.

Na medida em que uma análise global de 1ª ordem pode ser efectuada para determinar os esforços de dimensionamento em PSDL (valores dos esforços inalterados) ou em PCDL (valores dos esforços modificados), põe-se a questão de saber se a redistribuição é possível só no primeiro caso ou em ambos os casos. Como não existe, no EC3 ou na literatura consultada, qualquer referência a este respeito, optou-se por admitir que a redistribuição de momentos só pode ser efectuada no caso de PSDL.

2.7.5 DIAGRAMA SEQUENCIAL

Apresenta-se, na figura 2.17, um diagrama sequencial que descreve os vários passos e opções envolvidos no processo de escolha de um método para calcular os esforços de dimensionamento de um pórtico. Consideram-se paralela mas separadamente os PSDL e os PCDL.

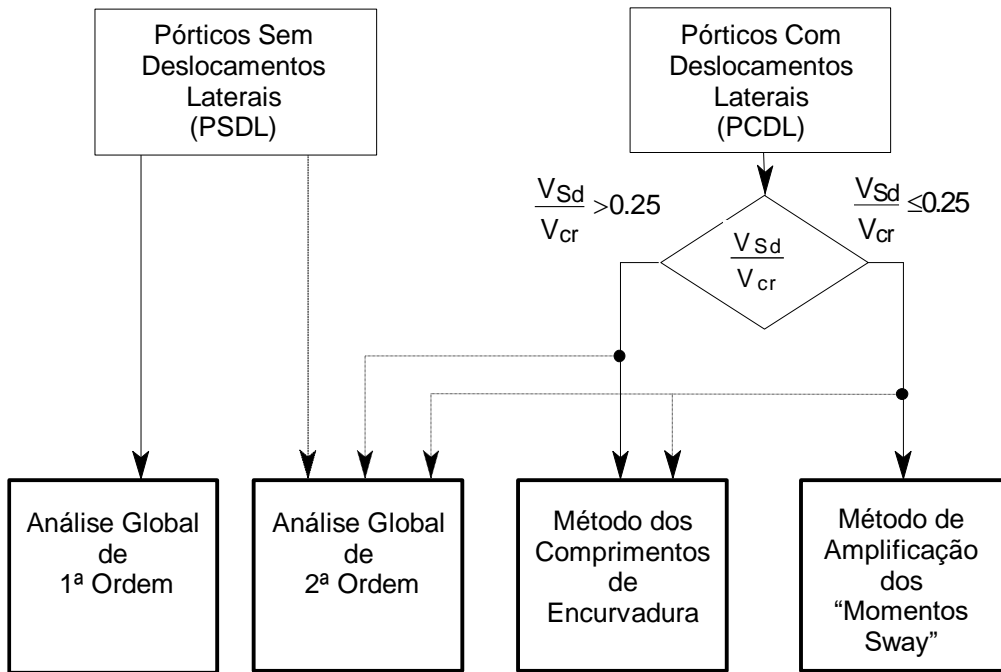


Figura 2.17 - Diagrama sequencial relativo à escolha de um método para calcular os esforços de dimensionamento de um pórtico.

2.8 VERIFICAÇÃO DA ESTABILIDADE DO PÓRTICO

Entende-se por "verificação da estabilidade de um pórtico" o conjunto de operações que é necessário efectuar para garantir a segurança em relação aos ELU que envolvem fenómenos de estabilidade e que, portanto, requerem a consideração do comportamento geometricamente não linear do pórtico e/ou das barras que o constituem. No caso de pórticos planos e solicitados no seu próprio plano (âmbito da presente tese), os fenómenos de estabilidade relevantes são:

- (i) Estabilidade do pórtico (no seu próprio plano) em relação a um modo de instabilidade com deslocamento lateral do piso (MCDL). Este fenómeno tem de ser considerado apenas em PCDL.
- (ii) Estabilidade do pórtico (no seu próprio plano) em relação a um modo de instabilidade sem deslocamento lateral do piso (MSDL). Este fenómeno tem de ser considerado em todos os pórticos, isto é, em PSDL e em PCDL.
- (iii) Estabilidade das barras comprimidas do pórtico em relação a um modo de instabilidade por flexão no plano perpendicular ao do pórtico.
- (iv) Estabilidade das barras submetidas a flexão em torno do eixo de maior inércia em relação a um modo de instabilidade lateral por flexão-torção.

As verificações de segurança em relação aos ELU relacionados com os dois últimos fenómenos de estabilidade referidos requerem apenas a consideração da(s) barra(s) envolvida(s), encaradas individualmente e submetidas aos esforços de dimensionamento calculados, anteriormente, no âmbito da análise global do pórtico (através de um dos métodos abordados em **2.7**). As disposições do EC3 relativas às verificações de segurança correspondentes serão apresentadas e discutidas no próximo subcapítulo (**2.9.2**), no contexto da verificação de segurança das barras que constituem o pórtico.

No que respeita às verificações de segurança em relação aos ELU relacionados com os fenómenos de estabilidade do pórtico no seu próprio

plano, é conveniente, antes de mais, referir e discutir os principais aspectos da metodologia proposta no texto do EC3:

- (i) Muito embora a estabilidade de um pórtico no seu próprio plano constitua um problema de índole global, o EC3 permite que o seu tratamento seja efectuado de modo indirecto, através da verificação de segurança das suas barras comprimidas, encaradas individual e separadamente [56].
- (ii) A abordagem descrita em (i) está claramente mais próxima do comportamento real dos pórticos no caso de PSDL do que no caso de PCDL. De facto, (a) enquanto o comportamento de um PSDL pode ser considerado como a "soma" dos comportamentos das barras que o constituem (os efeitos $P-\Delta$ não existem ou são desprezáveis) , (b) um PCDL é caracterizado pela existência de uma interacção significativa entre os comportamentos do pórtico (global) e das barras que o constituem ("locais") (é necessário considerar, em simultâneo, tanto os efeitos $P-\Delta$ como os efeitos $P-\delta$) [20].
- (iii) A verificação da estabilidade de um pórtico (PSDL ou PCDL), de acordo com o EC3, fica assegurada se a segurança das barras que o constituem for verificada para (a) valores dos esforços de dimensionamento e (b) natureza dos comprimentos de encurvadura escolhidos adequadamente (ver 2.7).

Listam-se em seguida todas as possíveis combinações de (i) método de cálculo dos esforços de dimensionamento e (ii) natureza dos comprimentos de encurvadura a utilizar preconizadas no EC3. Consideram-se separadamente as verificações de segurança em relação ao modo de instabilidade sem deslocamento lateral do piso (MSDL) e ao modo de instabilidade com deslocamento lateral do piso (MCDL):

(A) Modo de Instabilidade Sem Deslocamento Lateral do Piso (PSDL + PCDL)

- (i) Análise Global de 2ª ordem e l_{eSDL} .
- (ii) Análise Global de 1ª ordem e l_{eSDL} .

(iii) Análise Global de 1ª ordem com redistribuição de esforços e l_{eSDL} .

(B) Modo de Instabilidade Com Deslocamento Lateral do Piso (PCDL)

(i) Análise Global de 2ª ordem e l_{eSDL} .

(ii) MCE e l_{eCDL} (montantes) ou l_{eSDL} (travessa).

(iii) MAM e l_{eSDL} . (só se $0.1 < V_{Sd}/V_{cr} \leq 0.25$)

Observe-se que, tal como já se disse atrás, tem de verificar-se a segurança de um PCDL em relação aos dois modos de instabilidade (sem e com deslocamento lateral do piso).

2.8.1 DETERMINAÇÃO DOS COMPRIMENTOS DE ENCURVADURA

Antes de abordar os modos possíveis de determinar os valores dos comprimentos de encurvadura, é importante recordar que, muito embora este conceito constitua um valioso auxiliar no dimensionamento de barras comprimidas, a sua definição é, no caso de barras inseridas num pórtico (não isoladas), relativamente artificial [57]. De facto, o conceito de comprimento de encurvadura de uma barra não isolada só faz sentido no contexto do pórtico a que ela pertence e do carregamento a que este está submetido, não constituindo, portanto, uma propriedade intrínseca dessa barra [58]. A única forma de calcular os valores exactos dos comprimentos de encurvadura das barras de um pórtico envolve a determinação do valor crítico de bifurcação do parâmetro de carga que caracteriza o carregamento considerado (os comprimentos de encurvadura são obtidos a partir do valor da carga crítica do pórtico). Em alternativa, os comprimentos de encurvadura podem ser determinados, aproximadamente, através de ábacos que fornecem os valores das cargas críticas exactas de pórticos mais simples (geralmente são sub-pórticos, isto é, pórticos constituídos por apenas algumas das barras do pórtico em estudo), considerados como "equivalentes" ao pórtico dado [43, 59]. É este o caso dos ábacos presentes no anexo E do EC3, os quais se baseiam precisamente num método desenvolvido por Wood [59].

2.8.1.1 Determinação Exacta dos Comprimentos de Encurvadura

A determinação exacta dos valores dos comprimentos de encurvadura das barras (l_{eSDL} ou l_{eCDL}) faz-se com base nos resultados de uma análise linear de estabilidade do pórtico e requer a execução dos seguintes passos (ver também 2.3.1.1):

- (i) Definição do carregamento relativo à combinação de acções considerada.
- (ii) Análise global de 1ª ordem do pórtico, sujeito ao carregamento referido, e determinação dos valores esforços axiais resultantes nos montantes e travessas do pórtico.
- (iii) Com base no perfil da distribuição de esforços axiais determinado em (ii), análise linear de estabilidade do pórtico, o qual tem o deslocamento lateral do piso impedido ou permitido, consoante se pretenda determinar l_{eSDL} ou l_{eCDL} . Determinação da carga crítica (valor crítico de bifurcação do parâmetro de carga que caracteriza a distribuição de esforços axiais).
- (iv) Determinação dos valores dos esforços axiais actuantes nas barras comprimidas quando ocorre a bifurcação (N_{cr}).
- (v) Determinação dos comprimentos de encurvadura, através de

$$l_e = \pi \sqrt{EI/N_{cr}} \quad . \quad (2.21)$$

É importante observar que o valor do comprimento de encurvadura da travessa pode ser muito elevado, no caso de esta estar submetida a um esforço de compressão baixo.

2.8.1.2 Utilização dos Ábacos do Anexo E do EC3

Os comprimentos de encurvadura dos montantes podem ser obtidos a partir dos ábacos presentes no anexo E do EC3 (ou das expressões que estão na base da sua construção), os quais se baseiam no comportamento dos modelos

estruturais representados na figura 2.18 [6, 48]. Um dos ábacos/modelo estrutural corresponde a comprimentos de encurvadura associados ao MSDL (l_{eSDL} - ver figura 2.18(a)) e o outro a comprimentos de encurvadura associados ao MCDL (l_{eCDL} - ver figura 2.18(b)). O valor de l_e é determinado a partir de estimativas do nível de restrição à rotação das extremidades dos montantes (parâmetros η_1 e η_2), as quais são calculadas através de fórmulas apresentadas no anexo E do EC3 e que dependem da rigidez das barras que concorrem nessas extremidades. Nestas estimativas podem ser incorporados efeitos devidos aos seguintes aspectos [28]:

- (i) Continuidade de um montante (dois montantes concorrerem em uma ou ambas as extremidades).
- (ii) Nível de restrição à rotação nas extremidades afastadas das travessas (caracterização da curvatura das travessas)
- (iii) Presença de esforço axial de compressão nas travessas (apenas é contemplada a situação desse esforço axial ter um valor fixo).

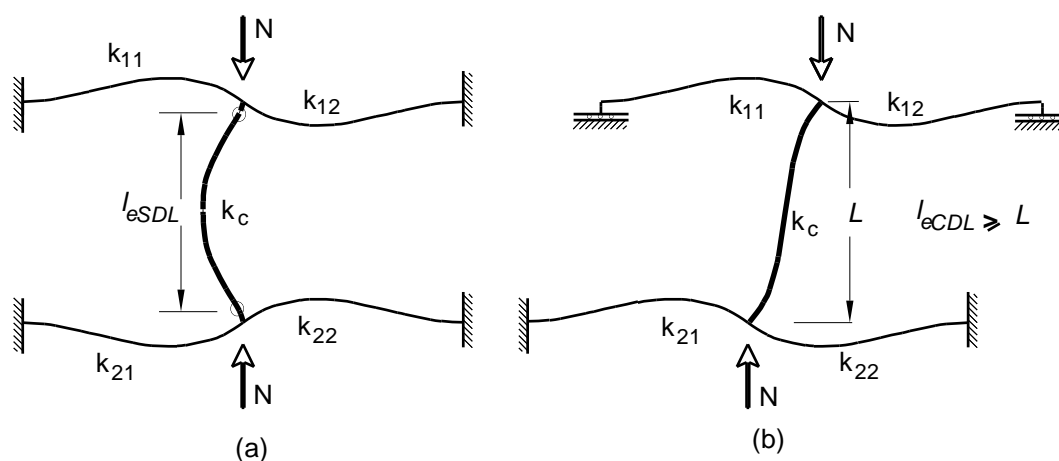


Figura 2.18 - Modelos estruturais para a determinação dos comprimentos de encurvadura dos montantes associados a (a) MSDL e a (b) MCDL.

A determinação dos comprimentos de encurvadura dos montantes envolve a execução dos seguintes passos:

- (i) Determinação dos "comprimentos de encurvadura preliminares" de todos os montantes (comprimidos) do pórtico.

- (ii) Identificação do(s) montante(s) que condiciona(m) a estabilidade do pórtico, isto é, aquele(s) que instabiliza(m) para um menor valor do parâmetro de carga (esta operação requer o conhecimento da dependência entre os valores dos esforços axiais actuantes nos montantes e o valor do parâmetro de carga).
- (iii) No(s) montante(s) identificado(s) em (ii) o(s) comprimento(s) de encurvadura é(são) idêntico(s) ao(s) "comprimento(s) de encurvadura preliminar(es)", determinado(s) em (i).
- (iv) Nos restantes montantes (e nas travessas) os valores dos comprimentos de encurvadura têm de ser recalculados através da equação (2.21).

É conveniente mencionar-se que, no(s) montante(s) que condiciona(m) a estabilidade do pórtico, se tem sempre $0.5 \leq l_{eSDL} / L \leq 1.0$ e $1.0 \leq l_{eCDL} / L$.

No caso dos pórticos considerados nesta tese (um vão e um piso), a utilização dos ábacos do anexo E do EC3 permite determinar os valores exactos dos comprimentos de encurvadura desde que:

- (i) O pórtico seja simétrico.
- (ii) A distribuição de esforços axiais seja simétrica.
- (iii) O valor do esforço axial na travessa seja fixo ou, no caso de depender do parâmetro de carga, seja desprezável.

Deve referir-se, no entanto, que a influência da presença, na travessa, de um esforço axial dependente do parâmetro de carga e com um valor significativo pode ser contabilizada utilizando os ábacos do anexo E do EC3, desde que se recorra a um procedimento iterativo (ver [4]).

2.9 VERIFICAÇÃO DE SEGURANÇA DAS BARRAS (Montantes e Travessas)

Após determinar, para cada uma das combinações de acções relevantes, os valores dos esforços de dimensionamento instalados em todas as barras do pórtico, é necessário efectuar as respectivas verificações de segurança. Os procedimentos requeridos para garantir a segurança de um montante ou de uma travessa envolvem [28]:

- (i) A verificação da resistência das suas secções transversais em relação a ELU relacionados com tensões directas, isto é, tensões provocadas por combinações de esforço axial, esforço(s) transversos e momento(s) flector(es).
- (ii) A verificação da resistência das barras em relação a ELU relacionados com fenómenos de instabilidade, nomeadamente encurvadura por flexão e/ou encurvadura lateral (por flexão-torção).

É importante referir que, muito embora até aqui se tenham abordado, essencialmente, pórticos planos e solicitados no seu próprio plano, se admite, neste subcapítulo, a possibilidade de uma barra estar submetida a flexão desviada (pura ou composta). Deste modo, apresentam-se expressões que permitem verificar a resistência de secções e/ou barras submetidas a uma combinação arbitrária de N_{Sd} (esforço axial), $V_{z.Sd}$ e $V_{y.Sd}$ (esforços transversos) e $M_{y.Sd}$ e $M_{z.Sd}$ (momentos flectores). Recorde-se, a este propósito, que já em 2.3.2 (classificação das secções das barras) e em 2.4 (determinação de secções efectivas) se previu a hipótese de existir flexão desviada. Conforme se verá no capítulo 3, este facto possibilita apresentar uma automatização bastante completa e abrangente do processo de dimensionamento e verificação de segurança em barras isoladas.

Em virtude de as expressões que traduzem a aplicação dos vários critérios de verificação de segurança aplicáveis a secções em I laminadas a quente (com banzos iguais) terem sido, recentemente, descritas e discutidas em [28] (secções de classe 1 e 2) e em [11] (secções de classe 3 e 4), optou-se por apresentar, nesta tese, quase que só uma listagem dessas mesmas expressões, acompanhada da quantidade de informação considerada indispensável para a sua adequada compreensão. Observe-se, no entanto,

que a forma como está organizada a exposição da referida informação tem já em vista as respectivas implementação computacional e automatização, as quais serão abordadas no capítulo 3.

É conveniente, sempre que possível, considerar separadamente as barras submetidas a diferentes combinações de esforços actuantes. Nesse sentido, mostram-se na tabela 2.8 as diferentes designações adoptadas para as barras em função da combinação de esforços actuantes (a qual, por sua vez, também tem uma designação). Omite-se qualquer referência à presença ou não de esforço(s) transversal(es). Chama-se, no entanto, a atenção para o facto de a existência de momento(s) flector(es) variável(is) implicar, obrigatoriamente, a presença de esforço(s) transversal(es). Finalmente, observe-se que se indicam também os fenómenos de instabilidade que, potencialmente, podem influenciar o comportamento de cada tipo de barra.

Tipo de Barra	Esforços Actuantes	Instabilidades	
		Flexão	Lateral
Barra Traccionada	$N_{t.Sd}$ (tracção)	Não	Não
Coluna	$N_{c.Sd}$ (compressão)	Sim	Não
Viga	$M_{z.Sd}$ (flexão recta pura)	Não	Não
	$M_{y.Sd}$ (flexão recta pura)	Não	Sim
	$M_{y.Sd} + M_{z.Sd}$ (flexão desviada pura)	Não	Sim
Viga Traccionada	$N_{t.Sd} + M_{z.Sd}$ (Flexão recta composta)	Não	Não
	$N_{t.Sd} + M_{y.Sd}$ (Flexão recta composta)	Não	Sim
	$N_{t.Sd} + M_{y.Sd} + M_{z.Sd}$ (Flexão desviada composta)	Não	Sim
Viga-Coluna	$N_{c.Sd} + M_{z.Sd}$ (Flexão recta composta)	Sim	Não
	$N_{c.Sd} + M_{y.Sd}$ (Flexão recta composta)	Sim	Sim
	$N_{c.Sd} + M_{y.Sd} + M_{z.Sd}$ (Flexão desviada composta)	Sim	Sim

Tabela 2.8 - Tipo de barras e de combinações de esforços actuantes.

2.9.1 VERIFICAÇÃO DA RESISTÊNCIA DE UMA SECÇÃO

2.9.1.1 Considerações Preliminares

Antes de apresentar as condições que é necessário satisfazer para verificar a segurança de uma secção, é importante referir que:

- (i) A resistência de secções de classe 1 ou 2 baseia-se no seu comportamento plástico.
- (ii) A resistência de secções de classe 3 baseia-se no seu comportamento elástico.
- (iii) A resistência de secções de classe 4 baseia-se no comportamento elástico da(s) sua(s) secção(ões) efectiva(s).
- (iv) Os coeficientes parciais de segurança considerados nas verificações de segurança (VS) são (a) γ_{M0} , nas secções de classe 1, 2 ou 3, e (b) γ_{M1} , nas secções de classe 4. Para ambos é proposto, no EC3, o valor de 1.1.
- (v) Nas secções de classe 3 ou 4, todas as condições apresentadas no EC3 são equivalentes à condição geral

$$\sigma_{x.Ed} \leq f_{yd} \quad , \quad (2.22)$$

onde $f_{yd} = f_y/\gamma_{M0}$ (secções de classe 3) ou $f_{yd} = f_y/\gamma_{M1}$ (secções de classe 4). Relativamente ao valor de $\sigma_{x.Ed}$, máxima tensão longitudinal instalada na secção, ele determina-se directamente na secção real (secções de classe 3) ou, indirectamente, calculando as parcelas relativas às várias secções efectivas relevantes (secções de classe 4).

É conveniente, por uma questão de clareza, considerar separadamente as verificações de segurança correspondentes aos seguintes casos de combinação de esforços actuantes:

- (i) Esforço simples (um único esforço - tracção, compressão, flexão recta ou corte puros).

- (ii) Combinação de esforço axial e momento(s) flector(es) (flexão composta recta ou desviada).
- (iii) Combinação de esforços que inclui esforço(s) transverso(s) com valor(es) "baixo(s)".
- (iv) Combinação de esforços que inclui esforço(s) transverso(s) com valor(es) "elevado(s)".

Entende-se no EC3 que um esforço transversal tem um valor "elevado" ou "baixo", consoante esse valor seja ou não superior a 50% da correspondente resistência plástica da secção ao corte puro, designada por $V_{pl,z,Rd}$ ou por $V_{pl,y,Rd}$ (ver **2.9.1.2**). No caso de ambos os esforços transversos terem valores "baixos", a sua influência pode ser desprezada e a resistência da secção é condicionada apenas pelos valores do esforço axial e momento(s) flector(es). Se, pelo contrário, um ou ambos os esforços transversos tiverem valores "elevados", a sua influência é traduzida através de uma "redução" da tensão de cedência do aço na(s) respectiva(s) áreas de corte, $A_{V,z}$ ou $A_{V,y}$. A tensão de cedência f_y passa a valer $(1-\rho_z)f_y$ em $A_{V,z}$ e $(1-\rho_y)f_y$ em $A_{V,y}$, com

$$\rho_z = [(2V_z.S_d/V_{pl,z,Rd}) - 1]^2 \quad \rho_y = [(2V_y.S_d/V_{pl,y,Rd}) - 1]^2 \quad . \quad (2.23)$$

Tudo aquilo que foi dito atrás permite concluir que as expressões que traduzem os critérios de verificação de segurança de uma secção podem ser divididas nos seguintes três grandes grupos, os quais serão tratados separadamente [19]:

- (i) Expressões relativas a esforços simples.
- (ii) Expressões relativas à ocorrência de interacção entre esforços que produzem tensões normais (esforço axial e/ou momento(s) flector(es)) sem influência do(s) esforço(s) transversal(es).
- (iii) Expressões relativas à ocorrência de interacção entre esforços que produzem tensões normais (esforço axial e/ou momento(s) flector(es)) com influência de pelo menos um dos esforços transversos.

É importante observar que, em todas as expressões apresentadas, o valor dos esforços deve ser tomado em valor absoluto.

Refira-se, por último, que os critérios de verificação que se apresentam a seguir se aplicam apenas a secções transversais situadas fora da zona de furação, pelo que todas as grandezas que nelas figuram se referem à secção bruta (encaram-se as zonas de furação como pertencentes às ligações, as quais, como se disse em 1.3, não são abordadas nesta tese).

2.9.1.1.1 Secções de Classe 4

No caso de uma secção de classe 4 estar submetida a uma combinação de esforços, devem considerar-se ainda as seguintes regras [11, 25]:

- (i) As expressões referidas atrás referem-se à(s) fibra(s) mais solicitada(s) da secção. Ao identificá-la(s) e ao calcular o correspondente valor da tensão resultante, deve tomar-se como nulo o valor da tensão provocada por cada esforço na zona “removida” relativa à secção efectiva que lhe está associada (zona “não efectiva”).
- (ii) Daquilo que foi dito em (i) pode concluir-se que, dependendo dos valores relativos dos esforços actuantes, (a) o módulo de flexão $W_{eff.y}$ se pode referir às fibras extremas do banzo comprimido ou do banzo traccionado e (b) o módulo de flexão $W_{eff.z}$ se pode referir à fibra extrema do maior ou do menor banzo salientes (neste último caso pode ser ainda necessário distinguir entre os dois menores banzos salientes correspondentes, respectivamente, às secções efectivas associadas a $M_{y.Sd}$ e $M_{z.Sd}$).
- (iii) Os sinais dos vários termos são todos positivos se, na(s) fibra(s) mais solicitada(s), as tensões provocadas por N_{Sd} , $M_{y.Sd}$ e $M_{z.Sd}$ forem todas de compressão ou de tracção.
- (iv) São considerados com sinal negativo os termos correspondentes aos esforços que provocam, na(s) fibra(s) mais solicitada(s), tensões com sinal contrário ao da tensão resultante da acção de todos os esforços.

2.9.1.2 Esforços Simples

Apresentam-se na tabela 2.9 as expressões dos critérios de verificação de segurança de secções, de classe 1, 2, 3 ou 4, submetidas a esforços simples. Inclui-se igualmente a definição simbólica das várias grandezas envolvidas.

Esforços	CL.	Crítérios de Verificação de Segurança	
N_{t.Sd}	-	$N_{t.Sd} \leq N_{t.Rd}$ $N_{t.Rd} = N_{pl.Rd} = A f_y / \gamma_{M0}$	
	1 2 3 4	$N_{c.Sd} \leq N_{c.Rd}$ $N_{c.Rd} = N_{pl.Rd} = A f_y / \gamma_{M0}$ $N_{c.Sd} \leq N_{c.Rd}$ $N_{c.Rd} = N_{eff.Rd} = A_{eff} f_y / \gamma_{M1}$	
M_{y.Sd}	1 2	$M_{y.Sd} \leq M_{c.y.Rd}$ $M_{c.y.Rd} = M_{pl.y.Rd} = W_{pl.y} f_y / \gamma_{M0}$	
	3	$M_{y.Sd} \leq M_{c.y.Rd}$ $M_{c.y.Rd} = M_{el.y.Rd} = W_{el.y} f_y / \gamma_{M0}$	
	4	$M_{y.Sd} \leq M_{c.y.Rd}$ $M_{c.y.Rd} = M_{eff.y.Rd} = W_{eff.y} f_y / \gamma_{M1}$	
	1 2 3 4	$M_{z.Sd} \leq M_{c.z.Rd}$ $M_{c.z.Rd} = M_{pl.z.Rd} = W_{pl.z} f_y / \gamma_{M0}$ $M_{z.Sd} \leq M_{c.z.Rd}$ $M_{c.z.Rd} = M_{el.z.Rd} = W_{el.z} f_y / \gamma_{M0}$ $M_{z.Sd} \leq M_{c.z.Rd}$ $M_{c.z.Rd} = M_{o.z.Rd} = M_{eff.z.Rd} = W_{eff.z} f_y / \gamma_{M1}$	
V_{z.Sd}	1 2 3 4	$V_{z.Sd} \leq V_{pl.z.Rd}$ $V_{pl.z.Rd} = A_{v.z} f_y / \sqrt{3} \gamma_{M0}$ $A_{v.z} = A - 2 b t_f + (t_w + 2 r) t_f$	
	V_{y.Sd}	1 2 3 4	$V_{y.Sd} \leq V_{pl.y.Rd}$ $V_{pl.y.Rd} = A_{v.y} f_y / \sqrt{3} \gamma_{M0}$ $A_{v.y} = 2 b t_f + (t_w + 2 r) t_w$

Tabela 2.9 - Critérios de verificação de segurança - esforços simples.

2.9.1.3 Combinação de Esforços - sem influência de esforços transversos

Apresentam-se na tabela 2.10 as expressões dos critérios de verificação de segurança de secções, de classe 1, 2, 3 ou 4, submetidas a todas as possíveis combinações de N_{Sd} ($N_{t.Sd}$ ou $N_{c.Sd}$), $M_{y.Sd}$ e $M_{z.Sd}$ e sem influência da presença de esforços transversos ($V_{z.Sd}/V_{pl.z.Rd} \leq 0.5$ e $V_{y.Sd}/V_{pl.y.Rd} \leq 0.5$). Inclui-se igualmente a definição simbólica das várias grandezas envolvidas e não definidas em 2.9.1.2.

Observe-se que o EC3 permite que, nas secções de classe 1 e 2 submetidas a flexão composta, recta ou desviada, se despreze a influência do esforço axial actuante no valor do momento plástico, adoptando as seguintes disposições:

- (i) Se $N_{Sd} \leq \min\{50\% N_{pl.w.Rd}; 25\% N_{pl.Rd}\}$, substituindo $M_{N.y.Rd}$ por $M_{pl.y.Rd}$, ($N_{pl.w.Rd} = A_w f_y / \gamma_{M0}$).
- (ii) Se $N_{Sd} \leq N_{pl.w.Rd}$, substituindo $M_{N.z.Rd}$ por $M_{pl.z.Rd}$.

Esforços	CL.	CrITÉRIOS de Verificação de Segurança
$M_{y.Sd} + M_{z.Sd}$	1 2	$\left(\frac{M_{y.Sd}}{W_{pl.y} f_y / \gamma_{M0}} \right)^2 + \frac{M_{z.Sd}}{W_{pl.z} f_y / \gamma_{M0}} \leq 1.0$
	3	$\frac{M_{y.Sd}}{W_{el.y} f_y / \gamma_{M0}} + \frac{M_{z.Sd}}{W_{el.z} f_y / \gamma_{M0}} \leq 1.0$
	4	$\frac{M_{y.Sd}}{W_{eff.y} f_y / \gamma_{M1}} + \frac{M_{z.Sd}}{W_{eff.z} f_y / \gamma_{M1}} \leq 1.0$
$N_{t.Sd} + M_{y.Sd}$	1 2	$M_{y.Sd} \leq M_{Ny.Rd}$ $M_{Ny.Rd} = \min\{M_{pl.y.Rd}; M_{pl.y.Rd}(1-n) / (1-0.5a)\}$ $n = N_{Sd} / N_{pl.Rd}, a = \min\{0.5; (A-2 b t_f) / A\}$
	3	$\frac{N_{Sd}}{A f_y / \gamma_{M0}} + \frac{M_{y.Sd}}{W_{el.y} f_y / \gamma_{M0}} \leq 1.0$
$N_{c.Sd} + M_{y.Sd}$	4	<u>Tracção:</u> $\frac{N_{Sd}}{A f_y / \gamma_{M0}} + \frac{M_{y.Sd}}{W_{eff.y} f_y / \gamma_{M1}} \leq 1.0$
		<u>Compressão:</u> $\frac{N_{Sd}}{A_{eff} f_y / \gamma_{M1}} + \frac{M_{y.Sd}}{W_{eff.y} f_y / \gamma_{M1}} \leq 1.0$

Tabela 2.10 - Critérios de verificação de segurança - combinações de esforço axial e momentos flectores sem influência de esforço transversos.

Esforços	CL.	Crítérios de Verificação de Segurança
$N_t.Sd + M_z.Sd$ ou $N_c.Sd + M_z.Sd$	1 2	$M_z.Sd \leq M_{N.z.Rd}$ $n > a : M_{N.z.Rd} = M_{pl.z.Rd} \{ 1 - ((n-a)/(1-a))^2 \}$, $n < a : M_{N.z.Rd} = M_{pl.z.Rd}$, $n = N_{Sd} / N_{pl.Rd}$, $a = \min\{0.5 ; (A-2 b t_f) / A\}$
	3	$\frac{N_{Sd}}{A f_y / \gamma_{M0}} + \frac{M_z.Sd}{W_{el.z} f_y / \gamma_{M0}} \leq 1.0$
	4	<u>Tracção:</u> $\frac{N_{Sd}}{A f_y / \gamma_{M0}} + \frac{M_z.Sd}{W_{eff.z} f_y / \gamma_{M1}} \leq 1.0$ <u>Compressão:</u> $\frac{N_{Sd}}{A_{eff} f_y / \gamma_{M1}} + \frac{M_z.Sd}{W_{eff.z} f_y / \gamma_{M1}} \leq 1.0$
$N_t.Sd + M_y.Sd + M_z.Sd$ ou $N_c.Sd + M_y.Sd + M_z.Sd$	1 2	$\left(\frac{M_y.Sd}{M_{N.y.Rd}} \right)^2 + \left(\frac{M_z.Sd}{M_{N.z.Rd}} \right)^\beta \leq 1.0$ $\beta = 5n$ e $\beta \geq 1$, $n = N_{Sd} / N_{pl.Rd}$
	3	$\frac{N_{Sd}}{A f_y / \gamma_{M0}} + \frac{M_y.Sd}{W_{el.y} f_y / \gamma_{M0}} + \frac{M_z.Sd}{W_{el.z} f_y / \gamma_{M0}} \leq 1.0$
	4	<u>Tracção:</u> $\frac{N_{Sd}}{A f_y / \gamma_{M0}} + \frac{M_y.Sd}{W_{eff.y} f_y / \gamma_{M1}} + \frac{M_z.Sd}{W_{eff.z} f_y / \gamma_{M1}} \leq 1.0$ <u>Compressão:</u> $\frac{N_{Sd}}{A_{eff} f_y / \gamma_{M1}} + \frac{M_y.Sd}{W_{eff.y} f_y / \gamma_{M1}} + \frac{M_z.Sd}{W_{eff.z} f_y / \gamma_{M1}} \leq 1.0$

Tabela 2.10 (continuação)

2.9.1.4 Combinação de Esforços - com influência de esforços transversos

Apresentam-se na tabela 2.11 as expressões dos critérios de verificação de segurança de secções, de classe 1, 2, 3 ou 4, submetidas a todas as possíveis combinações de N_{Sd} ($N_t.Sd$ ou $N_c.Sd$), $M_y.Sd$ e $M_z.Sd$ e com a influência da presença de pelo menos um esforço transversal ($V_z.Sd/V_{pl.z.Rd} > 0.5$ e/ou $V_y.Sd/V_{pl.y.Rd} > 0.5$). Inclui-se igualmente a definição simbólica das várias grandezas envolvidas e não definidas em 2.9.1.2 ou 2.9.1.3.

Esforços	CL.	Crítérios de Verificação de Segurança
N _{t.Sd} + V _{y.Sd} + V _{z.Sd}	1 2	$N_{t.Sd} \leq N_{Vc.Rd}$ $N_{Vc.Rd} = (A - \rho_z A_{V.z} - \rho_y A_{V.y}) f_y / \gamma_{M0}$
	3 4	$N_{t.Sd} \leq N_{Vc.Rd};$ $N_{Vc.Rd} = A(1 - \rho_{max}) f_y / \gamma_{M0}; \rho_{max} = \max\{\rho_z, \rho_y\}$
N _{c.Sd} + V _{y.Sd} + V _{z.Sd}	1 2	$N_{c.Sd} \leq N_{Vc.Rd}$ $N_{Vc.Rd} = (A - \rho_z A_{V.z} - \rho_y A_{V.y}) f_y / \gamma_{M0}$
	3	$N_{c.Sd} \leq N_{Vc.Rd}$ $N_{Vc.Rd} = A(1 - \rho_{max}) f_y / \gamma_{M0}; \rho_{max} = \max\{\rho_z, \rho_y\}$
	4	$N_{c.Sd} \leq N_{Vc.Rd}$ $N_{Vc.Rd} = \bar{A}_{eff} (1 - \rho_{máx}) f_y / \gamma_{M1}, \rho_{máx} = \max\{\rho_z, \rho_y\}$
M _{y.Sd} + V _{z.Sd}	1 2	$M_{y.Sd} \leq M_{V.y.Rd}$ $M_{V.y.Rd} = (W_{pl.y} - \rho_z A_{V.z}^2 / 4t_w) f_y / \gamma_{M0} =$ $= M_{f.y.Rd} + (M_{pl.y.Rd} - M_{f.y.Rd}) (1 - \rho_z)$
	3	$M_{y.Sd} \leq M_{V.y.Rd} \text{ e } M_{y.Sd} \leq M_{el.y.Rd}$ $M_{V.y.Rd}$: ver classes 1 ou 2; $M_{el.y.Rd}$: ver tabela 2.9
		<u>Alternativa:</u> $M_{y.Sd} \leq M_{V.y.Rd}$ $M_{V.y.Rd} = W_{el.y}^{w,f} (1 - \rho_{z;y}) f_y / \gamma_{M0}$
	4	$M_{y.Sd} \leq M_{V.y.Rd} \wedge M_{y.Sd} \leq M_{eff.y.Rd}$ $M_{V.y.Rd}$: ver classes 1 ou 2; $M_{eff.y.Rd}$: ver tabela 2.9
<u>Alternativa:</u> $M_{y.Sd} \leq M_{V.y.Rd}$ $M_{V.y.Rd} = \bar{W}_{eff.y}^{w,f} (1 - \rho_{z;y}) f_y / \gamma_{M1}$		

Tabela 2.11 - Critérios de verificação de segurança - combinações de esforço axial e momentos flectores com influência de esforço transversal.

Esforços	CL.	CrITÉrios de VerificaçŁo de Segurança
M_z.Sd + V_y.Sd	1 2	$M_{z.Sd} \leq M_{V.z.Rd}$ $M_{V.z.Rd} = \{W_{pl.z} - \rho_y (2 t_f b^2 / 4)\} f_y / \gamma_{M0} = M_{pl.z.Rd} (1 - \rho_v)$
	3	$M_{z.Sd} \leq M_{V.z.Rd}$ e $M_{z.Sd} \leq M_{el.z.Rd}$ $M_{V.z.Rd}$: ver classes 1 ou 2; $M_{el.z.Rd}$: ver tabela 2.9
	<u>Alternativa:</u>	$M_{z.Sd} \leq M_{V.z.Rd}$ $M_{V.z.Rd} = W_{el.z}^{w,f} (1 - \rho_{y;z}) f_y / \gamma_{M0}$
	4	$M_{z.Sd} \leq M_{V.z.Rd}$ e $M_{z.Sd} \leq M_{eff.z.Rd}$ $M_{V.z.Rd}$: ver classes 1 ou 2; $M_{eff.z.Rd}$: ver tabela 2.9
<u>Alternativa:</u>	$M_{z.Sd} \leq M_{V.z.Rd}$ $M_{V.z.Rd} = \overline{W}_{eff.z}^{w,f} (1 - \rho_{y;z}) f_y / \gamma_{M1}$	
M_y.Sd + M_z.Sd + V_z.Sd + V_y.Sd	1 2	$\left(\frac{M_{y.Sd}}{M_{V.y.Rd}} \right)^2 + \frac{M_{z.Sd}}{M_{V.z.Rd}} \leq 1.0$
	3	$\frac{M_{y.Sd}}{W_{el.y}^{w,f} (1 - \rho_{z;y}) f_y / \gamma_{M0}} + \frac{M_{z.Sd}}{W_{el.z}^{w,f} (1 - \rho_{z;y}) f_y / \gamma_{M0}} \leq 1.0$
	4	$\frac{M_{y.Sd}}{\overline{W}_{eff.y}^{w,f} (1 - \rho_{z;y}) f_y / \gamma_{M0}} + \frac{M_{z.Sd}}{\overline{W}_{eff.z}^{w,f} (1 - \rho_{z;y}) f_y / \gamma_{M0}} \leq 1.0$

Tabela 2.11 (continuaçŁo)

Esforços	CL.	Cr�terios de Verifica�o de Seguran�a
N_t.S_d + M_y.S_d + V_z.S_d	1	$M_y.S_d \leq M_{NV.y.Rd}$
	2	$ N_{Sd} \leq A_{V.z} (1 - \rho_z) f_y / \gamma_{M0}$ $M_{NV.y.Rd} = M_{ply.Rd} - [\rho_z A_{V.z}^2 + N_{Sd}^2 / ((1-\rho_z) f_y^2)] f_y / (4 t_w \gamma_{M0})$ $ N_{Sd} > A_{V.z} (1 - \rho_z) f_y / \gamma_{M0}$ $M_{NV.y.Rd} = M_{N.y.Rd} - \rho_z (1-n^2) d^2 t_w f_y / (4 \gamma_{M0})$ $M_{N.y.Rd} = \min\{M_{pl.y.Rd}; M_{pl.y.Rd}(1-n) / (1-0.5a)\}$ $n = N_{Sd} / N_{pl.Rd}, a = \min\{0.5; (A-2 b t_f)/A\}$
	3	$\frac{N_{Sd}}{A(1-\rho_{max})f_y/\gamma_{M0}} + \frac{M_y.S_d}{W_{el.y}^{w,f}(1-\rho_{z,y})f_y/\gamma_{M0}} \leq 1.0$
	4	<p><u>Trac�o:</u></p> $\frac{N_{Sd}}{A(1-\rho_{max})f_y/\gamma_{M0}} + \frac{M_y.S_d}{\bar{W}_{eff.y}^{w,f}(1-\rho_{z,y})f_y/\gamma_{M1}} \leq 1.0$ <p><u>Compress�o:</u></p> $\frac{N_{Sd}}{\bar{A}_{eff}(1-\rho_{max})f_y/\gamma_{M1}} + \frac{M_y.S_d}{\bar{W}_{eff.y}^{w,f}(1-\rho_{z,y})f_y/\gamma_{M1}} \leq 1.0$
N_c.S_d + M_y.S_d + V_z.S_d	ou	
	1	$M_z.S_d \leq M_{NV.z.Rd}$
	2	$M_{NV.z.Rd} = M_{N.z.Rd} - \rho_y (1-n^2) b^2 t_f f_y / 2 \gamma_{M0}$ $n > a : M_{N.z.Rd} = M_{pl.z.Rd} \{1 - ((n-a)/(1-a))^2\}$ $n \leq a : M_{N.z.Rd} = M_{pl.z.Rd}$ $n = N_{Sd} / N_{pl.Rd}, a = \min\{0.5; (A - 2 b t_f) / A\}$
	3	$\frac{N_{Sd}}{A(1-\rho_{max})f_y/\gamma_{M0}} + \frac{M_z.S_d}{W_{el.z}^{w,f}(1-\rho_{z,y})f_y/\gamma_{M0}} \leq 1.0$
N_c.S_d + M_z.S_d + V_y.S_d	4	<p><u>Trac�o:</u></p> $\frac{N_{Sd}}{A(1-\rho_{max})f_y/\gamma_{M0}} + \frac{M_z.S_d}{\bar{W}_{eff.z}^{w,f}(1-\rho_{z,y})f_y/\gamma_{M1}} \leq 1.0$ <p><u>Compress�o:</u></p> $\frac{N_{Sd}}{\bar{A}_{eff}(1-\rho_{max})f_y/\gamma_{M1}} + \frac{M_z.S_d}{\bar{W}_{eff.z}^{w,f}(1-\rho_{z,y})f_y/\gamma_{M1}} \leq 1.0$

Tabela 2.11 (continua o)

Esforços	CL.	CrITÉrios de Verificação de Segurança
N_{t.Sd} + M_{y.Sd} + M_{z.Sd} + V_{y.Sd} + V_{z.Sd} ou N_{c.Sd} + M_{y.Sd} + M_{z.Sd} + V_{y.Sd} + V_{z.Sd}	1 2	$\left(\frac{M_{y.Sd}}{M_{NV.y.Rd}} \right)^2 + \left(\frac{M_{z.Sd}}{M_{NV.z.Rd}} \right)^\beta \leq 1.0$ $\beta = \max\{5n, 1\}, \quad n = N_{Sd} / N_{pl.Rd}$
	3	$\frac{N_{Sd}}{A(1-\rho_{max})f_y / \gamma_{M0}} + \frac{M_{y.Sd}}{W_{el.y}^{w,f}(1-\rho_{zy})f_y / \gamma_{M0}} + \frac{M_{z.Sd}}{W_{el.z}^{w,f}(1-\rho_{zy})f_y / \gamma_{M0}} \leq 1.0$
	4	<p><u>Tracção:</u></p> $\frac{N_{Sd}}{A(1-\rho_{max})f_y / \gamma_{M0}} + \frac{M_{y.Sd}}{W_{eff.y}^{w,f}(1-\rho_{zy})f_y / \gamma_{M1}} + \frac{M_{z.Sd}}{W_{eff.z}^{w,f}(1-\rho_{zy})f_y / \gamma_{M1}} \leq 1.0$ <p><u>Compressão:</u></p> $\frac{N_{Sd}}{\bar{A}_{eff}(1-\rho_{max})f_y / \gamma_{M1}} + \frac{M_{y.Sd}}{W_{eff.y}^{w,f}(1-\rho_{zy})f_y / \gamma_{M1}} + \frac{M_{z.Sd}}{W_{eff.z}^{w,f}(1-\rho_{zy})f_y / \gamma_{M1}} \leq 1.0$

Tabela 2.11 (continuação)

É importante observar que:

- (i) Permanecem válidas as disposições do EC3 já descritas em **2.9.1.3.** e relativas à possibilidade de desprezar a influência do esforço axial no valor do momento plástico.
- (ii) A influência do(s) esforço(s) transverso(s) nas capacidades resistentes das secções de classe 3 e 4 consiste em reduzir a tensão de cedência na(s) respectiva(s) área(s) de corte $A_{V.z}$ (aproximadamente a alma) e/ou $A_{V.y}$ (aproximadamente os banzos). Deste modo, tudo se passa como se a secção fosse constituída por dois aços com tensões de cedência diferentes, sendo necessário verificar em qual deles está situada a fibra que plastifica em primeiro lugar (isto é, analisar, separadamente, as tensões em cada um dos dois aços). Os índices, inferior e superior, $()_{max}$ e $()^{w,f}$ indicam precisamente essa necessidade e representam sempre o menor dos dois valores. [11]
- (iii) Nas secções de classe 4, optou-se por seguir o procedimento proposto em [11] e que consiste em determinar a(s) secção(ões) efectiva(s) com base nos valores reduzidos da tensão de cedência. A barra $(\bar{ })$ indica as propriedades efectivas da(s) secção(ões) assim determinadas.

2.9.1.5 Diagrama Sequencial

Na figura 2.19 apresenta-se um diagrama sequencial que ilustra os procedimentos necessários para identificar, em função do(s) valor(es) de cálculo do(s) esforço(s) transversal(es), a qual dos grupos referidos pertencem as verificações de segurança a efectuar.

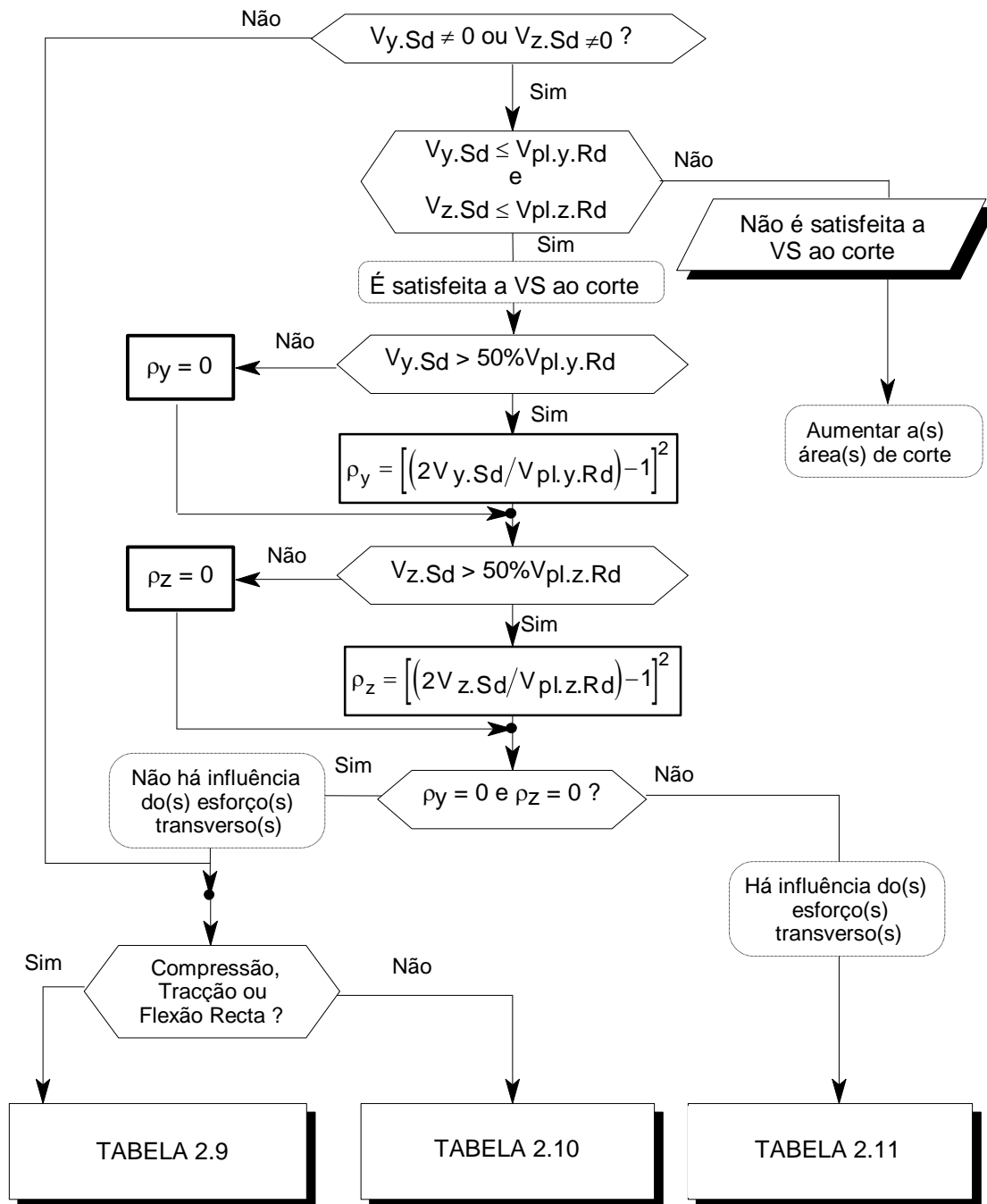


Figura 2.19 - Diagrama sequencial relativo à influência do(s) esforço(s) transversal(es) na verificação de segurança de uma secção.

2.9.2 VERIFICAÇÃO DA RESISTÊNCIA DE UMA BARRA

2.9.2.1 Considerações Preliminares

Em primeiro lugar, deve mencionar-se que, de acordo com [11, 17], se pode definir a classe de uma barra, submetida a uma combinação de diagramas de esforços, como a classe mais desfavorável (maior) de todas as suas secções. Deste modo, tal como sucedia no caso das secções, é conveniente considerar separadamente barras de classe 1, 2, 3 ou 4.

A verificação da resistência de uma barra, considerada como um todo (isto é, não apenas como a "soma" das secções que a constituem), só é requerida quando, potencialmente, podem ocorrer fenómenos de instabilidade que influenciam o seu comportamento (nomeadamente, as características do seu modo de colapso). Conforme se mostrou na tabela 2.8, essa ocorrência potencial de fenómenos de instabilidade depende directamente da presença (ou não), na combinação de diagramas de esforços actuantes, de:

- (i) Esforços axiais de compressão ($N_{c.Sd}$), aos quais está associada a encurvadura por flexão (no plano do pórtico ou no plano que lhe é perpendicular).
- (ii) Momentos flectores em torno do eixo de maior inércia ($M_{y.Sd}$), aos quais está associada a encurvadura lateral (por uma combinação de torção e de flexão em torno do eixo de menor inércia).

Como todas as condições relativas à verificação de resistência de uma barra traduzem critérios de interacção que envolvem, pelo menos, um dos dois fenómenos de instabilidade referidos, optou-se nesta tese por, tal como faz o EC3, abordar inicialmente as disposições relativas à determinação da resistência de (i) uma barra submetida a compressão pura (coluna) e (ii) uma barra submetida a flexão pura em torno do eixo de maior inércia (viga).

Antes de apresentar e discutir as condições que é necessário satisfazer para verificar a segurança de uma barra, é importante referir que [9, 11, 48]:

- (i) Os valores de cálculo dos esforços $N_{c.Sd}$, $M_{y.Sd}$ e $M_{z.Sd}$ a considerar nas expressões relativas às VS são os valores máximos, tomados em

módulo, que actuam ao longo do comprimento da barra ou do troço de barra (no caso geral, a combinação dos valores máximos corresponde aos esforços actuantes em secções diferentes ao longo da barra).

- (ii) As disposições do EC3 são praticamente omissas em relação ao modo de determinar a resistência de (a) colunas com secção variável e/ou submetidas a esforço axial não uniforme e de (b) vigas de secção variável. Muito embora estas situações estejam fora do âmbito definido para esta tese, é importante referir que, em rigor e no caso geral, se torna indispensável recorrer a análises de 2ª ordem da barra, as quais deverão contabilizar os efeitos das não linearidades geométricas e/ou materiais e incorporar a influência da presença das imperfeições iniciais (em alternativa, podem sempre adoptar-se procedimentos, mais ou menos conservativos, que não envolvem a variabilidade da secção e/ou dos esforços).

2.9.2.1.1 Contraventamento da Barra

Para além do conhecimento da combinação de esforços actuantes, é também necessário saber se existem ou não disposições construtivas (contraventamentos) que impeçam a ocorrência dos deslocamentos que caracterizam os modos de instabilidade associados aos fenómenos que têm lugar fora do plano do pórtico. A definição do estado de contraventamento de uma barra requer a definição das distâncias que medeiam entre as secções onde o deslocamento transversal (segundo y-y ou segundo z-z, dependendo da posição da secção) está impedido. Podem identificar-se os seguintes três tipos de contraventamento, referindo-se todos eles ao deslocamento transversal situado fora do plano do pórtico (no plano do pórtico, o único contraventamento possível relaciona-se com o impedimento do deslocamento horizontal do piso e está incluído na definição da tipologia do pórtico):

- (i) Contraventamento inexistente, em que só as secções de extremidade da barra se supõem contraventadas.
- (ii) Contraventamento discreto (ou pontual), em que existe pelo menos uma secção contraventada ao longo do comprimento da barra.

- (iii) Contraventamento contínuo, em que todas as secções da barra estão contraventadas.

Refira-se ainda, a este propósito, que:

- (i) No caso do contraventamento de uma viga (ELU relativos a encurvadura lateral), uma secção pode considerar-se contraventada desde que o deslocamento lateral do seu banzo comprimido esteja impedido [9, 30].
- (ii) O EC3 é omissivo em relação ao modo de verificar a segurança de vigas (ELU relativos a encurvadura lateral) em que apenas o banzo traccionado esteja contraventado, discreta ou continuamente. Este caso é tratado, por exemplo, na regulamentação inglesa (apêndice G das BS 5950 [60]).

O tipo de contraventamento presente numa barra influencia o modo como se verifica a sua resistência relativamente a ELU que envolvem os dois fenómenos de instabilidade associados a deslocamentos fora do plano do pórtico. Assim, tem-se que:

- (i) No caso de o contraventamento ser contínuo, não é necessário efectuar as verificações de resistência.
- (ii) No caso de o contraventamento ser inexistente, é necessário efectuar as verificações de resistência para a totalidade do comprimento da barra.
- (iii) No caso de o contraventamento ser discreto, é necessário efectuar as verificações de resistência para cada troço de barra compreendido entre secções contraventadas consecutivas (incluindo as secções de extremidade). Para efeitos de verificação da resistência da barra em relação aos ELU que envolvem os dois fenómenos de instabilidade em questão, cada troço é encarado como se de uma barra se tratasse.

Finalmente, é importante voltar a sublinhar que estas considerações não se aplicam aos aspectos das verificações de resistência relativos à encurvadura por flexão no plano do pórtico, os quais incluem os efeitos da estabilidade do

pórtico e, por esse facto, têm de ser tratados separadamente. Deste modo, o conceito de "troço de barra" está ligado apenas aos fenómenos de instabilidade associados a deslocamentos fora do plano do pórtico

2.9.2.1.2 Barras de Classe 4

No caso de uma barra de classe 4 submetida a uma combinação de diagramas de esforços, devem considerar-se ainda as seguintes regras [9, 11, 48]:

- (i) Os valores dos módulos de flexão $W_{eff.z}$ e $W_{eff.y}$ correspondem à fibra extrema da secção transversal onde as tensões devidas, separadamente, a cada um dos valores máximos dos esforços $N_{c.Sd}$, $M_{y.Sd}$ e $M_{z.Sd}$ têm todas o mesmo sinal (não é necessariamente a fibra mais solicitada - depende dos valores relativos dos esforços máximos).
- (ii) A fibra extrema referida em (i) tem de pertencer, simultaneamente, a todas as secções efectivas associadas à actuação isolada de cada um dos esforços presentes.

2.9.2.2 Resistência de uma Coluna à Encurvadura por Flexão

A segurança de uma coluna em relação a ELU de encurvadura por flexão fica garantida desde que se tenha $N_{c.Sd} \leq N_{b.Rd}$, onde $N_{b.Rd}$ é o valor de cálculo da respectiva capacidade resistente. No caso de uma coluna de secção constante e submetida a uma compressão uniforme, o EC3 estipula que o referido valor de cálculo é dado por

$$N_{b.Rd} = \chi \beta_A A f_y / \gamma_{M1} \quad , \quad (2.24)$$

onde χ é um factor de redução e β_A é um coeficiente que depende da classe da barra e pode tomar os valores $\beta_A = 1$ (barras de classe 1, 2 ou 3) ou $\beta_A = A_{eff}/A$ (barras de classe 4). O valor do factor de redução χ , onde está contida a influência da encurvadura por flexão, depende de uma grandeza representada por $\bar{\lambda}$ designada por esbelteza normalizada de coluna e obtida através de

$$\bar{\lambda} = (\lambda/\lambda_1)(\beta_A)^{0.5} \quad , \quad (2.25)$$

sendo λ (esbelteza de coluna) e λ_1 dados, respectivamente, por

$$\lambda = l_e / i \quad (2.26)$$

$$\lambda_1 = \pi (E / f_y)^{0.5} = 93.9 \varepsilon \quad . \quad (2.27)$$

As grandezas l_e e i são, respectivamente, o comprimento de encurvadura da coluna e o raio de giração da secção da transversal associados ao modo crítico de instabilidade. A natureza da dependência de χ em relação a $\bar{\lambda}$, a qual depende de um parâmetro de imperfeição α , está explicitada no EC3 através (i) de expressões analíticas e (ii) de uma tabela (reproduzida na tabela 2.12) e o seu andamento encontra-se representado na figura 2.20 (as curvas *a*, *b*, *c* e *d* são as conhecidas curvas europeias de dimensionamento de colunas [7, 61]). A observação da tabela 2.12 ou da figura 2.20 permite constatar que se tem o valor $\chi = 1.0$ sempre que a condição $\bar{\lambda} \leq 0.2$ se verifica (não há lugar a redução da capacidade resistente da coluna devido à encurvadura por flexão).

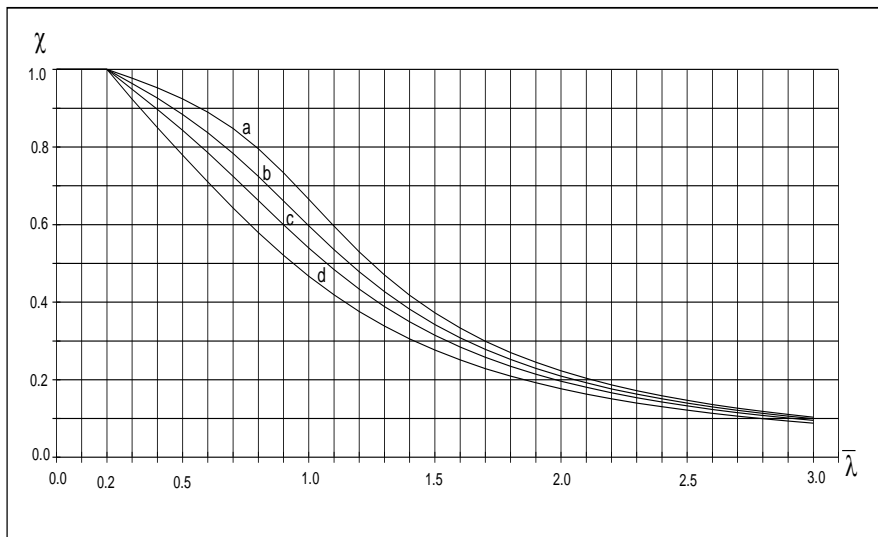


Figura 2.20 - Curvas de dimensionamento de colunas.

Factores de Redução χ				
λ	Curva de encurvadura			
	a	b	c	d
0.2	1.0000	1.0000	1.0000	1.0000
0.3	0.9775	0.9641	0.9491	0.9235
0.4	0.9528	0.9261	0.8973	0.8504
0.5	0.9243	0.8842	0.8430	0.7793
0.6	0.8900	0.8371	0.7854	0.7100
0.7	0.8477	0.7837	0.7247	0.6431
0.8	0.7957	0.7245	0.6622	0.5797
0.9	0.7339	0.6612	0.5998	0.5208
1	0.6656	0.5970	0.5399	0.4671
1.1	0.5960	0.5352	0.4842	0.4189
1.2	0.5300	0.4781	0.4338	0.3762
1.3	0.4703	0.4269	0.3888	0.3385
1.4	0.4179	0.3817	0.3492	0.3055
1.5	0.3724	0.3422	0.3145	0.2766
1.6	0.3332	0.3079	0.2842	0.2512
1.7	0.2994	0.2781	0.2577	0.2289
1.8	0.2702	0.2521	0.2345	0.2093
1.9	0.2449	0.2294	0.2141	0.1920
2	0.2229	0.2095	0.1962	0.1766
2.1	0.2036	0.1920	0.1803	0.1630
2.2	0.1867	0.1765	0.1662	0.1508
2.3	0.1717	0.1628	0.1537	0.1399
2.4	0.1585	0.1506	0.1425	0.1302
2.5	0.1467	0.1397	0.1325	0.1214
2.6	0.1362	0.1299	0.1234	0.1134
2.7	0.1267	0.1211	0.1153	0.1062
2.8	0.1182	0.1132	0.1079	0.0997
2.9	0.1105	0.1060	0.1012	0.0937
3	0.1036	0.0994	0.0951	0.0882

Tabela 2.12 - Valores do factor de redução χ .

Existem quatro possíveis valores para α , correspondendo a cada um deles uma coluna da tabela 2.12 e uma curva da figura 2.20. O valor a adoptar depende, no caso das secções laminadas a quente, (i) da relação entre a altura e a largura da secção h/b , (ii) da espessura dos banzos t_f e (iii) do eixo em torno do qual ocorre a encurvadura. Esta dependência está expressa na tabela 2.13.

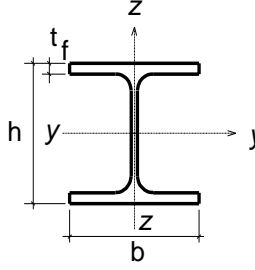
Secção	Limites		Flexão em torno do eixo...	Curva de Dimensionamento
I - Laminado 	$h/b > 1.20$	$t_f \leq 40 \text{ mm}$	y-y z-z	a b
		$40 \text{ mm} < t_f \leq 100 \text{ mm}$	y-y z-z	b c
	$h/b \leq 1.20$	$t_f \leq 100 \text{ mm}$	y-y z-z	b c
		$t_f > 100 \text{ mm}$	y-y z-z	d d

Tabela 2.13 - Selecção da curva de dimensionamento.

É interessante referir que foi recentemente proposta uma quinta curva de dimensionamento de colunas, designada por curva a_0 , a qual corresponde a um nível de imperfeição inferior ao da curva a ($\alpha = 0.13 < 0.21$) e será incorporada na versão definitiva do EC3, a publicar num futuro próximo [26]. Destina-se essa curva ao dimensionamento de colunas fabricadas com aço S460 e em que $h/b > 1.2$ e $t_f \leq 40 \text{ mm}$.

2.9.2.2.1 Modo Crítico de Encurvadura

No caso de a coluna não estar contraventada (ver **2.9.2.1.1**), é necessário considerar a possibilidade de a encurvadura ocorrer por flexão em torno do eixo y-y ou do eixo z-z e, conseqüentemente, definir qual o modo (plano) crítico de encurvadura. Definem-se, deste modo, dois valores para a esbelteza de coluna, dados, respectivamente, por

$$\lambda_y = l_{e,y} / i_y \quad \lambda_z = l_{e,z} / i_z \quad , \quad (2.28)$$

e aos quais correspondem os valores do factor de redução χ_y e χ_z . A capacidade resistente da coluna é então dada por

$$N_{b,Rd} = \chi_{\min} \beta_A A f_y / \gamma_{M1} \quad , \quad (2.29)$$

onde χ_{min} é o menor dos valores de χ_y e χ_z . Relativamente aos valores dos comprimentos de encurvadura $l_{e,y}$ e $l_{e,z}$, recorde-se que, aquele que está contido no plano do pórtico é determinado através de um procedimento que depende da classificação do pórtico ($l_{e,SDL}$ ou $l_{e,CDL}$ - ver **2.8.1**). No âmbito desta tese, o comprimento de encurvadura associado à encurvadura fora do plano do pórtico tem que ser fornecido directamente (constitui um dado do problema).

2.9.2.3 Resistência de uma Viga à Encurvadura Lateral

A segurança de uma viga não contraventada continuamente em relação a ELU de encurvadura lateral fica garantida desde que se tenha $M_{y,Sd} \leq M_{b,Rd}$, onde $M_{b,Rd}$ é o valor de cálculo da respectiva capacidade resistente. No caso de uma viga de secção constante, o EC3 estipula que o referido valor de cálculo é dado por

$$M_{b,Rd} = \chi_{LT} \beta_W W_{pl,y} f_y / \gamma_{M1} \quad , \quad (2.30)$$

onde χ_{LT} é um factor de redução associado à encurvadura lateral e β_W é um coeficiente que depende da classe da barra e pode tomar os valores $\beta_W = 1$ (barras de classe 1 ou 2), $\beta_W = W_{el,y} / W_{pl,y}$ (barras de classe 3) ou $\beta_W = W_{eff,y} / W_{pl,y}$ (barras de classe 4). O valor do factor de redução χ_{LT} , onde está contida a influência da encurvadura lateral, depende de uma grandeza representada por $\bar{\lambda}_{LT}$ designada por esbelteza normalizada de viga e obtida através de

$$\bar{\lambda}_{LT} = (\lambda_{LT} / \lambda_1) (\beta_W)^{0.5} \quad , \quad (2.31)$$

sendo λ_{LT} (esbelteza de viga) e λ_1 dados, respectivamente, por

$$\lambda_{LT} = \pi (E W_{pl,y} / M_{cr})^{0.5} \quad , \quad (2.32)$$

e pela equação (2.27). A grandeza M_{cr} é o momento crítico elástico associado à encurvadura lateral da viga. A natureza da dependência de χ_{LT} em relação a $\bar{\lambda}_{LT}$ (a qual depende de um parâmetro de imperfeição α_{LT}) está explicitada no EC3 através de expressões analíticas e o seu andamento, no caso de secções laminadas a quente, encontra-se representado na figura 2.21. Na

tabela 2.14 apresentam-se os valores de χ_{LT} relevantes para o dimensionamento de vigas constituídas por perfis laminados a quente. A observação da tabela 2.14 e da figura 2.21 permite constatar que se tem o valor $\chi_{LT} = 1.0$ sempre que $\bar{\lambda}_{LT} \leq 0.4$ (não há lugar a redução da capacidade resistente da viga devido à encurvadura lateral).

É importante observar que o procedimento envolvido na determinação de $M_{b,Rd}$ é, formalmente, idêntico, àquele que foi seguido para determinar $N_{b,Rd}$ (ver 2.9.2.2). De facto, a curva da figura 2.21 não é mais do que a curva *a* do dimensionamento de colunas "cortada" para $\bar{\lambda}_{LT} \leq 0.4$ (este "corte" origina uma descontinuidade na relação entre χ_{LT} e $\bar{\lambda}_{LT}$ a qual é bem patente na figura 2.21 e na tabela 2.14). O modelo de cálculo que está na base deste procedimento é apresentado, discutido e justificado em [15].

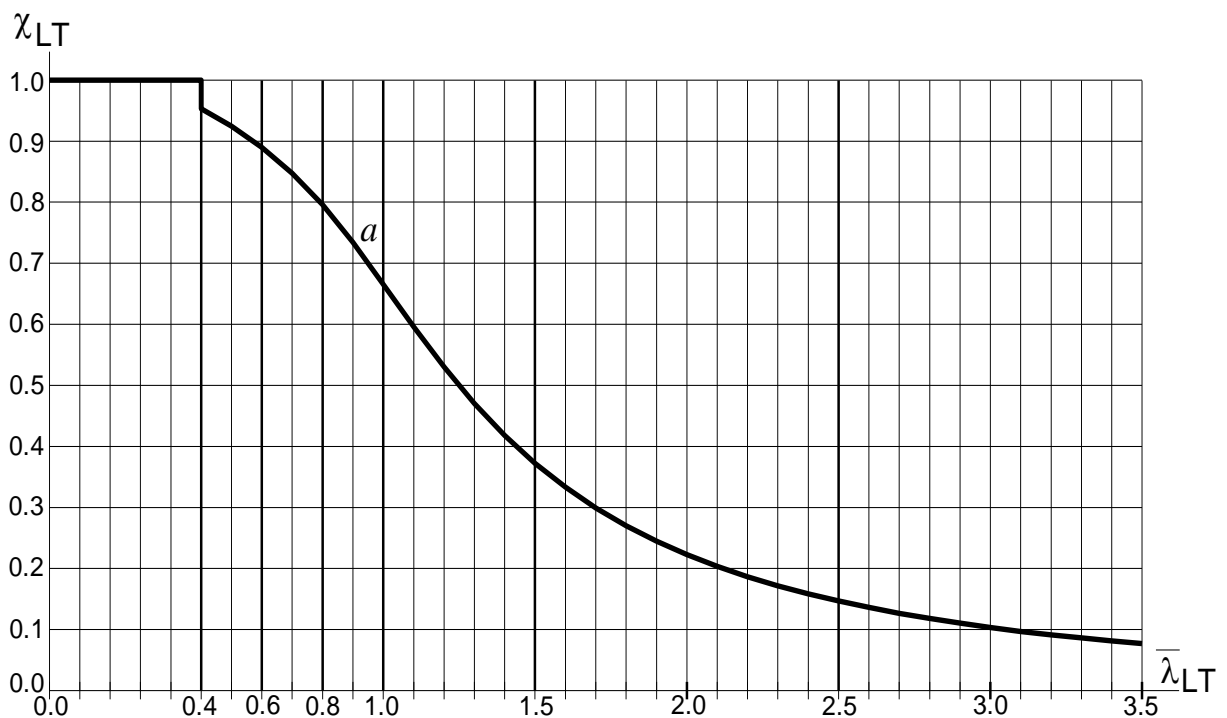


Figura 2.21 - Curvas de dimensionamento de vigas (perfis laminados a quente).

Factor de Redução χ_{LT}			
$\bar{\lambda}_{LT}$	χ_{LT}	$\bar{\lambda}_{LT}$	χ_{LT}
0.4 ⁻	1	1.9	0.2449
0.4 ⁺	0.9501	2	0.2229
0.5	0.9243	2.1	0.2036
0.6	0.8900	2.2	0.1867
0.7	0.8477	2.3	0.1717
0.8	0.7957	2.4	0.1585
0.9	0.7339	2.5	0.1467
1	0.6656	2.6	0.1362
1.1	0.5960	2.7	0.1267
1.2	0.5300	2.8	0.1182
1.3	0.4703	2.9	0.1105
1.4	0.4179	3	0.1036
1.5	0.3724	3.1	0.0972
1.6	0.3332	3.2	0.0915
1.7	0.2994	3.3	0.0862
1.8	0.2702	3.4	0.0814

Tabela 2.14 - Valores do factor de redução χ_{LT} (perfis laminados a quente).

2.9.2.3.1 Determinação de M_{cr}

O cálculo do valor de M_{cr} é feito por meio das disposições contidas no anexo F do EC3. No caso de vigas com secções transversais em I laminadas a quente (secções bissimétricas - banzos iguais) e em que as secções de extremidade não podem rodar em torno do eixo da viga (eixo x-x), o valor do momento crítico elástico é dado pela expressão geral

$$M_{cr} = C_1 \frac{\pi^2 E I_z}{(kL)^2} \left\{ \sqrt{\left(\frac{k}{k_w} \right)^2 \frac{I_w}{I_z} + \frac{(kL)^2 G I_t}{\pi^2 E I_z} + (C_2 z_g)^2} - C_2 z_g \right\}, \quad (2.33)$$

onde as diversas grandezas presentes tem o seguinte significado [62]:

- (i) I_z é o momento de inércia da secção em relação ao eixo de menor inércia (eixo z-z),
- (ii) I_t é a inércia de torção uniforme (de Saint-Venant) da secção, dada aproximadamente pela expressão [42]:

$$I_t = (2 b t_f^3 + (h - 2 t_f) t_w^3) / 3 \quad . \quad (2.34)$$

- (iii) I_w é a constante de empenamento da secção transversal, dada pela expressão:

$$I_w = 0.25 I_z (h - 2 t_f)^2 \quad . \quad (2.35)$$

- (iv) kL é o comprimento de encurvadura da peça associado à flexão no plano x-y (em torno do eixo z-z), sendo L a distância entre dois pontos contraventados consecutivos (incluindo as extremidades da viga). Como as extremidades da viga (ou troço de viga) estão impedidas de se deslocarem lateralmente, o valor de k está compreendido entre 0.5 (viga bi-encastrada) e 1.0 (viga bi-apoiada). Conservativamente pode tomar-se sempre $k = 1.0$.
- (v) k_w é um coeficiente que traduz o grau de impedimento ao empenamento da secção nas extremidades da viga (troço). O valor de k_w está compreendido entre 0.5 (empenamento impedido em ambas as extremidades) e 1.0 (empenamento livre em ambas as extremidades). Visto ser difícil assegurar, na prática, o impedimento ao empenamento, o EC3 sugere que se tome conservativamente $k_w = 1.0$.
- (vi) z_g é uma grandeza cujo módulo representa a distância entre o ponto de aplicação da carga e o centro de corte da secção (coincide com o centro de gravidade no caso de secções bissimétricas). Relativamente ao seu sinal, convencionou-se que, o sentido positivo do eixo z-z está dirigido do centro de gravidade para o banzo comprimido. A quantidade $C_2 z_g$ traduz a influência do ponto de aplicação da carga na estabilidade lateral da viga, tendo um efeito instabilizante se $z_g > 0$ (carga aplicada com o sentido “para” o centro de corte) e estabilizante se $z_g < 0$ (carga aplicada com o sentido “a partir” do centro de corte).
- (vii) C_1 e C_2 são coeficientes que dependem da configuração do diagrama de momentos flectores instalado no troço de viga e do valor de k , (natureza das condições de fronteira relativas à flexão em torno do

eixo dos z-z). A determinação dos seus valores será abordada em 2.9.2.3.1.1.

(viii) E e G são respectivamente, os módulos de elasticidade e de distorção do aço

Para situações particulares o anexo F do EC3 fornece expressões mais simples do que (2.33) para o cálculo do M_{cr} , como por exemplo:

$$M_{cr} = C_1 \frac{\pi^2 E I_z}{(kL)^2} \sqrt{\left(\frac{k}{k_w}\right)^2 \frac{I_w}{I_z} + \frac{(kL)^2 G I_t}{\pi^2 E I_z}} \quad (2.36)$$

se a viga for actuada apenas por momentos nas extremidades ($C_2 = 0$), e;

$$M_{cr} = C_1 \frac{\pi^2 E I_z}{L^2} \sqrt{\frac{I_w}{I_z} + \frac{L^2 G I_t}{\pi^2 E I_z}} \quad (2.37)$$

se a viga for actuada apenas por momentos nas extremidades ($C_2 = 0$) e estas permitirem o empenamento e rotação no plano x-y ($k = k_w = 1.0$).

A influência da classe da secção é tida em conta através do factor β_w . Por esse facto, adoptam-se as propriedades da secção bruta na determinação do momento crítico elástico, mesmo em vigas de classe 4. Contudo, de acordo com [9] em vigas de classe 4 deve desprezar-se o valor da inércia de torção da secção (isto é, deve tomar-se $I_t = 0$).

2.9.2.3.1.1 Valores de C_1 e C_2

Relativamente aos valores a adoptar para os coeficientes C_1 e C_2 , o EC3 fornece duas tabelas, reproduzidas nas tabelas 2.15 e 2.16 desta tese. A primeira dessas tabelas (tabela 2.15) refere-se ao caso de carregamentos constituídos exclusivamente por momentos aplicados nas extremidades da viga e, por esse motivo, apenas inclui valores do coeficiente C_1 . Abrange (i) valores de ψ (relação entre os valores dos momentos de extremidade) que diferem de múltiplos de 1/4 e estão compreendidos entre -1 e 1 e (ii) três valores de k (0.5, 0.7 e 1.0). A segunda tabela (tabela 2.16) refere-se a alguns carregamentos constituídos por forças, concentradas ou uniformemente

distribuídas, aplicadas ao longo do vão da viga. Inclui valores de C_1 e C_2 e abrange dois valores de k (0.5 e 1.0).

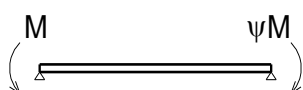

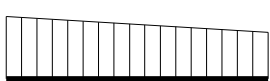
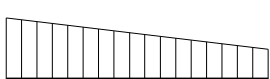
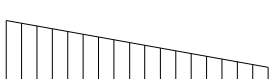
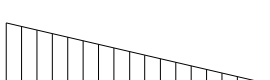


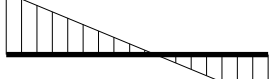
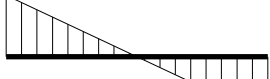
Carregamento e Condições de Apoio	Diagrama de Momentos	k	C_1
	 $\psi = +1$	1.0 0.7 0.5	1.000 1.000 1.000
	 $\psi = +3/4$	1.0 0.7 0.5	1.141 1.270 1.305
	 $\psi = +1/2$	1.0 0.7 0.5	1.323 1.473 1.514
	 $\psi = +1/4$	1.0 0.7 0.5	1.563 1.739 1.788
	 $\psi = 0$	1.0 0.7 0.5	1.879 2.092 2.150
	 $\psi = -1/4$	1.0 0.7 0.5	2.281 2.538 2.609
	 $\psi = -1/2$	1.0 0.7 0.5	2.704 3.009 3.093
	 $\psi = -3/4$	1.0 0.7 0.5	2.927 3.009 3.093
	 $\psi = -1$	1.0 0.7 0.5	2.752 3.063 3.149

Tabela 2.15 - Valores do coeficiente C_1 correspondentes a carregamentos constituídos por momentos aplicados nas extremidades (secções bissimétricas).

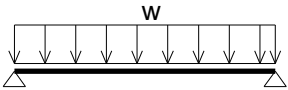
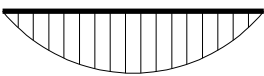
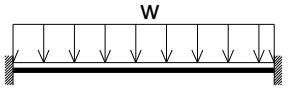
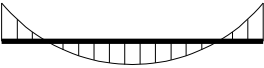
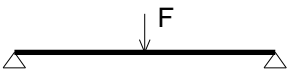
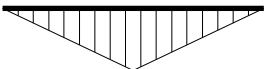
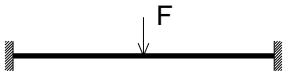
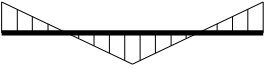
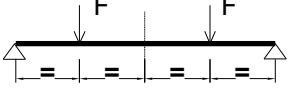

Carregamento e Condições de Apoio	Diagrama de Momentos	k	C ₁	C ₂
		1.0 0.5	1.132 0.972	0.459 0.304
		1.0 0.5	1.285 0.712	1.562 0.652
		1.0 0.5	1.365 1.070	0.553 0.432
		1.0 0.5	1.565 0.938	1.267 0.715
		1.0 0.5	1.046 1.010	0.430 0.410

Tabela 2.16 - Valores dos coeficientes C_1 e C_2 correspondentes a carregamentos constituídos por forças aplicadas ao longo do vão da viga (secções bissimétricas).

Observa-se que as tabelas 2.15 e 2.16 não contemplam vários casos com grande interesse prático, nomeadamente (i) vigas em consola e (ii) vigas ou troços de viga actuados, simultaneamente, por momentos na extremidade e por forças aplicadas ao longo do vão. Com o objectivo de complementar o conjunto de valores de C_1 e C_2 fornecidos no anexo F do EC3, apresentam-se aqui (i) uma série de expressões analíticas relativas a vigas actuadas por momentos de extremidade (ψ arbitrário) e por uma e duas forças (simétricas) concentradas (localização arbitrária) (ver tabela 2.17), (ii) valores relativos a uma consola actuada por uma força concentrada na extremidade e por uma força uniformemente distribuída (ver também a tabela 2.17) e (iii) uma metodologia para determinar os valores de C_1 e C_2 em vigas actuadas por momentos na extremidade e uma força uniformemente distribuída ao longo do vão (só para $k = 1.0$) (ver figura 2.22), os quais foram retirados de [63].

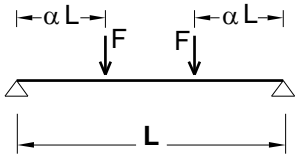
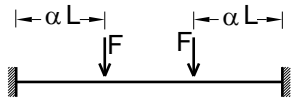
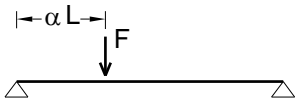
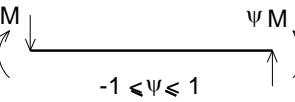
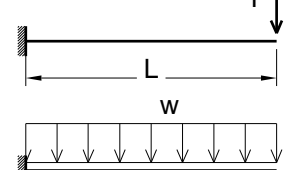
Carregamento	k	C ₁	C ₂
	1.0	$1 + 2.92\alpha^3$	$\alpha(2.44 - 3.24\alpha)C_1$
	0.5	$1 + (1.06 - \alpha)\alpha^3$	$2\alpha^2(1.3 - \alpha)C_1$
	1.0	$1 + \alpha(1.68 - 2.24\alpha^2)$ [*]	$\alpha(3.44 - 3.62\alpha)C_1$
	0.5	$1 - 0.48\alpha^3$ [*]	$14.4\alpha^2(0.71 - \alpha)C_1$
	1.0	$1.36 + 2(\alpha - 0.5)^2$	$\alpha(1.72 - 1.81\alpha)C_1$
	0.5	$1.07 + 2.56(\alpha - 0.5)^2$	$\alpha(1.76 - 1.9\alpha)C_1$
	1.0	$\frac{1}{\sqrt{0.283(1+\psi^2)+0.434\psi}}$	---
	0.5	$\frac{1}{\sqrt{0.34+0.4\psi+0.26\psi^2}}$	---
	2	2.56	0.43
	2	4.10	0.83
<p>[*] Estes valores de C₁ referem-se ao valor crítico do momento a meio vão da viga, M_{Cr1}. No caso de o momento máximo ocorrer no encastramento, o valor de M_{Cr}, definido de acordo com o EC3, pode ser obtido através da relação:</p> $M_{Cr} = (M_{Cr1}) \times [\text{Momento no encastramento} / \text{Momento a meio vão}]$			

Tabela 2.17 - Expressões analíticas e valores dos coeficientes C₁ e C₂ (secções bissimétricas).

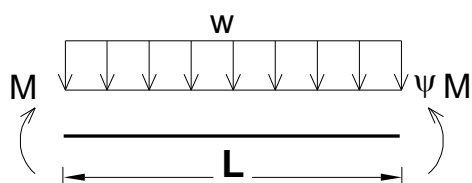


Figura 2.22 - Viga ou troço de viga actuado por momentos de extremidade e por uma força uniformemente distribuída ($k = 1.0$ e $-1 \leq \psi \leq 1$).

Os valores dos coeficientes C_1 e C_2 correspondentes à situação representada na figura 2.22 são obtidos a partir da seguinte metodologia:

- (i) Calcular o valor de μ , cujo módulo é dado por

$$\mu = w L^2 / 8 M \quad (2.38)$$

O sinal de μ é positivo se a curvatura provocada pela força e pelos momentos tiver o mesmo sinal e negativo no caso contrário.

- (ii) Determinar o valor de C_0 , dado pela expressão

$$C_0 = [1 + \xi + 0.2827 (\xi^2 - 8 \mu) - 1.392 \xi \mu + 1.8252 \mu^2]^{-0.5}, \quad (2.39)$$

com $\xi = 4 \mu + \psi - 1$.

- (iii) Determinar os valores de C_1 e C_2 através das expressões

$$C_1 = C_0 | (M_{max} / M) | \quad C_2 = 0.4053 C_0 | \mu |, \quad (2.40)$$

onde M_{max} é o valor do máximo momento instalado na viga (troço), o qual pode, eventualmente coincidir com M .

Por último, refira-se que, no caso de se ser confrontado com um diagrama de momentos para o qual não existam valores de C_1 e/ou C_2 disponíveis, é muitas vezes possível adoptar um procedimento conservativo, que consiste em substituí-lo por um outro diagrama, que lhe seja "exterior" e com valores de C_1 e/ou C_2 conhecidos.

2.9.2.4 Resistência de uma Barra sujeita a uma Combinação de Esforços

Apresentam-se agora as condições relativas à verificação de resistência de barras sujeitas a combinações de diagramas de esforços actuantes que, como se viu anteriormente (ver tabela 2.8), envolvem pelo menos um dos esforços $N_{c.Sd}$ (compressão) e $M_{y.Sd}$ (flexão em torno do eixo de maior inércia). Para além disso, é ainda indispensável que o contraventamento não impeça todos os potenciais fenómenos de instabilidade e que, no mínimo, uma das

condições $\bar{\lambda} \leq 0.2$ e $\bar{\lambda}_{LT} \leq 0.4$ não seja satisfeita (hipótese que está admitida, implicitamente, neste subcapítulo).

Os critérios de interacção que é necessário satisfazer variam, obviamente, com a combinação de esforços considerada e, por esse motivo, é conveniente identificar e tratar separadamente todos os possíveis casos. Seguindo a nomenclatura introduzida na tabela 2.8, tem-se que a barra sujeita a uma combinação de esforços pode ser:

- (i) Uma Viga submetida a Flexão Biaxial, se estiver sujeita a flexão desviada (ou biaxial), isto é, se nela actuarem $M_{y.Sd}$ e $M_{z.Sd}$. É necessário verificar a segurança em relação a um ELU que envolve encurvadura lateral.
- (ii) Uma Viga Traccionada, se estiver sujeita a flexão composta com tracção, a qual pode ser (a) flexão recta composta com tracção ($M_{y.Sd}$ e $N_{t.Sd}$) ou (b) flexão desviada composta com tracção ($M_{y.Sd}$, $N_{t.Sd}$ e $M_{z.Sd}$). Em ambos os casos é necessário verificar a segurança em relação a um ELU que envolve encurvadura lateral.
- (iii) Uma Viga-Coluna, se estiver sujeita a flexão composta com compressão, a qual pode ser (a) flexão recta em torno do eixo de menor inércia composta com compressão ($N_{c.Sd}$ e $M_{z.Sd}$) ou (b) flexão recta em torno do eixo de maior inércia composta com compressão ($N_{c.Sd}$ e $M_{y.Sd}$) ou (c) flexão desviada composta com compressão ($N_{c.Sd}$, $M_{y.Sd}$ e $M_{z.Sd}$). No primeiro caso, é necessário verificar a segurança em relação aos ELU que envolvem encurvadura por flexão (em dois planos). Nos segundo e terceiro casos, é necessário verificar a segurança em relação a ELU que envolvem (a) encurvadura por flexão e (b) encurvaduras por flexão e lateral.

Por último, refira-se que, por uma questão de clareza, ao apresentar as expressões relativas à verificação de resistência das barras das diferentes classes, se explicita a forma que assumem $N_{b.Rd}$ (ver **2.9.2.2**) e $M_{b.Rd}$ (ver **2.9.2.3**) para cada uma dessas classes.

2.9.2.4.1 Barras de Classe 4

Nas expressões que se apresentam em seguida, admite-se sempre que uma barra de classe 4 o é relativamente a todos os possíveis esforços da combinação actuante. Se tal não suceder, será necessário substituir a(s) propriedade(s) efectiva(s) relevante(s) pela(s) correspondente(s) propriedade(s) da secção bruta.

2.9.2.4.2 Resistência de uma Viga submetida a Flexão Biaxial

Apresentam-se na tabela 2.18 as expressões dos critérios de verificação de segurança de vigas, de classe 1, 2, 3 ou 4, submetidas a flexão desviada.

Classe	Flexão Biaxial $M_{y.Sd} + M_{z.Sd}$
1 e 2	$\left(\frac{M_{y.Sd}}{\chi_{LT} W_{pl.y}} + \frac{M_{z.Sd}}{W_{pl.z}} \right) \frac{\gamma_{M1}}{f_y} \leq 1.0$
3	$\left(\frac{M_{y.Sd}}{\chi_{LT} W_{el.y}} + \frac{M_{z.Sd}}{W_{el.z}} \right) \frac{\gamma_{M1}}{f_y} \leq 1.0$
4	$\left(\frac{M_{y.Sd}}{\chi_{LT} W_{eff.y}} + \frac{M_{z.Sd}}{W_{eff.z}} \right) \frac{\gamma_{M1}}{f_y} \leq 1.0$

Tabela 2.18 - Critérios de verificação de segurança - viga submetida a flexão biaxial.

2.9.2.4.3 Resistência de uma Viga Traccionada

Apresentam-se na tabela 2.19 as expressões dos critérios de verificação de segurança de vigas traccionadas, de classe 1, 2, 3 ou 4. Inclui-se igualmente a definição simbólica da grandeza $M_{eff.Sd}$.

Classe	Flexão Recta Composta com Tracção $M_{y.Sd} + N_{t.Sd}$
1	$M_{eff.Sd} \leq M_{b.Rd}$
2	$M_{eff.Sd} = M_{y.Sd} - \psi_{vec} W_{com} N_{t.Sd} / A$ $M_{b.Rd} = \chi_{LT} W_{pl.y} f_y / \gamma_{M1}$
3	$M_{eff.Sd} \leq M_{b.Rd}$ $M_{eff.Sd} = M_{y.Sd} - \psi_{vec} W_{com} N_{t.Sd} / A$ $M_{b.Rd} = \chi_{LT} * W_{el.y} * f_y / \gamma_{M1}$
4	$M_{eff.Sd} \leq M_{b.Rd}$ $M_{eff.Sd} = M_{y.Sd} - \psi_{vec} W_{com} N_{t.Sd} / A$ $M_{b.Rd} = \chi_{LT} W_{eff.y} f_y / \gamma_{M1}$
Classe	Flexão Desviada Composta com Tracção $(M_{y.Sd} + M_{z.Sd} + N_{t.Sd})$
1	$\left(\frac{M_{eff.Sd}}{\chi_{LT} W_{pl.y}} + \frac{M_{z.Sd}}{W_{el.z}} \right) \frac{\gamma_{M1}}{f_y} \leq 1.0$
2	
3	$\left(\frac{M_{eff.Sd}}{\chi_{LT} W_{el.y}} + \frac{M_{z.Sd}}{W_{el.z}} \right) \frac{\gamma_{M1}}{f_y} \leq 1.0$
4	$\left(\frac{M_{eff.Sd}}{\chi_{LT} W_{eff.y}} + \frac{M_{z.Sd}}{W_{eff.z}} \right) \frac{\gamma_{M1}}{f_y} \leq 1.0$

Tabela 2.19 - Critérios de verificação de segurança - vigas traccionadas.

A grandeza $M_{eff.Sd}$ é o módulo do valor de cálculo efectivo do máximo momento flector instalado na viga ou no troço de viga. O valor desta grandeza engloba o efeito favorável da presença do esforço axial de tracção, o qual é afectado do factor ψ_{vec} , cujo valor é 1.0 ou 0.8, consoante $M_{y.Sd}$ e $N_{t.Sd}$ estejam ou não associados à mesma solicitação (não podem ou podem variar independentemente) [11]. Em virtude de $N_{t.Sd}$ ter um efeito favorável, deve considerar-se o seu valor mínimo. Na figura 2.23 ilustra-se a determinação $M_{eff.Sd}$ [9, 11], o qual pode ser definido como o momento que, em flexão pura, provocaria no banzo comprimido a tensão de compressão $\sigma_{com.Ed}$ resultante da combinação $(M_{y.Sd} + N_{t.Sd})$ (ver figura 2.23(b)). Como é óbvio, se ambos os

banzos estiverem traccionados, não há necessidade de efectuar qualquer verificação de segurança da viga.

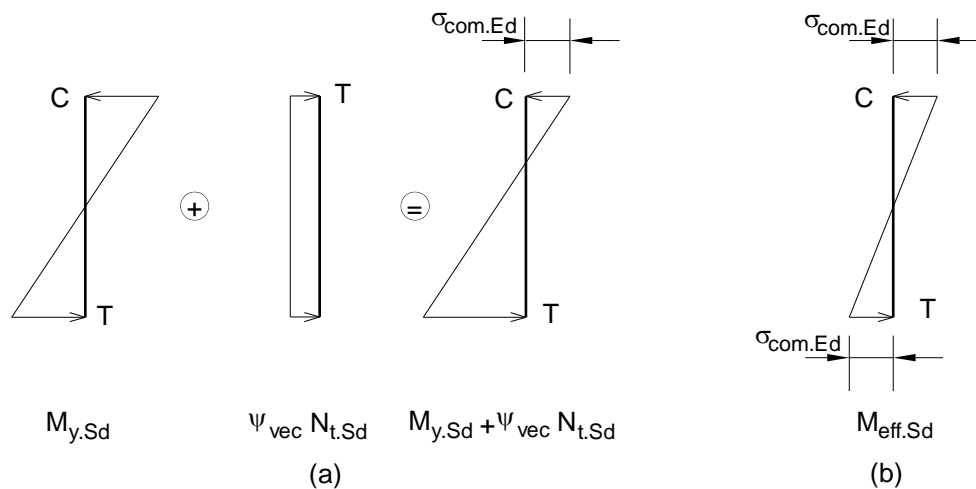


Figura 2.23 - Determinação de $M_{eff.Sd}$.

(a) Cálculo de $\sigma_{com.Ed}$ (b) Tensões provocadas por $M_{eff.Sd}$

2.9.2.4.4 Resistência de uma Viga-Coluna

Apresentam-se na tabela 2.20 as expressões dos critérios de verificação de segurança de vigas-coluna, de classe 1, 2, 3 ou 4. Inclui-se igualmente, sempre que necessário, a definição simbólica das várias grandezas envolvidas. É importante salientar o facto de, no caso de actuarem simultaneamente $N_{c.Sd}$ e $M_{y.Sd}$, poderem ser ou não requeridas duas verificações de segurança (uma relativa a ELU envolvendo apenas encurvadura por flexão e outra relativa a ELU envolvendo encurvaduras por flexão e lateral), consoante a encurvadura lateral seja ou não um fenómeno de instabilidade potencial.

Classe	Flexão Recta Composta com Compressão $M_{z.Sd} + N_{c.Sd}$	
	1	$\left(\frac{N_{Sd}}{\chi_{min} A} + \frac{k_z M_{z.Sd}}{W_{pl.z}} \right) \frac{\gamma_{M1}}{f_y} \leq 1.0$
2	$\left(\frac{N_{Sd}}{\chi_{min} A} + \frac{k_z M_{z.Sd}}{W_{el.z}} \right) \frac{\gamma_{M1}}{f_y} \leq 1.0$	
3	$\left(\frac{N_{Sd}}{\chi_{min} A_{eff}} + \frac{k_z M_{z.Sd}}{W_{eff.z}} \right) \frac{\gamma_{M1}}{f_y} \leq 1.0$	
4	$\left(\frac{N_{Sd}}{\chi_{min} A} + \frac{k_y M_{y.Sd}}{W_{pl.y}} \right) \frac{\gamma_{M1}}{f_y} \leq 1.0$	
2	$\left(\frac{N_{Sd}}{\chi_z A} + \frac{k_{LT} M_{y.Sd}}{\chi_{LT} W_{pl.y}} \right) \frac{\gamma_{M1}}{f_y} \leq 1.0$	
3	$\left(\frac{N_{Sd}}{\chi_{min} A} + \frac{k_y M_{y.Sd}}{W_{el.y}} \right) \frac{\gamma_{M1}}{f_y} \leq 1.0$	
3	$\left(\frac{N_{Sd}}{\chi_z A} + \frac{k_{LT} M_{y.Sd}}{\chi_{LT} W_{el.y}} \right) \frac{\gamma_{M1}}{f_y} \leq 1.0$	
4	$\left(\frac{N_{Sd}}{\chi_{min} A_{eff}} + \frac{k_y M_{y.Sd}}{W_{eff.y}} \right) \frac{\gamma_{M1}}{f_y} \leq 1.0$	
4	$\left(\frac{N_{Sd}}{\chi_z A_{eff}} + \frac{k_{LT} M_{y.Sd}}{\chi_{LT} W_{eff.y}} \right) \frac{\gamma_{M1}}{f_y} \leq 1.0$	

Tabela 2.20 - Critérios de verificação de segurança - vigas-coluna.

Classe	Flexão Desviada composta com Compressão	
	$M_y.S_d + M_z.S_d + N_c.S_d$	
	Sem Encurvadura Lateral	Com Encurvadura Lateral
1	$\left(\frac{N_{Sd}}{\chi_{\min} A} + \frac{k_y M_y.S_d}{W_{pl.y}} + \frac{k_z M_z.S_d}{W_{pl.z}} \right) \frac{\gamma_{M1}}{f_y} \leq 1.0$	$\left(\frac{N_{Sd}}{\chi_{\min} A} + \frac{k_y M_y.S_d}{W_{pl.y}} + \frac{k_z M_z.S_d}{W_{pl.z}} \right) \frac{\gamma_{M1}}{f_y} \leq 1.0$
2		$\left(\frac{N_{Sd}}{\chi_z A} + \frac{k_{LT} M_y.S_d}{\chi_{LT} W_{pl.y}} + \frac{k_z M_z.S_d}{W_{pl.z}} \right) \frac{\gamma_{M1}}{f_y} \leq 1.0$
3	$\left(\frac{N_{Sd}}{\chi_{\min} A} + \frac{k_y M_y.S_d}{W_{el.y}} + \frac{k_z M_z.S_d}{W_{el.z}} \right) \frac{\gamma_{M1}}{f_y} \leq 1.0$	$\left(\frac{N_{Sd}}{\chi_{\min} A} + \frac{k_y M_y.S_d}{W_{el.y}} + \frac{k_z M_z.S_d}{W_{el.z}} \right) \frac{\gamma_{M1}}{f_y} \leq 1.0$
4		$\left(\frac{N_{Sd}}{\chi_z A} + \frac{k_{LT} M_y.S_d}{\chi_{LT} W_{el.y}} + \frac{k_z M_z.S_d}{W_{el.z}} \right) \frac{\gamma_{M1}}{f_y} \leq 1.0$
4	$\left(\frac{N_{Sd}}{\chi_{\min} A_{eff}} + \frac{k_y M_y.S_d}{W_{eff.y}} + \frac{k_z M_z.S_d}{W_{eff.z}} \right) \frac{\gamma_{M1}}{f_y} \leq 1.0$	$\left(\frac{N_{Sd}}{\chi_{\min} A_{eff}} + \frac{k_y M_y.S_d}{W_{eff.y}} + \frac{k_z M_z.S_d}{W_{eff.z}} \right) \frac{\gamma_{M1}}{f_y} \leq 1.0$
		$\left(\frac{N_{Sd}}{\chi_z A_{eff}} + \frac{k_{LT} M_y.S_d}{\chi_{LT} W_{eff.y}} + \frac{k_z M_z.S_d}{W_{eff.z}} \right) \frac{\gamma_{M1}}{f_y} \leq 1.0$

Tabela 2.20 - Continuação.

Os coeficientes k_y , k_z e k_{LT} traduzem os efeitos P- δ (ver 2.7.1), devidos à presença do esforço axial de compressão $N_{c.S_d}$, e as expressões que permitem a sua determinação são apresentadas na tabela 2.21. Os seus valores dependem (i) do nível do esforço axial actuante e (ii) da configuração do diagrama de momentos. Esta última dependência é quantificada através dos coeficientes μ_y , μ_z e μ_{LT} , cujas expressões estão igualmente incluídas na tabela 2.21. Nelas figuram “factores de equivalência a momento uniforme” $\beta_{M.y}$, $\beta_{M.z}$ e $\beta_{M.LT}$, os quais dependem da forma do(s) diagrama(s) de momento(s) actuante(s) e podem ser obtidos recorrendo à figura 2.24.

Classe	Coefficientes k_y , k_z e k_{LT}
1	$k_y = \min\left\{\left[1 - \mu_y N_{Sd} / (\chi_y A f_y)\right], 1.5\right\}$
2	$k_z = \min\left\{\left[1 - \mu_z N_{Sd} / (\chi_z A f_y)\right], 1.5\right\}$
3	$k_{LT} = \min\left\{\left[1 - \mu_{LT} N_{Sd} / (\chi_z A f_y)\right], 1.0\right\}$
4	$k_y = \min\left\{\left[1 - \mu_y N_{Sd} / (\chi_y A_{eff} f_y)\right], 1.5\right\}$ $k_z = \min\left\{\left[1 - \mu_z N_{Sd} / (\chi_z A_{eff} f_y)\right], 1.5\right\}$ $k_{LT} = \min\left\{\left[1 - \mu_{LT} N_{Sd} / (\chi_z A_{eff} f_y)\right], 1.0\right\}$
Classe	Coefficientes μ_y , μ_z e μ_{LT}
1	$\mu_y = \min\left\{\left[\bar{\lambda}_y (2\beta_{M,y} - 4) + (W_{pl,y} - W_{el,y}) / W_{el,y}\right], 0.9\right\}$
2	$\mu_z = \min\left\{\left[\bar{\lambda}_z (2\beta_{M,z} - 4) + (W_{pl,z} - W_{el,z}) / W_{el,z}\right], 0.9\right\}$ $\mu_{LT} = \min\left\{\left[0.15 \bar{\lambda}_{LT} \beta_{M,LT} - 0.15\right], 0.9\right\}$
3	$\mu_y = \min\left\{\left[\bar{\lambda}_y (2\beta_{M,y} - 4)\right], 0.9\right\}$
4	$\mu_z = \min\left\{\left[\bar{\lambda}_z (2\beta_{M,z} - 4)\right], 0.9\right\}$ $\mu_{LT} = \min\left\{\left[0.15 \bar{\lambda}_{LT} \beta_{M,LT} - 0.15\right], 0.9\right\}$

Tabela 2.21 - Expressões dos coeficientes k_y , k_z , k_{LT} , μ_y , μ_z e μ_{LT} .

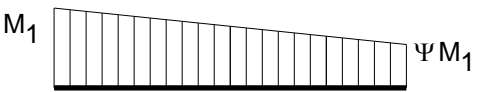
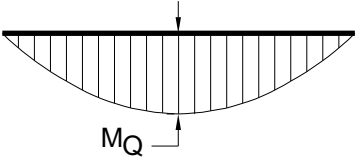
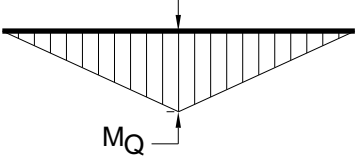
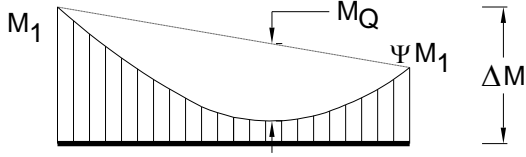
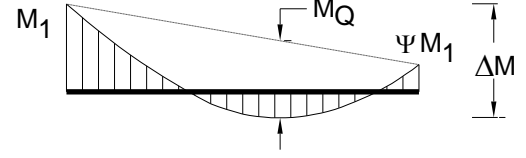
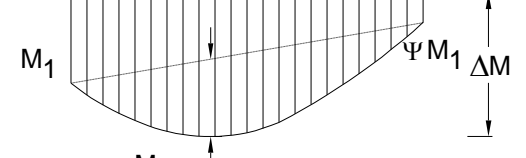
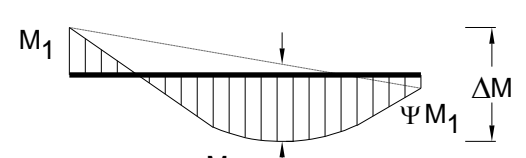
Diagrama de momentos	Factor de Equivalência a Momento Uniforme β_M	
	$\beta_{M,\psi} = 1.8 - 0.7\psi \Rightarrow \beta_M = \beta_{M,\psi}$	
 	$\beta_{M,Q} = 1.3 \Rightarrow \beta_M = \beta_{M,Q}$ $\beta_{M,Q} = 1.4 \Rightarrow \beta_M = \beta_{M,Q}$	
   	<div style="border: 1px solid black; padding: 5px; width: fit-content; margin: 0 auto;"> $\beta_M = \beta_{M,\psi} + \frac{M_Q}{\Delta M} (\beta_{M,Q} - \beta_{M,\psi})$ </div> <ul style="list-style-type: none"> • $M_Q = \max M$ devido apenas a cargas aplicadas ao longo do vão. • $\Delta M = \max M$ quando o diagrama de momentos não muda de sinal • $\Delta M = \max M + \min M$ quando o diagrama de momentos muda de sinal 	
Factor de Equivalência a Momento Uniforme	Momentos em torno do eixo ...	Contraventamento na direcção ...
$\beta_{M,y} = \beta_M$	y-y ($M_{y,Sd}$)	z-z
$\beta_{M,z} = \beta_M$	z-z ($M_{z,Sd}$)	y-y
$\beta_{M,LT} = \beta_M$	y-y ($M_{y,Sd}$)	y-y

Figura 2.24 - Valores dos factores de equivalência a momento uniforme $\beta_{M,y}$, $\beta_{M,z}$ e $\beta_{M,LT}$.

É ainda importante observar que, no caso de vigas-coluna submetidas a flexão recta, existe uma interpretação menos conservativa das disposições do EC3 e que consiste em [26, 48]:

- (i) Utilizar χ_y ou χ_z , em vez de χ_{min} , na verificação de segurança no plano em que ocorre a flexão.
- (ii) Efectuar uma verificação adicional no plano em que não ocorre flexão, tendo em conta apenas a presença $N_{c.Sd}$ e utilizando o correspondente valor de χ (χ_z ou χ_y). Refira-se que, obviamente, esta verificação adicional é redundante no caso de a flexão ocorrer em torno do eixo de maior inércia ($M_{y.Sd}$) e de ser necessário efectuar a verificação de segurança em relação ao ELU que envolve encurvadura lateral (relativa ao plano onde não ocorre a flexão).

2.9.2.5 Diagrama Sequencial

Apresenta-se, na figura 2.25, um diagrama sequencial que descreve sucintamente os passos envolvidos na definição das verificações que é necessário efectuar para garantir a segurança de uma barra em relação a ELU que envolvem fenómenos de instabilidade.

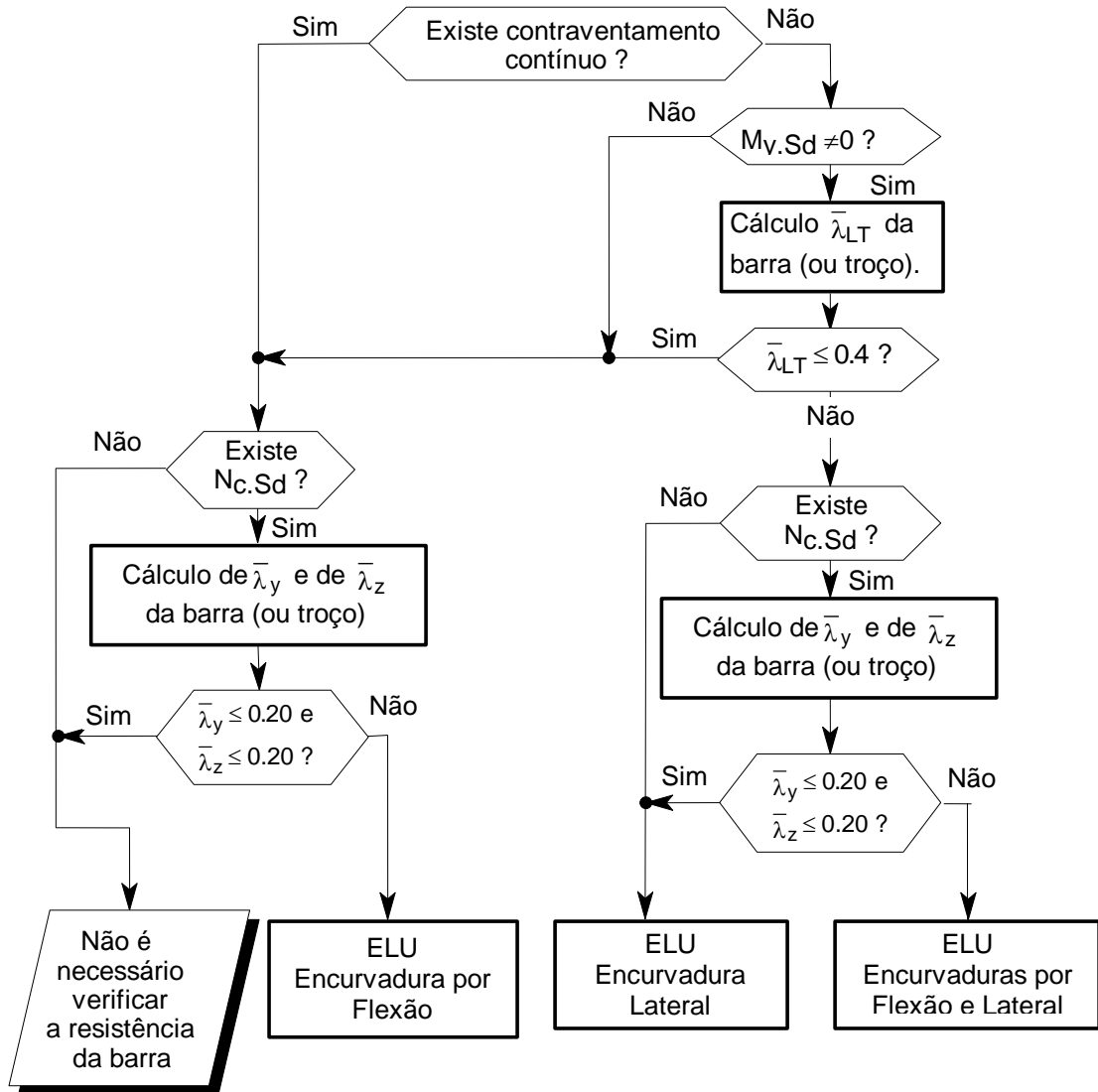


Figura 2.25 - Diagrama sequencial relativo à verificação da resistência de uma barra.

CAPÍTULO 3

IMPLEMENTAÇÃO COMPUTACIONAL E AUTOMATIZAÇÃO

3.1 INTRODUÇÃO

Neste capítulo aborda-se a implementação computacional e a automatização dos aspectos do dimensionamento e verificação de segurança de pórticos de um vão e um piso apresentados, discutidos e sistematizados no capítulo 2.

A implementação computacional incide sobre os passos das várias etapas mencionadas no capítulo 2 que contêm procedimentos cuja execução requer um esforço de cálculo significativo. Os procedimentos com essas características são, inicialmente, identificados (ver **3.2.1**), após o que se considera, separadamente, cada um deles e se descreve e discute os método e modo como se procedeu à implementação computacional dos cálculos nele envolvidos.

Uma vez apresentados e resolvidos os vários problemas de índole numérica, passa a abordar-se a automatização de todo o processo, isto é, a interligação que existe entre as várias etapas que é necessário cumprir e, dentro de cada uma delas, entre as operações a executar. Descrevem-se os principais aspectos ligados à elaboração do correspondente programa de cálculo automático, bem assim como as características do seu funcionamento. Dedicam-se uma atenção especial (i) à forma como são introduzidos e processados os dados, (ii) à natureza e tratamento dos resultados e (iii) aos diferentes modos de utilização/finalidades do programa (os quais diferem, consoante se pretenda, por exemplo, ilustrar e comparar os vários métodos de efectuar um determinado procedimento ou simplesmente verificar a segurança do modo mais rápido/eficiente).

A automatização do dimensionamento/verificação de segurança de pórticos pode, de uma forma esquemática, subdividir-se em duas grandes fases, praticamente independentes uma da outra, e que compreendem:

- (i) A determinação, para todas as barras do pórtico, dos valores dos esforços de dimensionamento e dos comprimentos de encurvadura apropriados para utilizar na respectiva verificação de resistência.
- (ii) A verificação da resistência de todas as barras em relação aos ELU relacionados com tensões directas e/ou com fenómenos de instabilidade.

Se, relativamente à segunda destas fases, existe já uma quantidade de trabalho assinalável [33, 64, 65, 66], desenvolvida nos últimos anos, não é do conhecimento do autor nenhum trabalho em que se automatizem, simultaneamente, ambas as fases referidas. Para conseguir esse objectivo, adoptou-se, nesta tese, a estratégia de elaborar um programa de cálculo automático que efectua o dimensionamento/verificação de segurança de pórticos com configurações pré-definidas. Muito embora esta característica apresente a desvantagem de limitar o domínio de aplicação do programa, a sua inclusão simplificou consideravelmente a tarefa, na medida em que todos os aspectos associados à construção das matrizes de rigidez linear e não linear, necessárias para classificar o pórtico e determinar os valores dos esforços de dimensionamento e dos comprimentos de encurvadura, estarem já incorporados no programa. Por outro lado, refira-se que a extensão do programa a outro tipo de configurações simples (pórticos com travessas inclinadas, por exemplo) não oferece, do ponto de vista computacional, qualquer dificuldade.

3.2 IMPLEMENTAÇÃO COMPUTACIONAL

3.2.1 IDENTIFICAÇÃO DOS PROCEDIMENTOS QUE REQUEREM UM ESFORÇO DE CÁLCULO SIGNIFICATIVO

Alguns dos passos necessários ao cumprimento das várias etapas identificadas e discutidas no capítulo 2 envolvem a execução de procedimentos que requerem um esforço de cálculo significativo. Identificam-se e listam-se, em seguida, os procedimentos (ou conjuntos de procedimentos) que se encontram nessa situação, referindo-se sempre o(s) passo(s) ou etapa(s) em que estão inseridos:

- (i) **Classificação do Pórtico quanto ao Contraventamento** (ver 2.3.1).
- (ii) **Determinação da Relação V_{sd}/V_{cr}** (ver 2.3.1.1).
- (iii) **Classificação de uma Secção Transversal submetida a Flexão Desviada e/ou Composta** (ver 2.3.2.1)
- (iv) **Determinação das Propriedades Efectivas de uma Secção de Classe 4** (ver 2.4).
- (v) **Determinação das Forças Equivalentes às Imperfeições do Pórtico** (ver 2.5.1).
- (vi) **Determinação dos "Esforços Sway"** (ver 2.7.3).
- (vii) **Método Adoptado para a Análise Global de 2ª Ordem** (ver 2.7.2).
- (viii) **Redistribuição de Esforços** (ver 2.7.4).
- (ix) **Determinação de Comprimentos de Encurvadura** (ver 2.8.1).
- (x) Conjunto de procedimentos relativo à **Verificação da Resistência de uma Secção Transversal** (ver 2.9.1).
- (xi) Conjunto de procedimentos relativo à **Verificação da Resistência de uma Barra** (ver 2.9.2).

Na parte restante deste subcapítulo descrevem-se e discutem-se, separadamente e com algum detalhe, as metodologias seguidas para implementar computacionalmente cada um dos procedimentos identificados.

3.2.2 CLASSIFICAÇÃO DO PÓRTICO QUANTO AO CONTRAVENTAMENTO

A implementação computacional deste procedimento envolve as seguintes operações:

- (i) Determinação da flexibilidade, associada ao deslocamento horizontal do piso, do pórtico não contraventado. Para isso, aplica-se uma força unitária horizontal ao nível do piso e determina-se o correspondente deslocamento horizontal δ_A (ver figura 2.1), através de uma análise global de 1ª ordem.
- (ii) Determinação da flexibilidade, associada ao deslocamento horizontal do piso, do pórtico contraventado. Procede-se como em (i) e determina-se o valor do deslocamento horizontal δ_0 (ver figura 2.1).
- (iii) Comparam-se os valores de δ_A e δ_0 e classifica-se o pórtico (o pórtico é contraventado se $\delta_0 \leq 0.2 \delta_A$ e não contraventado se $\delta_0 > 0.2 \delta_A$).

3.2.3 DETERMINAÇÃO DA RELAÇÃO V_{Sd}/V_{cr}

A determinação do valor da relação V_{Sd}/V_{cr} (ou, por outras palavras, do valor de V_{cr}) pode ser realizada por duas vias, uma aproximada (envolve apenas os resultados de uma análise global de 1ª ordem do pórtico [44]) e outra exacta (envolve uma análise linear de estabilidade do pórtico e inclui a utilização de funções de estabilidade [47]). A implementação computacional dos procedimentos associados a cada uma das vias envolvem as operações que se descrevem a seguir.

3.2.3.1 Método Aproximado

- (i) Cálculo das forças horizontais equivalentes à imperfeição global do pórtico (ver 2.5.1 e 3.2.6).
- (ii) Determinação do valor do deslocamento horizontal do piso δ , através de uma análise global de 1ª ordem do pórtico sujeito à acção das forças V_{Sd} e H (esta última obtem-se somando a H_{Sd} as forças horizontais equivalentes determinadas em (i)).
- (iii) Cálculo do valor da relação V_{Sd}/V_{cr} por meio da equação (2.4).

3.2.3.2 Método Exacto

A implementação computacional da determinação exacta do valor de V_{cr} envolve as seguintes operações:

- (i) Aplicação da carga vertical total V_{Sd} ao pórtico e determinação, através de uma análise global de 1ª ordem, dos esforços axiais resultantes nos montantes e travessas do pórtico.
- (ii) Identificação da matriz de rigidez total exacta (inclui as funções de estabilidade ϕ_i) correspondente à configuração do pórtico $[K^t]$ (no anexo A desta tese podem encontrar-se a descrição do processo de construir a matriz de rigidez e uma breve referência às respectivas características).
- (iii) Com base nos valores dos esforços axiais determinados em (i) (perfil da distribuição de esforços axiais) multiplicados por um parâmetro α (parâmetro de carga), determina-se a expressão da matriz $[K^t(\alpha)]$ (utilização da dependência entre as funções de estabilidade de uma barra ϕ_i e o valor do respectivo esforço axial, também apresentada no anexo A).
- (iv) Determina-se o valor de α_{cr} (valor crítico de bifurcação), dado pela menor raiz da equação característica $|K^t(\alpha)| = 0$. Numericamente, emprega-se o método iterativo da falsa posição [67] e utiliza-se o

conhecimento de que $|K^t (\alpha=0)| > 0$. Adopta-se como critério de paragem o facto de o módulo da diferença entre os valores de α obtidos em duas iterações consecutivas ser, em módulo, inferior a 0.01% do primeiro desses valores, sendo o valor de α_{cr} estimado pela média entre os dois últimos valores obtidos. Tem-se assim que

$$|(\alpha_{i+1} - \alpha_i) / \alpha_i| \leq 0.0001 \quad \alpha_{cr} \approx (\alpha_{i+1} + \alpha_i) / 2 \quad . \quad (3.1)$$

(v) O valor da relação V_{Sd}/V_{cr} é dado por

$$V_{Sd}/V_{cr} = (1 / \alpha_{cr}) \quad . \quad (3.2)$$

3.2.4 CLASSIFICAÇÃO DE UMA SECÇÃO TRANSVERSAL SUBMETIDA A FLEXÃO DESVIADA E/OU COMPOSTA

Admite-se que a secção transversal está submetida a uma combinação de pelo menos dois dos esforços (i) $N_{c.Sd}$ ou $N_{t.Sd}$, (ii) $M_{y.Sd}$ e (iii) $M_{z.Sd}$, cujos valores são conhecidos e foram obtidos por meio de uma análise global elástica do pórtico (este facto indica que não há necessidade de fazer qualquer distinção entre secções de classe 1 e de classe 2). A implementação computacional do procedimento que é necessário efectuar para classificar a secção (determinar a sua classe) envolve as seguintes operações/opções, a interligação entre as quais se encontra esquematicamente representada no diagrama sequencial da figura 3.1:

- (i) Verificar se a resistência elástica da secção foi ou não ultrapassada, recorrendo às expressões da tabela 2.10 (ver **2.9.1.3**) relativas às secções de classe 3 e com $\gamma_{M0} = 1$. Tem-se que:
 - (i1) Em caso afirmativo, é necessário determinar a posição da linha neutra plástica (ver **3.2.4.1**), a qual permite concluir se a secção (a) é de classe 1 ou 2 ou (b) de classe 3 ou 4 e, portanto, possui uma capacidade resistente insuficiente.
 - (i2) Em caso negativo, é necessário determinar a posição da linha neutra elástica (ver, por exemplo, [68]), a qual permite concluir se a secção (a) é de classe 1, 2 ou 3 ou (b) de classe 4.

- (ii) No caso (i2)(a) (sabe-se que a secção é de classe 1, 2 ou 3), é ainda necessário determinar a posição da linha neutra plástica (ver 3.2.4.1) para determinar se a secção pertence (a) às classes 1 ou 2 ou (b) à classe 3.

É importante referir, no entanto, que, no caso da flexão recta em torno do eixo de maior inércia composta com compressão ou tracção ($M_{y.Sd} + N_{c.Sd}$ ou $N_{t.Sd}$), a classificação da secção pode efectuar-se directamente a partir das tabelas 2.2 e 2.5.

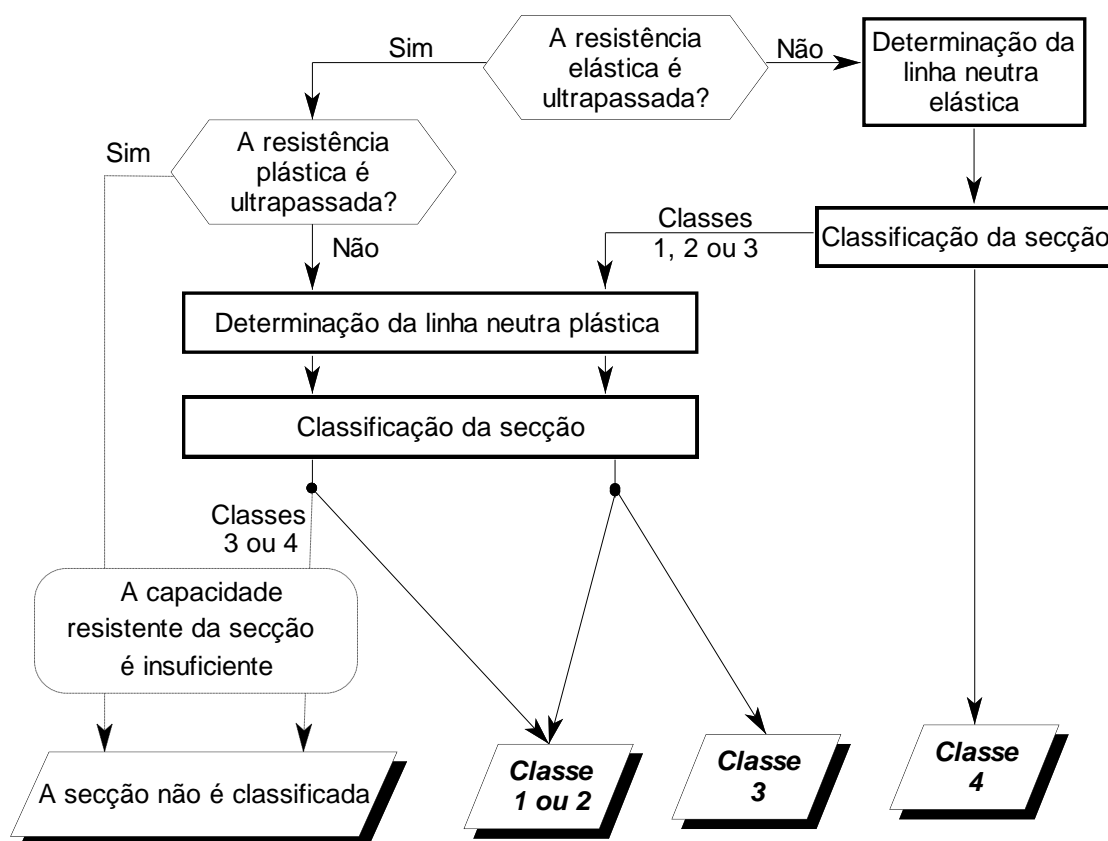


Figura 3.1 - Diagrama sequencial relativo à classificação de secções sujeitas a flexão desviada e/ou composta.

3.2.4.1 Determinação da Linha Neutra Plástica

A determinação da linha neutra plástica é requerida, no âmbito da classificação de secções após a realização de uma análise global elástica:

- (i) Sempre que a capacidade resistente elástica da secção é ultrapassada, tendo em vista verificar a resistência da secção.
- (ii) Eventualmente, quando a capacidade resistente elástica da secção não é ultrapassada, desde que a classificação da secção seja necessária para classificar a barra de que faz parte.

Conforme se disse em **2.3.2.1**, existe uma ambiguidade, devida ao facto de a secção não se encontrar no seu estado limite último (plastificação) e de não ser, portanto, possível determinar o valor do parâmetro α com base nos valores calculados de N_{Sd} , $M_{y.Sd}$ e $M_{z.Sd}$. Optou-se então por adoptar a metodologia conservativa de determinar o valor de α com base na hipótese de que a plastificação ocorre por aumento do valor do esforço actuante mais desfavorável ($N_{c.Sd}$, se existir, ou um dos momentos $M_{y.Sd}$ ou $M_{z.Sd}$). A implementação computacional do procedimento associado a esta metodologia envolve as seguintes operações:

- (i) Identificação do esforço actuante mais desfavorável (para o elemento comprimido considerado), o qual é (a) $N_{c.Sd}$, se existir, (b) $M_{y.Sd}$, se não existir $N_{c.Sd}$ e (c) $M_{z.Sd}$, se não existir $N_{c.Sd}$ nem $M_{y.Sd}$.
- (ii) Determinação das posições da linha neutra plástica, na alma e/ou no banzo saliente em situação mais desfavorável (valores de α_w e α_f respectivamente), a partir do conhecimento do esforço identificado em (i) que plastifica a secção. Este procedimento é relativamente simples no caso de a secção estar submetida a uma combinação de apenas dois esforços, em virtude de ser possível distinguir e separar as partes da secção associadas ao equilíbrio de cada um dos esforços actuantes [19]. O mesmo não sucede quando actuam simultaneamente três esforços ($N_{c.Sd}$ ou $N_{t.Sd}$, $M_{y.Sd}$ e $M_{z.Sd}$). Consideram-se separadamente as duas situações possíveis:

(ii1) $N_{c.Sd} + M_{y.Sd} + M_{z.Sd}$ (a secção plastifica por aumento de $N_{c.Sd}$). Neste caso apenas é necessário determinar o valor de α na alma ($0.5 < \alpha_w \leq 1.0$), na medida em que existe sempre um banzo saliente totalmente comprimido. Esse valor é dado por

$$\alpha_w = 0.5 + d_{LN} / d \quad , \quad (3.3)$$

onde d_{LN} é a distância ao eixo $y-y$ do ponto de intersecção da linha neutra plástica com a alma.

(ii2) $N_{t.Sd} + M_{y.Sd} + M_{z.Sd}$ (a secção plastifica por aumento de $M_{y.Sd}$). Neste caso é necessário determinar o valor de α ou (a) apenas na alma ($0 < \alpha_w \leq 0.5$), se o valor de $N_{t.Sd}$ for pequeno, ou (b) apenas num banzo saliente parcialmente comprimido ($0 \leq \alpha_f \leq 1.0$), se o valor de $N_{t.Sd}$ for elevado. Tem-se que

$$\alpha_w = 0.5 - d_{LN} / d \quad \text{e} \quad \alpha_f = 1 - c_{LN} / c \quad , \quad (3.3)$$

respectivamente, sendo c_{LN} a distância ao eixo $z-z$ do ponto de intersecção da linha neutra plástica com o banzo parcialmente comprimido em situação mais desfavorável.

No anexo B, apresentam-se as expressões que permitem determinar as grandezas d_{LN} e c_{LN} que figuram nas equações (3.3) e (3.4).

3.2.5 DETERMINAÇÃO DAS PROPRIEDADES EFECTIVAS DE UMA SECÇÃO DE CLASSE 4

Conforme se disse no capítulo 2 (ver **2.4.3**), a verificação da resistência das secções de classe 4 faz-se determinando uma secção efectiva por esforço actuante (três, no máximo, quando actuarem simultaneamente $N_{c.Sd}$, $M_{y.Sd}$, e $M_{z.Sd}$), através do método directo (ver **2.4.2.1**). Deste modo, aquilo que pode ser necessário efectuar consiste em (i) determinar a área de uma secção efectiva resultante da actuação de $N_{c.Sd}$, designada por A_{eff} e/ou (ii) o(s) módulo(s) de flexão de uma secção efectiva resultante da actuação de $M_{y.Sd}$, designado(s) por $W_{eff.y}$ e/ou (iii) o(s) módulo(s) de flexão de uma secção efectiva resultante da actuação de $M_{z.Sd}$, designado(s) por $W_{eff.z}$. Descrevem-

-se em seguida as implementações computacionais associadas à determinação de cada uma destas grandezas.

3.2.5.1 Determinação de A_{eff}

- (i) Determinação da largura e localização das zonas efectivas da alma e dos banzos, supostos submetidos a compressão uniforme ($\psi = 1$), através das expressões (2.8) a (2.10) e das tabelas 2.6 e 2.7.
- (ii) Cálculo de A_{eff} (soma das áreas das zonas efectivas da alma e dos banzos - ver figura 2.10(a)).

3.2.5.2 Determinação de $W_{eff,y}$

- (i) Determinação da largura e localização da zona efectiva do banzo comprimido, suposto submetido a compressão uniforme ($\psi = 1$), através das expressões (2.8) a (2.10) e da tabela 2.7.
- (ii) Cálculo da posição do centro de gravidade de uma secção constituída pela zona efectiva do banzo comprimido, pela alma e pelo banzo traccionado, e determinação do valor do parâmetro ψ na alma (relação entre as distâncias do centro de gravidade às fibras mais traccionada e mais comprimida da alma).
- (iii) Determinação da largura e localização das zonas efectivas da alma, submetida ao valor de ψ determinado em (ii), através das expressões (2.8) a (2.10) e da tabela 2.6.
- (iv) Cálculo da posição do centro de gravidade de uma secção constituída pelas zonas efectivas do banzo comprimido e da alma e pelo banzo traccionado (ver figura 2.10(b)), e determinação do respectivo momento principal central de inércia I_y .
- (v) Determinação do(s) valor(es) do(s) módulo(s) de flexão da secção efectiva definida em (iv) $W_{eff,y}$ necessário(s) para a verificação de segurança da secção ou barra.

3.2.5.3 Determinação de $W_{eff.z}$

- (i) Determinação da largura e localização da zona efectiva dos banzos salientes comprimidos, submetidos a uma distribuição de tensões caracterizada por um valor de ψ definido pela relação entre as distâncias da linha média da alma às fibras mais próxima e mais afastada de cada banzo saliente ($\psi = 0$), através das expressões (2.8) a (2.10) e da tabela 2.7.
- (ii) Cálculo da posição do centro de gravidade de uma secção constituída pelas zonas efectivas dos banzos e pela alma (ver figura 2.10(c)), e determinação do respectivo momento principal central de inércia I_z .
- (iii) Determinação do(s) valor(es) do(s) módulo(s) de flexão da secção efectiva definida em (ii) $W_{eff.z}$ necessário(s) para a verificação de segurança da secção ou barra.

3.2.6 DETERMINAÇÃO DAS FORÇAS EQUIVALENTES ÀS IMPERFEIÇÕES DO PÓRTICO

A implementação computacional deste procedimento envolve as seguintes operações:

- (i) Determinação do sentido do deslocamento horizontal do piso e dos valores dos esforços axiais nos montantes (N_{Sd}), através de uma análise global de 1ª ordem.
- (ii) Determinação do valor das forças horizontais equivalentes, através da utilização da relação $F_{Heq} = N_{Sd}/200$.
- (iii) Aplicação de forças, de valor F_{Heq} e com o sentido determinado em (i), no topo de cada montante (nível do piso) e de forças de valor idêntico e sentido contrário nas bases dos montantes.

3.2.7 DETERMINAÇÃO DOS "ESFORÇOS SWAY"

A implementação computacional deste procedimento envolve as seguintes operações:

- (i) Cálculo dos valores dos esforços transversos e momentos flectores provocados no pórtico pela combinação de acções considerada (V e M), através de uma análise global de 1ª ordem.
- (ii) Cálculo dos valores dos esforços transversos e momentos flectores provocados no pórtico, assumido como "ficticiamente contraventado", pela mesma combinação de acções considerada em (i) (V^C e M^C), através de uma análise global de 1ª ordem.
- (iii) Determinação dos "esforços transversos sway" e dos "momentos sway" (devidos ao deslocamento horizontal do piso), através da diferença entre os valores calculados, respectivamente, em (i) e em (ii). Tem-se assim que

$$V^S = V - V^C \quad M^S = M - M^C \quad . \quad (3.5)$$

3.2.8 MÉTODO ADOPTADO PARA A ANÁLISE GLOBAL DE 2ª ORDEM

O método adoptado, nesta tese, para efectuar a análise global de 2ª ordem é um método aproximado iterativo (envolve a realização de sucessivas análises globais de 1ª ordem) que utiliza o conceito de forças laterais equivalentes aos efeitos de 2ª ordem, conceito esse que está na origem da sua designação por "Método das Forças Laterais Equivalentes" [48, 69]. Em seguida, apresentam-se e discutem-se brevemente os passos envolvidos na aplicação do método:

- (i) Definição do número de nós intermédios a considerar ao longo do comprimento dos montantes e da travessa. Observe-se que quanto maior for o número de nós, maior é a precisão do método (a contabilização dos efeitos $P-\delta$ é mais precisa). A contrapartida reside, obviamente, no mais elevado esforço de cálculo requerido. No programa desenvolvido, subdividiram-se os montantes em quatro

troços (três nós intermédios) e a travessa em seis troços (cinco nós intermédios).

- (ii) Análise global de 1ª ordem do pórtico sujeito à combinação de acções considerada, a qual deve incluir as forças equivalentes às imperfeições do pórtico, e determinação dos valores (a) das inclinações feitas pelas cordas dos diversos troços (segmentos de recta que unem as posições deformadas das suas extremidades) com as respectivas posições indeformadas γ_i e (b) dos esforços axiais instalados em cada troço N_i (ver figura 3.2).
- (iii) Definição de um conjunto de binários constituídos por forças laterais (perpendiculares às barras), aplicadas nos vários nós, que produzem, na configuração indeformada de cada troço, o mesmo momento que o esforço axial nele instalado introduz na corda da respectiva configuração deformada (daí a designação de "equivalentes"). Este procedimento está ilustrado, para um troço de barra genérico, na figura 3.2.

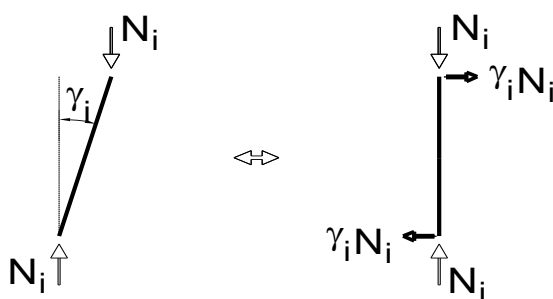


Figura 3.2 - Definição das forças laterais equivalentes aos efeitos de 2ª ordem.

- (iv) Análise global de 1ª ordem do pórtico sujeito à combinação de acções indicada em (ii) e às forças equivalentes definidas em (iii) e, novamente, determinação dos valores (a) das inclinações γ_i e (b) dos esforços axiais N_i .
- (v) As operações descritas em (iii) e (iv) repetem-se sucessivamente até se conseguir a convergência do processo, medida, por exemplo, em termos dos valores das inclinações nos vários troços de barra ($\max_i |(\gamma_{i+1} - \gamma_i) / \gamma_i| \leq \varepsilon$). Observou-se que se conseguem erros

inferiores a 1% após ciclos de três ou quatro iterações, tal como referido em [48].

- (vi) Consideram-se os valores dos esforços de dimensionamento apenas nos nós correspondentes às extremidades das barras. Deste modo, garante-se que apenas se estão a contabilizar os efeitos de 2ª ordem do tipo P- Δ (ver **2.7.1**). A influência explícita dos efeitos P- δ é tomada em consideração na verificação de segurança das barras em relação a ELU envolvendo encurvadura por flexão no plano do pórtico. Observe-se, no entanto, que se toma em consideração, de forma implícita, a influência dos efeitos P- δ nos valores dos esforços de dimensionamento nas extremidades das barras (em maior ou menor grau, consoante o número de troços considerados nas diversas barras).

3.2.9 REDISTRIBUIÇÃO DE ESFORÇOS

As condições a satisfazer para ser possível efectuar uma redistribuição de esforços são, resumidamente, (i) que o pórtico seja um PSDL, (ii) que as barras onde ocorra redução de momentos sejam pelo menos de classe 2 e (iii) que se garanta o equilíbrio global do pórtico.

Esta última condição fica automaticamente garantida através da introdução de rótulas nas secções onde se pretende reduzir os momentos flectores (obviamente, o número de rótulas/secções não pode ultrapassar o grau de hiperestatia do pórtico).

Por outro lado, não é conveniente que a implementação computacional deste procedimento seja totalmente automática, para evitar o risco de a redistribuição de esforços ser exagerada, no sentido poder levar à violação de uma condição anteriormente satisfeita. É preferível adoptar uma metodologia interactiva.

A implementação computacional deste procedimento envolve as seguintes operações:

- (i) Após efectuar a análise global de 1ª ordem do pórtico sujeito à

combinação de acções considerada, identificam-se as secções, simultaneamente, (a) pertencentes a barras de classe 2 e (b) em que o momento actuante excede a respectiva capacidade resistente em menos de 17.6% ($1/0.85 = 1.176$) (se exceder em mais de 17.6%, a capacidade resistente do pórtico é insuficiente). O número dessas secções não pode ser superior ao grau de hiperestatia do pórtico.

- (ii) Solicita-se ao utilizador a indicação da secção onde pretende realizar a redução de momentos e o valor dessa mesma redução (o qual não pode exceder 15% do valor instalado) e introduz-se uma "rótula fictícia" nessa secção (passo interactivo do procedimento).
- (iii) Aplica-se na rótula indicada em (ii) um par de momentos iguais com o valor que se pretende redistribuir e efectua-se a análise global de 1ª ordem do "novo pórtico" (+ 1 rótula). Os esforços determinados são guardados (é suficiente guardar os esforços independentes de cada barra [70], tendo-se optado aqui por guardar os valores dos momentos nas duas extremidades e o valor do esforço axial numa delas).
- (iv) Se for necessário efectuar nova redistribuição, volta-se a (ii) e a (iii). Sublinhe-se que a nova "rótula fictícia" é sempre introduzida na configuração real do pórtico.
- (v) Os esforços resultantes de todas as redistribuições efectuadas são acumulados sob a designação M_{redist} . Investiga-se se (a) em todas as secções onde houve, em módulo, redução de momentos, pertencem a barras pelo menos de classe 2 e se (b) o limite de 15% não foi excedido em nenhuma secção. Se ambas as condições forem satisfeitas, conclui-se o procedimento. Em caso contrário, caberá ao utilizador decidir qual o caminho a seguir.

3.2.10 DETERMINAÇÃO DOS COMPRIMENTOS DE ENCURVADURA

Os comprimentos de encurvadura associados à flexão no plano do pórtico podem ser determinados por meio de dois métodos (ver **2.8.1**), nomeadamente (i) o método exacto, que envolve a determinação do valor do parâmetro crítico de carga do pórtico, e (ii) o método aproximado, que recorre aos ábacos do

anexo E do EC3. É importante referir que, no caso de PCDL, a utilização do método aproximado pode conduzir a resultados sem qualquer significado. Este fenómeno é, por vezes, designado na literatura por "paradoxo do comprimento de encurvadura" [71].

3.2.10.1 Método Exacto

Independentemente da natureza dos comprimentos de encurvadura a determinar (l_{eSDL} ou l_{eCDL} - ver **2.8**), a implementação computacional deste procedimento envolve sempre as seguintes operações (as quais se encontram já claramente identificadas em **2.8.1.1**):

- (i) Definição do carregamento relativo à combinação de acções considerada, incluindo as forças relativas às imperfeições do pórtico (excepto em pórticos contraventados).
- (ii) Análise global de 1ª ordem do pórtico, sujeito ao carregamento definido em (i), e determinação dos valores esforços axiais resultantes nos montantes e travessas do pórtico.
- (iii) Identificação da matriz de rigidez total exacta (inclui as funções de estabilidade ϕ_i) correspondente à configuração do pórtico [K^t] (ver **3.2.3.2** e anexo A).
- (iv) Com base nos valores dos esforços axiais determinados em (ii) (perfil da distribuição de esforços axiais) multiplicados por um parâmetro λ (parâmetro de carga), determina-se a expressão da matriz [$K^t(\lambda)$] (ver **3.2.3.2** e anexo A).
- (v) Determina-se o valor de λ_{cr} , através da análise linear de estabilidade do pórtico (ver **3.2.3.2** e anexo A), e determinam-se os valores dos esforços axiais actuantes nas barras comprimidas quando ocorre a bifurcação (N_{cr}).
- (vi) Determinam-se os valores dos comprimentos de encurvadura, através da equação (2.21), aqui reproduzida

$$l_e = \pi \sqrt{EI/N_{cr}} \quad . \quad (3.6)$$

3.2.10.2 Método Aproximado (ábacos do anexo E do EC3)

A implementação computacional deste procedimento envolve as seguintes operações (já claramente identificadas em 2.8.1.2):

- (i) Análise global de 1ª ordem do pórtico, sujeito ao carregamento relativo à combinação de acções considerada, incluindo as forças relativas às imperfeições do pórtico (excepto em pórticos contraventados), e determinação dos valores dos esforços axiais resultantes nos montantes e travessas do pórtico. Designa-se o esforço axial de compressão, na barra comprimida j , por $N_{c.Sd.j}$.
- (ii) Determinação dos "comprimentos de encurvadura preliminares" de todos os i montantes (comprimidos) do pórtico, recorrendo a um dos dois ábacos do anexo E do EC3, consoante se pretendam os l_{eSDL} ou os l_{eCDL} . No caso de a travessa estar comprimida, este passo pode requerer um procedimento iterativo (ver 2.8.1.2).
- (iii) Cálculo da "carga crítica preliminar" de cada montante $N_{cr.pi}$, introduzindo os "comprimentos de encurvadura preliminares" determinados em (ii) na fórmula de Euler ($N_{cr} = \pi^2 EI / L^2$).
- (iv) Cálculo do valor crítico do parâmetro de carga λ_{cr} , dado por

$$\lambda_{cr} = \min_i \{(N_{cr.pi} / N_{c.Sd.i})\} \quad . \quad (3.7)$$

- (v) Determinação dos comprimentos de encurvadura em todas as j barras comprimidas, através da equação (3.6) com $N_{cr} = \lambda_{cr} N_{c.Sd.j}$.

3.2.11 VERIFICAÇÃO DA RESISTÊNCIA DE UMA SECÇÃO TRANSVERSAL

3.2.11.1 Determinação dos valores da tensão de cedência a utilizar

Conforme se viu em 2.9.1.1, os valores da tensão de cedência a utilizar na verificação da resistência de uma secção transversal dependem da presença e do valor dos esforços transversos actuantes $V_{z.Sd}$ e $V_{y.Sd}$. A implementação

computacional do procedimento relativo à definição dos valores da tensão de cedência a utilizar envolve as seguintes operações:

- (i) Cálculo das capacidades resistentes da secção ao corte, $V_{pl.z.Rd}$ e $V_{pl.y.Rd}$ (ver tabela 2.9).
- (ii) Cálculo dos valores das razões $(V_{z.Sd}/V_{pl.z.Rd})$ e $(V_{y.Sd}/V_{pl.y.Rd})$.

(ii1) Se algum for superior a 1.0, conclui-se que a capacidade resistente da secção é insuficiente.

(ii2) Se nenhum for superior a 0.5, o valor a adoptar para a tensão de cedência é f_y em toda a secção transversal e conclui-se o procedimento.

(ii3) Se pelo menos uma das razões tiver um valor superior a 0.5, é necessário passar ao passo seguinte.

- (iii) Cálculo do(s) factor(es) ρ_z e/ou ρ_y , através das expressões (2.23), aqui reproduzidas

$$\rho_z = [(2V_{z.Sd}/V_{pl.z.Rd}) - 1]^2, \quad \rho_y = [(2V_{y.Sd}/V_{pl.y.Rd}) - 1]^2 \quad . \quad (3.8)$$

- (iv) Definição dos valores da tensão de cedência:

(iv1) $V_{z.Sd}/V_{pl.z.Rd} > 0.5$ e $V_{y.Sd}/V_{pl.y.Rd} \leq 0.5$. O valor da tensão de cedência é dado por $(1 - \rho_z) f_y$ em $A_{V.z}$ (sensivelmente a área da alma) e por f_y em $A_{V.y}$ (sensivelmente a área dos banzos).

(iv2) $V_{z.Sd}/V_{pl.z.Rd} \leq 0.5$ e $V_{y.Sd}/V_{pl.y.Rd} > 0.5$. O valor da tensão de cedência é dado por f_y em $A_{V.z}$ e por $(1 - \rho_y) f_y$ em $A_{V.y}$.

(iv3) $V_{z.Sd}/V_{pl.z.Rd} > 0.5$ e $V_{y.Sd}/V_{pl.y.Rd} > 0.5$. O valor da tensão de cedência é dado por $(1 - \rho_z) f_y$ em $A_{V.z}$ e por $(1 - \rho_y) f_y$ em $A_{V.y}$.

3.2.11.2 Identificação da Fibra Condicionante (Secções de Classe 3)

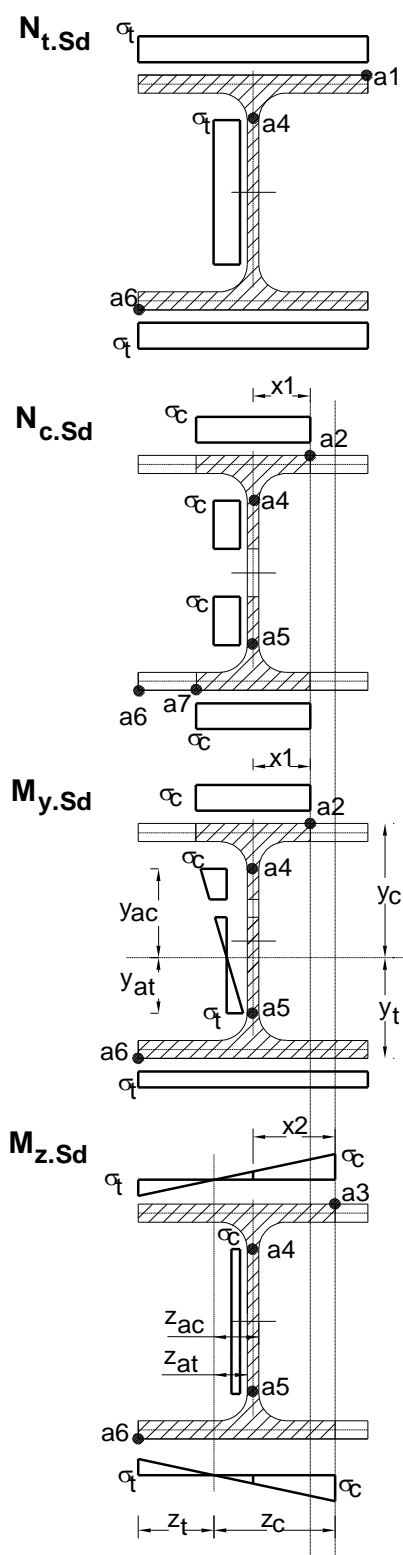
- (i) No caso de a tensão de cedência ser a mesma em toda a secção ($V_{z.Sd}/V_{pl.z.Rd} \leq 0.5$ e $V_{y.Sd}/V_{pl.y.Rd} \leq 0.5$), a(s) fibra(s) condicionante(s) é(são) aquela(s) onde as tensões normais provocadas por $M_{y.Sd}$ e $M_{z.Sd}$ se somam e têm o mesmo sinal das provocadas por N_{Sd} . A tensão normal máxima ocorre num dos cantos exteriores da secção se actuarem, simultaneamente, N_{Sd} , $M_{y.Sd}$ e $M_{z.Sd}$.
- (ii) No caso de a tensão de cedência não ser a mesma em toda a secção ($V_{z.Sd}/V_{pl.z.Rd} > 0.5$ e/ou $V_{y.Sd}/V_{pl.y.Rd} > 0.5$), isto é, ter dois valores diferentes, aplica-se às duas áreas de corte $A_{V.z}$ (alma) e $A_{V.y}$ (banzos), consideradas separadamente, o que foi dito em (i) para a totalidade da secção e identificam-se as fibras condicionantes de cada uma delas. A fibra condicionante da secção é uma das duas.

3.2.11.3 Identificação da Fibra Condicionante (Secções de Classe 4)

A identificação da fibra condicionante não é imediata, em virtude da existência de uma ou mais secções efectivas (cada esforço presente actua, efectivamente, numa secção diferente) e de se admitir ser nula a tensão provocada por um determinado esforço na correspondente zona "não efectiva" da secção. É necessário determinar os módulos de flexão $W_{eff.y}$ e/ou $W_{eff.z}$ (ver, respectivamente, 3.2.5.2 e 3.2.5.3) relativos à(s) fibra(s) condicionante(s) relevante(s) para a combinação de esforços actuantes.

3.2.11.3.1 Sem Influência de Esforço Transverso

Indica-se na figura 3.3 quais são as fibras condicionantes da secção transversal, para todas as possíveis combinações de esforços actuantes $N_{t.Sd}$ ou $N_{c.Sd}$, $M_{y.Sd}$ e $M_{z.Sd}$.



Secções em I Bissimétricas		
Combinação de Esforços	Fibra condicionante	
	Com-pressão	Tracção
$N_{t.Sd}$	---	Todas
$N_{c.Sd}$	Todas	---
$M_{y.Sd}$	a2	---
$M_{z.Sd}$	a3	---
$M_{y.Sd} + M_{z.Sd}$	a2 ou a3	a6
$N_{c.Sd} + M_{y.Sd}$	a2	---
$N_{c.Sd} + M_{z.Sd}$	a2 ou a3	---
$N_{c.Sd} + M_{y.Sd} + M_{z.Sd}$	a2 ou a3	a6
$N_{t.Sd} + M_{y.Sd}$	a2	a6
$N_{t.Sd} + M_{z.Sd}$	a3	a6
$N_{t.Sd} + M_{y.Sd} + M_{z.Sd}$	a2 ou a3	a6

Figura 3.3 - Identificação das fibras condicionantes de uma secção de classe 4 (sem influência do esforço transversal).

3.2.11.3.2 Com Influência de Esforço Transverso

No caso de a tensão de cedência ter dois valores diferentes na secção ($V_{z.Sd}/V_{pl.z.Rd} > 0.5$ e/ou $V_{y.Sd}/V_{pl.y.Rd} > 0.5$), é necessário aplicar às duas zonas de intersecção das duas áreas de corte $A_{V.z}$ (alma) e $A_{V.y}$ (banzos) com cada secção efectiva envolvida, consideradas separadamente, o que foi dito em **3.2.11.3.2** e está ilustrado na figura 3.3. Identificam-se, em cada caso, as fibras condicionantes de cada uma dessas zonas de intersecção, sendo a fibra condicionante da secção efectiva uma das duas. Dado o grande número de hipóteses que é necessário contemplar, não é possível elaborar uma figura análoga à figura 3.3 que seja, simultaneamente, clara e completa, razão pela qual tal figura não é aqui apresentada.

3.2.12 VERIFICAÇÃO DA RESISTÊNCIA DE UMA BARRA

3.2.12.1 Determinação do Valor de χ

A implementação computacional deste procedimento envolve as seguintes operações (ver **2.9.2.2**):

- (i) Determinação dos valores de λ e λ_1 , através das equações (2.26) e (2.27).
- (ii) Eventual determinação do valor de A_{eff} (barra de classe 4 - ver **3.2.5.1**) e do valor de $\beta_A = A_{eff}/A$.
- (iii) Determinação do valor de $\bar{\lambda}$, através da equação (2.25). Se $\bar{\lambda} \leq 0.2$, não é necessário prosseguir o procedimento.
- (iv) Determinação do valor de χ , através da tabela 2.12 ou da expressão

$$\chi = \left[\phi + \sqrt{\phi^2 - \bar{\lambda}^2} \right]^{-1} \quad \phi = 0.5 \left[1 + \alpha(\bar{\lambda} - 0.2) + \bar{\lambda}^2 \right] \quad , \quad (3.9)$$

com $\alpha = 0.21$ (curva a), 0.34 (curva b), 0.49 (curva c) ou 0.76 (curva d)
A selecção da curva de dimensionamento adequada é realizada recorrendo à tabela 2.13.

3.2.12.2 Determinação do Valor de χ_{LT}

A implementação computacional deste procedimento envolve as seguintes operações (ver 2.9.2.3):

- (i) Determinação dos valores de λ_1 e M_{Cr} , através das equações (2.27) e (2.33).
- (ii) Determinação do valor de λ_{LT} , através da equação (2.32).
- (iii) Eventual determinação do valor de $W_{el.y}$ (barra de classe 3) ou de $W_{eff.y}$ (barra de classe 4 - ver 3.2.5.2) e do valor de $\beta_W = W_{el.y} / W_{pl.y}$ ou $\beta_W = W_{eff.y} / W_{pl.y}$.
- (iv) Determinação do valor de $\bar{\lambda}_{LT}$, através da equação (2.31). Se $\bar{\lambda}_{LT} \leq 0.4$, não é necessário prosseguir o procedimento ($\chi_{LT}=1.0$).
- (v) Determinação do valor de χ_{LT} , através da tabela 2.14 ou da expressão

$$\chi_{LT} = \left[\phi_{LT} + \sqrt{\phi_{LT}^2 - \bar{\lambda}_{LT}^2} \right]^{-1}, \quad \phi_{LT} = 0.5 \left[1 + \alpha_{LT} (\bar{\lambda}_{LT} - 0.2) + \bar{\lambda}_{LT}^2 \right], \quad (3.10)$$

com $\alpha_{LT} = 0.21$ (curva a).

3.2.12.3 Determinação dos Valores de C_1 e C_2

A implementação computacional deste procedimento envolve as seguintes operações (ver 2.9.2.3.1.1):

- (i) Identificação da natureza do diagrama de momentos $M_{y.Sd}$ actantes na barra ou troço de barra e da localização do ponto de aplicação de eventuais forças aplicadas.
- (ii) Cálculo dos valores de C_1 e C_2 , a partir de uma das alíneas seguintes, para o que, além da identificação em (i) ser necessário conhecer o valor de k (pode sempre tomar-se, conservativamente, $k = 1.0$).

(ii1) Momentos flectores devidos apenas a momentos aplicados nas extremidades. Determinação do valor de ψ e cálculo do valor de C_1 através da expressão da tabela 2.17 ou dos valores da tabela 2.15.

(ii2) Momentos flectores devidos apenas a forças aplicadas ao longo do comprimento da barra. Cálculo dos valores de C_1 e C_2 através das expressões da tabela 2.17 ou dos valores da tabela 2.16.

(ii3) Momentos flectores devidos a momentos aplicados nas extremidades e a uma força uniformemente distribuída ($k = 1.0$). Cálculo dos valores de C_1 e C_2 através da metodologia descrita em **2.9.2.3.1.1**).

(ii4) Momentos flectores não enquadráveis nos três casos anteriores. Procura-se definir um diagrama "exterior" ao diagrama actuante e que se insira num dos referidos três casos. Os valores de C_1 e C_2 conduzem a um valor conservativo de M_{cr} .

3.2.12.4 Determinação do Valor de $M_{eff.Sd}$

A implementação computacional deste procedimento envolve as seguintes operações (ver **2.9.2.4.3**):

- (i) Definição do valor de ψ_{vec} , o qual pode ser 1.0 ou 0.8.
- (ii) Cálculo da máxima tensão de compressão provocada pelo máximo momento flector instalado na barra $(M_{y.Sd})_{max}$, a qual é dada por $\sigma_{com.M} = (M_{y.Sd})_{max} / W_{com}$.
- (iii) Cálculo da tensão de tracção provocada pelo mínimo esforço de tracção instalado na barra $(N_{t.Sd})_{min}$, a qual é dada por:

$$\sigma_{tr.N} = (N_{t.Sd})_{min} / A \quad . \quad (3.11)$$

(iv) Cálculo de $\sigma_{\text{com.Ed}} = \sigma_{\text{com.M}} - \psi_{\text{vec}} \sigma_{\text{tr.N}}$.

(v) Determinação de $M_{\text{eff.Sd}} = W_{\text{com}} \sigma_{\text{com.Ed}}$.

3.2.12.5 Identificação da Fibra Condicionante (Barras de Classe 4)

A fibra condicionante de uma barra de classe 4 submetida a uma combinação dos esforços $N_{c.Sd}$, $M_{y.Sd}$ e $M_{z.Sd}$ é a fibra extrema da secção transversal que satisfaz as seguintes condições:

- (i) Todos os esforços actuantes provocam nela uma tensão de compressão.
- (ii) Pertence à intersecção das secções efectivas associadas à actuação isolada de cada um dos esforços actuantes (alguma(s) das secções efectivas mencionadas pode(m) coincidir com a secção bruta).

3.2.12.6 Determinação do Valor de β_M

A implementação computacional deste procedimento envolve as seguintes operações (ver figura 2.24):

- (i) Determinação da relação ψ entre os momentos aplicados na extremidade da barra ou troço de barra.
- (ii) Cálculo do valor de $\beta_{M,\psi}$.
- (iii) Cálculo dos valores de M_Q e $\beta_{M,Q}$.
- (iv) Cálculo do valor ΔM .
- (v) Determinação de β_M , através da expressão

$$\beta_M = \beta_{M,\psi} + (M_Q / \Delta M) (\beta_{M,Q} - \beta_{M,\psi}). \quad (3.12)$$

3.3 AUTOMATIZAÇÃO

3.3.1 INTRODUÇÃO

Abordam-se agora, finalmente, os problemas relacionados com a automatização dos vários aspectos da utilização das disposições do EC3 que foram introduzidos e discutidos anteriormente. Por outras palavras, estuda-se a interligação que deve existir entre os vários procedimentos, opções e decisões envolvidos no dimensionamento e verificação de segurança de (i) pórticos planos de um vão e um piso solicitados no seu próprio plano e de (ii) barras isoladas submetidas a uma combinação arbitrária de esforços actuantes (pode ser tridimensional).

Descreve-se a estrutura e modo de funcionamento de um programa de cálculo automático, elaborado para implementar a execução das tarefas mencionadas. Indicam-se e caracterizam-se os vários modos de utilização do programa, nomeadamente no que respeita à interface com o utilizador (leitura de dados e fornecimento de resultados).

Começa-se por apresentar uma descrição global do referido programa de cálculo automático, a qual permite visualizar, de uma forma clara e abrangente, a interdependência que existe entre os diversos módulos que o constituem. Posteriormente, abordam-se e discutem-se, separadamente, os aspectos particulares mais relevantes.

Refere-se entretanto que o programa está escrito em linguagem QuickBASIC, na versão 4.5, e corre em ambiente MS-DOS.

3.3.2 DESCRIÇÃO GLOBAL DO PROGRAMA

Conforme se disse atrás, o programa de cálculo automático elaborado pode, essencialmente, executar duas tarefas quase distintas, as quais estão esquematizadas na figura 3.4 e consistem, respectivamente, em:

- (i) Dimensionar e/ou verificar a segurança de um pórtico plano de um vão e um piso, formado por dois montantes e uma travessa, com uma das tipologias representadas na figura 1.1 e submetido a combinações de

acções que actuam no seu próprio plano. Esta tarefa pode ser considerada como a soma de duas subtarefas, constituídas por:

- (i1) Determinação dos valores nodais dos esforços de dimensionamento e dos comprimentos de encurvadura no plano do pórtico, a partir do conhecimento (a) da tipologia do pórtico e (b) da combinação de acções que sobre ele actua.
 - (i2) Verificação da segurança dos montantes e da travessa, a partir do conhecimento (a) dos resultados de (i1), (b) dos valores das forças aplicadas ao longo do comprimento das barras e (c) das características do contraventamento e dos valores dos comprimentos de encurvadura no plano perpendicular ao do pórtico. Observe-se que, no caso mais geral, cada barra está submetida a flexão recta com esforço transversal e composta (três esforços - $N_{c.Sd}$ ou $N_{t.Sd}$ e $M_{y.Sd}+V_{z.Sd}$ ou $M_{z.Sd}+V_{y.Sd}$).
- (ii) Dimensionar e/ou verificar a segurança de uma barra isolada, a partir do conhecimento (a) dos valores nodais dos esforços de dimensionamento, (b) dos valores das forças aplicadas ao longo do comprimento das barras e (c) das características do contraventamento e dos valores dos comprimentos de encurvadura nos dois planos transversais. Observe-se que, no caso mais geral, a barra está submetida a flexão desviada com esforços transversos e composta (cinco esforços - $N_{c.Sd}$ ou $N_{t.Sd}$, $M_{y.Sd}$, $V_{z.Sd}$, $M_{z.Sd}$ e $V_{y.Sd}$).

Na medida em que a subtarefa descrita em (i2) é um caso particular da tarefa descrita em (ii), apresentam-se em seguida, com algum detalhe, apenas as descrições da automatização dos procedimentos contidos em (i1) e em (ii).

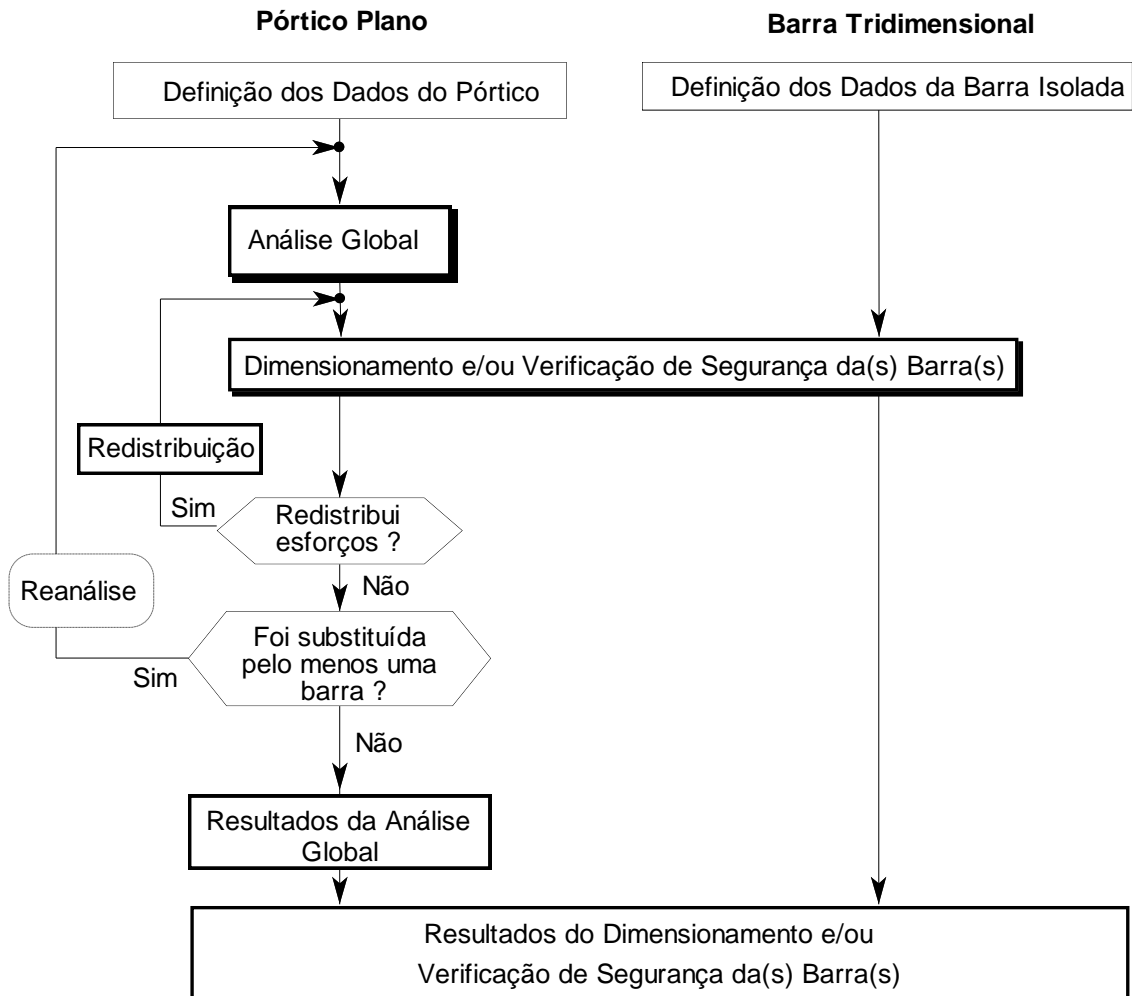


Figura 3.4 - Diagrama sequencial que representa esquematicamente as automatizações implementadas.

3.3.2.1 Análise Global do Pórtico

Apresenta-se na figura 3.5 o diagrama sequencial relativo à execução do dimensionamento e/ou verificação de segurança de um pórtico plano, dando-se particular ênfase aos aspectos que se prendem com a análise global do pórtico (determinação dos valores nodais dos esforços de dimensionamento e dos comprimentos de encurvadura no plano do pórtico). Mostram-se, nesse diagrama sequencial, os diversos procedimentos, opções e possíveis decisões envolvidos nessa tarefa (a implementação de alguns destes procedimentos foi já descrita em 3.2). Cada bloco do diagrama é numerado, por uma questão de

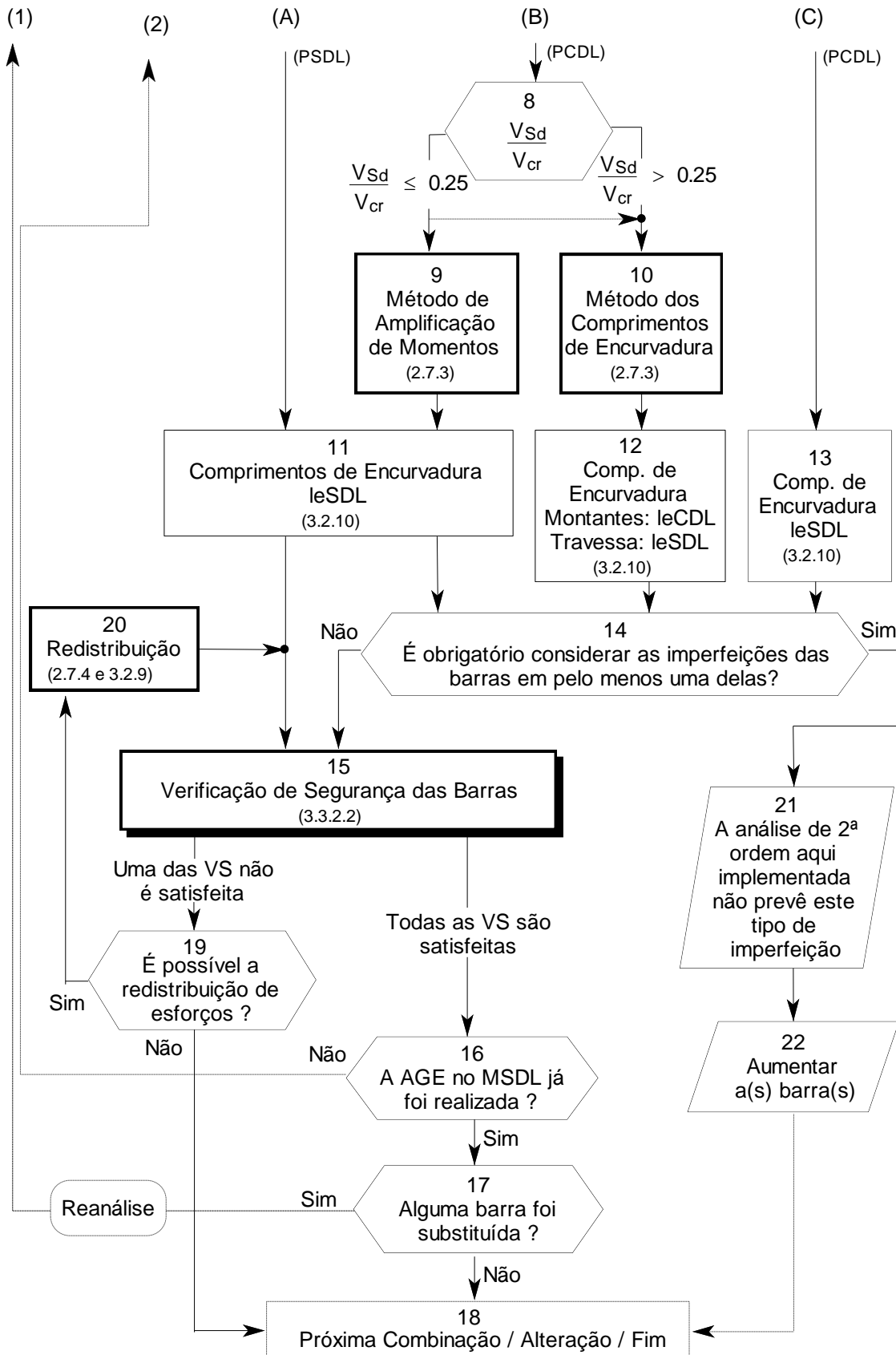


Figura 3.5 - (Continuação)

Para além de uma leitura atenta da figura 3.5, é conveniente tomar em linha de conta as seguintes observações:

- (i) O programa não efectua a classificação do pórtico quanto ao contraventamento, constituindo, portanto, esta informação um dado do problema.
- (ii) Todos os passos a partir do bloco 3 (onde se define a combinação de acções) devem ser efectuados para cada combinação.
- (iii) Na classificação do pórtico quanto à resistência lateral (bloco 4), o valor da razão V_{Sd}/V_{Cr} é determinado a partir do cálculo da carga crítica de bifurcação V_{Cr} (ver **2.3.1.1**) ou recorrendo à expressão aproximada (2.4), dependendo da escolha do utilizador (definida ao nível dos dados). No caso de opção pelo segundo método, o cálculo das forças equivalentes às imperfeições do pórtico (bloco 5) tem de ser antecipado, visto a utilização da expressão (2.4) o exigir.
- (iv) Após a classificação de um pórtico (não contraventado) como PSDL ou PCDL (bloco 4), para uma dada combinação de acções, o utilizador é informado sobre quais os métodos de análise global que podem ser utilizados. No caso de não escolher, explicitamente, qualquer deles, o programa adopta automaticamente uma análise de 1ª ordem (PSDL), o método da amplificação dos momentos (PCDL e $V_{Sd}/V_{Cr} \leq 0.25$) ou o método dos comprimentos de encurvadura (PCDL e $V_{Sd}/V_{Cr} > 0.25$). Uma análise de 2ª ordem só é efectuada por escolha explícita do utilizador. Refira-se também que existe ainda a possibilidade de escolher mais do que um dos métodos aplicáveis, no caso de se pretender efectuar uma análise comparativa entre os resultados por eles fornecidos.
- (v) A eventual necessidade de incluir na análise (de 2ª ordem) a imperfeição inicial de pelo menos uma das barras (ver **2.5.2**) só é constatada, no bloco 14, após a determinação dos esforços de dimensionamento (só nessa altura se conhecem os valores de N_{Sd}). Como o programa não prevê a execução desse tipo de análises, tem-

-se que, nessa situação (rara), todo o esforço de cálculo é inutilizado (é necessário aumentar as dimensões da(s) barra(s) em questão).

(vi) Se, posteriormente, alguma das verificações de segurança das barras não for satisfeita (ver **3.3.2.2**), é-se conduzido a um dos seguintes casos:

(vi1) O pórtico é um PSDL e, por isso, é ainda possível realizar uma redistribuição de esforços (ver **3.2.9**), desde que sejam satisfeitos todos os requisitos para a utilização desse procedimento.

(vi2) O pórtico é um PSDL e a redistribuição de esforços definida em (vi1) não conduziu a uma solução aceitável. Neste caso a(s) barra(s) é(são) substituída(s) por outra(s) que satisfaça(m) as VS não cumpridas. Mais tarde, será necessário recomençar a análise, visto a substituição da(s) barra(s) alterar a distribuição de esforços (este facto explica a necessidade do bloco 17).

(vi3) O pórtico é um PCDL. A(s) barra(s) é(são) substituída(s) por outra(s) e procede-se de modo idêntico ao indicado em (vi2).

(vi4) O programa interrompe o processo de VS das barras e o módulo de alteração de dados é posto à disposição do utilizador, o qual procederá à(s) alteração(ões) (de perfil(s) ou outra(s)) conveniente(s).

Por último, refira-se que as substituições de barras mencionadas em (vi2) e (vi3) só são possíveis se estiver "activo" o "modo de substituição automático de perfis", procedimento que será descrito em **3.3.3.5**).

(vii) Conforme se disse atrás, o bloco 15 não é mais do que uma particularização, válida para o caso plano, do módulo do programa relativo ao dimensionamento e verificação de segurança de barras isoladas, o qual será descrito em **3.3.2.2**.

- (viii) Nos PCDL, é necessário verificar a segurança igualmente em relação aos ELU que envolvem a estabilidade do pórtico (no seu próprio plano) em relação a um modo de instabilidade sem deslocamento lateral do piso, o que explica a necessidade de introduzir o bloco 16.
- (ix) O dimensionamento e/ou verificação de segurança do pórtico termina depois de efectuar (satisfazer) as VS de todas as barras para todas as combinações de acções relevantes.

3.3.2.2 Verificação de Segurança de uma Barra Isolada

Apresenta-se na figura 3.6 o diagrama sequencial relativo à execução do dimensionamento e/ou verificação de segurança de uma barra, a qual, como se viu já, pode ser (i) um montante ou travessa de um pórtico plano analisado ou (ii) uma barra que se pretenda estudar isoladamente. Como no caso da figura 3.5, o diagrama sequencial mostra os diversos procedimentos, opções e possíveis decisões envolvidas nessa tarefa (a implementação de alguns destes procedimentos foi já descrita em **3.2**). Cada bloco do diagrama é novamente numerado e continua-se a indicar, sempre que tal se justifique, o subcapítulo da tese que lhe corresponde.

Para além de uma leitura atenta da figura 3.6, é conveniente tomar em linha de conta as seguintes observações:

- (i) A realização da verificação de segurança pressupõe o conhecimento prévio de uma determinada quantidade de informação, a qual pode ter origem (a) nos resultados da análise global de um pórtico e em dados relativos ao comportamento fora do plano do pórtico (ver **3.3.3.1.1**) ou (b) exclusivamente em dados, no caso de uma barra isolada (ver **3.3.3.1.2**).
- (ii) É necessário efectuar cálculos preliminares (bloco 4), os quais são descritos em **3.3.2.2.1**.

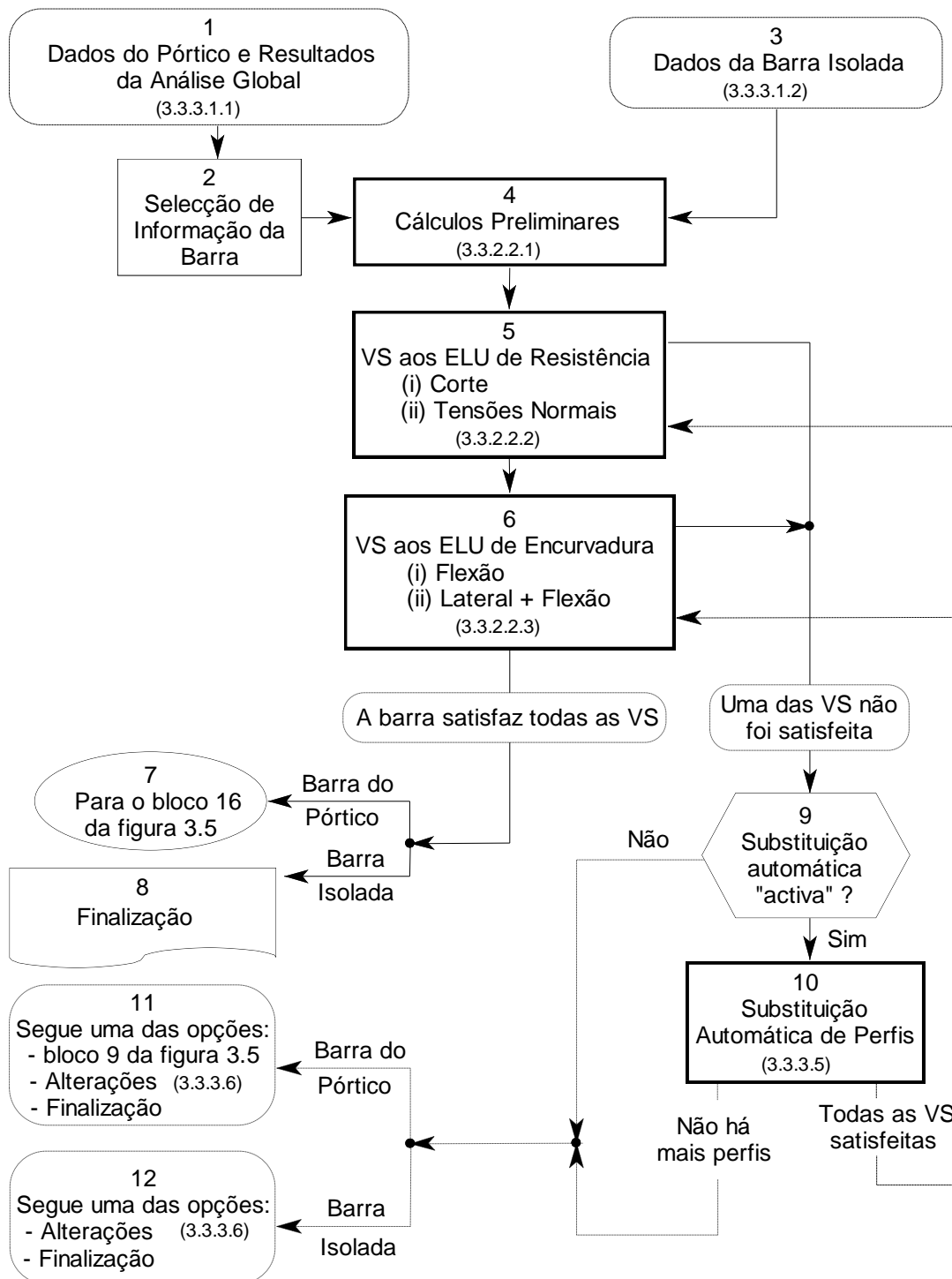


Figura 3.6 - Diagrama sequencial relativo à verificação de segurança de uma barra isolada.

- (iii) No bloco 5, efectua-se a verificação de segurança da barra ao corte em primeiro lugar (isto é, antes da verificação de segurança em relação às tensões normais).
- (iv) A verificação de segurança em relação às tensões normais (bloco 5) efectua-se num determinado número de secções da barra ("secções seleccionadas"), cuja localização se encontra definida em **3.3.2.2.1**, e segue os passos descritos em **3.3.2.2.2**.
- (v) A verificação de segurança da barra em relação ELU que envolvem fenómenos de encurvadura (bloco 6) faz-se com base nos valores máximos dos esforços actuantes, determinados em (ii) e de acordo com o procedimento descrito em **3.3.2.2.3**. Note-se que, quando existe contraventamento discreto, é necessário efectuar a VS de cada um dos troços de barra resultantes.

Como é óbvio, no caso dos pórticos, esta sequência de operações tem de ser efectuada para todas as barras e combinações de acções. Refira-se, por último, que, no caso de alguma das VS realizadas nos blocos 5 e 6 não ser satisfeita, o programa identifica-a e, salvo se for dada uma instrução explícita em sentido contrário, procede à substituição da barra correspondente (módulo de substituição automática de perfis - ver **3.3.3.5**).

3.3.2.2.1 Cálculos Preliminares

O conjunto de cálculos que é necessário efectuar inclui:

- (i) A identificação das "secções seleccionadas" (secções onde se determinam os valores dos esforços), as quais ficam afastadas entre si (a) 10 cm, se o comprimento da barra for inferior a 10 m, ou (b) 1/100 do vão, se o comprimento ultrapassar os 10 m.
- (ii) O acerto entre as posições das "secções seleccionadas" e a localização de eventuais secções onde ocorra contraventamento discreto, se os houver (uma secção contraventada é sempre uma "secção seleccionada").

- (iii) Cálculo dos valores dos esforços em todas as “secções seleccionadas”, recorrendo às equações de equilíbrio estático ao longo do vão da barra.
- (iv) Identificação das secções onde pelo menos um dos esforços actuantes tem valor máximo (“secções críticas”) e retenção, em memória, dos valores máximos dos momentos flectores e esforços transversos.

Em relação à execução destes cálculos preliminares, é ainda conveniente esclarecer os seguintes aspectos:

- (i) Como o número de “secções seleccionadas” é elevado, apenas se procede à impressão (no ficheiro de resultados e/ou no ecrã) dos resultados relativos às “secções críticas”, uma das quais é a condicionante, na esmagadora maioria dos casos.
- (ii) Apesar de não ser possível garantir, com toda a certeza, que se detectam as secções onde os esforços têm, efectivamente, valores máximos, visto o cálculo ser efectuado de uma forma discreta (num número finito de “secções seleccionadas”), o erro eventualmente cometido é perfeitamente desprezável.
- (iii) O programa só prevê a existência de contraventamento discreto no plano onde actuam forças aplicadas ao longo do vão, desde sejam fornecidos os diagramas de esforços (hiperestáticos) correspondentes. Tenciona-se implementar, no futuro, um módulo que resolva alguns tipos de barras hiperestáticas (contínuas).

3.3.2.2.2 Segurança das Secções em relação a Tensões Normais

O programa efectua os seguintes passos, para cada uma das secções seleccionadas:

- (i) Determinação dos valores da tensão de cedência a utilizar na alma e banzos da secção, através do procedimento descrito em **3.2.11.1**.

- (ii) Classificação da secção (ver **2.3.2.1** e **3.2.4**). É importante observar que, durante este procedimento, pode detectar-se que a capacidade resistente da secção é insuficiente.
- (iii) No caso de uma secção de classe 1 ou 2, efectua a verificação de resistência de acordo com as tabelas 2.9 a 2.11.
- (iv) No caso de uma secção de classe 3, (a) identifica a fibra condicionante (ver **3.2.11.2**) e (b) efectua as verificações de resistência recorrendo às tabelas 2.9 a 2.11.
- (v) No caso de uma secção de classe 4, (a) determina as propriedades efectivas da secção (ver **3.2.5**), (b) detecta a fibra condicionante (ver **3.2.11.3**) e (c) efectua as verificações de resistência recorrendo às tabelas 2.9 a 2.11.

Durante a execução dos passos mencionados, o utilizador obtém informação (via ficheiro de resultados e/ou ecrã) relativa a:

- (i) Localização das "secções críticas" e valores dos esforços nelas instalados.
- (ii) Expressões utilizadas para efectuar as verificações de segurança relevantes, expressões essas que estão contidas nas tabelas 2.9 a 2.11 e dependem do tipo da combinação de esforços e da classe da secção.
- (iii) Identificação da secção que se encontra mais próxima de atingir o respectivo ELU de resistência.
- (iv) Indicação da eventual não satisfação de alguma das VS efectuadas e identificação da secção onde tal situação ocorre.

3.3.2.2.3 Segurança da Barra em relação a Fenómenos de Encurvadura

Os passos aqui abordados são efectuados pelo programa em cada troço de barra, se existir contraventamento discreto, ou em toda a barra, se não existir contraventamento. São já conhecidos os valores máximos dos esforços instalados na barra, ou troço de barra, e os comprimentos de encurvadura nos dois planos principais.

O diagrama sequencial apresentado na figura 2.25 (página 108) pode ser utilizado em barras isoladas (isto é, não integradas num pórtico plano), desde que se substitua a pergunta “existe contraventamento contínuo ?” por “existe contraventamento contínuo segundo y-y ?” (admite-se que o eixo y-y é o eixo de maior inércia da secção transversal da barra).

O diagrama sequencial mencionado permite a identificar quais os fenómenos de encurvadura que, potencialmente, podem ocorrer. As verificações de segurança que é necessário efectuar dependem do tipo da combinação de diagramas de esforços actuantes e da classe da barra/troço. Nas figuras 3.7 a 3.9 mostram-se diagramas sequenciais, que "completam" o diagrama sequencial da figura 2.25, permitindo definir, com precisão, a localização das VS relevantes para uma barra sujeita a uma determinada combinação de esforços.

É ainda importante referir que, durante a execução dos passos relativos à verificação de segurança da barra em relação a fenómenos de encurvadura:

- (i) As expressões utilizadas para efectuar as verificações de segurança relevantes são visualizadas no ecrã e impressas no ficheiro de resultados.
- (ii) A determinação dos coeficientes C_1 e C_2 necessária para o cálculo de $\bar{\lambda}_{LT}$ é automaticamente acedida, sempre que a encurvadura lateral seja um fenómeno de encurvadura potencial (ver **3.3.3.3**).
- (iii) A utilização dos factores de equivalência a momento uniforme $\beta_{M,y}$, $\beta_{M,z}$ ou $\beta_{M,LT}$, necessária para o cálculo dos coeficientes k_y , k_z ou k_{LT} , processa-se automaticamente, sempre que o(s) diagrama(s) de momentos seja(m) uniforme(s) (ver **3.2.12.3** e **3.3.3.4**).

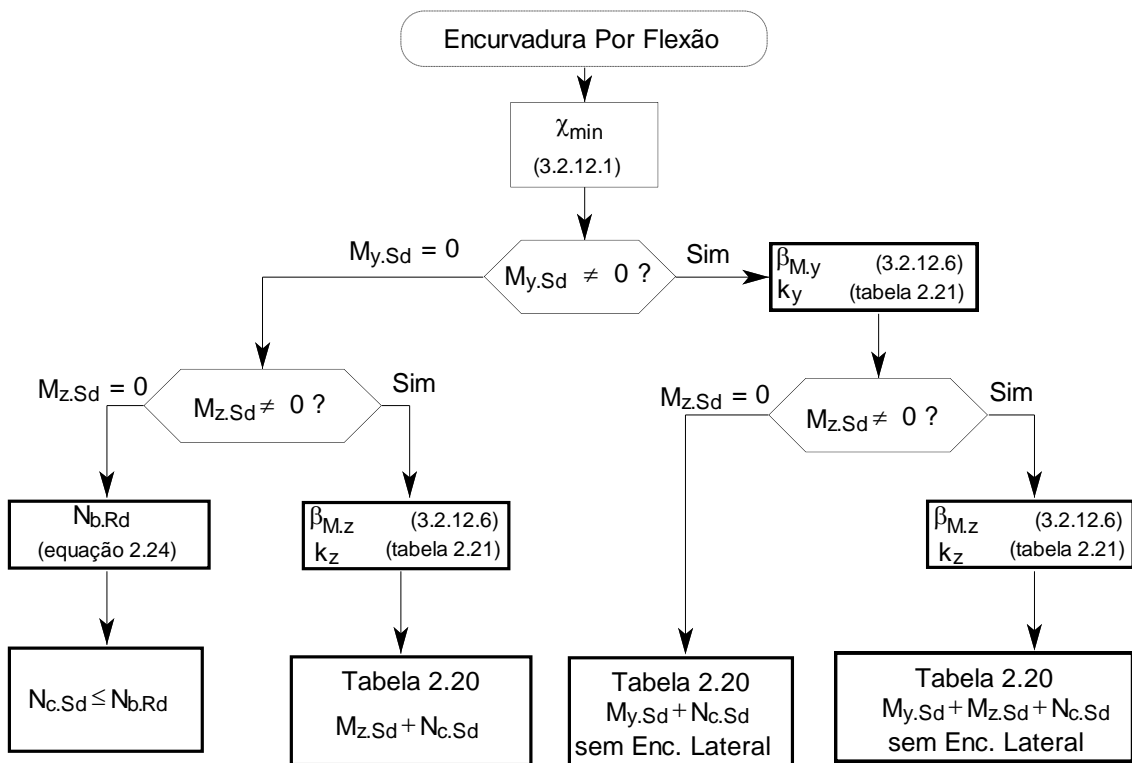


Figura 3.7 - Diagrama sequencial relativo à verificação de segurança de uma barra onde podem ocorrer fenómenos de encurvadura por flexão.

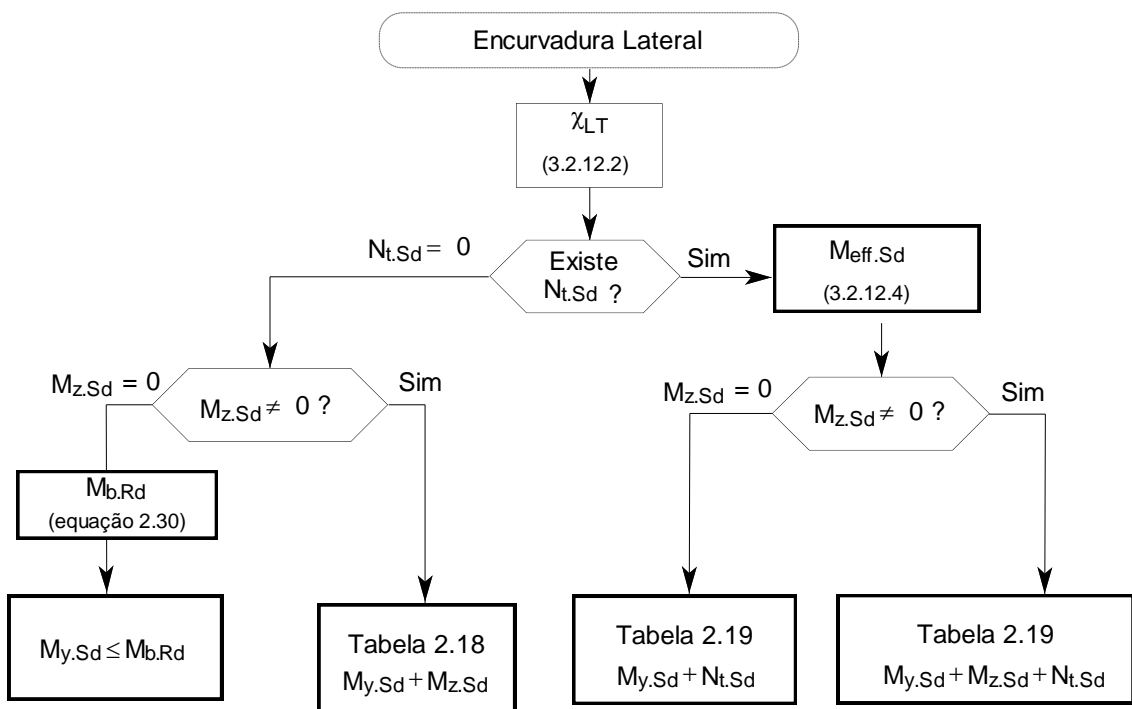


Figura 3.8 - Diagrama sequencial relativo à verificação de segurança de uma

barra onde podem ocorrer fenómenos de encurvadura lateral.

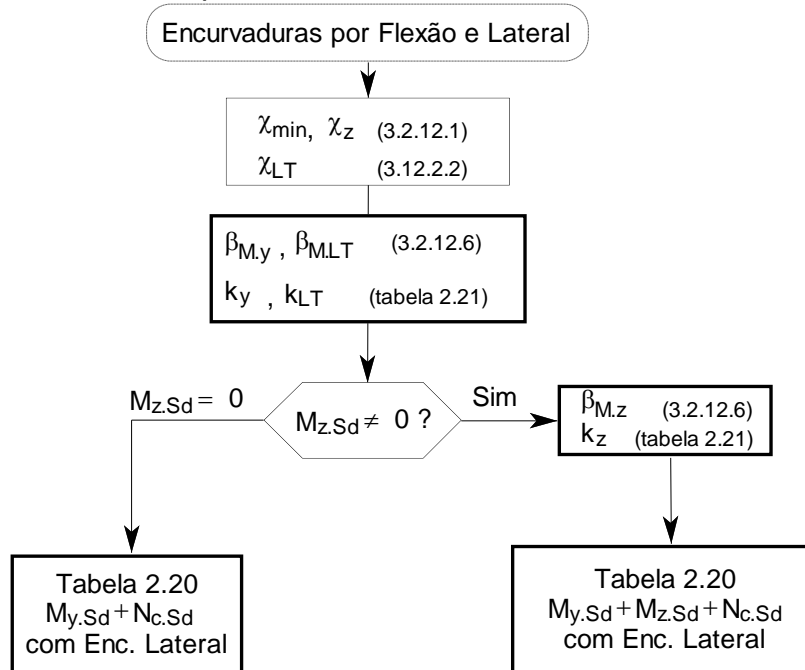


Figura 3.9 - Diagrama sequencial relativo à verificação de segurança de uma barra onde podem ocorrer fenómenos de encurvadura por flexão e de encurvadura lateral.

3.3.3 PROCEDIMENTOS LIGADOS À AUTOMATIZAÇÃO

Abordam-se agora, separadamente, um conjunto de procedimentos que estão directa e exclusivamente ligados ao processo de automatização implementado, não envolvendo, portanto, a aplicação explícita de uma disposição do EC3 ou a resolução de um problema de índole estrutural.

3.3.3.1 Introdução e Leitura de Dados

Em virtude de o programa permitir o dimensionamento/verificação de segurança quer de um pórtico plano quer de uma barra isolada, é conveniente fazer uma distinção entre as entradas de dados correspondentes a cada uma das situações.

3.3.3.1.1 Pórtico

Os dados para o dimensionamento/verificação de segurança de um pórtico são obtidos (i) a partir de um ficheiro de texto seguido de um processo interactivo ou (ii) por meio da leitura directa de um ficheiro sequencial de dados, gerado automaticamente em utilizações anteriores do pórtico considerado. Descrevem-se em seguida, de uma forma sucinta, os principais aspectos ligados a estes três modos de introduzir e ler dados.

(i) Ficheiro de Texto

Os dados relativos ao ficheiro de texto podem ser divididos nos seguintes três grupos:

(i1) Dados Geométricos: (a) Tipologia do pórtico, (b) altura dos montantes e comprimento da travessa, (c) classificação quanto ao contraventamento, (d) gama (IPE, IPEA, INP, HEA, HEB, HEM) e dimensões dos perfis e (e) disposição das secções transversais em relação ao plano do pórtico (isto é, se o eixo y-y de cada barra coincide ou é perpendicular ao plano do pórtico).

(i2) Acções: Define-se o número e a natureza das acções isoladas (conjuntos de cargas), as quais englobam (a) variações de temperatura (b) forças nodais e (c) forças de vão (concentradas e/ou distribuídas).

(i3) Combinações de Acções: Define-se o número de combinações e, para cada uma delas, fornece-se o título e os coeficientes associados a cada acção.

(ii) Dados Fornecidos através de um Processo Interactivo

Para além dos aspectos referidos em (i), os quais permanecem "fixos" no interior do programa, é ainda necessário fornecer, interactivamente, um conjunto de dados que engloba a informação que varia habitualmente durante o processo de dimensionamento/verificação de segurança de um pórtico, nomeadamente (a) o tipo de aço, (b) o

método de cálculo de V_{Sd}/V_{Cr} (ver **2.3.1** e **3.2.3**), (c) a indicação de activação ou desactivação do modo de substituição automático de perfis (ver **3.3.3.5**), (d) o modo de contraventamento lateral, (e) o comprimento de encurvadura no plano perpendicular ao pórtico e (f) a constante de empenamento. Como é óbvio, os três últimos tipos de dados são fornecidos para cada barra.

(iii) **Leitura de um Ficheiro Sequencial**

Existe ainda a possibilidade da leitura directa de um ficheiro sequencial de dados, o qual é sempre criado imediatamente após a introdução de dados indicada em (i) e (ii). Este processo revela-se particularmente útil quando é necessário (a) revêr cálculos efectuados ou (b) efectuar repetidas análises do mesmo pórtico, diferindo entre si apenas alguns dos dados iniciais (ver **3.3.3.6**).

3.3.3.1.2 Barra Isolada

Os dados para o dimensionamento/verificação de segurança de uma barra isolada são fornecidos (i) de uma forma totalmente interactiva (primeira análise da barra), ou (ii) através da leitura directa de um ficheiro sequencial de dados já existente (análises posteriores).

Os dados mais importantes que é necessário fornecer quando se pretende dimensionar ou verificar a segurança de uma barra isolada são:

- (i) Dados Geométricos: (a) comprimento da barra, (b) gama e dimensões dos perfis, (c) comprimentos de encurvadura (dois planos), (d) caracterização do contraventamento, (e) constante de empenamento, etc.
- (ii) Acções (combinações): Proceda-se como no caso dos pórticos (ver **3.3.3.1.1**), com a diferença de as acções poderem agora actuar simultaneamente nos dois planos principais da barra. Salienta-se que os dados consistem nos valores de cálculo das forças actuantes, os quais já incorporam a definição da combinação de acções considerada.

3.3.3.1.3 Comodidade e Eficiência

Com o objectivo de tornar mais cómoda e eficiente a entrada de dados interactiva, independentemente de se tratar de um pórtico ou de uma barra isolada, implementaram-se as seguintes medidas:

- (i) Agruparam-se os dados em conjuntos de pequena dimensão que, no máximo, ocupam a dimensão do ecrã (maior facilidade em lê-los ou alterá-los).
- (ii) Definiu-se um conjunto de grandezas cujos valores podem ser definidos por omissão, bastando para tal carregar na tecla "enter" ou "return" (correspondem, em geral, a situações conservativas - por exemplo, admitir que $k_w = 1$ se nada se disser em contrário).
- (iii) As características geométricas dos perfis laminados são obtidas por consulta de um banco de dados de perfis comerciais, a partir do conhecimento da sua gama e dimensão.
- (iv) Ocorre sempre uma filtragem de valores fornecidos, sendo rejeitados todos aqueles que se encontrem fora do domínio de validade do procedimento envolvido.
- (v) O significado de certos parâmetros solicitados pelo programa é clarificado por meio da apresentação de um desenho ilustrativo no ecrã (por exemplo, a figura E.2.4 do EC3).

3.3.3.2 Combinação de Acções

3.3.3.2.1 Pórtico

As acções e os coeficientes de combinação relativos a cada acção de base constituem dados do problema (ver **3.3.3.1.1**). O procedimento relativo à combinação das acções, o qual precede a análise do pórtico, compreende os seguintes passos:

- (i) Combinação linear das forças do mesmo tipo associadas a cada uma das acções da combinação, multiplicadas pelos respectivos coeficientes.
- (ii) Armazenamento ordenado das forças combinadas, nodais e de vão, num ficheiro próprio.
- (iii) Identificação das forças verticais calculadas em (i) e armazenadas em (ii) e construção de um novo ficheiro, exclusivamente para forças combinadas verticais.

A construção dos ficheiros mencionados em (ii) e (iii) facilita a realização dos cálculos posteriores.

3.3.3.2 Barra Isolada

Conforme foi já referido em **3.3.3.1.2**, os dados relativos às acções actuantes sobre uma barra isolada englobam já o efeito da combinação de acções.

3.3.3.3 Valores dos Coeficientes C_1 e C_2

Os valores dos coeficientes C_1 e C_2 dependem, para além de outros factores, da forma do diagrama de momentos $M_{y.Sd}$ ao longo da barra. Como não foi implementado nenhum sistema automático que determine aquela forma, recorre-se a uma rotina gráfica que executa as seguintes operações:

- (i) Apresenta, na zona central do ecrã, o diagrama de momentos flectores $M_{y.Sd}$ na barra entre pontos lateralmente contraventados.
- (ii) Desenha, do lado direito do ecrã, as situações para as quais existem valores de C_1 e C_2 , apresentadas nas tabelas 2.15 a 2.17 e na figura 2.22.
- (iii) Pede ao utilizador a informação relativa ao caso a que pertence o diagrama de momentos em análise.

(iii1) Se o utilizador identifica um caso, o programa determina automaticamente os valores dos coeficientes C_1 e C_2 , de acordo com **2.9.2.3.1.1** e **3.2.12.3**.

(iii2) Se o utilizador não identificar qualquer caso, os valores de C_1 e C_2 devem ser fornecidos directamente, como dados.

É importante referir que esta rotina está associada a cada combinação de acções e a cada barra (troço) e que, durante um processo iterativo de dimensionamento, só precisa de ser activada na primeira vez que é utilizada. É automaticamente reactivada sempre que ocorrer uma alteração da forma do diagrama de momentos.

3.3.3.4 Valores dos Factores de Equivalência a Momento Uniforme

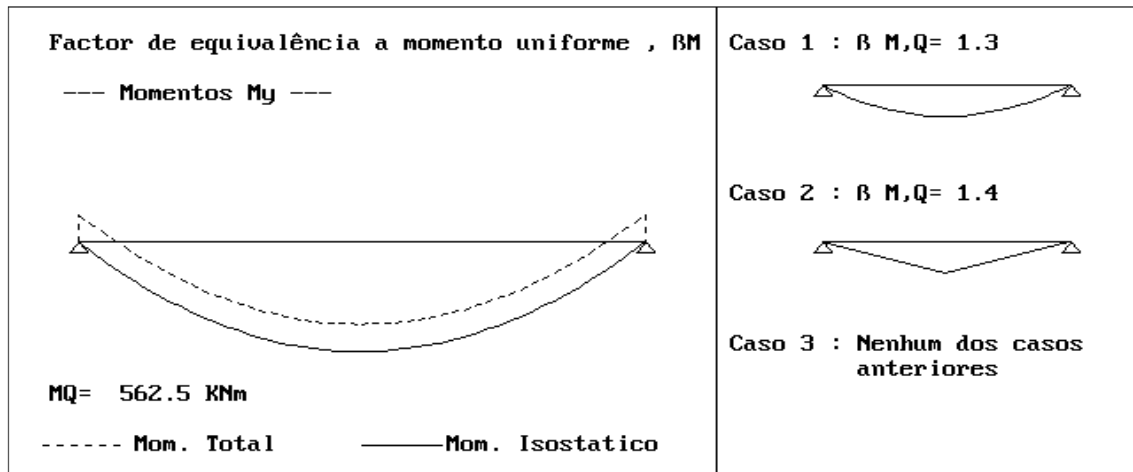
Os factores de equivalência a momento uniforme $\beta_{M,y}$, $\beta_{M,z}$ e $\beta_{M,LT}$, aqui genericamente designados por β_M , são obtidos a partir dos diagramas de momentos $M_{y,Sd}$ e $M_{z,Sd}$, entre pontos de contraventamento, indicados na figura 2.24. Como cada diagrama só é definido durante o processo de cálculo, é necessário recorrer a uma rotina gráfica para efectuar o cálculo de β_M . Os passos envolvidos são os seguintes:

- (i) Desenho, no ecrã, dos diagramas de momentos isotático e total entre pontos de contraventamento.
- (ii) Visualização simultânea dos casos incluídos da tabela 2.24 (ver exemplo na figura 3.10).
- (iii) Pedido ao utilizador de identificação do caso a que pertence o diagrama isostático.

(iii1) Se o utilizador identifica um caso, determinação imediata e automática de β_M , de acordo com o procedimento descrito em **3.2.12.6**.

(iii2) Se o utilizador não identifica um caso, este pode (a) indicar qual o valor de $\beta_{M,Q}$ a considerar, sendo o

correspondente valor de β_M calculado automaticamente, ou (b) fornecer o próprio valor de β_M como dado.



Os momentos são devidos a acções de vão e de extremidade
 Indique qual o diagrama isostático do seu caso: 1
 $\beta_M, Q = 1.3$
 $\beta_M = \beta_{M,psi} + M, Q / \delta M * (\beta_{M,Q} - \beta_{M,psi})$
 $\beta_M = 1.100 + 563 / 563 * (1.300 - 1.100) = 1.300$
 Confirma (/N) ?

Figura 3.10 - Exemplo da utilização da rotina gráfica para calcular $\beta_{M,y}$.

Finalmente, dever mencionar-se, a respeito da utilização desta rotina gráfica, que:

- (i) Só é activada (a) na primeira vez em que o factor de equivalência a momento uniforme é calculado e desde que haja cargas aplicadas ao longo do vão.
- (ii) Num processo iterativo de dimensionamento (ver 3.3.5), em que os perfis vão sendo sucessivamente substituídos por outros de maior dimensão (até que seja atingida a resistência necessária), o factor β_M não se altera pois depende apenas (a) dos valores dos momentos isostáticos (sempre conhecidos, tenha ou não ocorrido redistribuição de esforços) e (b) da forma do diagrama de momentos. Todos estes valores são definidos durante a primeira iteração.
- (iii) A rotina volta a ser activada sempre que se alterem as acções de vão sobre a barra a que diz respeito o valor de β_M .

3.3.3.5 Substituição Automática de Perfis

Quando este procedimento está “activo” (dado), a sua utilização tem lugar sempre que deixe de ser satisfeita alguma das verificações de segurança. Nesse caso, a substituição automática de perfis envolve os seguintes passos:

- (i) Avisa-se o utilizador de qual o critério de segurança que não foi verificado.
- (ii) Regista-se, no ficheiro de resultados relativo à não satisfação de critérios, qual o critério que não foi verificado.
- (iii) O programa procura no banco de dados a dimensão de perfil, da mesma série da peça em análise, que satisfaz quer a verificação falhada quer todas as anteriores.
- (iv) Informa-se o utilizador da troca efectuada.
- (v) Regista-se a troca no ficheiro de resultados.
- (vi) Prossegue-se o cálculo do ponto de onde fora interrompido (critério não satisfeito que motivou a substituição do perfil).

3.3.3.6 Alteração de Dados

Recorre-se a este procedimento sempre que (i) uma VS não é satisfeita e o modo de substituição automático do perfil está “inactivo” ou, obviamente, (ii) quando se pretende alterar algum dado.

No caso de uma VS não ser satisfeita, executam-se as seguintes operações:

- (i) Avisa-se o utilizador de qual a VS que não foi satisfeita.
- (ii) Regista-se no ficheiro de resultados a VS não satisfeita.
- (iii) Sugere-se uma medida para solucionar o problema.

- (iv) O utilizador altera os dados adequadamente e reinicia-se o cálculo.

A alteração é efectuada, interactivamente, por conjuntos de dados, recorrendo-se a um quadro com dez opções de escolha. Refira-se ainda que:

- (i) Numa barra isolada, todos os dados podem ser alterados.
- (ii) Num pórtico, apenas os não “fixos” (ver **3.3.3.1.1**) e os perfis podem ser alterados.

3.3.3.7 Resultados

3.3.3.7.1 Pórtico

Durante a execução do programa os resultados vão sendo mostrados no ecrã e, simultaneamente, são escritos em ficheiros de texto, que podem apresentar uma de duas formas (ficheiros de tipo 1 ou de tipo 2).

Um ficheiro de tipo 1 é gerado quando o modo de substituição automático estiver “inactivo” e é constituído por:

- (i) Um cabeçalho, do qual fazem parte as características geométricas globais do pórtico e de suas peças, bem como as acções isoladas e combinadas.
- (ii) Os resultados das análises globais do pórtico, incluindo eventuais comparações entre vários métodos escolhidos pelo utilizador.
- (iii) Texto informativo, indicando, para cada combinação e método de análise global, quais as VS satisfeitas e não satisfeitas.

Um ficheiro de tipo 2 é gerado quando o modo de substituição automático estiver “activo” e é constituído por:

- (i) O cabeçalho, do qual fazem parte as características geométricas globais do pórtico e de suas peças, bem como as acções isoladas e combinadas.

- (ii) Os resultados (esforços de dimensionamento e comprimentos de encurvadura) da primeira análise efectuada para cada combinação. (através de um ou mais métodos).
- (iii) Anotações relativas (a) a critérios de VS não satisfeitos, (b) indicação dos perfis substituídos e (c) indicação dos valores dos momentos redistribuídos.
- (iv) Os resultados da última análise global do pórtico, se esta for diferente da referida em (ii).
- (v) Os resultados relativos à VS das barras com base nos esforços de dimensionamento e comprimentos de encurvadura obtidos em (iv) ou (ii).

3.3.3.7.2 Barra Isolada

O registo dos resultados é semelhante ao descrito para o pórtico. Continua a existir a possibilidade de construção de dois tipos de ficheiro de resultados mas, como é obvio, deixam de fazer sentido as alíneas do parágrafo anterior relativas à análise do pórtico (os esforços de dimensionamento e os comprimentos de encurvadura são agora dados).

3.3.3.7.3 Tratamento e Manipulação

O conjunto de informação que, idealmente, deve ser transmitido ao utilizador no decurso do dimensionamento e verificação de segurança de um pórtico ou de uma barra isolada inclui os seguintes aspectos:

- (i) Dados relativos à geometria do pórtico e às acções e combinações efectuadas.
- (ii) Valores dos esforços relativos às análises efectuadas, para cada combinação de acções considerada e método utilizado, incluindo quadros comparativos.

- (iii) Valores dos comprimentos de encurvadura (no plano do pórtico) relativos a cada combinação de acções considerada e a cada método de análise escolhido pelo utilizador.
- (iv) Registo sequencial das verificações de segurança realizadas em cada barra.
- (v) Registo sequencial das verificações de segurança não satisfeitas.
- (vi) Registo sequencial das sugestões e/ou medidas adoptadas para satisfazer as VS identificadas em (v).
- (vii) Registo sequencial das substituições de perfis efectuadas (constituem uma das possíveis medidas mencionadas em (vi)).
- (viii) Registo relativo às redistribuições de esforços ocorridas. Os valores dos esforços iniciais (antes da redistribuição) e finais (depois da redistribuição) instalados em todas as barras devem ser registados.

Como é obvio, a quantidade e tipo de informação que é conveniente transmitir ao utilizador depende das características deste ou, por outras palavras, da finalidade com que o programa está a ser utilizado (ver **3.3.4**). Assim, numa perspectiva de ensino ou formação profissional, devem considerar-se inicialmente toda a informação descrita, podendo parte desta ser omitida à medida que aumentam os conhecimentos dos utilizadores. Por outro lado, na óptica de um projectista de estruturas, só interessa ter acesso à quantidade informação mínima que lhe permita realizar a tarefa que motivou a utilização do programa de cálculo automático.

3.3.4 MODOS DE UTILIZAÇÃO DO PROGRAMA

O programa de cálculo automático descrito foi elaborado tendo em vista mais do que um modo de utilização. Nomeadamente, foi concebido de modo a poder ser útil tanto (i) em actividades de ensino e formação profissional como (ii) em actividades de índole profissional.

Para o primeiro dos aspectos mencionados, são importantes os factos de o programa poder:

- (i) Permitir uma visualização clara e abrangente de todo o processo de dimensionamento/verificação de segurança.
- (ii) Mostrar, passo a passo, os resultados das várias operações que executa.
- (iii) Efectuar a análise global do pórtico por meio de vários métodos e permitir uma análise comparativa dos resultados, fornecidos por eles.
- (iv) Mostrar explicitamente as expressões que traduzem os critérios associados a todas as verificações de segurança que é necessário efectuar nas barras.
- (v) Sugerir medidas a adoptar quando alguma das VS não é satisfeita.
- (vi) Apresentar, detalhadamente, os cálculos relativos a aspectos mais complexos da utilização das disposições do EC3 (determinação de cargas críticas, comprimentos de encurvadura, classificação de secções, determinação das propriedades efectivas de secções de classe 4, etc.)

O programa pode ainda ser adaptado de modo a que, dependendo do nível de conhecimentos dos alunos/formandos, o seu funcionamento seja visualizado de forma mais ou menos minuciosa.

No que respeita à utilização do programa por parte de projectistas, são importantes as seguintes características do programa:

- (i) A entrada e alteração de dados processar-se de forma interactiva.
- (ii) Alguns dados poderem ser fornecidos por omissão.
- (iii) As propriedades geométricas das secções laminadas serem lidas directamente a partir de um banco de dados.

- (iv) Poder efectuar-se automaticamente a substituição dos perfis, sempre que uma verificação de segurança não é satisfeita.

O modo como o programa é utilizado depende da óptica do projectista. Numa perspectiva “de dimensionamento”, é conveniente activar o módulo de substituição automática de perfis e escolher, inicialmente, perfis que, à partida, sejam manifestamente insuficientes para resistir com segurança às acções consideradas (esta atitude, muito frequente na prática, conduz, de algum modo, a uma “optimização” da configuração estrutural). Se, por outro lado, o projectista adoptar uma perspectiva “de verificação de segurança”, não é necessário activar o módulo de substituição automática de perfis, limitando-se o programa a assegurar a segurança da configuração estrutural ou a detectar e identificar o(s) motivo(s) que está(ão) na origem de uma eventual insuficiência da respectiva capacidade resistente.

CAPÍTULO 4

EXEMPLOS

4.1 INTRODUÇÃO

Procede-se agora à apresentação de um conjunto de quatro exemplos, a qual tem como principal objectivo ilustrar a aplicação do processo de automatização descrito e discutido no capítulo 3. Os exemplos foram escolhidos de forma a procurar-se proporcionar uma melhor compreensão da estrutura, modo de funcionamento e potencialidades do programa de cálculo automático elaborado. Tentou-se ainda envolver a utilização de um número de procedimentos tão vasto quanto possível.

Os dois exemplos apresentados em primeiro lugar referem-se ao dimensionamento e verificação da segurança de pórticos, tratando-se no primeiro deles um pórtico contraventado e no segundo um pórtico não contraventado que, para a combinação de acções considerada, é um PCDL. Nos dois exemplos seguintes, apresenta-se o dimensionamento e verificação de segurança de duas barras isoladas, estando a primeira submetida a flexão recta composta com compressão e a segunda a (i) flexão desviada também composta com compressão e (ii) a flexão recta composta com tracção.

Relativamente à metodologia adoptada na apresentação de cada um dos exemplos, optou-se por começar por indicar a sequência de informações e/ou resultados fornecidos pelo programa, deixando-se para o final os comentários por eles sugeridos (exceptuam-se os casos em que se considere de toda a conveniência colocar os comentários junto dos resultados que os provocaram).

4.2 PÓRTICOS

4.2.1 PÓRICO CONTRAVENTADO

Mostram-se na figura 4.1 as características geométricas do pórtico tratado e indicam-se a natureza e os valores das forças relativas às acções envolvidas na combinação de acções considerada. As barras do pórtico são constituídas por Aço Fe 360 e trabalham segundo a maior inércia. A travessa está continuamente contraventada (lateralmente) e nos montantes não existe contraventamento lateral.

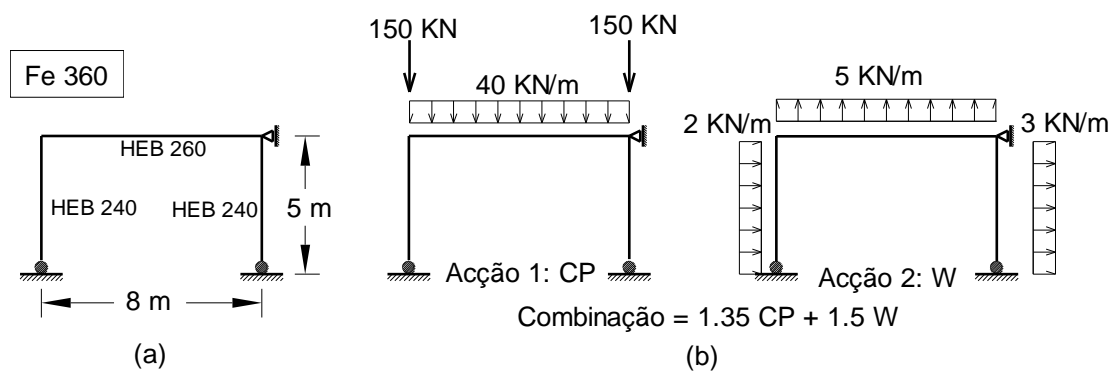


Figura 4.1 - Pórtico contraventado.

(a) Características geométricas, (b) Definição da combinação de acções considerada e das acções nela envolvidas.

4.2.1.1 Resultados.

(A) Esforços de Dimensionamento (análise global de 1ª ordem)

Barra	$M_{1.Sd}$ (KNm)	$M_{2.Sd}$ (KNm)	$V_{1.Sd}$ (KN)	$V_{2.Sd}$ (KN)	$N_{1.Sd}$ (KN)	$N_{2.Sd}$ (KN)
Mont. Esq.	0	-166	-26	-41	390	390
Travessa	-166	-152	188	-184	43	43
Mont. Dir.	-152	0	19	42	387	387

(B) Comprimentos de Encurvadura (MSDL - método exacto)

Barra	Valor (m)
Mont. Esq.	4.52
Travessa	16.10
Mont. Dir.	4.54

(C) Verificação de Segurança das Barras

- Todas as barras são de classe 1.

Critério de Segurança	Barras		
	Mont. Esq.	Travessa	Mont. Dir.
VS - corte	0.10	0.41	0.10
VS - tensões normais	0.638	0.61	0.52
VS - enc. flex.	1.03	0.90	0.97
VS - enc. lat. + enc. flex.	---	não há	0.98

- Observa-se que não é satisfeita, por 3% a VS relativa à encurvadura por flexão no montante esquerdo (não se efectuou a VS à encurvadura lateral e encurvadura por flexão por ser, seguramente, mais penalizante).
- Decidiu-se efectuar uma redistribuição de esforços com $\Delta M = 15$ KNm na extremidade esquerda da travessa.

(D) Esforços de Dimensionamento (após redistribuição de esforços)

Barra	M _{1.Sd} (KNm)	M _{2.Sd} (KNm)	V _{1.Sd} (KN)	V _{2.Sd} (KN)	N _{1.Sd} (KN)	N _{2.Sd} (KN)
Mont. Esq.	0	-151	-23	-38	388	388
Travessa	-151	-156	185	-187	40	40
Mont. Dir.	-156	0	20	42	389	389

(E) Nova Verificação de Segurança das Barras

Critério de Segurança	Barras		
	Mont. Esq.	Travessa	Mont. Dir.
VS - corte	0.09	0.41	0.10
VS - tensões normais	0.52	0.64	0.55
VS - enc. flex.	0.96	0.92	0.99
VS - enc. lat. + enc. flex.	0.98	não há	1.00

∴ A segurança do pórtico está garantida (“no limite” - ver VS à encurvadura lateral e encurvadura por flexão no montante direito).

4.2.1.2 Comentários

- (i) A redistribuição de esforços pôde efectuar-se porque se trata de um PSDL e todas as barras são de classe 1.
- (ii) $\Delta M / M_{2.Sd} = 15/166 = 9\% < 15\%$
- (iii) Como seria de esperar, a redistribuição de esforços provocou um agravamento da segurança na travessa e no montante direito (ELU que envolvem tensões normais, encurvadura por flexão e encurvaduras lateral e por flexão).
- (iv) Seria possível definir outras formas de efectuar a redistribuição de esforços de modo a garantir a segurança do pórtico.

4.2.2 PÓRTICO NÃO CONTRAVENTADO

Mostram-se na figura 4.2 as características geométricas do pórtico tratado e indicam-se a natureza e os valores das forças aplicadas, as quais correspondem já à combinação de acções considerada. Todas as barras do pórtico são constituídas por Aço Fe 510 e trabalham segundo a maior inércia. A travessa está discretamente contraventada (três troços de comprimento idêntico) e nos montantes não existe contraventamento lateral.

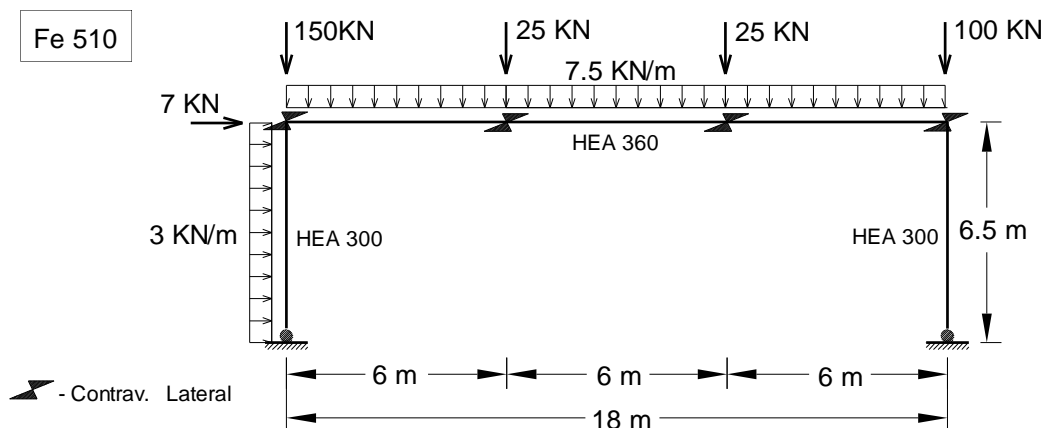


Figura 4.2 - Pórtico não contraventado. Características geométricas e definição das forças aplicadas.

4.2.2.1 Resultados

(A) Classificação do Pórtico

- $\alpha_{cr} = 7.546$ (método exacto) $\Rightarrow V_{Sd} / V_{cr} = 0.132$
- $V_{Sd} / V_{cr} > 0.1 \Rightarrow$ o pórtico é um PCDL.

(B) Esforços de Dimensionamento

- Determinam-se os esforços de dimensionamento através dos três métodos preconizados no EC3: (i) Análise global de 1ª ordem + método de amplificação de momentos (MAM) ($V_{Sd} / V_{cr} \leq 0.25$), (ii) Análise global de 1ª ordem + método dos comprimentos de encurvadura (MCE) e (iii) Análise global de 2ª ordem.
- Determinaram-se ainda os esforços de dimensionamento através de uma análise global de 1ª ordem (um PCDL também tem de ser verificado como se fosse um PSDL)

(B1) Análise global de 1ª ordem + MAM

- $C = (1 - V_{Sd} / V_{cr})^{-1} = 1.152$
- $F_{eq} = 2.17 \text{ KN}$ (→) (imperfeições do pórtico)

Barra	M _{1.Sd} (KNm)	M _{2.Sd} (KNm)	V _{1.Sd} (KN)	V _{2.Sd} (KN)	N _{1.Sd} (KN)	N _{2.Sd} (KN)
Mont. Esq.	0	-142	-17	-31	236	236
Travessa	-142	-285	85	-100	41	41
Mont. Dir.	-285	0	44	44	199	199

(B2) Análise global de 1ª ordem + MCE

- $C = 1.2$ (travessa) , $C = 1.0$ (montantes)
- $F_{eq} = 2.17 \text{ KN}$ (→)

Barra	M _{1.Sd} (KNm)	M _{2.Sd} (KNm)	V _{1.Sd} (KN)	V _{2.Sd} (KN)	N _{1.Sd} (KN)	N _{2.Sd} (KN)
Mont. Esq.	0	-152	-14	-33	236	236
Travessa	-138	-288	84	-101	41	41
Mont. Dir.	-275	0	42	42	199	199

(B3) Análise global de 2ª ordem

- Discretização: 4 troços nos montantes e 6 troços na travessa.
- 5 iterações (erro de 0.05%)
- $F_{eq} = 2.17 \text{ KN}$ (→)

Barra	M _{1.Sd} (KNm)	M _{2.Sd} (KNm)	V _{1.Sd} (KN)	V _{2.Sd} (KN)	N _{1.Sd} (KN)	N _{2.Sd} (KN)
Mont. Esq.	0	-141	-14	-32	234	234
Travessa	-141	-287	84	-101	42	42
Mont. Dir.	-287	0	42	42	201	201

(B4) Análise global de 1ª ordem

Barra	M _{1.Sd} (KNm)	M _{2.Sd} (KNm)	V _{1.Sd} (KN)	V _{2.Sd} (KN)	N _{1.Sd} (KN)	N _{2.Sd} (KN)
Mont. Esq.	0	-152	-14	-33	236	236
Travessa	-152	-275	86	-99	41	41
Mont. Dir.	-275	0	42	42	199	199

(C) Comprimentos de Encurvadura (método exacto)

Barra	B1 + B3 + B4		B2	
	l_e (m)	modo	l_e (m)	modo
Mont. Esq.	6.14	MSDL	14.21	MCDL
Travessa	19.80	MSDL	19.80	MSDL
Mont. Dir.	6.70	MSDL	15.51	MCDL

(D) Verificação de Segurança das Barras

Critério de Segurança	Barras				
	Mont. Esq.	Travessa			Mont. Dir.
		Troço 1	Troço 2	Troço 3	
VS - corte	0.05 (0.05) [0.04] {0.05}	0.11 (0.11) [0.11] {0.11}			0.06 (0.06) [0.06] {0.05}
VS - tensões normais	0.41 (0.44) [0.41] {0.44}	0.18 (0.18) [0.18] {0.17}			0.76 (0.73) [0.73] {0.57}
VS - enc. flex.	0.50 (0.60) [0.49] {0.52}	0.48 (0.49) [0.48] {0.46}			0.83 (0.92) [0.80] {0.64}
VS - enc. lat. + enc. flex.	0.53 (0.55) [0.53] {0.56}	0.39 (0.39) [0.39] {0.38}	0.47 (0.47) [0.47] {0.47}	0.47 (0.48) [0.48] {0.46}	0.90 (0.87) [0.91] {0.87}

Significado dos valores numéricos da tabela da página anterior:

xx - VS relativa ao MAM (PCDL)

(xx) - VS relativa ao MCE (PCDL)

[xx] - VS relativa à análise de 2ª ordem (PCDL)

{xx} - VS relativa à análise de 1ª ordem (PSDL)

4.2.2.2 Comentários

4.2.2.2.1 Esforços de Dimensionamento

- (i) Os valores dos esforços nodais obtidos através do MAM e da análise de 2ª ordem (estes últimos podem ser encarados como “valores exactos”) são praticamente idênticos.
- (ii) Os valores dos esforços determinados através do MCE na travessa são, relativamente aos “valores exactos”, ligeiramente inferiores na extremidade esquerda e ligeiramente superiores na extremidade direita. Este facto deve-se a uma “excessiva” amplificação dos “momentos e esforços transversos sway”. (1.2 contra 1.15 do MAM).
- (iii) Nos montantes não faz sentido comparar os valores dos esforços determinados através do MCE com os “valores exactos”, na medida em que o método fornece precisamente os valores resultantes da análise de 1ª ordem.
- (iv) Os esforços transversos e normais apresentam valores baixos e, por esse motivo, não se observa uma variação significativa com o método utilizado.
- (v) O momento máximo no topo dos montantes ocorre quando o pórtico é encarado como um PSDL (montante esquerdo), ou como um PCDL (montante direito). Como é óbvio, o segundo é sempre superior ao primeiro (efeitos $P-\Delta$). Esta constatação é particularmente útil quando os montantes são idênticos.
- (vi) Aplica-se aos momentos instalados nas extremidades esquerda e direita da travessa tudo o que foi dito em (v).

4.2.2.2.2 Verificação de Segurança das Barras

- (i) Quando um pórtico é encarado como um PCDL, a sua segurança é condicionada pela resistência do montante direito à encurvadura simultaneamente lateral e por flexão (MAM - 0.90 e Análise de 2ª ordem - 0.91) ou pela resistência do mesmo montante direito à encurvadura por flexão (MCE - 0.92).

- (ii) Quando o pórtico é encarado como um PSDL, a sua segurança é condicionada pela resistência do montante direito à encurvadura simultaneamente lateral e por flexão (0.87).

4.3 BARRAS ISOLADAS

4.3.1 BARRA CONTRAVENTADA

Mostram-se na figura 4.3 as características geométricas da barra tratada. Trata-se de uma viga-coluna simplesmente apoiada e submetida a uma carga uniformemente distribuída (actuando segundo z-z) e a uma compressão uniforme. É constituída por Aço Fe 510 e está lateralmente e continuamente contraventada. Admite-se inicialmente que a barra é constituída por um perfil IPE 500.

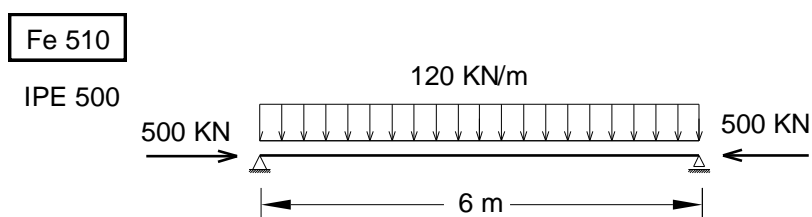


Figura 4.3 - Barra contraventada: características geométricas e cargas actuantes.

4.3.1.1 Resultados

(A) Esforços de Dimensionamento (equilíbrio estático)

- Apresentam-se os valores dos esforços (N_{Sd} , $M_{y.Sd}$, $M_{z.Sd}$) nas secções onde pelo menos um deles assume um valor máximo.

Posição da Secção	N_{Sd} (KN)	$M_{y.Sd}$ (KNm)	$V_{z.Sd}$ (KN)
$x = 0.0$	500	0	360
$x = 3.0$	500	540	0

(B) Segurança ao Corte

- $(V_{z.Sd})_{\max} = 360 \text{ KN} \leq 0.5 V_{pl.z.Rd} = 563 \text{ KN}$

∴ A segurança da barra ao corte está garantida e não é necessário alterar o valor da tensão de cedência em (C).

(C) Segurança às Tensões Normais

(i) Secção x = 0 m

(i1) Classificação
Banzo: classe 1
Alma: classe 4. } Secção: classe 4

(i2) Área efectiva
 $b_{\text{eff}} = 356,63 \text{ mm}$ (alma)
 $A_{\text{eff}} = 10892 \text{ mm}^2 \Rightarrow \beta_A = 0.939$

(i3) Verificação da resistência da secção:

$$N_{Sd} = 500 \text{ KN} \leq N_{c,Rd} = 3544 \text{ KN}$$

∴ Segurança da secção garantida.

(ii) Secção x = 3 m

(ii1) Classificação
Banzo: classe 1
Alma: classe 1 } Secção: classe 1

(ii2) Verificação de resistência

- $N_{Sd} = 500 \text{ KN} \leq \min\{0.5 N_{pl.w.Rd}; 0.25 N_{pl.Rd}\} =$
 $= \min\{660 \text{ KN}; 936 \text{ KN}\} \Rightarrow$ não é necessário

considerar interacção entre o esforço axial e o momento flector.

- $M_{y.Sd} = 540 \text{ KNm} \leq M_{pl.y.Rd} = 710 \text{ KNm}$

∴ Segurança da secção garantida.

(D) Segurança à Encurvadura por Flexão

- A barra é de classe 4
- $W_{eff.y} = W_{el.y}$
- $\left(\frac{N_{Sd}}{\chi_y A_{eff}} + \frac{k_y M_{y.Sd}}{W_{eff.y}} \right) \frac{\gamma_{M1}}{f_y} = 1.08 > 1.0$

∴ A segurança da barra não está garantida ⇒ é necessário substituir o perfil.

(E) Substituição do Perfil

Substitui-se o perfil IPE 500 pelo IPE 550.

(F) Segurança à Encurvadura por Flexão

- $x = 0 \text{ m}$ é de classe 4 ⇒ barra é de classe 4
- $A_{eff} = 12526 \text{ mm}^2 \Rightarrow \beta_A = 0.935$
- $W_{eff.y} = W_{el.y}$

- $\left(\frac{N_{Sd}}{\chi_y A_{eff}} + \frac{k_y M_{y.Sd}}{W_{eff.y}} \right) \frac{\gamma_{M1}}{f_y} = 0.85 \leq 1.0$

∴ A segurança da barra está garantida com a utilização do perfil IPE 550.

4.3.1.2 Comentários

- (i) As secções de extremidade estão submetidas a compressão pura e, por esse motivo, são classificadas como de classe 4.
- (ii) Se, nas secções de vão, se encarar o valor do esforço axial como “fixo”, elas são classificadas como de classe 1 (atinge-se o estado limite último aumentando o valor de $M_{y.Sd}$). Se, por outro lado, se encararem os valores do esforço axial e o momento flector como “ligados entre si” e se adoptar a metodologia, conservativa, de chegar ao estado limite último por aumento de N_{Sd} , a classe da secção será mais elevada para valores de $M_{y.Sd}$ mais baixos (ver 2.3.2.1 e 3.2.4).
- (iii) Daquilo que foi dito em (i) e (ii) resulta que a classificação da barra como de classe 4 é um pouco “forçada”.
- (iv) Como a secção não é da classe 4 quando submetida a flexão pura em torno de y-y, tem-se que $W_{eff.y} = W_{el.y}$.

4.3.2 BARRA NÃO CONTRAVENTADA

Mostram-se na figura 4.4 as características geométricas da barra tratada. A barra está simplesmente apoiada e consideram-se, separadamente, dois carregamentos. No primeiro, a barra está comprimida axialmente (é uma viga-coluna) e está submetida a flexão desviada (ver figura 4.4.(a)).

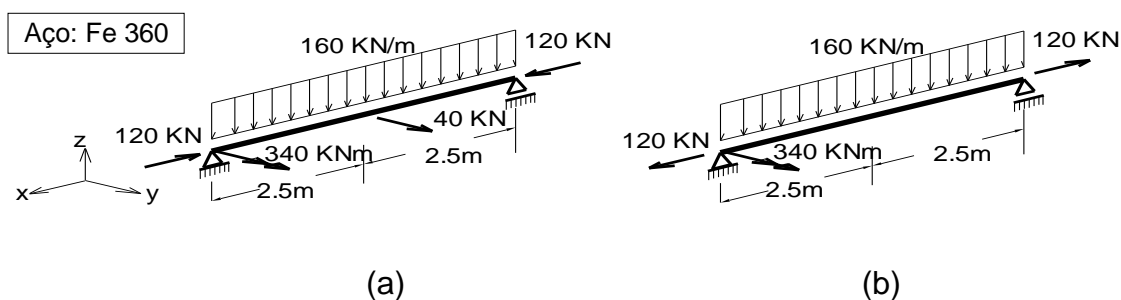


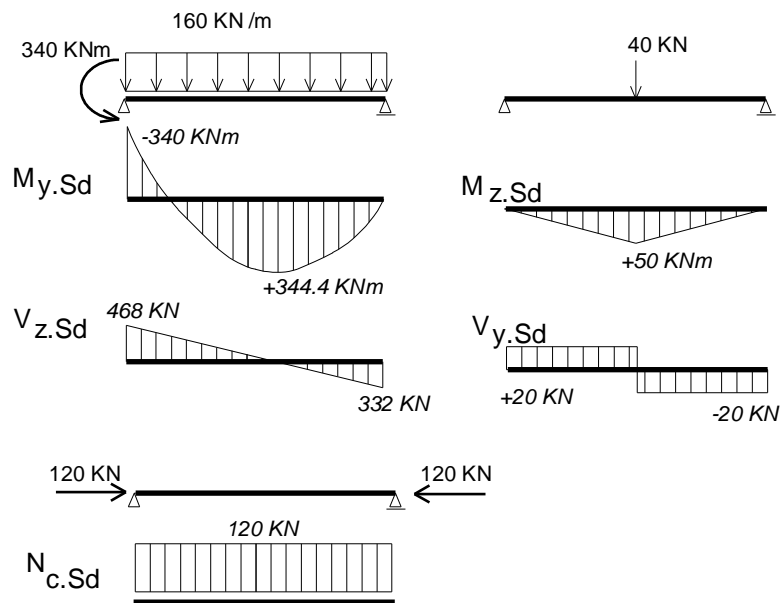
Figura 4.4 - Barra não contraventada: características geométricas e cargas actuantes.(a) Flexão desviada composta com compressão.(b) Flexão recta composta com tracção.

No segundo carregamento, a barra está traccionada (é uma viga traccionada) e está submetida a flexão recta em torno de y-y. A barra é constituída por Aço Fe 360 e não está lateralmente contraventada. Admite-se inicialmente que a barra é constituída por um perfil HEA 100 (viga-coluna) e pelo perfil que resultar do dimensionamento/verificação de segurança da viga-coluna (viga traccionada)

4.3.2.1 Viga-coluna

4.3.2.1.1 Resultados

(A) Esforços de Dimensionamento (equilíbrio estático)



(B) Segurança ao Corte

- $(V_{z.Sd})_{\max} = 468 \text{ kN} > V_{pl.z.Rd} = 93 \text{ kN}$
 $(V_{y.Sd})_{\max} = 20 \text{ kN} \leq V_{pl.y.Rd} = 208 \text{ kN}$

\therefore A segurança não está garantida.

- O perfil HEA 100 é substituído pelo perfil HEA 320, para o qual se tem

$$V_{z.Sd} = 468 \text{ kN} \leq V_{pl.z.Rd} = 503 \text{ kN}$$

$$V_{y.Sd} = 20 \text{ kN} \leq 0.5 V_{pl.y.Rd} = 594 \text{ kN}$$

∴ A segurança está garantida mas pode ser necessário alterar o valor da tensão de cedência em $A_{v,z}$ (alma), em (C).

(C) Segurança às Tensões Normais

(i) Secção $x = 0$ m

$$\begin{array}{lll} N_{Sd} = 120 \text{ KN}, & M_{y,Sd} = -340 \text{ KNm} & V_{z,Sd} = 468 \text{ KN} \\ & M_{z,Sd} = 0 \text{ KNm} & V_{y,Sd} = 20 \text{ KN} \end{array}$$

- $V_{z,Sd} = 468 \text{ KN} > 0.5 V_{pl,z,Rd} = 252 \text{ KN} \Rightarrow \rho_z = 0.687$.
- Os esforços actuantes ultrapassam a resistência plástica da secção \Rightarrow o perfil HEA 320 é substituído pelo perfil HEA 340 (muda o valor de ρ_z).
- A secção é de classe 1.

(ii) Secção $x = 2.5$ m

$$\begin{array}{lll} N_{Sd} = 120 \text{ KN}, & M_{y,Sd} = +330 \text{ KNm} & V_{z,Sd} = 68 \text{ KN} \\ & M_{z,Sd} = 50 \text{ KNm} & V_{y,Sd} = 20 \text{ KN} \end{array}$$

- $V_{z,Sd} = 68 \text{ KN} \leq 0.5 V_{pl,z,Rd} = 184 \text{ KN} \Rightarrow$ não há interacção com $V_{z,Sd}$.
- Os esforços actuantes ultrapassam a resistência plástica da secção \Rightarrow o perfil HEA 340 é substituído pelo perfil HEA 360.
- A secção é de classe 1.

(iii) Restantes Secções

O perfil HEA 360 garante a segurança de todas as secções, as quais são igualmente todas de classe 1.

(D) Segurança à Encurvadura por Flexão

- A barra é de classe 1.
- $l_{e,y} = 5.0 \text{ m} \Rightarrow \bar{\lambda}_y = 0.35 \Rightarrow \chi_y = 0.945$
- $l_{e,z} = 5.0 \text{ m} \Rightarrow \bar{\lambda}_z = 0.72 \Rightarrow \chi_z = 0.714$ } $\chi_{\min} = 0.714$
- $\left(\frac{N_{Sd}}{\chi_{\min} A} + \frac{k_y M_{y,Sd}}{W_{pl,y}} + \frac{k_z M_{z,Sd}}{W_{pl,z}} \right) \frac{\gamma_{M1}}{f_y} = 1.14 > 1.0 \Rightarrow$
 \Rightarrow o perfil HEA 360 é substituído pelo perfil HEA 400.

(E) Segurança à Encurvadura Lateral + Encurvadura por Flexão

- $C1 = 0.843 \quad C2 = 0.496 \Rightarrow M_{cr} = 961 \text{ KNm} \Rightarrow$
 $\Rightarrow \bar{\lambda}_{LT} = 0.791 \Rightarrow \chi_{LT} = 0.801$
 - $\beta_{M,LT} = 1.435 \Rightarrow \mu_{LT} = 0.006 \Rightarrow k_{LT} = 1.00$
 - $\left(\frac{N_{Sd}}{\chi_z A} + \frac{k_{LT} M_{y,Sd}}{\chi_{LT} W_{pl,y}} + \frac{k_z M_{z,Sd}}{W_{pl,z}} \right) \frac{\gamma_{M1}}{f_y} = 1.1 > 1.0 \Rightarrow$
 \Rightarrow O perfil HEA 400 é substituído pelo perfil HEA 450 (para o qual a expressão anterior fornece o valor 0.92).
- \therefore A segurança está garantida com a utilização de um perfil HEA 450.

4.3.2.1.2 Comentários

- (i) A classificação das secções pode envolver a determinação da linha neutra elástica e/ou da linha neutra plástica. Na determinação desta última, adoptou-se a metodologia de atingir o estado limite último através do aumento do esforço axial de compressão, N_{Sd} .

- (ii) O processo de dimensionamento funcionou com o modo de substituição automática de perfis “activo” e, iniciando-se com um perfil HEA 100, conduziu a um perfil HEA 450, cuja segurança é condicionada pelo ELU que envolve, simultaneamente, a encurvadura lateral e a encurvadura por flexão.

4.3.2.2 Viga Traccionada

4.3.2.2.1 Resultados

- Os esforços de dimensionamento são $N_{Sd} = 120$ KN (tracção), $M_{y.Sd}$ e $V_{z.Sd}$ (estes últimos têm os mesmos diagramas do caso anterior - ver 4.3.2.1.1).
- O perfil inicial é o HEA 450, com o eixo z-z no plano do carregamento.

(A) Segurança ao Corte

- $(V_{z.Sd})_{max} = 468$ KN $\leq V_{pl.z.Rd} = 811$ KN

∴ A segurança da barra está garantida mas pode ser necessário alterar o valor da tensão de cedência em $A_{v,z}$, em (B).

(B) Segurança às Tensões Normais

(i) Secção x = 0 m

$$N_{Sd} = 120 \text{ KN}, \quad M_{y.Sd} = -340 \text{ KNm} \quad V_{z.Sd} = 468 \text{ KN}$$

- $V_{z.Sd} = 468$ KN $> 0.5 V_{pl.z.Rd} = 406$ KN $\Rightarrow \rho_z = 0.024$.
- Os esforços actuantes não ultrapassam a resistência elástica da secção.
- A secção é de classe 1.

(ii) Secção x = 2.5 m

$$N_{Sd} = 120 \text{ KN}, \quad M_{y.Sd} = +330 \text{ KNm} \quad V_{z.Sd} = 68 \text{ KN}$$

- $V_{z.Sd} = 68 \text{ KN} \leq 0.5 V_{pl.z.Rd} = 406 \text{ KN} \Rightarrow$ não há interacção com $V_{z.Sd}$.
- Os esforços actuantes não ultrapassam a resistência elástica da secção.
- A secção é de classe 1.

(C) Segurança à Encurvadura Lateral + Encurvadura por Flexão

- $C1 = 0.843 \quad C2 = 0.496 \Rightarrow M_{cr} = 1185 \text{ KNm} \Rightarrow$

$$\Rightarrow \bar{\lambda}_{LT} = 0.799 \Rightarrow \chi_{LT} = 0.796$$

- $\psi_{vec} = 0.8$ (dado) $\left. \begin{array}{l} \\ (M_{y.Sd})_{max} = + 344.45 \text{ KNm} \text{ (} x = 2.93 \text{ m)} \end{array} \right\} \Rightarrow$

$$\Rightarrow \sigma = 101.57 \text{ N/mm}^2 \Rightarrow M_{eff.Sd} = 327 \text{ KNm}$$

- $\frac{M_{eff.Sd}}{M_{b.Rd}} = 0.6 < 1.0$

\therefore A segurança da barra está garantida com a utilização de um perfil HEA 450.

4.3.2.2.2 Comentários

- (i) Não havia, *a priori*, qualquer dúvida de que a barra verificava todas as condições de segurança. Na realidade, o facto de a utilização do perfil HEA 450 ter assegurado a segurança da barra tratada em **4.3.2.1** assim o garantia. O objectivo da apresentação deste exemplo foi ilustrar a determinação de $M_{eff.Sd}$ numa viga traccionada.

- (ii) Se se pretendesse “optimizar o dimensionamento da estrutura, dever-se-ia começar por utilizar o programa com um perfil claramente mais leve e activar o modo de substituição automática de perfis (tal como se fez em **4.3.2.1**). Obter-se-ia, desse modo, o menor dos perfis que assegurava a segurança da barra.

CAPÍTULO 5

CONCLUSÃO

Apresentou-se nesta tese um trabalho sobre a implementação computacional e automatização da utilização das disposições do EC3 no dimensionamento e verificação de segurança de pórticos. Tece-se, em seguida, um conjunto de considerações finais relativas aos vários aspectos abordados e aos resultados obtidos. Finalmente, indicam-se alguns possíveis desenvolvimentos futuros do trabalho realizado.

5.1 CONSIDERAÇÕES FINAIS

1. Definiu-se uma estratégia de abordagem sistemática e sequencial da utilização do EC3 no dimensionamento e verificação de segurança de pórticos planos e solicitados no seu próprio plano, em relação a estados limites últimos associados à resistência das secções e à instabilidade do pórtico ou das barras que o constituem. Deve referir-se que algumas lacunas existentes nas actuais disposições do EC3 foram supridas através do recurso a disposições adicionais presentes nos documentos nacionais de aplicação francês (especialmente) e inglês.
2. Restringiu-se o âmbito da tese a pórticos de um vão e um piso constituídos por barras formadas por perfis em I laminados a quente. (perfis comerciais). Admitiu-se ainda que as barras têm secção constante e que estão ligadas, entre si e ao exterior, por ligações rígidas ou articuladas.
3. Considerou-se apenas o caso de os valores de cálculo dos esforços actuantes (esforços de dimensionamento) serem determinados por meio de análises globais elásticas.

4. No capítulo 2, sistematizaram-se as disposições do capítulo 5 e dos anexos E e F do EC3 que envolvem a resistência de secções e a instabilidade de pórticos e barras. Essa sistematização, que foi executada na óptica da sua futura implementação computacional, envolveu os seguintes aspectos principais:
- (i) Classificação do pórtico quanto ao contraventamento.
 - (ii) Classificação do pórtico, quando actuado por determinada combinação de acções, quanto à sua resistência lateral. Esta classificação envolve a determinação da carga crítica do pórtico associada a um modo com deslocamentos laterais.
 - (iii) A classificação das secções quando submetidas a uma combinação arbitrária de esforços actuantes (no caso mais geral, flexão desviada composta).
 - (iv) A determinação das propriedades efectivas de uma secção de classe 4. Deu-se particular ênfase ao método directo de verificar a segurança de secções deste tipo, o qual envolve a determinação de uma secção efectiva por esforço actuante, considerado isoladamente.
 - (v) A contabilização de imperfeições do pórtico (forças equivalentes) e das barras que o constituem.
 - (vi) A utilização de métodos elásticos para determinar os esforços de dimensionamento. Nos PCDL (pórticos com deslocamentos laterais), consideram-se as diferentes formas de contabilizar os efeitos $P-\Delta$, contabilização essa que garante automaticamente a verificação de segurança em relação aos estados limites de instabilidade global do pórtico.
 - (vii) A verificação da resistência das secções transversais em relação a tensões directas (corte e/ou tensões normais), quando actuadas por uma combinação arbitrária de esforços.

- (viii) A verificação da resistência das barras em relação a fenómenos de encurvadura lateral e/ou por flexão, quando actuadas por uma combinação arbitrária de diagramas de esforços.

Sempre que tal foi julgado conveniente, apresentaram-se diagramas sequenciais que mostram, com maior ou menor detalhe, a sequência dos procedimentos, opções e decisões envolvidas no uso das disposições do EC3. Por último, refira-se que, muito embora se tenha restringido o âmbito da tese a pórticos planos e solicitados no seu plano, se sistematizaram em (iii), (iv), (vii) e (viii) disposições relativas a secções e barras sujeitas a combinação de esforços tridimensionais. Este facto permitiu que também se automatizasse o dimensionamento e verificação de segurança de barras isoladas (isto é, não inseridas em pórticos) e submetidas a uma combinação arbitrária de esforços.

5. No capítulo 3, tratam-se os problemas especificamente relacionados com a implementação computacional e automatização das disposições sistematizadas no capítulo 2. Identificaram-se, inicialmente, os procedimentos que envolvem um esforço de cálculo significativo e estabeleceram-se estratégias para as respectivas implementações computacionais. Em seguida, abordaram-se e resolveram-se os aspectos envolvidos com a automatização de todo o processo. É importante salientar que, ao restringir o domínio de aplicação a um número restrito de tipologias de pórtico, se tornou bastante mais fácil a automatização de todo o respectivo processo de dimensionamento/verificação de segurança, desde a definição da geometria e acções até à verificação do último critério de segurança.
6. Dos procedimentos implementados computacionalmente, merecem algum destaque os seguintes:
 - (i) Determinação da carga crítica do pórtico associada a um modo com deslocamentos laterais. Implementaram-se um método exacto (utilização de funções de estabilidade na matriz de rigidez do pórtico) e o método aproximado preconizado no EC3 (método de Horne).
 - (ii) Determinação das posições das linhas neutra elástica e plástica de uma secção (no contexto da sua classificação).

- (iii) Determinação automática das área e módulos de flexão efectivos de uma secção de classe 4.
 - (iv) Determinação dos comprimentos de encurvadura de barras do pórtico (associadas a modos com e sem deslocamentos laterais). Implementou-se um método exacto (cálculo exacto da carga crítica de bifurcação) e o método aproximado preconizado no anexo E do EC3 (ábacos de Wood).
 - (v) Contabilização dos efeitos $P-\Delta$. Implementaram-se os três métodos preconizados no EC3:
 - (v1) Método da amplificação dos momentos.
 - (v2) Método dos comprimentos de encurvadura.
 - (v3) Análise global de 2ª ordem (método das forças laterais equivalentes)
 - (vi) Determinação das capacidades resistentes de uma barra à encurvadura por flexão e à encurvadura lateral. Nesta última, merece alguma atenção especial o cálculo dos valores dos coeficientes C_1 e C_2 , contemplando-se um conjunto de situações omissas no EC3.
7. Consideram-se, separadamente, a automatização do dimensionamento e verificação de segurança de pórticos planos, e de barras isoladas. O primeiro dos dois processos inclui uma particularização do segundo ao caso plano (actuam no máximo três esforços em cada barra).
8. A automatização do dimensionamento e verificação de segurança, requereu a definição de um conjunto de procedimentos, entre os quais se realçam os seguintes:
- (i) Introdução e leitura dos dados. Os dados podem ser, ou lidos de um ficheiro de texto (dados “fixos”) e fornecidos através de um processo

interativo (dados “não fixos”), ou lidos de um ficheiro sequencial (uns e outros).

- (ii) Substituição automática de perfis. As dimensões dos perfis são automaticamente alteradas sempre que uma determinada verificação de segurança não é satisfeita. Escolhe-se, dentro da mesma gama o menor perfil que satisfaz a verificação anteriormente não satisfeita.
 - (iii) Natureza e tratamento dos resultados. A quantidade e tipo de informação a transmitir ao utilizador depende das suas características e/ou finalidade com que o processo de automatização está a ser utilizado.
9. O programa de cálculo automático elaborado foi concebido de modo a poder ser útil não só em actividades ligadas ao ensino e à formação profissional, mas também em actividades de índole profissional. Como é óbvio, o modo de funcionamento do programa e o tipo de resultados por ele fornecidos dependem intimamente do objectivo que tem a sua utilização.
10. No capítulo 4, apresentou-se um conjunto de quatro exemplos ilustrativos (dois pórticos e duas barras isoladas) da aplicação do processo de automatização implementado, de modo a permitir uma melhor compreensão do funcionamento e potencialidades do programa elaborado.

5.2 DESENVOLVIMENTOS FUTUROS

Tendo em vista uma maior abrangência do processo de implementação computacional e automatização iniciado nesta tese, pensa-se que seria de maior utilidade o seu alargamento a outros aspectos agora não abordados. Destes, merecem alguma saliência os seguintes:

- (i) Análise global do pórtico através de métodos plásticos, nomeadamente rígido-plásticos.
- (ii) Incorporação, nas tipologias de pórticos tratadas, de configurações caracterizadas pela presença de uma ou duas travessas inclinadas.
- (iii) Tratamento de secções soldadas, e conseqüentemente, dos ELU que envolvem fenómenos de encurvadura por esforço transversal e colapso da alma.
- (iv) Inclusão de um banco de dados de ligações correntemente utilizadas em pórticos industriais. O programa teria a possibilidade de, em função das características exigidas às ligações e do valor dos esforços de dimensionamento que elas devem absorver, escolher, de entre elas, a mais adequada (de uma forma mais ou menos automática).
- (v) Inclusão das verificações aos estados limites de serviço, nomeadamente o de deformação.

Refira-se por último que o autor se encontra já a trabalhar na implementação de alguns destes aspectos.

REFERÊNCIAS

- [1] “Steelmaking and Steel Products”, Lecture 1A.2, ESDEP, The Steel Construction Institute, 1994.
- [2] Dowling, P.J., “New Directions in European Structural Steel Design”, J. Construct. Steel Research, Vol. 17, pp. 113-140, 1991.
- [3] “Introduction to Steel’s Role in Construction in Europe”, Lecture 1A.1, ESDEP, The Steel Construction Institute, 1994.
- [4] Silvestre, N., “Estabilidade e Efeitos de 2ª Ordem em Pórticos Metálicos de Travessas Inclinadas”, Tese de Mestrado em Engenharia de Estruturas (Documento Provisório), IST, UTL, 1996.
- [5] Reis, A., “Concepção de Edifícios em Estrutura Metálica”, Apontamentos da Disciplina de Dimensionamento de Estruturas, Instituto Superior Técnico, 1990.
- [6] ENV 1993 -1-1 Eurocode 3: Design of Steel Structures, Part 1.1 : General Rules and Rules for Buildings, CEN, Bussels, 1977.
- [7] European Recommendations for Steel Construction, publ. nº 23, ECCS, Brussels, 1977.
- [8] EC3-DNA: Projecto de Estruturas de Aço - Parte 1.1 (Versão Provisória para Aprovação pela CT115), 1996.
- [9] EC3-DAN, Norme Expérimentale Française P22-311, Eurocode 3: Calcul des Structures en Acier, Partie 1: Règles Générales et Règles pour les Bâtiments, Association Française de Normalisation (AFNOR), Paris, 1992.

- [10] DD ENV 1993 - 1 - 1: 1992 - Eurocode 3 - Design of Steel Structures: Part 1.1 General Rules and Rules for Buildings + UK National Application Document, BSI Standards, 1992.
- [11] Mendoza, M. A., "Dimensionamento e Verificação de Segurança de Vigas de Alma Cheia de Acordo com o EC3", Tese de Mestrado em Engenharia de Estruturas, IST, UTL, 1996.
- [12] Taylor, C., "Eurocode 3 - Presentation and Calibration", *Constructional Steel Design: World Developments*, Eds. P.J. Dowling, Harding, J.E. et al., Elsevier Applied Science, pp. 741-749, 1992.
- [13] Abecassis, T; Camotim, D; Reis, A., "Stability of Frames According to Eurocode 3", *Proceedings of the Fourth Colloquium on Structural Stability*, pp. 190-199, Istanbul, 16-20 de Setembro, 1991.
- [14] De Luca, A.; Mazzolani, F.; Piluso, V., "Stability of Columns and Beam-Columns: Eurocode 3 vs. Other Codes", *Proceedings of the International Conf. on Steel and Aluminium Structures*, pp. 288-297, Singapura, 22-24 de Maio, 1991.
- [15] Maquoi, R.; Janss, J., "EC3 Design Model for Lateral Torsional Buckling Resistance", *Steel Structures: Recent Research and Developments*, Eds. S. L. Lee, N. E. Shanmugan, Elsevier Applied Science, pp. 363-372, 1992.
- [16] Braham, Marc; Lascrompes, Éric., "L'Analyse Élastique des Ossatures au Moyen de L' Eurocode 3", *Révue de Construction Métallique*, nº 4, pp. 31-60, 1992.
- [17] Bureau, A.; Galéa, Y., "Application de l' Eurocode 3: Classement des Sections Transversales en I", *Révue de Construction Métallique*, nº 1, pp. 55-81, 1991.
- [18] Abecassis, T; Camotim, D; Reis, A., "Design of Frames According to Eurocode 3", *Constructional Steel Design: World Developments*, Eds. Dowling, P.J., Harding, J.E. et al., Elsevier Applied Science, pp. 620-624, 1992.

- [19] Bureau, A; Lequien, Ph., : "Application de l' Eurocode 3: Vérification des Sections Transversales Brutes de Classe 1,2 et 3" , Révue de Construction Métallique, n° 4, pp. 69-113, 1991
- [20] De Luca, A.; Faella, C.; Mele, E., "Suggested Modifications to the EC3 Approach for Beam-column Simplified Design Formulae", Constructional Steel Design: World Developments, Eds. Dowling, P.J., Harding, J.E. et al., Elsevier Applied Science, pp. 64-73, 1992.
- [21] Eurocodes 3 and 4 in the Light of (I) Other Design Rules and (II) New Research Results, Eds. M. Yványi, M. Skaloud, Technical Report, Technical University of Budapest, Hungria, 1994.
- [22] "Making the New Generation Familiar with Steel Construction: Steel Design and Eurocodes", Eds. J. P. Muzeau, M. Yványi, Technical Report, Technical University of Budapest, Hungria, 1993.
- [23] "How to Implement the Eurocode 3 and 4 to University Courses", Eds. J. Murzewski; J. P. Muzeau, Proceedings of the Second International Workshop, T. K. University of Technology in Cracow, Polónia, 1994.
- [24] Camotim, D.; Castel-branco, P., "Design of an Industrial Building Using Eurocode 3", Proceedings of Conf. on New Requirements for Structures and their Reability, Vol1, pp. 19-28, Praga, 7-8 de Junho, 1994.
- [25] Galéa, Y.; Lequien, Ph., "Application de l' Eurocode 3: Résistance des sections en I de Classe 4 comprimées-fléchies sans interaction avec le cisaillement" , Révue de Construction Métallique, n° 2, pp. 51-70, 1991
- [26] Chantrain, Ph.; Schleich, J.; Conan, Y.; Mauer, Th., Design Handbook for Braced or Non-Sway Steel Buildings According to Eurocode 3, publ. n° 85, ECCS, Brussels, 1996.
- [27] Breitschaft, G., "Os Eurocódigos de Estruturas", Revista Portuguesa de Engenharia de Estruturas, n° 36, pp. 33-37, Dez.1993.

- [28] Castel-branco, P., Camotin, D., (Orientador Científico) : "Dimensionamento e Verificação de Segurança de Pórticos de acordo com o Eurocode 3", Tese de Mestrado em Engenharia de Estruturas, IST, UTL, 1993.
- [29] Essentials of Eurocode 3 - Design Manual for Steel Structures in Buildings, publ. nº 65, ECCS, Brussels, 1991.
- [30] Baddoo, N.; Morrow, A.; Taylor J., "C-EC3 - Concise Eurocode 3 for the Design of Steel Buildings in the United Kingdom", The Steel Construction Institute, Solwood Park, Ascot, Berkshire, 1993.
- [31] Worked Examples to Eurocode 3, 4, Department of Steel Structures, Czech Technical University, Prague, 1991.
- [32] Examples to Eurocode 3, publ. nº 71, ECCS, Brussels, 1993.
- [33] Narayanan, R.; Lawless, V.; Naji, F. J.; Taylor, J. C., "Introduction to Concise Eurocode 3 (C-EC3) - with Worked Examples", publ. nº P115, The Steel Construction Institute, 1993.
- [34] Regulamento de Estruturas de Aço para Edifícios, D. L. nº 211/86, de 31 de Julho, 1986.
- [35] Stahlbau-Tabellen, Eds. Centre Suisse pour la Construction Métallique, 8034 Zurich
- [36] Davies, J.; Brown, B., Plastic Design to BS 5950, The Steel Construction Institute, Blackweel Science, 1996.
- [37] Anderson, D.; Benterkia, Z., "Analysis of Semi-Rigid Steel Frames and Critéria for their Design", J. Construct. Steel Research, Vol 18, pp. 227-237, 1991.
- [38] Wald, F., "Sensivity of Semi-Rigid Frames to Initial Imperfections", J. Construct. Steel Research, Vol 18, pp. 309-316, 1991.

- [39] Kirby, P.; Davison, J., "Joint Representation in Semi-Rigidly Jointed Non-Sway Steel Frames", Proceedings - Stability Problems in Designing and Rehabilitation of Metal Structures - of Steel Structures - 5th International Colloquium on Stability, Eds. R. Batista, E. Batista, M. Pfeil, Rio de Janeiro, pp. 109-120, August 1996.
- [40] De Luca, A; Mele E., "Analysis of Steel Frames in Light of (i) Eurocode 3 and (ii) New Research Results", Eurocodes 3 and 4 in the Light of (I) Other Design Rules and (II) New Research Results, Eds. M. Yványi, M. Skaloud, Internal Report, Technical University of Budapest, pp. 97-118, 1994.
- [41] Yványi, M., "Design of Steel Frames According to Eurocode 3", Eurocodes 3 and 4 in the Light of (I) Other Design Rules and (II) New Research Results, Eds. M. Yványi, M. Skaloud, Internal Report, Technical University of Budapest, pp. 81-95, 1994.
- [42] Chen, W.F.; Lui, E.M., "Stability Design of Steel Frames", CRC Press, 1991
- [43] Reis, A. J.; Camotim, D., Apontamentos da Disciplina de Estabilidade de Estruturas do Curso de Mestrado em Eng^a Estrutural, Instituto Superior Técnico, 1981.
- [44] Horne, M.R., "An Approximate Method for Calculating the Elastic Critical Loads of Multi-storey Plane Frames", J. Inst. Struct. Eng., Vol. 53, pp. 242-248, 1975.
- [45] Kirby, P.; Nethercot, D., Design for Structural Stability, Granada Publishing, 1979.
- [46] Silvestre, N.; Camotim, D., "In-plane Stability of Pitched-Roof Frames", Stability of Steel Structures, Eds. M. Yványi, Akadémiai Kiadó, Vol. I, pp. 469-476, Budapest, September 1995.

- [47] Silvestre, N.; Camotim, D., "Stability and Second-order Effects of Pitched-Roof Steel Frames", Proceedings-Stability Problems in Designing and Rehabilitation of Metal Structures - of Steel Structures - 5th International Colloquium on Stability, Eds. R. Batista, E. Batista, M. Pfeil, Rio de Janeiro, pp. 607-618, August 1996.
- [48] Bourrier, Pierre; Brozzetti, Jacques., Construction Métallique e Mixte Acier-Béton - Calcul et Dimensionnement selon Eurocodes 3 et 4, Vol. 1, Editions Eyrolles, 1996.
- [49] Maquoi, R., "Behaviour of Plate Componentes"- Stability Problems of Steel Structures, Eds. M. Yványi, M. Skaloud, CISM Course nº 323, Springer-Verlag, pp. 3-107, 1992.
- [50] "Introdition to Connection Design", lecture 11.1.2, ESDEP, The Steel Construction Institute, 1994.
- [51] Maquoi, R., "Ultimate Limit States of Plate-and Box-Girders", Steel Plated Structures, Eds M. Yványi, M. Skaloud, Springer-Verlag, CISM Course nº 358, pp. 247-320, 1995.
- [52] Dubas, P., "Limit States Design of Plate Girders", Steel Structures - Advances, Design and Construction, Eds. R. Narayanan, Elsevier Applied Science, pp. 98-107, 1987.
- [53] Cosenza, E.; De Luca, A; Faella, C; Mazzolani, F., "Imperfection Sensitivity of 'Industrial' Steel Frames", Steel Structures: Advances, Design and Construction, Eds. R. Narayanan, Elsevier Applied Publishers, pp. 326-336, 1987.
- [54] Chen, W.; Toma, S., "Advanced Analysis of Steel Frames", CRC Press, 1994.
- [55] Clifton, G. C., "Allowing for Second-order Effects in New Zeland Design", Structural Stability and Design, Eds. S. Kitipornchai, G. Hancock and M. Bradford, Balkema Rotterdam, pp. 255-262, 1995.

- [56] De Luca, A.; Faella, C.; Piluso, V., "Stability of Sway Frames: Different Approaches Around the World", *Steel Structures: Recent Research and Developments*, Eds. S. L. Lee, N. E. Shanmugam, Elsevier Applied Science, pp. 995-1003, 1991.
- [57] Davies, J., "In-plane Stability in Portal Frames", *The Structural Engineer*, Vol. 68, N° 8, pp. 141-147, 1990.
- [58] Davies, J., "Frames and Triangulated Structures", *Proceedings of the Second International Conference on Coupled Instabilities in Metal Structures (CIMS'96)*, Eds. J. Rondal, D. Dubina, V. Gioncu, Imperial College Press, pp. 319-330, 1996.
- [59] Wood, R., "Effective Lengths of Columns in Multi-storey Buildings", *The Structural Engineer*; Part 1, Vol. 52, No. 7, pp. 235-244, 1974; Part 2, Vol. 52, No. 8, pp. 295-315, 1974; Part 3, Vol. 52, No. 9, pp. 341-346, 1974.
- [60] BS 5950 - Structure use of Steelwork in Building: Part 1: Code of Practice for Design in Simple Construction: Hot-Rolled Sections, British Standards Institution, London, 1985.
- [61] Maquoi, R.; Rondal, J., "Mise en Équation des Nouvelles Courbes Européennes de Flambement", *Construction Métallique*, N° 1, 1978.
- [62] Bureau, A., "Application de l' Eurocode 3-DAN : Résistance au Déversement des Éléments Fléchis", *Révue de Construction Métallique*, n° 4, pp. 35-57, 1993.
- [63] Galéa, Y., "Abaques de Deversement pour Profilés Laminés", *Revue Construction Métallique*, n° 4, pp. 39-51, 1981.
- [64] Lequien, Ph., "Application de l' Eurocode 3 - Organigrammes de Vérification de la Résistance des Sections et des Éléments à Section en I- Partie A", *Révue de Construction Métallique*, n° 4, pp. 59-77, 1993.
- [65] Lequien, Ph., "Application de l' Eurocode 3 - Organigrammes de Vérification de la Résistance des Sections et des Éléments à Section en I- Partie B", *Révue de Construction Métallique*, n° 1, pp. 65-76, 1994.

- [66] Bureau, A.; Muzeau, J., "Presentation of the EC3 Tools", Proceedings of Second International Workshop on How to Implement the Eurocode 3 and 4 to University Courses, Eds. J. Murzewski; J. Muzeau, Cracóvia, pp. 41-46, 1994.
- [67] Conte, S.; Boor, Carl, Elementary Numerical Analysis - An Algorithmic Approach - 3rd Ed., Mc Graw Hill, 1981.
- [68] Massonet, Ch.; Cescotto, S., Mécanique des Matériaux, Sciences et Lettres, Liège.
- [69] Gálea, Y., "Flambement des Structures à Barres - Utilization du Calcul Linéaire", Révue de Construction Métallique, n° 3, pp. 61-76, 1989.
- [70] Freitas, J., Apontamentos da Disciplina de Cálculo Automático de Estruturas do Curso de Mestrado em Eng^a Estrutural, Instituto Superior Técnico, 1985.
- [71] Picard, A.; Beaulieu, D.; Kennedy, D., "Longueur de Flambement des Éléments en Compression", Révue de Construction Métallique, n° 2, pp. 3-15, 1992.
- [72] Al-Mshary, F.; Chen, W., "Elastic Second - Order Analysis for Frame Design", School of Civil Engineering, J. Construct.Steel Research, n° 15, pp. 303-322, 1990.

O trabalho efectuado durante a elaboração desta tese deu origem à seguinte publicação:

- [73] Barreto, V.; Camotim, D., "Computer Aided Design of Structural Steel Members According to Eurocode 3", Proceedings of 5th International Conference on Education, Practice and Promotion of Computational Methods in Engineering Using Small Computers (EPMESC V), Macau, Vol. 1, pp. 527-532, 1995.

ANEXO A

MATRIZ DE RIGIDEZ EXACTA DO PÓRTICO $[K^t]$

Em virtude de se admitir a hipótese da indeformabilidade axial das barras, a matriz de rigidez $[K^t]$ está associada, no máximo (deslocamento horizontal do piso permitido) aos três graus de liberdade d_i , indicados na figura A.1(a). Esta matriz é construída a partir dos coeficientes de rigidez de um elemento barra k_{ij} , com base na relação que existe entre os graus de liberdade globais d_i (do pórtico) e os graus de liberdade locais q_i (do elemento barra - ver figura A.1(b)).

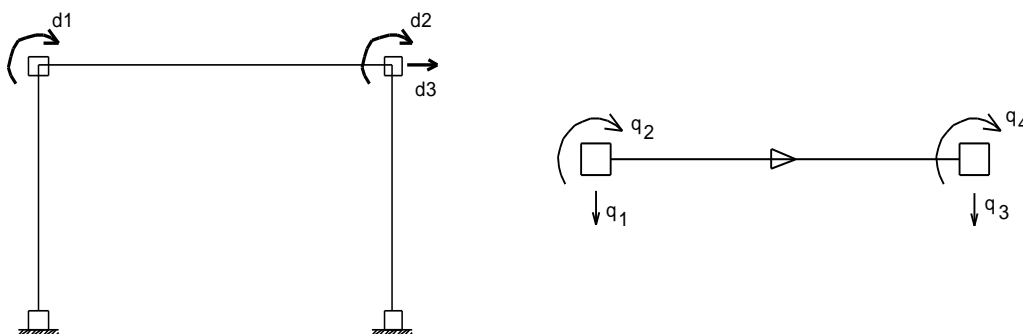


Figura A.1 - Graus de liberdade (a) globais d_i (do pórtico) e (b) locais q_i (do elemento).

Introduzem-se, em seguida, os coeficientes das matrizes de rigidez k_{ij} de um elemento barra bi-encastado e outro encastado-rotulado, os quais permitem construir as matrizes de rigidez globais de todos os tipos de pórtico considerados nesta tese:

(A) Elemento Barra bi-encastado

$$k^{ee} = \begin{bmatrix} C & B & -C & B \\ B & A & -B & D \\ -C & -B & C & -B \\ B & D & -B & A \end{bmatrix}, \quad (\text{A.1})$$

com

$$A = \frac{4EI}{L} \phi_3, \quad B = \frac{6EI}{L^2} \phi_2, \quad C = \frac{12EI}{L^3} \phi_1, \quad D = \frac{2EI}{L} \phi_4 \quad . \quad (\text{A.2})$$

(B) Elemento Barra encastrado-rotulado

$$k^{ee} = \left[\begin{array}{cc|cc} C_1 & B_1 & -C_1 & 0 \\ B_1 & A_1 & -B_1 & 0 \\ \hline -C_1 & -B_1 & C_1 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 \end{array} \right] \quad , \quad (\text{A.3})$$

com

$$A_1 = \left[4\phi_3 - \frac{\phi_4^2}{\phi_3} \right] \frac{EI}{L}, \quad B_1 = \left[6\phi_2 - \frac{3\phi_2\phi_4}{\phi_3} \right] \frac{EI}{L^2}, \quad C_1 = \left[12\phi_1 - \frac{9\phi_2^2}{\phi_3} \right] \frac{EI}{L^3} \quad . \quad (\text{A.4})$$

Observa-se que os coeficientes das matrizes de rigidez incluem quatro funções de estabilidade ϕ_i , as quais contabilizam a influência da presença do esforço axial P instalado no elemento barra. A dependência das funções ϕ_i em relação ao valor de P é altamente não linear, conforme se pode confirmar através da inspeção das expressões que traduzem essa mesma dependência, as quais se apresentam abaixo [42, 72]. As expressões estão escritas em termos de funções que dependem de dois parâmetros, β e u , dados por

$$\beta = \frac{L}{2} \sqrt{\frac{|P|}{EI}} \quad \text{e} \quad u = 2\beta \quad . \quad (\text{A.5})$$

É conveniente considerar separadamente os casos de $P > 0$ (compressão), $P = 0$ (não há esforço axial) e $P < 0$ (tracção):

(i) $P > 0$

$$\begin{aligned} \phi_1 &= \frac{\beta^2}{3(1 - \beta \cot g \beta)} & \phi_1 &= \phi_2 \beta \cot g \beta \\ \phi_3 &= \frac{3}{4} \phi_2 + \frac{1}{4} \beta \cot g \beta & \phi_4 &= \frac{3}{2} \phi_2 - \frac{1}{2} \beta \cot g \beta \end{aligned} \quad . \quad (\text{A.6})$$

(ii) $P = 0$

$$\phi_1 = \phi_2 = \phi_3 = \phi_4 = 1 \quad . \quad (\text{A.7})$$

(iii) $P < 0$

$$\begin{aligned} \phi_t &= 2 - 2 \cosh u + u \sinh u \\ \phi_1 &= \frac{u^3 \sinh u}{12 \phi_t} & \phi_2 &= \frac{u^2 (\cosh u - 1)}{6 \phi_t} \\ \phi_3 &= \frac{u (u \cosh u - \sinh u)}{4 \phi_t} & \phi_4 &= \frac{u (\sinh u - u)}{2 \phi_t} \end{aligned} \quad . \quad (\text{A.8})$$

A incorporação das expressões das funções de estabilidade nos coeficientes da matriz de rigidez global do pórtico e a hipótese (habitual) de se admitir que os esforços axiais em todas as barras dependem linearmente de um único parâmetro λ , faz com que seja possível escrever a referida matriz de rigidez na forma $[K^t(\lambda)]$. O menor valor do parâmetro λ que conduz ao anulamento do determinante desta matriz, designa-se por "valor crítico do parâmetro de carga λ_{cr} ". Sublinhe-se, por último, o facto de a presença de um esforço axial de tracção numa barra fazer aumentar a sua rigidez (este efeito é normalmente desprezado, o que equivale sempre a adoptar uma atitude conservativa).

ANEXO B

DETERMINAÇÃO DA LINHA NEUTRA PLÁSTICA

(Secções submetidas a Flexão Desviada Composta)

Admite-se a secção reduzida à sua linha média (ver figura B.1(a)) e, sem perda de generalidade (a secção é bissimétrica), consideram-se apenas linhas neutras com declives positivos e que intersectam a parte inferior da secção (sentido positivo do eixo dos z-z - ver figura B.1(b)).

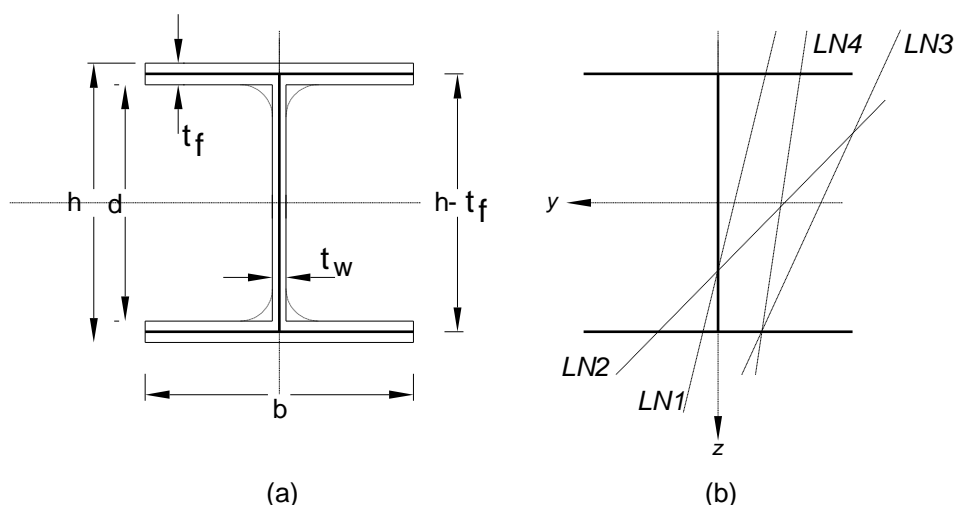


Figura B.1 - (a) Geometria da secção.

(b) Linhas neutras plásticas consideradas.

Tratam-se separadamente os casos de a secção estar submetida a flexão desviada composta com compressão e com tracção.

(A) Secção submetida a flexão desviada composta com compressão

$$(N_c.S_d + M_y.S_d + M_z.S_d)$$

Pretende-se determinar o ponto onde a linha neutra plástica associada a valores conhecidos de $M_y.S_d$ e $M_z.S_d$ intersecta a alma, o qual é fornecido pela grandeza d_{LN} (ver figura B.2).

Três situações podem ocorrer, conforme se mostra na figura B.2:

- (i) A linha neutra intersecta a alma e ambos os banzos (LN1).
- (ii) A linha neutra intersecta a alma e um dos banzos (LN2).
- (iii) A linha neutra não intersecta a alma (LN3).

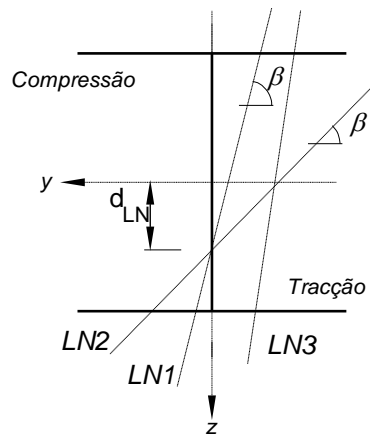


Figura B.2 - Flexão desviada composta com compressão - linhas neutras possíveis.

Os valores de $M_{y.Sd}$ e $M_{z.Sd}$ correspondem à LN1 desde que seja possível determinar valores de d_{LN} e $tg\beta$ (declive da linha neutra - ver figura B.2) que satisfaçam simultaneamente as condições

$$M_{y.Sd} = M_{pl.y.Rd} - \left[\frac{2d_{LN}}{tg\beta}(h - t_f)t_f + d_{LN}^2 t_w \right] f_y$$

$$M_{z.Sd} = M_{pl.z.Rd} - \left[\frac{2d_{LN}}{tg^2\beta}(h - t_f)t_f + \frac{d_{LN} t_w^2}{2} \right] f_y \quad . \quad (8.1)$$

$$d_{LN} + \frac{h - t_f}{2} \leq tg\beta \frac{b}{2} \quad e \quad d_{LN} \leq \frac{h - t_f}{2} \approx \frac{d}{2}$$

Os valores de $M_{y.Sd}$ e $M_{z.Sd}$ correspondem à LN2 desde que seja possível determinar valores de d_{LN} e $tg\beta$ que satisfaçam simultaneamente as condições

$$M_{y.Sd} = M_{pl.y.Rd} - \left\{ \left[\frac{b}{2} - \left(\frac{h-t_f}{2} - d_{LN} \right) / tg\beta \right] (h-t_f)t_f + d_{LN}^2 t_w \right\} f_y$$

$$M_{z.Sd} = M_{pl.z.Rd} - \left\{ \left[b^2 - \left[\left(\frac{h-t_f}{2} - d_{LN} \right) / tg\beta \right]^2 \right] \frac{t_f}{4} + \frac{d_{LN} t_w^2}{2} \right\} f_y \quad (8.2)$$

$$d_{LN} + \frac{h-t_f}{2} > tg\beta \frac{b}{2} \quad e \quad d_{LN} \leq \frac{h-t_f}{2} \approx \frac{d}{2}$$

No caso de não ser possível satisfazer nem as condições (8.1) nem as condições (8.2), a linha neutra não intersecta a alma e toma-se $d_{NL} = 0.5 d$ (alma totalmente comprimida).

(B) Secção submetida a flexão desviada composta com tracção
($N_{t.Sd} + M_{y.Sd} + M_{z.Sd}$)

Pretende-se determinar o ponto onde a linha neutra plástica associada a valores conhecidos de $N_{t.Sd}$ e $M_{z.Sd}$ intersecta a alma (grandeza d_{LN} - ver figura B.3) ou, no caso de tal não suceder, o ponto onde essa mesma linha neutra plástica intersecta o banzo saliente parcialmente comprimido em situação mais desfavorável (grandeza c_{LN} - ver figura B.3).

Quatro situações podem ocorrer, conforme se mostra na figura B.3:

- (i) A linha neutra intersecta a alma e ambos os banzos (LN1).
- (ii) A linha neutra intersecta a alma e um dos banzos (LN2).
- (iii) A linha neutra não intersecta a alma e intersecta um dos banzos (LN3).
- (iv) A linha neutra não intersecta a alma e intersecta ambos banzos (LN4).

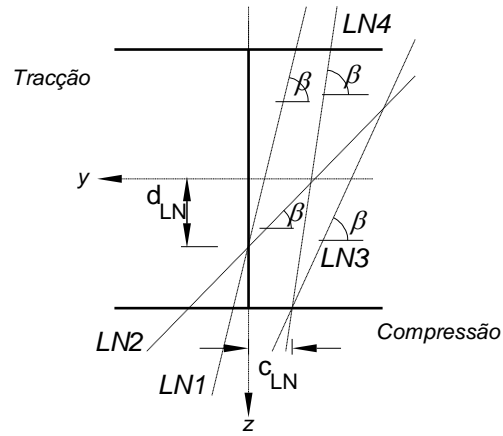


Figura B.3 - Flexão desviada composta com tracção - linhas neutras possíveis.

Os valores de $N_{t.Sd}$ e $M_{z.Sd}$ correspondem à LN1 desde que sejam satisfeitas simultaneamente as condições

$$N_{t.Sd} = N_{pl.Rd} - \left[(2b - 4d_{LN}/\text{tg}\beta) t_f + (h - t_f - 2d_{LN}) t_w \right] f_y$$

$$M_{z.Sd} = M_{pl.z.Rd} - \left[\frac{2d_{LN}}{\text{tg}^2\beta} (h - t_f) t_f + \frac{d_{LN} t_w^2}{2} \right] f_y \quad . \quad (8.3)$$

$$d_{LN} + \frac{h - t_f}{2} \leq \text{tg}\beta \frac{b}{2} \quad \text{e} \quad d_{LN} \leq \frac{h - t_f}{2} \approx \frac{d}{2}$$

Os valores de $N_{t.Sd}$ e $M_{z.Sd}$ correspondem à LN2 desde que seja possível determinar valores de d_{LN} e $\text{tg}\beta$ que satisfaçam simultaneamente as condições

$$N_{t.Sd} = N_{pl.Rd} - \left\{ \left[b + (h - t_f - 2d_{LN})/\text{tg}\beta \right] t_f + (h - t_f - 2d_{LN}) t_w \right\} f_y$$

$$M_{z.Sd} = M_{pl.z.Rd} - \left\{ \left[b^2 - \left[(h - t_f - 2d_{LN})/\text{tg}\beta \right]^2 \right] \frac{t_f}{4} + \frac{d_{LN} t_w^2}{2} \right\} f_y \quad . \quad (8.4)$$

$$d_{LN} + \frac{h - t_f}{2} > \text{tg}\beta \frac{b}{2} \quad \text{e} \quad d_{LN} \leq \frac{h - t_f}{2} \approx \frac{d}{2}$$

No caso de não ser possível satisfazer nem as condições (8.3) nem as condições (8.4), a linha neutra não intersecta a alma, toma-se $d_{NL} = 0.5 d$ (alma totalmente traccionada) e é necessário determinar o valor de c_{LN} .

Os valores de $N_{t.Sd}$ e $M_{z.Sd}$ correspondem à *LN3* desde que seja possível determinar valores de c_{LN} e $tg\beta$ que satisfaçam simultaneamente as condições

$$N_{t.Sd} = N_{pl.Rd} - (b - 2c_{LN}) t_f f_y$$

$$M_{z.Sd} = M_{pl.z.Rd} - \left\{ (b^2 + 4c_{LN}^2) \frac{t_f}{4} + (h - t_f) \frac{t_w^2}{4} \right\} f_y \quad . \quad (8.5)$$

$$c_{LN} + (h - t_f)/tg\beta \geq \frac{b}{2}$$

Os valores de $N_{t.Sd}$ e $M_{z.Sd}$ correspondem à *LN4* desde que seja possível determinar valores de c_{LN} e $tg\beta$ que satisfaçam simultaneamente as condições

$$N_{t.Sd} = N_{pl.Rd} - [2b - 4c_{LN} - 2(h - t_f)/tg\beta] t_f f_y$$

$$M_{z.Sd} = M_{pl.z.Rd} - \left\{ \left[(tg\beta c_{LN})^2 + (tg\beta c_{LN} + h - t_f)^2 \right] \frac{t_f}{tg^2\beta} + (h - t_f) \frac{t_w^2}{4} \right\} f_y \quad . \quad (8.6)$$

$$c_{LN} + (h - t_f)/tg\beta < \frac{b}{2}$$

