



UNIVERSIDADE TÉCNICA DE LISBOA
INSTITUTO SUPERIOR TÉCNICO

**APLICAÇÃO DO MÉTODO DAS COMPONENTES
A LIGAÇÕES VIGA-PILAR, METÁLICAS E MISTAS,
SUJEITAS A CARREGAMENTO CÍCLICO**

João Pedro de Oliveira Dias Prudente dos Santos
(Licenciado)

Dissertação para a obtenção do grau de Mestre em Engenharia de Estruturas

Orientador: Doutor Luís Manuel Calado de Oliveira Martins

Júri

Presidente: Doutor Luís Manuel Calado de Oliveira Martins

Vogais: Doutor Paulo Jorge de Melo Matias Faria de Vila Real
Doutor João Carlos de Oliveira Fernandes de Almeida

Julho de 2008

Resumo

O aparecimento dos Eurocódigos e das “novas” ligações semi-rígidas, por oposição às anteriores, rígidas ou rotuladas, deu origem ao estabelecimento do Método das Componentes como principal método utilizado na caracterização de ligações metálicas e mistas. Segundo a pesquisa bibliográfica efectuada, este método mecânico permite caracterizar o comportamento de ligações sujeitas a carregamentos estáticos no entanto pouco se sabe sobre a sua aplicação a carregamentos cíclicos.

As tarefas realizadas no âmbito desta dissertação desenvolveram-se nas três frentes do estudo de ligações metálicas e mistas: experimental, analítica e numérica. No âmbito da primeira foram estudados 8 ensaios (2 monotónicos e 6 cíclicos) de ligações soldadas e com cantoneiras para aferir o seu comportamento estático e cíclico.

Os estudos analítico e numérico consistiram na aferição do comportamento estático das 8 ligações. O primeiro foi realizado, para todas, através do Método das Componentes enquanto o segundo, para duas apenas, através de modelos tridimensionais de elementos finitos.

A comparação dos resultados e a definição de critérios permitiram calibrar parâmetros de avaliação do Método das Componentes e perceber se este é adequado a situações de carregamentos cíclico. O estudo desenvolvido é uma contribuição para a definição de parâmetros de transformação da caracterização do comportamento em situações de carregamento estático para a caracterização em situações de carregamento dinâmico.

Abstract

The appearing of the Eurocodes and of the “new” semi-rigid connections, which overcame the previous, rigid or pinned, were decisive for the Component Method to become the primary method for the characterization of steel and composite connections. According to the bibliographic research conducted this mechanical method is able to characterize the behavior of connections subjected to static loading but few is known about its ability to characterize their cyclic behavior.

The tasks conducted in the scope of this thesis took place in the three areas of contemporaneous study of steel and composite connections: experimental, analytical and numerical. In the scope of the first one were studied 8 tests (2 monotonic and 6 cyclic), conducted to welded and with bolted angles connections, to obtain their static and cyclic behavior.

The analytical and numerical studies consisted in obtaining the static behavior of the 8 connections models tested. The first was conducted to all models and the second just to two of them.

Comparison between results and the definition of several criteria enabled the definition of parameters for evaluating the Component Method and understanding the appropriateness of it to analysis of cyclic loading situations. This study is a contribution for the definition of parameters that can be used as transformation parameters for the Component Method characterize cyclic behavior instead of static behavior.

Palavras-chave

Ligações Semi-Rígidas
Ligações Metálicas e Mistas
Ensaio Experimentais
Método das Componentes
Modelação com Elementos Finitos
Comportamento Cíclico

Key-words

Semi-Rigid Connections
Steel and Composite Connections
Experimental Tests
Component Method
Finite Element Modelling
Cyclic Behaviour

Agradecimentos

Ao Professor Luís Calado, pela amizade, dedicação, apoio e ensinamentos imprescindíveis.

Aos meus Pais, aos meus Irmãos, aos meus Avós e à Nélia pela amizade, amor e carinho.

Muito Obrigado

Índice

Resumo	i
Abstract	iii
Palavras-chave	v
Agradecimentos	vii
Simbologia	xiii
1 Introdução	1
1.1 Apresentação do trabalho	1
1.2 Enquadramento	1
1.2.1 A importância das ligações	1
1.2.2 Regulamentação e iniciativas de investigação e divulgação	2
1.3 Principais objectivos	3
2 Revisão bibliográfica	5
2.1 Considerações gerais	5
2.2 Método das Componentes	5
2.3 Ensaio experimentais	8
2.3.1 Ensaio em ligações metálicas	8
2.3.2 Ensaio em ligações mistas	10
2.4 Simulação numérica de ligações com elementos finitos 3D	11
3 Ligações metálicas e mistas	15
3.1 Ligações resistentes a momento flector	15
3.1.1 Ligações rígidas e de resistência total	15
3.1.2 Ligações rotuladas	15
3.1.3 Ligações semi-rígidas	16
3.2 Classificação de ligações segundo a regulamentação europeia	16
3.2.1 Critério: resistência	17
3.2.2 Critério: rigidez	18
3.3 Idealização do comportamento de ligações segundo as normas europeias	19
4 Ensaio experimentais	23
4.1 Introdução e enquadramento	23
4.2 Caracterização dos materiais constituintes	24
4.2.1 Ensaio de caracterização mecânica do aço estrutural	25
4.3 Ensaio experimentais realizados aos modelos de ligações	27
4.3.1 Definição e descrição dos modelos ensaiados	27
4.3.2 Equipamento e instrumentação dos modelos ensaiados	31
4.3.3 Procedimento adoptado nos ensaios – história de carga	34

4.3.4	Resultados dos ensaios experimentais	34
4.3.4.1	Curvas M-d/H dos ensaios monotónicos	35
4.3.4.2	Curvas M-d/H dos ensaios cíclicos	36
4.3.5	Obtenção dos limites de classificação das ligações ensaiadas	38
4.3.5.1	Classificação segundo a regulamentação – critério de resistência.....	38
4.3.5.2	Classificação segundo a regulamentação – critério de rigidez	42
4.3.6	Análise estrutural – transformação de curvas M- Φ em M-d/H	45
4.3.7	Tratamento dos resultados nos ensaios cíclicos	48
4.3.7.1	Obtenção dos gráficos M-d/H de referência	49
4.3.7.2	Obtenção da área sob o gráfico M-d/H de cada ciclo experimental.....	53
4.3.7.3	Crítérios de rotura dos modelos ensaiados ciclicamente	54
4.3.7.4	Obtenção das curvas M-d/H correspondentes à rotura	57
5	O Método das Componentes.....	59
5.1	Generalidades	59
5.2	Agrupamento de componentes	60
5.2.1	Agrupamento linear.....	60
5.2.2	Agrupamento rotacional.....	61
5.3	Identificação das regiões e componentes de ligações	63
5.4	Caracterização das componentes.....	70
5.4.1	Alma da coluna sujeita ao corte – componente 1	71
5.4.2	Alma da coluna sujeita à compressão transversal – componente 2.....	72
5.4.3	Alma da coluna sujeita à tracção transversal – componente 3	75
5.4.4	Banzo de coluna sujeito à flexão – componente 4	79
5.4.5	Chapa de topo sujeita à flexão – componente 5	80
5.4.6	Aba de cantoneira de topo sujeita à flexão – componente 6.....	82
5.4.7	Banzo e alma de viga comprimidos – componente 7	83
5.4.8	Parafuso traccionado – componente 10	84
5.4.9	Parafuso sujeito ao corte – componente 11	84
5.4.10	Parafuso e chapa sujeitos ao esmagamento – componente 12.....	85
5.4.11	Soldaduras solicitadas – componente 19	87
5.4.12	Betão da coluna sujeito ao corte – componente 21.....	87
5.4.13	Betão da coluna sujeito a compressão transversal – componente 22	88
5.4.14	Armadura longitudinal de reforço sujeita à tracção – componente 23	90
5.5	Montagem das componentes e caracterização da ligação.....	91
5.5.1	Montagem dos modelos de componentes	92
5.5.2	Obtenção do momento flector resistente, $M_{j,Rd}$	95
5.5.3	Obtenção da rigidez rotacional da ligação, $S_{j,ini}$	100
5.6	Obtenção de $M_{j,Rd}$, $S_{j,ini}$	103
5.6.1	WW-S1 e WW-S2	104
5.6.2	WW-CB	105
5.6.3	WW-CBC.....	107

5.6.4	TSW-S1 e TSW-S2	110
5.6.5	TSW-CB	113
5.6.6	TSW-CBC.....	115
5.7	Obtenção das curvas M- Φ e M-d/H	118
6	Análise numérica de ligações	121
6.1	Considerações gerais e objectivos	121
6.2	Descrição dos modelos de elementos finitos	121
6.2.1	Geometria.....	122
6.2.2	Malha de elementos finitos	124
6.2.3	Leis constitutivas dos materiais	128
6.2.4	Carregamento aplicado.....	130
6.2.5	Condições de fronteira e leis de interacção.....	132
6.2.5.1	Condições de fronteira: encastramentos nas colunas	132
6.2.5.2	Ligações rígidas – <i>tie constraints</i>	133
6.2.5.3	Ligações com atrito e sem sobreposição.....	135
6.2.5.4	Parafusos e furos.....	136
6.3	Análise dos modelos de elementos finitos	137
6.3.1	Estudo da ligação WW-S1	138
6.3.2	Estudo da ligação TSW-S1 – estudo paramétrico	141
6.3.2.1	Efeito do pré-esforço nos parafusos	141
6.3.2.2	Modelação do ajuste dos parafusos – material de preenchimento	144
7	Análise de resultados e proposta de parâmetros.....	147
7.1	Comparação e discussão dos resultados.....	147
7.1.1	Modelos sujeitos a carregamentos monotónicos.....	147
7.1.2	Modelos sujeitos a carregamentos cíclicos	149
7.2	Definição dos critérios para obtenção dos factores f_M e f_S	153
7.2.1	Critério da rotação da ligação	154
7.2.1.1	Critério da ductilidade mínima exigida a ligações soldadas.....	154
7.2.1.2	Critério da rotação máxima anterior à ocorrência de <i>pinching</i>	155
7.2.2	Critério da variação da resistência.....	156
7.2.3	Critério dos múltiplos da flecha regulamentar.....	157
7.3	Determinação dos f_M e f_S e escolha dos critérios	157
7.3.1	Ligações soldadas	157
7.3.2	Ligações com cantoneiras	160
8	Conclusões finais e desenvolvimentos futuros	165
	Referências bibliográficas	169
	Anexo A – Mecanismo <i>T-Stub</i> traccionado.....	i
	Anexo B – Caracterização das componentes estudadas.....	v
	Anexo C – Grandezas inerentes à determinação de f_M e f_S.....	xxiii

Simbologia

Letras minúsculas latinas

a	deslocamento medido na extremidade da viga devido à deformação da coluna
a⁺	limite positivo de amplitude de um ciclo
a⁻	limite negativo de amplitude de um ciclo
a_b	dimensão do cordão de soldadura de uma viga soldada
a_c	dimensão do cordão de soldadura de uma coluna soldada
a_p	dimensão do cordão de soldadura que liga uma viga a uma chapa de topo
b	deslocamento medido na extremidade da viga devido à rotação relativa ligação
b₀	distância entre os conectores externos de uma secção de viga mista
b₂	ordenada na origem da recta de referência do comportamento plástico positivo
b₄	ordenada na origem da recta de referência de comportamento plástico negativo
b_e	largura efectiva de secção mista de, apenas, um dos lados da alma
b_{eff}	largura efectiva de secção mista
b_{eff,b,wc}	largura efectiva do banzo da coluna sujeito à flexão
b_{eff,c,wc}	largura efectiva da alma da coluna sujeita à compressão
b_{eff,t,wc}	largura efectiva da alma da coluna sujeita à tracção
b_p	largura da chapa de topo
c	deslocamento medido na extremidade da viga devido à deformação da mesma
c_c	medida de alma comprimida para efeitos de classificação da secção
d	deslocamento total medido na extremidade da viga
d_i	deformação exibida pela componente i
d_s	distância entre os centros de gravidade dos reforços de alma
d_w	diâmetro exterior de anilha
d_{wc}	comprimento de alma de perfil metálico
e	distância entre o centro do parafuso e o bordo longitudinal do <i>T-Stub</i>
e₁	distância entre o centro do parafuso e o bordo transversal do <i>T-Stub</i>
e₂	distância entre o centro do parafuso e o bordo paralelo à força de corte
e_{min}	menor das distâncias entre centro do parafuso e bordos do <i>T-Sub</i>
e_w	espessura da anilha
e_x	distância entre o centro do parafuso e o bordo superior de uma chapa de topo
f_{ck}	tensão limite característica do betão
f_{cd}	tensão limite de dimensionamento do betão
f_M	parâmetro afecto à resistência obtida através do Método das Componentes
f_S	parâmetro afecto à rigidez obtida através do Método das Componentes
f_{sk}	tensão de cedência das armaduras de reforço
f_u	tensão última do aço estrutural
f_{ub}	tensão última do aço que constitui os parafusos
f_y	tensão de cedência do aço estrutural

f_{yb}	tensão de cedência do aço que constitui os parafusos
$f_{y,bp}$	tensão de cedência do aço das chapas de reforço posteriores
$f_{y,wc}$	tensão de cedência do aço que constitui a alma da coluna
h_1	distância entre as fiadas de armadura da viga mista
h_2	distância entre o banzo metálico superior e a fiada de armaduras inferior
h_a	espessura da anilha
h_b	altura do perfil metálico da viga
h_c	altura da cabeça do parafuso ou altura do perfil metálico da coluna
h_f	espessura das chapas unidas pelo parafuso
h_p	altura da porca
h_{cp}	altura da chapa de contacto
h_r	distância entre a fila comprimida e a fila r de uma ligação
k_b	parâmetro relativo à posição dos parafusos sujeitos a esmagamento ou parâmetro relativo à classificação de ligações quanto à rigidez
k_{b1}	parâmetro relativo à posição dos parafusos sujeitos a esmagamento
k_{b2}	parâmetro relativo à posição dos parafusos sujeitos a esmagamento
k_{COMP}	coeficiente de rigidez da fila de componentes traccionadas
k_{CORTE}	coeficiente de rigidez das componentes relativas ao corte
$k_{eff,r}$	rigidez efectiva da fila de componentes traccionada com índice r
k_{eq}	rigidez equivalente às filas traccionada
k_i	coeficiente de rigidez da componente i
k_t	parâmetro relativo à posição dos parafusos sujeitos a esmagamento
$k_{TRACÇÃO}$	coeficiente de rigidez relativo às componentes traccionadas da fila r
k_{wc}	parâmetro relativo à interacção de tensões transversais e longitudinais na alma
$k_{wc,c}$	parâmetro relativo à interacção de tensões transversais e longitudinais no betão
k_{β}	parâmetro relativo ao corte no painel de alma da coluna
I^+	coordenada inerente à obtenção da área de referência
I^-	coordenada inerente à obtenção da área de referência
l_{eff}	largura efectiva a usar em <i>T-Stub</i>
$l_{eff,1}$	largura efectiva, a usar em <i>T-Stub</i> , correspondente ao modo de rotura 1
$l_{eff,2}$	largura efectiva, a usar em <i>T-Stub</i> , correspondente ao modo de rotura 2
$l_{eff,cp}$	largura efectiva correspondente a rotura circular
$l_{eff,nc}$	largura efectiva correspondente a rotura com padrão não circular
m	largura resistente do mecanismo <i>T-Stub</i>
m_1	declive da recta de referência do comportamento elástico positivo
m_2	declive da recta de referência do comportamento plástico positivo
m_3	declive da recta de referência do comportamento elástico negativo
m_4	declive da recta de referência do comportamento plástico negativo
m_x	largura resistente da zona exterior do <i>T-Stub</i> da chapa de topo
n	distância entre o parafuso e o bordo livre mais próximo

n_b	número de filas de parafusos sujeitas ao corte
p	distância entre centros de parafusos adjacentes
p_2	distância entre centros de parafusos medida na perpendicular ao esforços de corte
q	carga distribuída aplicada à viga
r^+	coordenada de intersecção das rectas elástica e plástica positivas de referência
r^-	coordenada de intersecção das rectas elástica e plástica negativas de referência
r_a	raio de curvatura central de cantoneira
r_c	raio de curvatura da secção do perfil da coluna
r_{cic}	rácio entre resistência de ensaio cíclico
r_{mon}	rácio entre resistência de ensaio monotónico
s	dimensão da junção entre alma e banzo de perfil metálico
s^+	distância inerente à obtenção da área de referência
s^-	distância inerente à obtenção da área de referência
s_p	dimensão da degradação de cargas ao longo da chapa de topo
t	espessura de alma comprimida
t_a	espessura de cantoneira
t_{cp}	espessura de chapa de contacto
$t_{eff,c}$	largura da biela comprimida de betão existente na alma da coluna
t_{fb}	espessura do banzo da viga
t_{fc}	espessura do banzo da coluna
t_g	tangente de recta no gráfico M-d/H
tg_{ini}	tangente inicial de recta relativa ao Método das Componentes no gráfico M-d/H
$tg_{ini,din}$	tangente inicial de recta relativa ao comportamento dinâmico no gráfico M-d/H
t_p	espessura da chapa de topo
t_{wc}	espessura da alma de coluna
v	distancia entre linha neutra elástica e fibra condicionante
v_b	distancia entre linha neutra elástica e fibra condicionante de secção de viga
v_c	distancia entre linha neutra elástica e fibra condicionante de secção de coluna
w	distância entre centro dos parafusos da mesma fila exterior em chapa de topo
z	braço de binário de forças
z_i	braço de binário de forças correspondente à componente i
z_{eq}	braço equivalente de componentes traccionadas

Letras maiúsculas latinas

A	tangente de recta no gráfico M-d/H
A_0^+	área positiva de referência
A_0^-	área negativa de referência
A_{0i}	área de referência do ciclo i
A_i	área do ciclo i
A_{sr}	área de armadura de uma fiada de varões

A_{vc}	área de corte da coluna
C	força de compressão
E_{0i}	energia de referência do ciclo i
E_a	módulo de elasticidade do aço estrutural
E_{cm}	módulo de elasticidade médio do betão
E_i	energia do ciclo i
E_s	módulo de elasticidade do aço das armaduras de reforço
F	força aplicada a cada modelo de ligação
F_{1,REF}	resistência adicional devida aos reforços da componente 1
F_{comp,i}	resistência da componente comprimida i
F_{c,Rd}	resistência da fila de componentes comprimidas
F_i	resistência da componente i
F_{p,Cd}	força de pré-esforço aplicada aos parafusos
F_{Rd,1}	resistência da mola 1
F_{Rd,2}	resistência da mola 2
F_{r,i}	resistência da componente traccionada i da fila r
F_{t,r,Rd}	resistência à tracção da fila traccionada r
H	comprimento da viga
I_b	inércia da secção da viga
I_c	inércia da secção da coluna
L_b	comprimento da viga ou alongamento do parafuso
L_{b*}	alongamento de referência do parafuso
L_c	comprimento da coluna
L_e	vão equivalente de viga
L_M	comprimento exibido pelas vigas em consola dos modelos ensaiados
M	momento flector aplicado ao modelo ensaiado
M_{b,Rd}	momento resistente da viga
M_{b1,Ed}	momento flector aplicado ao lado direito da viga
M_{b2,Ed}	momento flector aplicado ao lado esquerdo da viga
M_{bp,Rd}	momento resistente das chapas de reforços posteriores
M_{c,Rd}	momento resistente da coluna
M_{Ed}	momento actuante à ligação
M_{el,Rd}	momento elástico resistente
M_{el,b,Rd}	momento elástico resistente da viga
M_{el,c,Rd}	momento elástico resistente da coluna
M_j	momento da ligação
M_{j,Ed}	momento actuante na ligação
M_{j,Rd}	momento resistente da ligação
M_{j,Rd,din}	momento resistente da ligação sujeita a carregamentos dinâmicos
M_{j,Rd,EXP,cic}	momento resistente obtido de cada um dos ensaios cíclicos

$M_{j,Rd,EXP,mon}$	momento resistente obtido de cada um dos ensaios monotónicos
$M_{j,Rd,MC,cic}$	momento resistente obtido, com o Método das Componentes, para cada um dos ensaios cíclicos
$M_{j,Rd,MC,mon}$	momento resistente obtido, com o Método das Componentes, para cada um dos ensaios monotónico
$M_{pl,Rd}$	momentos plástico resistente
$M_{pl,1,Rd}$	resistência plástica inerente ao mecanismo <i>T-Stub</i>
$M_{pl,2,Rd}$	resistência plástica inerente ao mecanismo <i>T-Stub</i>
$M_{pl,fc,Rd}$	resistência plástica do banzo da coluna ao momento flector
$M_{pl,s,Rd}$	resistência plástica das armaduras de reforço da coluna betonada
$M_{pl,st,Rd}$	resistência plástica dos reforços transversais ao momento flector
M_{RT}	momento necessário para classificação de ligação como de resistência total
N_{Ed}	esforço normal actuante
$N_{pl,Rd}$	resistência ao esforço normal
Q	força de alavanca
R_a	resistência plástica do perfil metálico sujeito a cargas axiais
R_f	resistência plástica do banzo do perfil metálico sujeito a cargas axiais
R_s	resistência plástica das armaduras de reforço sujeitas a cargas axiais
R_{eh}	valor da tensão de cedência obtido de um ensaio à tracção
R_i	região <i>i</i>
R_m	valor máximo de tensão obtido de um ensaio à tracção
S_j	rigidez rotacional da ligação
R_w	resistência plástica da alma do perfil metálico sujeito a cargas axiais
$S_{j,ini}$	rigidez rotacional inicial da ligação
$S_{j,ini,din}$	rigidez rotacional da ligação quando sujeita a carregamento dinâmico
$V_{wp,Rd}$	resistência do painel de alma da coluna ao corte

Letras gregas

α	parâmetro inerente à flexão provocada pelos parafusos nas chapas dos mecanismos <i>T-Stub</i>
α_b	parâmetro relativo ao esmagamento de parafusos e chapas
α_c	parcela de alma comprimida
α_d	parâmetro relativo ao esmagamento de parafusos e chapas
α_v	parâmetro relativo corte de parafusos
β	parâmetro de transformação de forças de corte para compressão
γ_7	coeficiente parcial de segurança relativo ao pré-esforço nos parafusos
γ_a	coeficiente parcial de segurança relativo ao aço estrutural
γ_{M0}	coeficiente parcial de segurança aplicado aos aços estruturais, quer de perfis quer de chapas perfiladas
γ_s	coeficiente parcial de segurança aplicado às armaduras de reforço

ε	extensão dos provetes de aço sujeitos ao ensaio de tracção
ε_p	extensão correspondente a um ponto de plastificação de relação constitutiva multilinear
ε_u	extensão última
η	parâmetro de forma de ligações metálicas e mistas
θ	ângulo entre a biela comprimida e a vertical
λ_1	parâmetro inerente à determinação de α
λ_2	parâmetro inerente à determinação de α
$\overline{\lambda}_p$	esbelteza do painel de alma da coluna
ν	coeficiente que exprime a interacção das tensões de compressão e corte
ρ	factor de redução que permite entrar em conta com a encurvadura da alma da coluna
σ	tensão aplicada aos provetes em ensaios de tracção
$\sigma_{com,Ed}$	tensão longitudinal actuante no perfil metálico da coluna
$\sigma_{com,c,Ed}$	tensão longitudinal actuante no betão do perfil metálico da coluna
τ	ângulo realizado pelas colunas deformadas dos modelos de ligações
Φ_j	rotação relativa da ligação
Ψ	coeficiente de forma da ligação
ω	factor de redução para avaliação do efeito do corte nas tensões de compressão transversal
ω_1	factor de redução para avaliação do efeito do corte nas tensões de compressão transversal
ω_2	factor de redução para avaliação do efeito do corte nas tensões de compressão transversal
ω_{pl}	módulo plástico de flexão
$\omega_{pl,a}$	módulo plástico de flexão do perfil metálico

1 Introdução

1.1 Apresentação do trabalho

O texto que se apresenta consiste na Dissertação para obtenção do Grau de Mestre em Engenharia de Estruturas e foi realizado pelo Licenciado em Engenharia Civil João Pedro de Oliveira Dias Prudente dos Santos. Os trabalhos conducentes à elaboração desta dissertação foram realizados em 2006 e 2007 com o objectivo de obter aprovação no 23º Mestrado em Engenharia de Estruturas, leccionado no Departamento de Engenharia Civil e Arquitectura do Instituto Superior Técnico – Universidade Técnica de Lisboa.

Este trabalho insere-se no âmbito da construção metálica e mista, tecnologia pouco utilizada em Portugal, quando comparada com a tradicional construção em betão armado. O tema é o das ligações metálicas e mistas, viga-pilar, semi-rígidas, sujeitas a cargas cíclicas. Dá-se maior ênfase ao método usado pela regulamentação (EN 1993-1-8 [1] e EN 1994-1-1 [2]) para definir o comportamento de ligações semi-rígidas resistentes a momento flector – O Método das Componentes.

A revisão bibliográfica realizada permitiu concluir sobre a falta de trabalhos de investigação realizados no âmbito do Método das Componentes e com interesse em situações de carregamento cíclico. Esta conclusão motivou a realização dos estudos e trabalhos que se descrevem neste texto.

Como se verá mais adiante, o trabalho que se apresenta é realizado em diversas frentes de estudo da área das estruturas metálicas e mistas. O estudo de ensaios experimentais, monotónicos e cíclicos, a realização de modelos de elementos finitos com grande grau de refinamento e recorrendo aos mais avançados *softwares* e o estudo de vários tipos de ligações através do Método das Componentes são as principais tarefas realizadas e aqui descritas.

Considera-se que o trabalho descrito neste texto constitui, não só, formação avançada no âmbito da Engenharia de Estruturas como também trabalho de investigação que poderá motivar estudos futuros sobre o mesmo assunto.

1.2 Enquadramento

1.2.1 A importância das ligações

No passado as ligações metálicas e mistas eram tidas como infinitamente rígidas ou rotuladas. A pormenorização deste tipo de ligações seguia o objectivo de conseguir transmitir o máximo momento possível (ligações rígidas) ou o menor momento possível (ligações rotuladas) sem se verificar qualquer tipo de rotura.

Com a chegada das “novas” ligações semi-rígidas [3,1,2], no final dos anos 70, os sectores da construção metálica e mista sofreram alterações devido às novas possibilidades de optimização deste tipo de estruturas, principalmente no que diz respeito ao controlo de fenómenos de instabilidade e redução do volume dos contraventamentos [4].

Inúmeros trabalhos de investigação foram realizados, em todo o mundo, para definir modelos matemáticos e físicos de descrição do comportamento de ligações semi-rígidas aplicáveis ao dimensionamento e verificação de segurança.

O conhecimento do comportamento real das ligações e a definição de modelos matemáticos que o representem correctamente são essenciais ao bom funcionamento e economia das tecnologias de construção metálica e mista. Os parâmetros mais importantes na determinação deste comportamento são a rigidez e a resistência máxima, S_j e $M_{j,Rd}$, respectivamente. São estas que determinam o comportamento das ligações e, logo, da estrutura a que pertencem. Este comportamento, que se refere, pode ser relativo a carregamentos estáticos ou cíclicos.

A necessidade de estudar o comportamento das estruturas e de as tornar mais seguras quando sujeitas a cargas dinâmicas é cada vez maior. Em Portugal estes esforços devem ser redobrados por se tratar de um país situado numa região com elevada sismicidade. Justifica-se, então, um trabalho como o que se apresenta, não só do ponto de vista científico mas também do ponto de vista prático.

1.2.2 Regulamentação e iniciativas de investigação e divulgação

Muito tem sido feito no âmbito das ligações metálicas e mistas semi-rígidas na Europa. O esforço de normalização das regras europeias, relativas à engenharia de estruturas, através dos Eurocódigos motivou, um pouco por toda a Europa, o aparecimento de grupos de investigação e divulgação. Os objectivos principais consistem em simplificar, compreender e ensinar, não só as regras presentes nas normas, como os conceitos inerentes a estas.

No âmbito das estruturas metálicas um dos mais conhecidos é o SSEDTA – *Structural Steelwork Eurocodes Development of a Trans National Approach* [5,6] que realiza cursos e fornece lições escritas sobre construção metálica. Outro, com grande divulgação, é o ESDEP – *European Steel Design Educational Programme* que consiste num programa educacional no âmbito das estruturas metálicas e mistas. Este, à semelhança do SSEDTA, é amplamente conhecido pelo conjunto de lições que disponibiliza. Outros dois programas menos conhecidos, baseados no trabalho do ESDEP são: WIVISS que disponibiliza lições em CD e o *SteelCall* cujo resultado é uma plataforma de dimensionamento de estruturas de aço.

CESTRUCO – *Continuing Education in Structural Connections* é o nome de um projecto, iniciativa da comissão *Leonardo da Vinci*, cujo objectivo foi o de publicar respostas às perguntas frequentes que ocorrem aos utilizadores dos Eurocódigos no âmbito das ligações metálicas. RECOS – *Reliability of moment resistant connections of steel building frames in seismic areas* consiste num projecto *Copernicus* cujo objectivo foi o de melhorar o comportamento de ligações sujeitas a acções sísmicas. Pode referir-se, ainda, o projecto SPRINT – *European Community Strategic Programme for Innovation Technology Transfer*, cujos relatórios sobre ligações semi-rígidas contribuíram para o avanço no estado-da-arte deste assunto.

Um papel importante no acompanhamento e implementação das novas regras Europeias aplicáveis às estruturas metálicas e mistas tiveram os comités técnicos da *European Convention for Constructional Steelwork's*. No caso das ligações o comité responsável é o número 10 (ECCS TC10).

Por último resta referir a mais importante acção de investigação e desenvolvimento na área das ligações semi-rígidas: COST C1 – *Semi-Rigid Behaviour of Civil Engineering Structural Connections*. No âmbito desta acção realizam-se congressos e encontros onde os especialistas apresentam os seus estudos mais recentes e onde o conhecimento sobre ligações semi-rígidas é partilhado.

1.3 Principais objectivos

O texto que se apresenta descreve um trabalho abrangente no âmbito das estruturas metálicas e mistas na medida em que explora várias frentes de estudo e desenvolvimento destas tecnologias de construção.

O estudo do Método das Componentes consiste no primeiro grande objectivo deste trabalho, a análise de diversas ligações através deste método permite compreender não só este modelo mecânico mas também o comportamento das ligações metálicas e mistas.

Outro grande objectivo, para este trabalho, é o de adquirir a capacidade de interpretar ensaios experimentais e obter deles o comportamento estrutural. A análise de diversos ensaios, realizados no LERM (Laboratório de Estruturas e Resistência de Materiais do Instituto Superior Técnico) pelo Professor Luís Calado, permitiram que este objectivo fosse conseguido.

A análise e compreensão de modelos de elementos finitos e dos respectivos *softwares* de desenvolvimento consistiram noutro grande objectivo deste trabalho. Com o domínio de modelos de elementos finitos e da análise dos mesmos adquire-se a capacidade de estudar inúmeros problemas transversais a diversos domínios da engenharia.

A análise, validação e comparação dos vários resultados obtidos consistem no penúltimo objectivo que permitiu chegar ao último: obtenção de parâmetros que permitam compreender a aplicabilidade do Método das Componentes a situações de carregamento dinâmico. Pretende-se, também, que estes parâmetros possam ser aplicados, caso seja necessário, aos valores de *output* do Método das Componentes para melhor o adequar a situações de carregamento dinâmico.

Definem-se, através dos objectivos, as principais linhas deste trabalho. Ao longo deste texto é realizada a descrição das tarefas que permitiram que estes objectivos fossem alcançados.

2 Revisão bibliográfica

2.1 Considerações gerais

Apresenta-se uma revisão bibliográfica sucinta dos principais temas abordados neste texto: estudo do Método das Componentes, tratamento de resultados de ensaios experimentais e desenvolvimento numérico de ligações com modelos de elementos finitos.

A revisão bibliográfica realizada recaiu sobre estes três assuntos tendo sido dado maior ênfase ao estudo do Método das Componentes. Situou-se a investigação no âmbito das ligações metálicas e mistas com funcionamento em torno do eixo forte de perfis em I ou H.

Como se pode observar nas páginas seguintes a pesquisa mais detalhada foi feita para os últimos 10 a 15 anos. Para datas anteriores a estas recorre-se a revisões bibliográficas realizadas por outros autores.

2.2 Método das Componentes

No final dos anos 70 começaram a perceber-se as vantagens da utilização de ligações semi-rígidas para a construção metálica e mista: controlo das instabilidades nos elementos, diminuição dos sistemas de contraventamento, controlo dos esforços internos, etc [7].

A década de 80 trouxe consigo o início da actividade de investigação sobre o comportamento deste tipo de ligações [8], que até aqui eram consideradas rígidas ou rotuladas (respectivamente, com resistência maior que os elementos que as ligam e rigidez infinita ou com resistência e rigidez nulas).

Diversos modelos matemáticos começaram nestes anos a aparecer, na bibliografia da especialidade, com o objectivo de descrever o comportamento das ligações semi-rígidas [9]: regressões matemáticas, modelos analíticos simplificados, modelos mecânicos e modelos de elementos finitos.

Os modelos mecânicos, também apelidados de modelos de molas, baseiam-se na representação da ligação através de um conjunto de elementos rígidos ou flexíveis. A não linearidade do comportamento da ligação faz-se através da não linearidade das relações constitutivas de cada um destes elementos (molas) [9,10]. Em [9] Jaspert refere que as relações constitutivas de cada elemento podem ser estudadas através de ensaios experimentais ou modelos numéricos simples e que os modelos mecânicos são os que podem, mais facilmente, ser aplicados a qualquer tipo de ligações.

Modelos mecânicos ou de molas começaram a ser propostos desde a primeira metade dos anos 80. Segundo Faella et al [10], o primeiro que se tem conhecimento é o de Wales e Rossow (1983) em que se descreve o comportamento de uma ligação metálica, viga-coluna, com cantoneiras de alma. Este modelo foi, em 1987, adaptado por Chmielowiec e Richard a ligações viga-coluna com cantoneiras de topo, assento e alma com vista a descrever o comportamento destas [10].

Também nesta altura, investigação realizada neste campo permitiu perceber que o comportamento de ligações semi-rígidas dependia de duas zonas distintas da ligação: o painel de alma da coluna e a zona de transmissão de carga [10]. Assim, surgiram modelos mecânicos nos quais se diferenciam as duas zonas, como são os casos dos modelos de Tschemmerneegg, em 1988, e Tschemmerneegg e Humer, também em 1988 [10].

Nos anos seguintes, segundo os autores de [9,10,11], o trabalho importante de diversos investigadores europeus, principalmente no âmbito da acção COST C1 - *Control of the Semi-Rigid Behaviour of Civil Engineering Connections* gerou um grande avanço nos modelos mecânicos de representação de ligações semi-rígidas e permitiu que, entre os diversos modelos existentes, se destacasse e tornasse referência o Método das Componentes.

Jaspart foi um dos principais investigadores a desenvolver este método, inúmeros são os trabalhos por ele publicados sobre o Método das Componentes. Em [9] Jaspart refere a importância dos trabalhos da acção COST C1, de trabalhos seus e de Maquoi para a definição do Método das Componentes tal como implementado nos Eurocódigos 3 e 4. Em 1992, o anexo J da ENV 1993-1-1 [3] constitui a primeira tentativa de regulamentação de modelos mecânicos de representação de ligações semi-rígidas metálicas e um marco importante na afirmação do Método das Componentes. Sabe-se, no entanto, que o desenvolvimento deste anexo, e do Método das Componentes como é conhecido nos dias de hoje começou na década anterior, existindo, segundo Faella *et al.* [10], *Drafts* datados de 1987.

A regulamentação do mesmo método, aplicado a ligações mistas semi-rígidas, só viria a aparecer em 2001 no capítulo 8 da pré-norma prEN 1994-1-1 [12]. Deste documento constam valores e expressões a utilizar para ter em conta o efeito das armaduras de reforço das lajes de betão ou ainda a interacção entre este e aço.

A obtenção destes valores e parâmetros relativos a ligações mistas foi feito através de inúmeros estudos e trabalhos de investigadores. Em 1992, no âmbito da acção COST C1, Aribert e Lachal [13] propõem expressões para consideração da contribuição da laje de betão do pavimento para o cálculo da rigidez inicial de ligações mistas. A revisão bibliográfica realizada por Simões [11] refere, também, a importância dos trabalhos de Anderson e Najafi (1994), Li *et al.* (1996), Xiao *et al.* (1996).

A regulamentação do Método das Componentes nos Eurocódigos 3 e 4 constituiu um passo muito importante no estabelecimento deste enquanto método de referência para avaliação e descrição do comportamento de ligações, metálicas e mistas, semi-rígidas. Além de se tornar o método de referência tornou-se também um assunto mais conhecido e, logo, alvo de mais estudos, quer no desenvolvimento do modelo quer na obtenção de alternativas.

Em 1996, Nethercot, Ahmed e Li *et al.* [14,15] tiveram um papel importante na definição de situações omissas por parte dos Eurocódigos, como o desenvolvimento de metodologias para ter em conta o carregamento das vigas em nós internos e o efeito do esforço axial nos pilares de ligações mistas. Segundo Simões [11] estes autores motivaram o desenvolvimento do Método das Componentes aplicado às ligações mistas aço - betão tendo publicado, entre

1996 e 1998, vários trabalhos nos quais se faz o estudo do comportamento de ligações mistas com chapa de topo.

A investigação continuou, ao longo dos anos seguintes, no sentido de definir o comportamento das diversas componentes de ligações metálicas e mistas, solicitadas em torno do eixo forte dos perfis metálicos. As normas EN 1993-1-8 [1] e EN 1994-1-1 [2] possuem leis que permitem definir o comportamento de cada uma destas componentes. Definidas as leis das componentes os investigadores iniciaram o estudo em frentes, do Método das Componentes, até então por estudar.

Jaspart [9] definiu ferramentas que permitem caracterizar a rigidez e resistência de uma componente constituída pela alma de coluna com flexão para fora do seu próprio plano, fenómeno que ocorre em ligações sujeitas a flexão em torno do eixo fraco dos elementos. Mais tarde, Neves [16], no âmbito do seu Doutoramento, realizou modelos plásticos do comportamento de almas solicitadas para fora do seu próprio plano.

Muito trabalho tem sido desenvolvido, nos últimos anos, no estudo da definição do comportamento de ligações viga-coluna, metálicas e mistas, sujeitas a momento flector e esforço normal (aplicado às vigas). Deve ser referido o esforço de alguns investigadores em estender a filosofia do Método das Componentes aos casos em que a vigas se encontram solicitadas por momento flector e esforço normal. Os trabalhos mais importantes nesta área são os de Silva, Andrade e Vellasco [17,18,19] e de Jaspart e Cerfontaine [20].

Outra fronteira de investigação na área do Método das Componentes na qual o estado-da-arte tem avançado nos últimos anos é a da definição do comportamento da ligação pós cedência e dos limites de ductilidade das ligações. O estudo da ductilidade no âmbito do Método das Componente é, actualmente, um dos campos mais importantes de pesquisa nesta área na medida em que, de facto, o método não fornece limites para a capacidade de rotação de cada ligação, grandeza importante quando se trata de projectar este tipo de ligações e estruturas.

A abordagem adoptada pelos investigadores para estudar o comportamento pós-cedência das ligações é o de definir leis de comportamento mais elaboradas para as componentes, um exemplo de trabalhos deste tipo é o de Silva, Calado e Simões em 2000 [21]. O estudo dos limites de ductilidade das ligações está intimamente ligado com o do comportamento pós-cedência e tem vindo a ser abordado, através da imposição de limites para a deformação das diversas componentes. Os trabalhos que merecem maior referência são os de Silva, Coelho, Simões, Borges e Bijlaard [22,23,24,25].

O outro grande assunto estudado, nos últimos anos, no âmbito do método das componentes é o do estudo do comportamento das ligações quando sujeitas à acção de altas temperaturas (fogo). As metodologias encontradas para ter em conta as elevadas temperaturas vão desde a definição de componentes novas, que trabalham em conjunto com as já existentes, à alteração das expressões destas. Os trabalhos mais importantes nesta área são os de Silva, Real e Santiago [26,27], de Spyrou *et al.* [28] e de Wang *et al.* [29].

Alguns assuntos de interesse, no âmbito do Método das Componentes, estão a ser estudados em diversas Universidades e centro de Investigação Europeus. Dos mais importantes podem-se referir: o estudo de leis para componentes de ligações com perfis vazados e tubulares, obtenção de tabelas para fácil uso na prática, obtenção de componentes para ligações constituídas por outro tipo de materiais, etc.

No que diz respeito à descrição do comportamento de ligações metálicas e mistas sujeitas a cargas dinâmicas não existem, praticamente, trabalhos publicados ou estudos em curso. Excepção feita aos americanos Rassati, Leon e Noé [30] que publicaram um trabalho no qual desenvolvem um modelo mecânico muito semelhante ao método das componentes e com capacidade para descrever o comportamento cíclico de ligações mistas. Este modelo tem a desvantagem de ser pouco simples e de difícil aplicação, o que compromete a sua aplicação prática e a possibilidade de associação ao âmbito do Método das Componentes que se pretende suficientemente expedito para ser regulamentado e utilizável no dimensionamento e verificação de segurança de ligações metálicas e mistas.

2.3 Ensaios experimentais

Apesar deste trabalho não ser de carácter experimental, parte dele consiste no estudo aprofundado de ensaios experimentais realizados a um conjunto de modelos de ligações metálicas e mistas. Considera-se, assim, necessário o estudo de bibliografia referente a ensaios experimentais deste tipo com o objectivo, não só, de compreender os ensaios e a sua metodologia mas também de ficar a conhecer os métodos de análise e os procedimentos usados para aferição das características das ligações.

A pesquisa bibliográfica relativa a este tema incide, principalmente, em publicações que descrevem não só os principais estudos experimentais mas também a aferição de características de ligações semi-rígidas viga-coluna com perfis em I ou H (solicitados segundo o eixo de maior inércia). Estes estudos não compreendem os de ligações reforçadas com esquadros ou outros reforços deste género.

2.3.1 Ensaios em ligações metálicas

A preocupação do estudo do comportamento de ligações metálicas semi-rígidas não é recente. Existem, em bases de dados norte americanas, registos de ensaios experimentais que datam de 1936 no entanto este assunto apenas começou a motivar trabalho experimental significativo já no final dos anos 60, altura em que se substituem os rebites por parafusos e em que se começa a perceber que um comportamento inelástico é a chave para uma resistência sísmica adequada.

Segundo Faella *et al.* [10] a base de dados realizada por Goverdhan e continuada por Kishi e Chen (1986) possui registos de ensaios a ligações semi-rígidas desde 1936 até à data em que foi realizada. Em [10] Faella *et al.* referem também que, na Europa, Nethercot realizou uma base de dados de ensaios a ligações metálicas semi-rígidas, em 1985, com um total de 70 estudos experimentais (mais de 700 ensaios individuais). No final dos anos 80 e princípio dos

90 houve um incremento na realização de ensaios experimentais a ligações metálicas semi-rígidas com o objectivo de obter o seu comportamento resistente para aplicação prática. Segundo Chen *et al.* [31] este incremento teve como grande impulsionador o sismo de Northridge, a 17 de Janeiro de 1994, que deu a perceber aos engenheiros e investigadores de todo o mundo que as ligações soldadas realizadas até então deveriam ser re-estudadas com o objectivo de melhorar o seu comportamento e/ou encontrar alternativas.

Apresentam-se, na tabela seguinte, os principais ensaios realizados, nos últimos anos, aos tipos de ligações metálicas semi-rígidas mais comuns constituídas por perfis em I ou H solicitadas apenas com momento flector segundo o eixo de maior inércia. Situou-se a pesquisa de ensaios experimentais a ligações metálicas semi-rígidas, aproximadamente, entre a data do sismo de Northridge e a data desta revisão bibliográfica.

Ligações Metálicas		
Ensaio	Tipo de ensaio	Modelos Ensaaiados
Tsai, K. C., Wu, S., Popov, E. P. (1995) [32]	Cíclico	10 modelos, vigas W e pilares H
Bernuzzi, C., Zandonini, R., Zanon, P. (1996) [33]	Monotónico e cíclicos	16 modelos com cantoneiras e chapa de topo
Calado, L., Castiglioni, C. A., Barbaglia, P. (1998) [34]	Cíclico	10 modelos de três tipos diferentes de ligações soldadas
Houedec, D., Nemati, N., Zandonini, R. (1998) [35]	Cíclico	Modelos <i>T-Stub</i> e ligações completas
Shen, J., Astaneh-Asl, A. (1999) [36]	Cíclico	8 modelos constituídos por chapa e duas cantoneiras
Kukreti, A. R., Abolmaali, A. S. (1999) [37]	Cíclico	12 modelos com cantoneiras
Calado, L., Mele, E. (2000) [38]	Monotónico e cíclico	36 modelos de ligações soldadas e com cantoneiras
Lu, L., Ricles, J. M., Mao, C., Fisher, J. W. (2000) [39]	Cíclico	8 modelos constituídos por perfis W
Stojadinovic, B., Subhash C. G., Lee K., Margarian, A. G., Choi, J. (2000) [40]	Cíclico	10 modelos constituídos por perfis W
Dubina, D., Ciutina, A., Stratan, A. (2000) [41]	Monotónico e cíclico	10 modelos com chapa de topo
Dubina, D., Ciutina, A., Stratan, A. (2000) [41]	Monotónico e cíclico	10 modelos em ligações soldadas e com chapa de topo
Summer, E. A., Mays, T. W., Murray, T. M. (2000) [42]	Cíclico	7 modelos com chapa de topo
Bayramoglu, G., Yorgun, C., (2001) [43]	Monotónico e cíclicos	4 modelos com chapa de topo
Calado, L. (2001)	Cíclico	6 modelos de ligações soldadas e com cantoneiras
Tahir, M., Mohamed, S., Hussin, M., Saim, A. (2001) [44]	Monotónico	9 modelos constituídos por perfis HB
Summer, E., Murray, T. (2002) [45]	Cíclico	6 modelos metálicos e 1 misto
Broderick, B., Thomson, A. (2002) [46]	Cíclico e monotónico	8 modelos metálicos constituídos por perfis
Lu, L., Ricles, J. M., Mao, C., Fisher, J. W. (2002) [47]	Cíclico	11 modelos de ligações soldadas metálicas e mistas
Coelho, A., Bijlaard, F., Silva, L. (2004) [48]	Monotónico	8 modelos de ligações metálicas com chapa e topo
Chen, C., Chen, S., Chun, M., Lin, M. (2005) [31]	Cíclico	4 modelos de ligações soldadas com perfis A
Kanchanalai, T., Suparp, S. (2005) [49]	Monotónico	15 modelos de ligações com cantoneiras e perfil W
Maggi, Y., Gonçalves, R., Leon, R., Ribeiro, L. (2005) [50]	Monotónico	12 modelos de ligações com chapa de topo
Calado, L., Tristão, G. (2006) [51]	Monotónico e cíclico	6 modelos de ligações mistas com cantoneiras

Tabela 2.1 – Programas experimentais realizados para ligações metálicas

2.3.2 Ensaio em ligações mistas

Os primeiros estudos experimentais realizados a ligações mistas surgem algumas décadas depois dos realizados a ligações metálicas. Segundo as revisões bibliográficas realizadas por Tristão [51] ou Simões [11], os primeiros ensaios, de que se tem conhecimento, realizados a ligações mistas tal como as conhecemos hoje datam de 1972 e foram realizados por Johnson e Hope Gill. Segundo a revisão Bibliográfica realizada por Simões *et al.* [11,52] alguns trabalhos experimentais que se seguiram a este (Van Dallen e Godoy em 1982, Echeta no mesmo ano e Law em 1983) começaram a despertar o interesse dos investigadores nestas

ligações. Em meados dos anos 80 também as ligações mistas sofreram, à semelhança das metálicas, incrementos quer de interesse quer de estudos experimentais. O interesse especial dos investigadores neste tipo de ligações consistia na aparente capacidade de dissipação de energia e ductilidade que apresentavam quando sujeitas a cargas cíclicas.

Ainda segundo Simões *et al.* [52], Benussi *et al.* (1986) e Ammerman & Leon (1987), deram início a uma sucessão de ensaios experimentais que não sofreu abrandamento até aos dias de hoje.

Na década de 90 o projecto COST C1 – “*Semi-Rigid Behaviour of Civil Engineering Structural Connections*” motivou o estudo de ligações mistas semi-rígidas na Europa. Em 1991 Altmann, Jaspert, Bernuzzi e Zandonini são alguns dos nomes de investigadores que iniciaram trabalho experimental importante na área das ligações mistas e que tiveram grande influência no avanço do estado-da-arte.

O sismo de Northridge também se fez sentir no estudo experimental das ligações mistas. A necessidade de averiguar a vantagem de colocar uma laje de betão sobre uma viga metálica ou de betonar uma coluna metálica, do ponto de vista do comportamento sísmico, motivou imensos trabalhos experimentais dos quais se referem alguns na tabela seguinte. Estas focam, na maioria, estudos experimentais desde meados da década de 90 e com objecto de estudo nas ligações mistas com perfis I ou H solicitados em torno do eixo forte e ligados com cantoneiras, soldadura ou chapa de topo.

Ligações Metálicas		
Ensaio	Tipo de ensaio	Modelos Ensaeados
Li, T., Nethercot, D., Choo, B. (1996) [53]	Monotónico	7 modelos de ligações com chapa de topo
Leon, R. T., Hajjar, J. F., Gustafson, M. A. (1998) [54]	Cíclico	3 modelos constituídos por ligações soldadas
Calado, L., Silva, L. S., Simões, R. (2000) [55]	Cíclico	4 modelos de ligações internas
Liew, J., Teo, T., Shanmugan, N., Yu, C. (2000) [56]	Monotónico	6 modelos de ligações mistas com chapa de topo
Simões, R., Silva, L., Cruz, P. (2001) [57]	Monotónico	9 modelos de ligações mistas com chapa de topo
Brown, N., Anderson, D. (2001) [58]	Monotónico	5 modelos de ligações com chapa de topo
Summer, E., Muuray, T. (2002) [45]	Cíclico	6 modelos metálicos e 1 misto
Lu, L., Ricles, J. M., Mao, C., Fisher, J. W. (2002) [47]	Cíclico	11 modelos de ligações soldadas
Liew, J., Teo, T., Shanmugan, N., Yu, C. (2004) [8]	Cíclico	8 modelos de ligações internas com momentos de sinal contrário
Fu, F., Lam, D. (2006) [59]	Monotónico	8 modelos de ligações com perfis I e lajes pré-fabricadas vazadas

Tabela 2.2 – Programas experimentais realizados para ligações mistas.

2.4 Simulação numérica de ligações com elementos finitos 3D

O avanço da informática ao nível da capacidade computacional motivou o avanço da técnica de análise através de elementos finitos. Problemas de engenharia até aqui difíceis e

morosos de estudar, como o das ligações, sofreram um incremento do estudo através desta técnica.

Segundo a revisão bibliográfica realizada por Bursi e Jaspart [60] o primeiro a modelar ligações metálicas (aparafusadas) e a realizar análises elásticas lineares das mesmas foi Krishnamurthy, em 1976. Na década seguinte o esforço computacional de uma análise como a de Krishnamurthy era ainda elevado, o que levou a que fossem realizadas correlações entre malhas de elementos finitos bidimensionais e tridimensionais, como é o caso da proposta de Kukreti *et al.* em 1987.

Segundo a mesma revisão bibliográfica ([60]), nos anos seguintes, o esforço dos investigadores caminhou no sentido de refinar e melhorar os resultados das malhas de elementos finitos bidimensionais no entanto os resultados forneciam sempre rigidez e resistências superiores aos reais. Na primeira metade da década de 90 começaram a ser publicados trabalhos relativos a estudos de ligações com malhas de elementos tridimensionais, segundo Bursi e Jaspart [60], Ziomek *et al.*, Sherbourne *et al.* e Ahmed *et al.* desenvolveram modelos de elementos finitos tridimensionais através da assemblagem de elementos de casca (bidimensionais).

Desde então várias publicações descrevem modelos de ligações discretizadas em elementos finitos tridimensionais. Segundo a revisão bibliográfica realizada por Simões [11], em 1994, Gebbeken *et al.* concluiu, através de modelos tridimensionais de elementos finitos, que o efeito do endurecimento dos materiais e o contacto entre as várias componentes das ligações não são desprezáveis. Tal motivou, não só, a realização de análises elasto-plásticas, como também o uso de elementos finitos de interface para modelar o contacto entre componentes das ligações.

Simões [11], refere também os trabalhos de Ren em 1995, Choi *et al.* e Ahmed *et al.* em 1996 e os de Bahaari e Sherbourne no mesmo ano e no ano seguinte, respectivamente. O primeiro consiste numa obtenção de um macro elemento finito capaz de simular o comportamento das componentes de uma ligação mista, o segundo descreve uma análise com elementos finitos sólidos tridimensionais, de ligações com chapa de topo, e o de Ahmed *et al.* consiste na modelação de ligações mistas com chapa de topo em elementos finitos 3D. Os últimos dois consistem em estudos paramétricos nos quais se entra em conta com as forças de alavanca dos mecanismos *T-Stub*. A modelação deste tipo de mecanismos em elementos finitos 3D foi também alvo de estudo por parte Bursi e Jaspart [60,61,62] que recorreram a ensaios experimentais para calibrar os modelos de elementos finitos realizados.

Programas comerciais de cálculo automático de elementos finitos como o ABAQUS e o ANSYS começaram a surgir na década de 90 e impulsionaram este tipo de análises e estudos paramétricos por permitirem uma definição e montagem simples e automáticas.

Em 1997 Ahmed e Nethercot [63] avaliaram a influência, numa ligação mista viga-pilar, do esforço normal existente neste. Para tal usaram um modelo de elementos finitos tridimensional com elementos sólidos e no qual as armaduras da laje se encontram ligadas, pontualmente e de forma rígida, ao banzo superior do perfil metálico da viga. No mesmo ano

Bose *et al.* [64] realizaram uma análise elasto-plástica de ligações metálicas com chapa de topo através de malhas de elementos finitos tridimensionais.

No ano seguinte Houedec *et al.* [35] realizaram análises não-lineares de ligações metálicas recorrendo, para isso, a elementos 3D com vinte nós. A análise foi realizada para cargas dinâmicas tendo sido obtidos resultados muito próximos dos de estudos experimentais.

Em 2000 e 2001 foram publicados trabalhos em que se descrevem modelos de elementos finitos tridimensionais com uma precisão elevada e resultados muito próximos dos experimentais. Summer *et al.* [42] obtêm, do modelo de elementos finitos, valores de tensão nos parafusos de ligações com chapa de topo muito próximos dos obtidos em ensaios experimentais. Calado *et al.* [65] e Lu *et al.* [39,66] realizaram modelos de elementos finitos para estudar a ductilidade de ligações soldadas também com resultados muito próximos dos experimentais.

No ano seguinte Citipitioglu *et al.* [67] estudaram o comportamento de ligações metálicas com cantoneiras. O estudo incidiu sobre ligações com vigas em I e colunas em H e teve em consideração o pré-esforço dos parafusos e o atrito e escorregamento entre as superfícies das várias componentes das ligações. Foram realizados modelos de ligações com cantoneiras de topo e assento e com cantoneiras de topo, assento e alma. É o primeiro trabalho, de que se tem conhecimento, em que são estudadas as ligações com cantoneiras de forma aprofundada e com elementos finitos tridimensionais e de interface. Este trabalho constitui um avanço potenciado pela crescente capacidade computacional no entanto não tem, ainda, em consideração o ajuste dos parafusos dentro dos furos.

Com as mais recentes versões dos *softwares* comerciais de análise com elementos finitos o uso de elementos finitos tridimensionais e de contacto permite aos investigadores ter modelos tão precisos quanto se queira. Podendo levar até vários dias, as análises de programas como o ABAQUS ou o ANSYS permitem modelar o comportamento de quaisquer materiais existentes e quaisquer tipos de ligações. A definição da geometria das componentes da ligação pode ser realizada em programas de CAD (*Computer Assisted Design*) e a atribuição da malha de elementos finitos é definida automaticamente pelo *software*. Estes avanços significativos nos *softwares* permitem que as análises e estudos de investigação, nos dias de hoje, possuam quase sempre uma componente numérica que pode ser comparada com ensaios experimentais ou modelos analíticos.

A pesquisa realizada permitiu encontrar alguns estudos deste tipo realizados por diversos grupos de investigadores. Em 2005 Chen *et al.* [31] compararam os resultados de ensaios experimentais realizados a ligações soldadas com os obtidos através de modelos numéricos tridimensionais. No mesmo ano Abolmaali *et al.* [68] recorreram a um modelo de elementos finitos de ligações com chapa de topo para obterem parâmetros de curvas características destas ligações. Tristão *et al.* [69] realizaram, também em 2005, um modelo de ligações mistas com chapa de topo e laje de betão que provou descrever bem o comportamento deste tipo de ligações. No mesmo ano interessa ainda referir os trabalhos de Kanchanalai e Suparp [49] e de Xiao e Perneti [70] que incluíram modelos de elementos finitos

tridimensionais de, respectivamente, ligações metálicas com cantoneiras e mistas com chapa de topo e laje mista. Ambos os modelos tiveram como objectivo a comparação com ensaios experimentais.

Já em 2006 Tristão [51] realizou modelos de ligações mistas com cantoneiras de assento e alma que usou comparar com um conjunto de ensaios experimentais e vários modelos analíticos.

A facilidade da montagem de modelos numéricos de ligações e discretização dos mesmos em elementos finitos permite aos investigadores fazer variar parâmetros e avaliar o comportamento da ligação em função destas variações. Um bom exemplo de um trabalho deste tipo foi o realizado por Maggy *et al.* [50] em 2005.

3 Ligações metálicas e mistas

3.1 Ligações resistentes a momento flector

Apresentam-se, neste capítulo, os três tipos de ligações viga-pilar, metálicas e mistas, resistentes a momento flector, consideradas pela regulamentação [1,2]. Ao se dividirem as ligações em três categorias distintas pretende-se realçar o facto de ter ocorrido uma evolução das ligações rígidas e de resistência total ou rotuladas para as semi-rígidas.

3.1.1 Ligações rígidas e de resistência total

As ligações rígidas e de resistência total pretendem tornar real o comportamento idealizado de um encastramento entre duas barras.

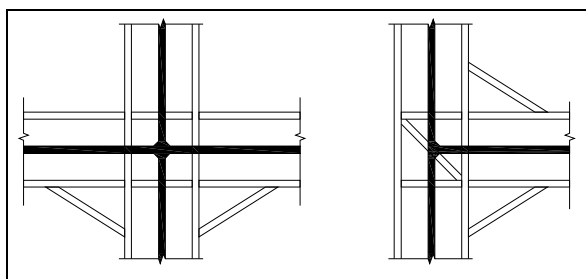


Figura 3.1 – Ligações rígidas e de resistência total.

Além de uma rigidez infinita (ou quase) estas ligações possuem a capacidade de transmitir totalmente forças internas e momentos flectores entre os elementos que ligam sem sofrer qualquer rotura ou colapso.

As ligações rígidas e de resistência total caracterizam-se pela abundância de reforços transversais, esquadros e chapas de nervura. Estes elementos fornecem, às componentes das ligações, alturas úteis e resistências elevadas, o que implica que as ligações, em si, sejam extremamente rígidas e resistentes a momentos flectores.

3.1.2 Ligações rotuladas

A representação, em análise estrutural, de uma ligação rotulada, faz-se através de um elemento de rótula, cujo comportamento consiste na transferência de forças internas e na incapacidade de transmissão de momento flector.

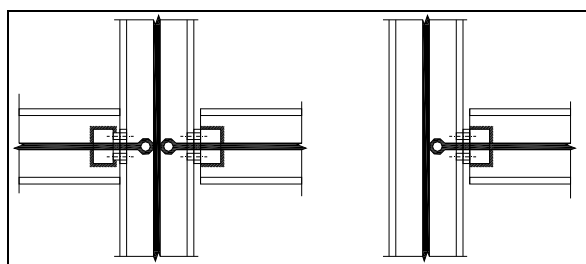


Figura 3.2 – Ligações rotuladas.

Esta incapacidade é feita, em geral, através da “libertação” dos banzos dos perfis ligados. Ligando apenas a alma destes perfis obtém-se uma ligação com fraca (quase nenhuma) capacidade de transmissão de momento flector. Estas ligações são mais frequentes em construção metálica que em construção mista, uma ligação mista rotulada obriga a que sejam realizadas descontinuidades nos elementos de betão, nomeadamente na laje sobre os perfis.

3.1.3 Ligações semi-rígidas

As ligações semi-rígidas são o principal tema de estudo deste trabalho. O seu comportamento estrutural caracteriza-se pela transmissão total das forças internas e uma capacidade de transmissão de momento flector limitada e bem definida. Em análise estrutural este tipo de ligações representa-se com molas acopladas a rótulas, estas molas possuem os valores de rigidez exibidos pelas ligações.

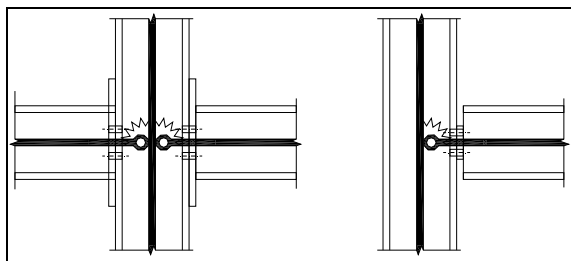


Figura 3.3 – Ligações semi-rígidas.

As ligações semi-rígidas, quer metálicas quer mistas, caracterizam-se: pela ligação das almas e dos banzos dos perfis metálicos, pela pouca utilização de reforços transversais e pela ausência de esquadros e chapas de nervura.

3.2 Classificação de ligações segundo a regulamentação europeia

A classificação de ligações, metálicas ou mistas, enfrenta duas dificuldades significativas: a definição de sistemas de classificação que sirvam a todas as configurações de ligações (adimensionais e com carácter universal) e a escolha dos parâmetros, usados como medida de desempenho (em função do estado limite que se queira considerar). A exigência de universalidade e de ausência de dimensões nos parâmetros levam ao uso de rácios de grandezas físicas inerentes às ligações e aos elementos que estas ligam.

A escolha do estado limite mais influente na classificação das ligações não é óbvia, principalmente em zonas sísmicas. Enquanto que nos estados limites de serviço as grandezas mais importantes são a rigidez e a deformação das componentes, para os estados limites últimos em zonas sem sismicidade a importância recai sobre a sua resistência [71]. Em zonas com sismicidade significativa a ductilidade, a capacidade de rotação e de dissipação de energia têm, a par com a resistência, uma importância muito grande [71,72].

A existência de vários critérios de classificação de ligações, propostos por diversos autores não é de estranhar. Estes dependem da definição de limites que, por sua vez, envolvem grandezas inerentes às ligações e aos elementos ligados. Apresentam-se, neste

ponto, apenas as classificações estipuladas pela regulamentação, sabe-se também da existência de outras como as de Hasan *et al.* [73] ou de Bjorhovde *et al.* [71] que, apesar de terem sido estudadas não entram no âmbito dos estudos que se pretende realizar.

A EN 1993-1-8 [1] divide a classificação de ligações em dois critérios distintos permitindo, assim, separar as preocupações com os estados limites últimos e de serviço. Dado que nem a ductilidade nem a capacidade de dissipação de energia são contabilizadas conclui-se, mais uma vez, que o dimensionamento e a análise de ligações ainda não compreendem ainda a actuação de cargas dinâmicas.

3.2.1 Critério: resistência

Através da classificação segundo a resistência consegue-se perceber onde se formam as rótulas plásticas em situação de colapso da estrutura.

Em ligações viga-pilar, o valor de momento flector, M_j , que divide o domínio das ligações de resistência total das de resistência parcial é intuitivo: o mínimo da resistência da viga, M_{bRd} , e do dobro da resistência do pilar, $2M_{c,Rd}$. Se o valor de momento resistente da ligação for superior ao dos elementos as rótulas plásticas formam-se nestes, caso contrário formam-se na ligação e ter-se-á que garantir que esta possui capacidade de rotação suficiente para que não se dêem roturas catastróficas.

O limite entre ligações rotuladas (sem resistência) e de resistência parcial é de um quarto do valor relativo à resistência total. Este limite divide as ligações que se considera não serem capazes de desenvolver momento flector das restantes. O estudo do limite de momento flector a partir do qual se pode considerar que uma ligação transmite momento é importante pois pode induzir, ao projectista, erros na distribuição de esforços internos nas estruturas.

Abaixo apresenta-se um quadro resumo da classificação de resistência de ligações segundo a EN 1993-1-8 [1]. Como seria de esperar esta não depende da rotação da ligação, Φ_j .

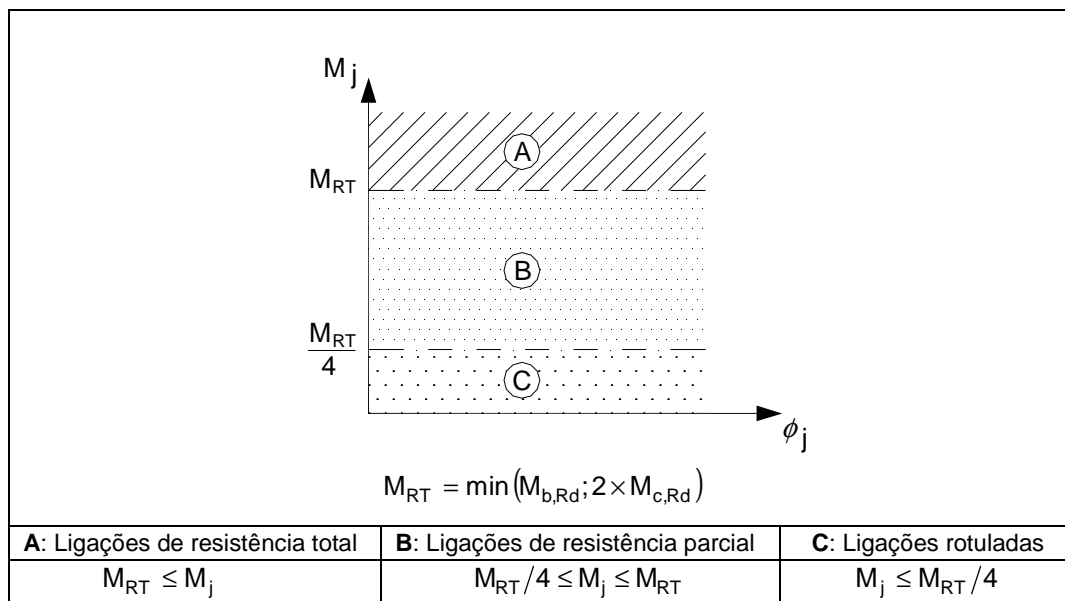


Tabela 3.1 – Classificação de ligações viga-coluna, segundo o critério da resistência, de acordo com a EN 1993-1-8 [1].

3.2.2 Critério: rigidez

Os Eurocódigos definem valores limites para a rigidez das ligações relativas a três classes diferentes: rotuladas (sem rigidez), semi-rígidas e rígidas.

O valor que divide as ligações semi-rígidas das rotuladas é definido com o mesmo propósito do seu análogo para a classificação segundo a resistência: não produzir diferenças significativas na distribuição de forças internas face à distribuição com ligações de rigidez nula.

O valor que divide as ligações rígidas das semi-rígidas varia consoante a estrutura considerada seja ou não contraventada. Os valores definidos pela EN 1993-1-8 [1] para este limite baseiam-se na carga crítica de estrutura e correspondem a estruturas com cargas críticas de 97,5% das cargas calculadas com ligações infinitamente rígidas.

A divisão dos pórticos em contraventados (PC) e não contraventados (PNC) não influencia os resultados do trabalho que se apresenta, no qual os pórticos são não contraventados (PNC).

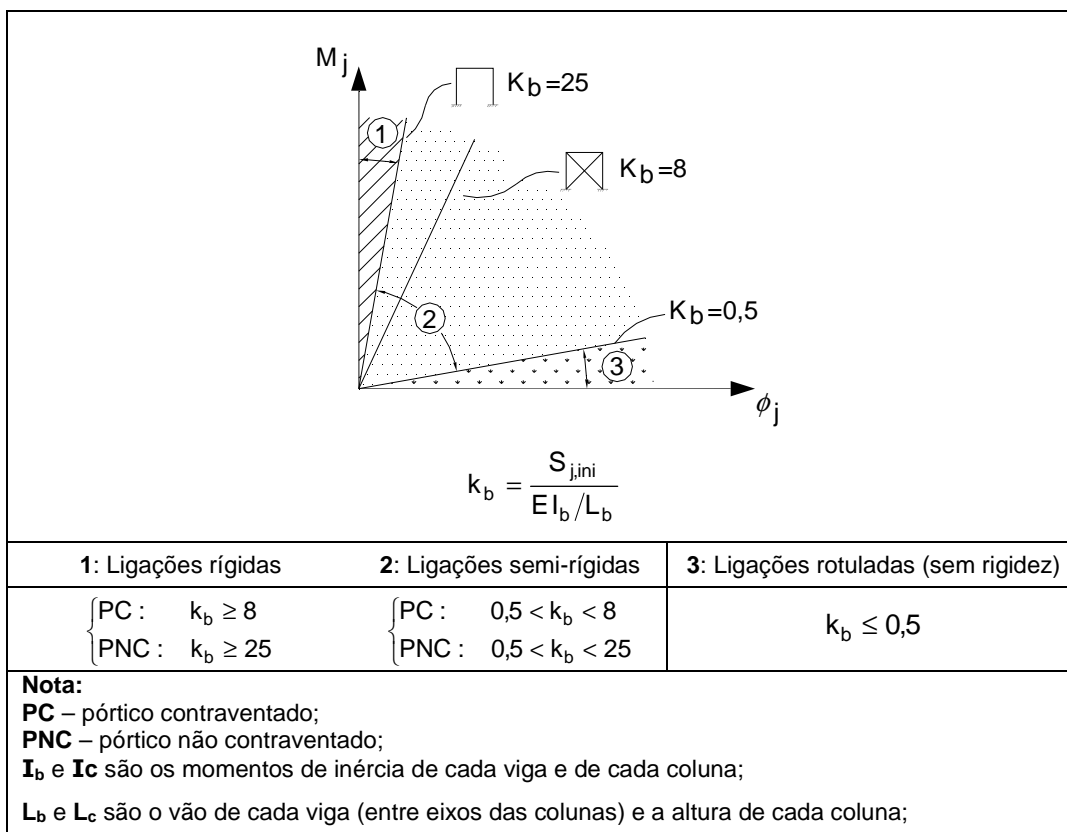


Tabela 3.2 – Classificação de ligações viga-coluna, segundo o critério da rigidez, de acordo com a EN 1993-1-8 [1].

3.3 Idealização do comportamento de ligações segundo as normas europeias

A idealização do comportamento de ligações metálicas e mistas faz-se através de curvas do momento em função da rotação, **M-Φ**. O grau de precisão e o refinamento desta curva deverão ser escolhidos de acordo com o esforço computacional disponível. Programas de cálculo estrutural recorrem às curvas características das ligações para definir as forças internas e os momentos flectores em todos os pontos das estruturas.

O estudo das ligações semi-rígidas fez com que fossem abordados inúmeros modelos de comportamento. Trabalhos publicados com a descrição de modelos mecânicos (ou de molas), analíticos, empíricos, numéricos e de ajustamento a curvas obtidas experimentalmente começaram a surgir nas revistas da especialidade desde o início da década de 80.

O mais simples modelo de comportamento é o modelo linear, no entanto este é também pouco preciso pois apenas permite considerar o comportamento da ligação em regime elástico. Uma melhoria enorme é conseguida com a realização de um modelo de comportamento bilinear. Este junta uma boa correlação com o comportamento real à simplicidade e facilidade de análise. Outros modelos estudados para o comportamento de ligações são os não-lineares e os multi-lineares. A figura seguinte mostra vários tipos de curvas usadas para a descrição matemática do comportamento de ligações metálicas e mistas.

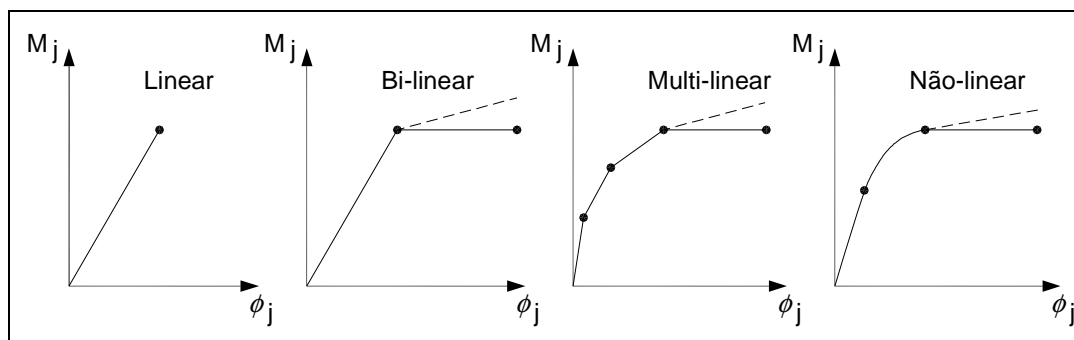


Figura 3.4 – Curvas de descrição matemática do comportamento de ligações.

Segundo a EN 1993-1-8 [1] a curva não linear pode ser representada por três partes distintas: duas lineares e uma não linear. Esta curva baseia-se em três parâmetros: a resistência inicial da ligação, $S_{j,ini}$, o momento resistente, $M_{j,Rd}$, e coeficiente de forma Ψ . Este coeficiente depende do tipo de ligação e pode ser encontrado na tabela 6.8 da EN 1993-1-8 [1].

Tipo de Ligação	Ψ
Soldada	2,7
Com chapa de topo	2,7
Com cantoneiras	3,1
Base de coluna	2,7
Com chapa de contacto	1,7

Tabela 3.3 – Valores de Ψ (adaptação de [1]).

O troço linear com menores valores de M_j tem um declive igual à rigidez inicial da ligação, $S_{j,ini}$, e existe para valores de M_j entre 0 e $2/3M_{j,Rd}$ (cláusula 5.1.2(3) da EN 1993-1-8), o segundo troço linear consiste numa recta horizontal de valor $M_{j,Rd}$ (patamar plástico da ligação). O troço não linear da curva estipulada pela EN 1993-1-8 [1] rege-se por uma lei bem definida, estipulada pela cláusula 6.3.1(4), e que varia em função da forma da ligação (Ψ), da resistência, $M_{j,Rd}$ e da rigidez inicial, $S_{j,ini}$. Na figura seguinte apresenta-se uma representação esquemática da curva e a lei que rege o andamento do troço não linear.

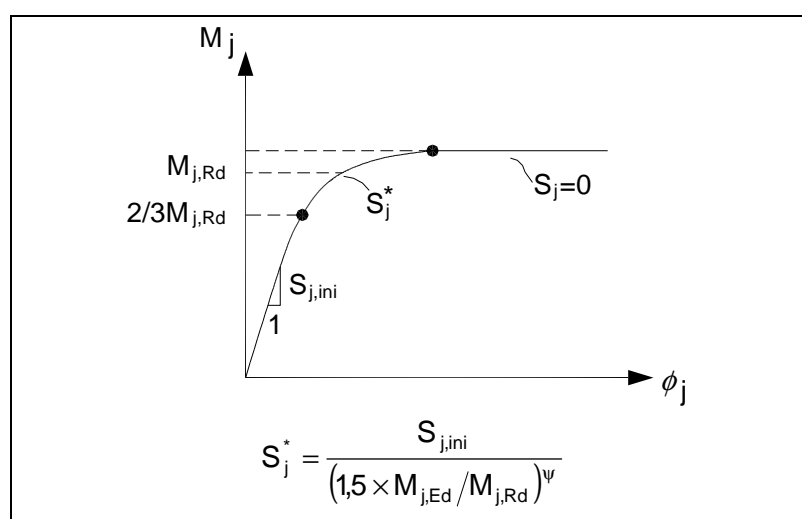


Figura 3.5 – Curva M- Φ , não linear, estipulada pela EN 1993-1-8 [1].

Porque os modelos bilineares do comportamento de ligações oferecem, simultaneamente, precisão e simplicidade encontra-se definida, na EN 1993-1-8 [1], uma

relação deste tipo. Esta norma estipula que qualquer uma das duas leis pode ser utilizada no estudo de ligações metálicas. O ponto 8.3 da EN 1994-1-1 [2] estipula que o comportamento de ligações mistas segue as regras estipuladas para as metálicas. A curva bilinear de comportamento de ligações metálicas e mistas depende, também, de três parâmetros sendo dois deles comuns à representação anterior, $M_{j,Rd}$, e $S_{j,ini}$. O terceiro é um parâmetro “de forma” que depende directamente do tipo de ligação, η , e que se pode encontrar na tabela 5.2 da EN 1993-1-8 [1] e se apresenta abaixo.

Tipo de Ligação	Ligações Viga-Coluna	Outros tipos de Ligações
Soldada	2,0	3,0
Chapa de topo	2,0	3,0
Com cantoneiras	2,0	3,5
Base de coluna	-	3,0
Com chapa de contacto	1,5	-

Tabela 3.4 – Valores de η (adaptação de [1]).

Como pode ser observado na figura seguinte, a relação bilinear proposta pela EN 1993-1-8 [1] e adoptada pela EN 1994-1-1 [2] possui uma rigidez inicial menor que a relação não linear no entanto este valor, $S_{j,ini}/\eta$, mantém-se até se atingir $M_{j,Rd}$, valor a partir do qual a rigidez passa a ser nula.

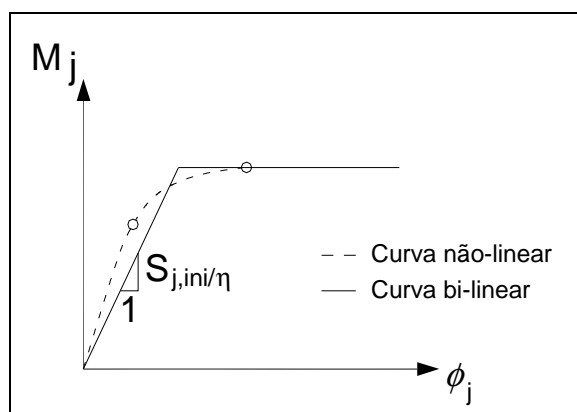


Figura 3.6 – Curvas bilinear do comportamento de ligações estipulada na EN 1993-1-8 [1].

Interessa ainda referir que a EN 1993-1-8 permite que seja utilizado qualquer tipo de lei de comportamento com qualquer tipo de forma (bilinear, trilinear). Tal está estipulado na cláusula 5.1.1(4) e apenas é possível se a curva considerada se encontrar toda abaixo da curva de dimensionamento das ligações (cujas duas hipóteses se apresenta acima).

4 Ensaios experimentais

4.1 Introdução e enquadramento

Ensaio experimentais realizados em modelos à escala real permitem determinar, caso sejam realizados em condições semelhantes às reais, o comportamento das estruturas. São usados para prever o seu comportamento, concluir sobre o seu estado de conservação ou confirmar resultados obtidos por qualquer outro tipo de análise (numérica, analítica, etc).

Existem, fundamentalmente, dois tipos de ensaios experimentais realizáveis a estruturas ou partes destas: ensaios monotónicos e ensaios cíclicos. Os ensaios monotónicos permitem estudar e obter informações e dados sobre o comportamento das estruturas ou de partes destas sob a acção de carregamentos permanentes ou quase-permanentes, como por exemplo, peso próprio, restantes cargas permanentes (revestimentos), alguns tipos de sobrecargas, deslocamentos impostos, temperaturas, etc. Os ensaios cíclicos permitem o estudo das estruturas ou de partes destas sob a acção de cargas cíclicas como os ventos, a actuação de algumas sobrecargas (actuação de máquinas), acções sísmicas e outras do tipo accidental (explosões, colisões, etc). Existem três tipos de ensaios cíclicos: os ensaios dinâmicos, os pseudo-dinâmicos e os quase estáticos. Os ensaios estudados no âmbito deste trabalho pertencem à categoria dos quase estáticos.

O trabalho que se apresenta possui uma componente de carácter experimental na medida em que se realizou o estudo, tratamento e análise de dados provenientes de dois programas experimentais realizados no LERM – *Laboratório de Estruturas e Resistência dos Materiais do Instituto Superior Técnico*. Os ensaios experimentais não foram realizados no âmbito deste trabalho no entanto os seus resultados foram aqui totalmente estudados e tratados.

Os programas experimentais estudados neste trabalho são constituídos por ensaios monotónicos e cíclicos realizados a modelos à escala real, de ligações viga-coluna metálicas e mistas sujeitas a carregamento em torno do seu eixo de maior inércia. Os modelos consistiram em ligações viga-pilar soldadas e com cantoneiras com uma configuração em nó externo.

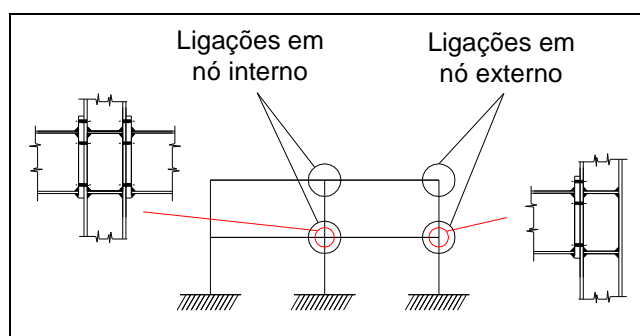


Figura 4.1 – Configurações em nó externo e interno.

O primeiro dos dois programas experimentais foi realizado no LERM em 1999 e 2000 no âmbito do Projecto Europeu RECOs – *Reliability of moment resistant connections of steel*

building frames in seismic areas. O objectivo do programa foi o estudo de ligações viga-pilar metálicas, em nó externo, sujeitas a cargas sísmicas. Os ensaios realizados foram monotónicos e cíclicos e o coordenador e responsável pelos trabalhos foi o Professor Luís Calado do Instituto Superior Técnico, Universidade Técnica de Lisboa. Participaram, também, nos trabalhos Elena Mele, Antonello De Luca e Raffaele Pucinotti. Neste texto, por simplicidade, far-se-á referência a este programa experimental como sendo o Programa Experimental 1 ou, mais simplesmente, **PE1**.

O outro programa experimental estudado foi levado a cabo em 2001 também no LERM, sob a responsabilidade do Professor Luís Calado e no âmbito dos trabalhos conducentes à realização da sua Agregação. O programa consistiu num conjunto de ensaios cíclicos realizados a ligações viga-pilar, metálicas e mistas, em nó externo. Este programa experimental será apelidado, ao longo deste texto de Programa Experimental 2, ou **PE2**.

Enquanto que o programa experimental realizado no âmbito do Projecto Europeu RECOS incidiu sobre a realização de ensaios a diversas combinações de perfis metálicos nas ligações, no estudo experimental levado a cabo para Agregação do Professor Luís Calado as secções dos perfis metálicos usados foram as mesmas em todos os modelos. Nestes fez-se variar a configuração da ligação adicionando e retirando componentes de betão armado. Fizeram-se ensaios com pilar e viga metálicos (S - *steel*), pilar metálico e viga mista (CB – *concrete beam*) e com pilar e vigas mistos (CBC – *concrete beam and column*).

De entre os dois programas experimentais escolheram-se os modelos com os mesmos perfis metálicos: IPE300 para a viga e HEB200 para o pilar. Ao juntar os resultados relativos às ligações constituídas por estes perfis em ambos os programas experimentais, obteve-se uma base de dados com informação suficiente para realizar o trabalho proposto. Esta consiste em resultados provenientes de ensaios cíclicos e monotónicos.

4.2 Caracterização dos materiais constituintes

Os materiais que constituem os modelos usados são: o betão, o aço estrutural e o aço das armaduras de reforço. O material cujo comportamento é mais importante e influente nos resultados do trabalho que se apresenta é o aço estrutural.

O aço que constitui os elementos metálicos (IPE, HEB e cantoneiras) usados em ambos os programas experimentais foi sujeito a ensaios de caracterização mecânica com o objectivo de conhecer as suas tensões características.

O betão, o aço de reforço das armaduras, os parafusos e a solda não foram sujeitos a ensaios de caracterização mecânica. As características necessárias aos estudos realizados foram obtidas das especificações fornecidas pelos fabricantes e dos regulamentos [1,2,74,76]

O aço das armaduras de reforço pertence à classe **A 500**:

- Tensão característica: $f_{syk}=500$ MPa;
- Módulo de elasticidade: $E_s=210$ GPa (cláusula 3.2(2) da EN 1994-1-1 [2] estipula que o módulo de elasticidade, E_s , de armaduras ordinárias aplicadas em

elementos de construção mista seja aumentado em 10 GPa para ficar com valor igual ao do aço estrutural).

O betão utilizado nos modelos de ligações mistas pertence à classe **C30/37**:

- Tensão característica do cilindro: $f_{ck}=30 \text{ MPa}$ (EN 1992-1-1 [74]);
- Módulo de elasticidade: $E_{cm}=33 \text{ GPa}$.

Os parafusos usados nas ligações com cantoneiras são das classes **M16** e **8.8**:

- Tensão de cedência: $f_{yb}=640 \text{ MPa}$;
- Tensão última: $f_{ub}=800 \text{ MPa}$;
- Área bruta: $A=201,1 \text{ mm}^2$;
- Área traccionada: $A_s=157,0 \text{ mm}^2$.

A solda é de uma classe de aço maior que o aço estrutural que constitui os elementos da ligação.

4.2.1 Ensaios de caracterização mecânica do aço estrutural

Os ensaios de caracterização mecânica do aço estrutural, realizados no âmbito de cada um dos dois programas experimentais, tiveram como objectivo a definição das tensões características do aço estrutural: tensão de cedência, f_y , e tensão última, f_u .

As regras relativas ao procedimento de ensaios de tracção a provetes de aço estrutural encontram-se estipuladas na EN 10002 [75]. Nesta norma encontram-se também as regras a seguir para obter os valores das tensões características dos aços, R_{eh} e R_m . O valor de R_m corresponde ao máximo valor de tensão registado no ensaio de tracção, R_{eh} é o menor dos valores lidos ao longo do patamar de cedência sem contar com os efeitos de transição entre o regime elástico e o regime plástico do provete. A EN 1993-1-1 [76] estipula, na cláusula 3.2.1(1)a) que os valores de f_y e f_u devem ser tomados iguais a R_{eh} e R_m , respectivamente, obtidos de ensaios realizados de acordo com a EN 10002 [75]. A figura seguinte mostra como obter os valores referidos a partir da relação constitutiva registada no ensaio.

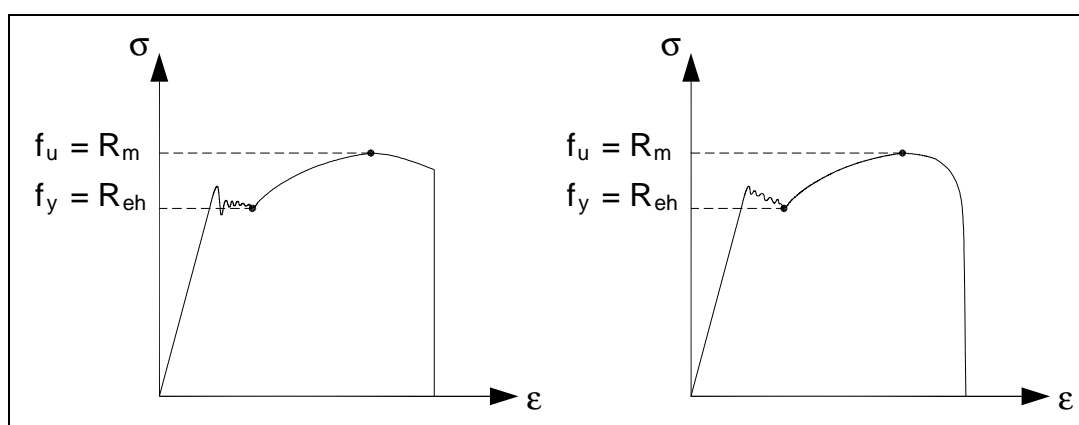


Figura 4.2 – Esquema da obtenção dos valores de f_y e f_u .

Os ensaios de tracção foram realizados, em ambos os programas experimentais e para os aços de todos os elementos constituintes das ligações, na INSTROM, máquina universal de ensaios do LERM – *Laboratório de Estruturas e Resistência dos Materiais do Instituto Superior Técnico*. Não foram realizados ensaios de caracterização mecânica com o objectivo de definir o

módulo de elasticidade do aço, assumiu-se que o valor deste é o estipulado na EN 1993-1-1 [76], $E_a=210$ GPa.

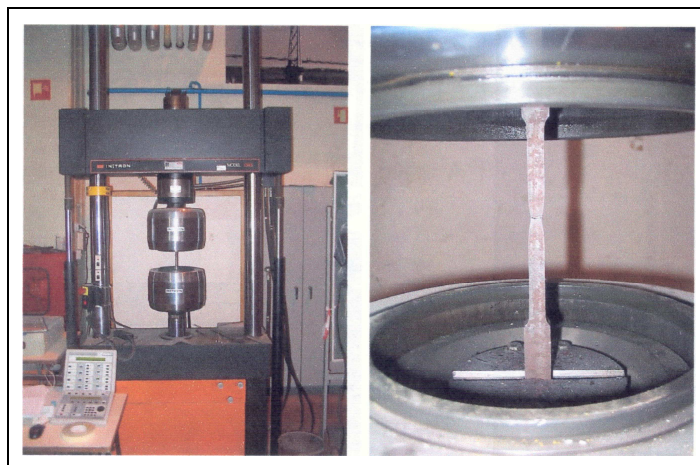


Figura 4.3 – Ensaio de tracção realizado na INSTRON, máquina universal de ensaios do LERM.

Os valores obtidos dos ensaios de tracção apresentam-se na tabela seguinte. Além dos valores das tensões de cedência e última, f_y e f_u , apresenta-se também o valor de extensão, correspondente à tensão última, ϵ_u . Os valores das grandezas são apresentados em função dos programas experimentais realizados e dos elementos estruturais dos quais foram retirados os provetes (Coluna - HEB200, Viga – IPE300 e Cantoneiras).

	Ensaio Experimental	PE1	PE2
$f_y = R_{eh}$ [MPa]	Cantoneiras	287,8	332,7
	Coluna HEB 200	326,1	332,5
	Viga IPE 300	352,7	348,7
$f_u = R_m$ [MPa]	Cantoneiras	420,1	443,3
	Coluna HEB 200	434,4	435,3
	Viga IPE 300	451,3	459,5
ϵ_u [MPa]	Cantoneiras	0,0262	0,0248
	Coluna HEB 200	0,0241	0,0262
	Viga IPE 300	0,0273	0,0255

Tabela 4.1 – Valores obtidos dos ensaios de tracção realizados no LERM.

Cada um dos valores representados, na tabela anterior, consiste numa média de resultados obtidos de vários provetes. A obtenção de cada valor de tensão e extensão consiste na média de 2 e 4 em relação aos provetes ensaiados no âmbito dos PE1 e PE2, respectivamente. As relações constitutivas obtidas de todos os provetes apresentam-se nos dois gráficos abaixo representados.

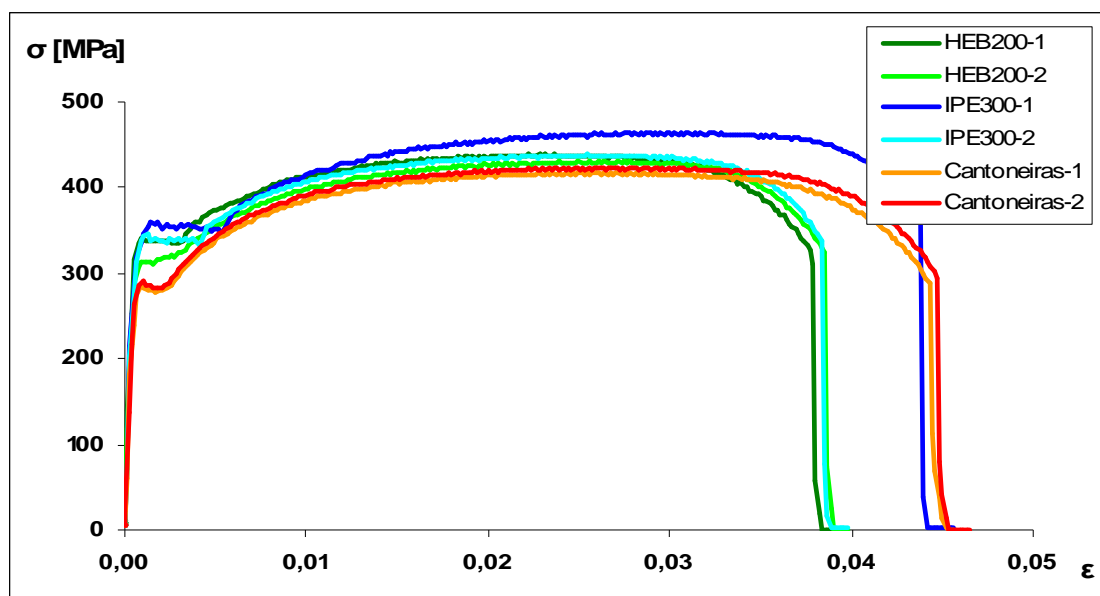


Figura 4.4 – Curvas constitutivas do aço estrutural obtidas nos ensaios de tração do PE1.

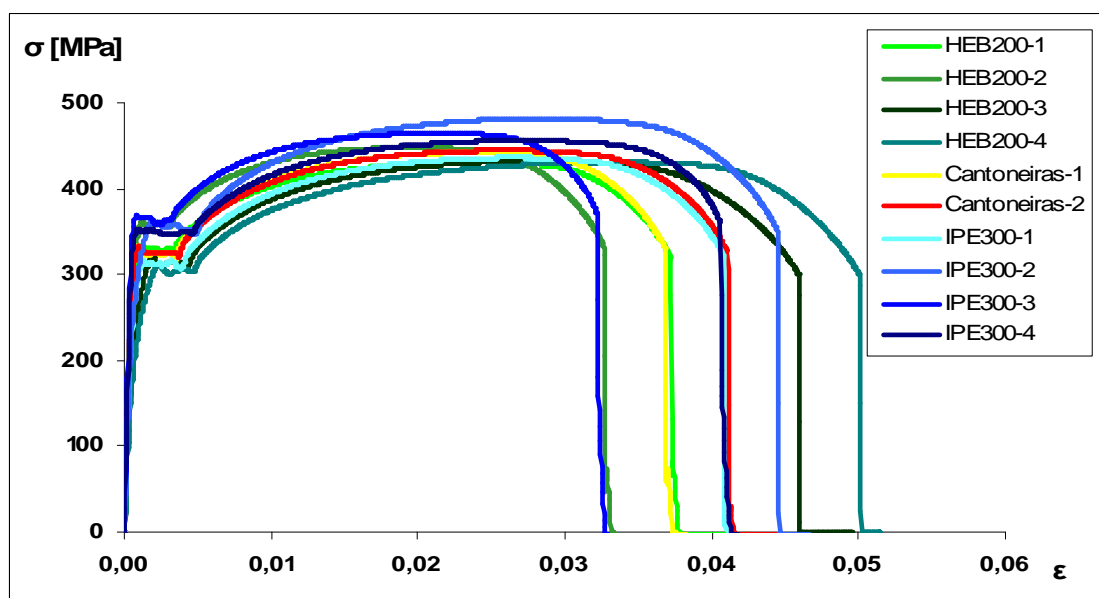


Figura 4.5 – Curvas constitutivas do aço estrutural obtidas nos ensaios de tração do PE2.

4.3 Ensaios experimentais realizados aos modelos de ligações

4.3.1 Definição e descrição dos modelos ensaiados

Os modelos ensaiados consistem em ligações viga-pilar, metálicas e mistas à escala 1:1. O perfil utilizado para constituir a coluna é, em todos, um HEB 200 enquanto que a viga é, também em todos os modelos, um IPE 300.

São 4 os modelos de ligações metálicas, 3 ensaiados no âmbito do PE1 e o outro no âmbito do PE2. Estes quatro modelos, dois soldados e dois com cantoneiras de assento, topo e alma, foram apelidados WW-S1, WW-S2, TSW-S1 e TSW-S2. Os dois primeiros são totalmente soldados e os outros com cantoneiras.

Os modelos de ligações soldadas WW-S1 e WW-S2 são idênticos e constituídos pelos perfis metálicos IPE 300 e HEB 200. O IPE encontra-se ligado de topo a meia altura do HEB. Esta ligação encontra-se alinhada com os eixos dos elementos, como se pode observar na figura seguinte. Os cordões de soldadura ligam toda a secção de extremidade da viga IPE 300 ao banzo da coluna HEB 200 através de cordões de penetração total. Os reforços transversais que constituem a ligação possuem 12 mm de espessura e o seu eixo encontra-se alinhado com o dos banzos da viga IPE 300, os reforços colocados na zona de aplicação da carga possuem 10 mm de espessura.

As características geométricas destes dois modelos idênticos encontram-se apresentadas na figura seguinte. Nesta figura e nas que se apresentam em seguida as colunas encontram-se na horizontal e as vigas na vertical por ter sido esta a posição na qual os modelos foram ensaiados.

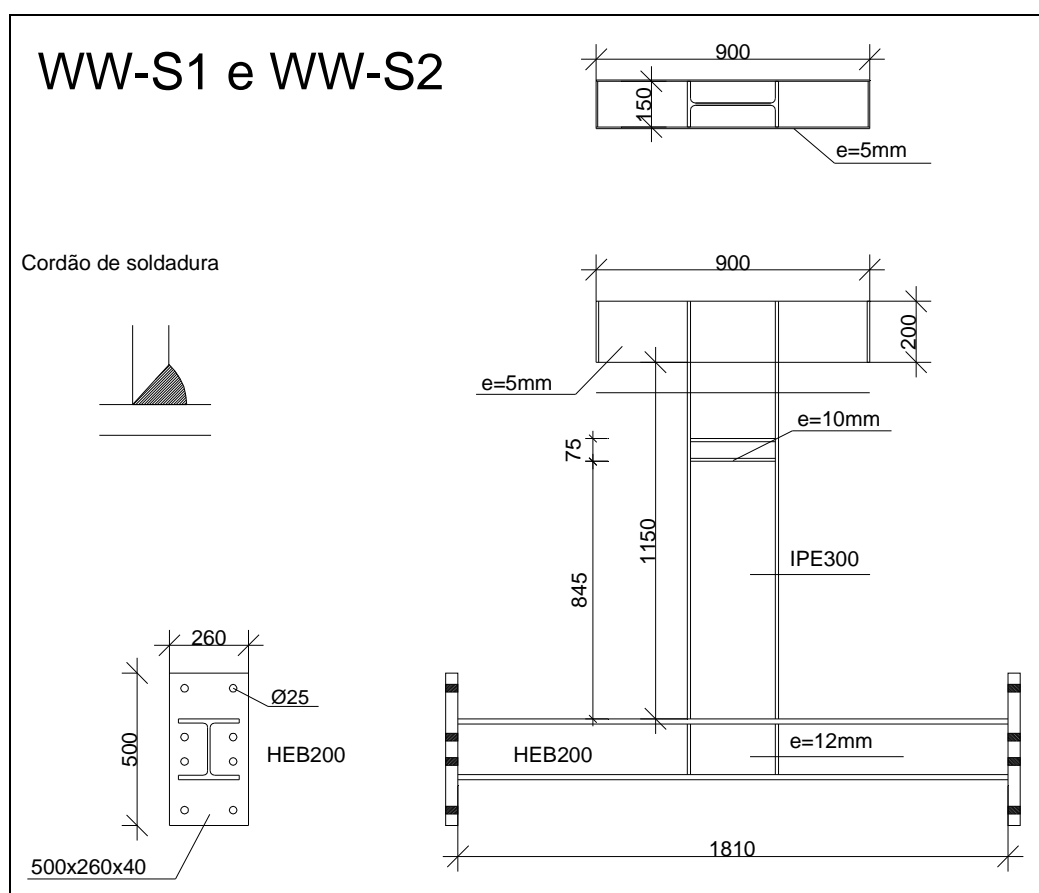


Figura 4.6 – Representação esquemática dos modelos WW-S1 e WW-S2.

Os modelos de ligações metálicas com cantoneiras apelidaram-se, neste texto, de TSW-S1 e TSW-S2. A geometria dos modelos é idêntica à dos WW-S1 e WW-S2, com diferenças apenas na configuração da ligação e, no caso de TSW-S2, nas dimensões dos elementos (como se pode observar na Tabela 4.6 deste texto). A configuração das ligações com cantoneiras é igual nos dois programas experimentais. A ligar os perfis metálicos existem cantoneiras L120x120x10 de topo e assento, L120x80x10 nas almas e parafusos M16 classe 8.8. O esquema dos modelos é igual ao das ligações metálicas pelo que se apresenta, abaixo, apenas o pormenor das ligações.

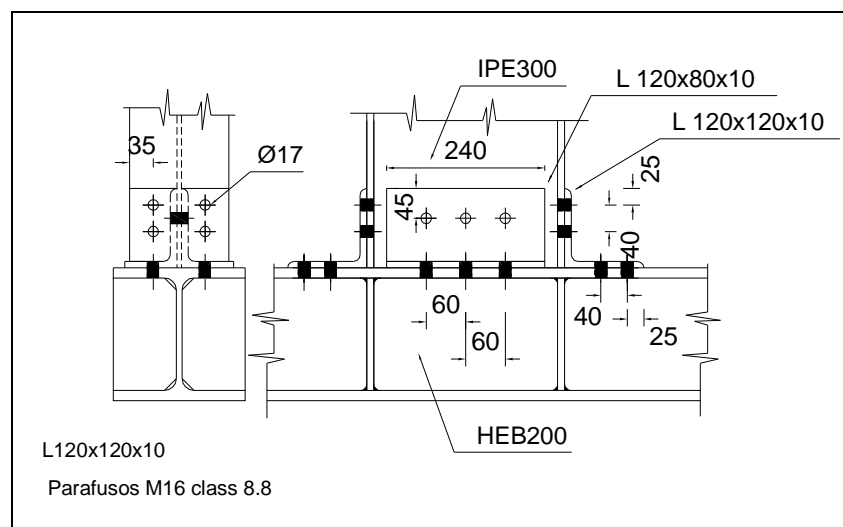


Figura 4.7 – Pormenor da ligação que constitui os modelos TSW-S1 e TSW-S2.

Os modelos de ligações mistas possuem geometrias idênticas às dos anteriores. Diferem destes devido à adição de componentes de betão armado: laje de betão armado sobre a viga e betão entre banzos metálicos. As restantes componentes, dimensões e ligações mantêm-se inalterados. Os conectores de corte consistem em cantoneiras cortadas transversalmente de 100 em 100 mm e longitudinalmente de modo a que uma das abas fique com 30 mm e a outra 80 mm, como se pode ver nas representações esquemáticas das ligações WW-CB e TSW-CB. O espaçamento entre conectores de corte é de 100 mm o que faz com que a viga possua um grau de conexão de 100%. Abaixo mostram-se os desenhos de pormenor das peças metálicas de TSW-CB (WW-CB tem geometria idêntica) e WW-CBC (TSW-CBC tem geometria idêntica) e a pormenorização da laje de betão armado. Esta tem 12 cm e duas camadas de malha de varões $\Phi 8$ com 20 mm de recobrimento, contados a partir do eixo do varão.

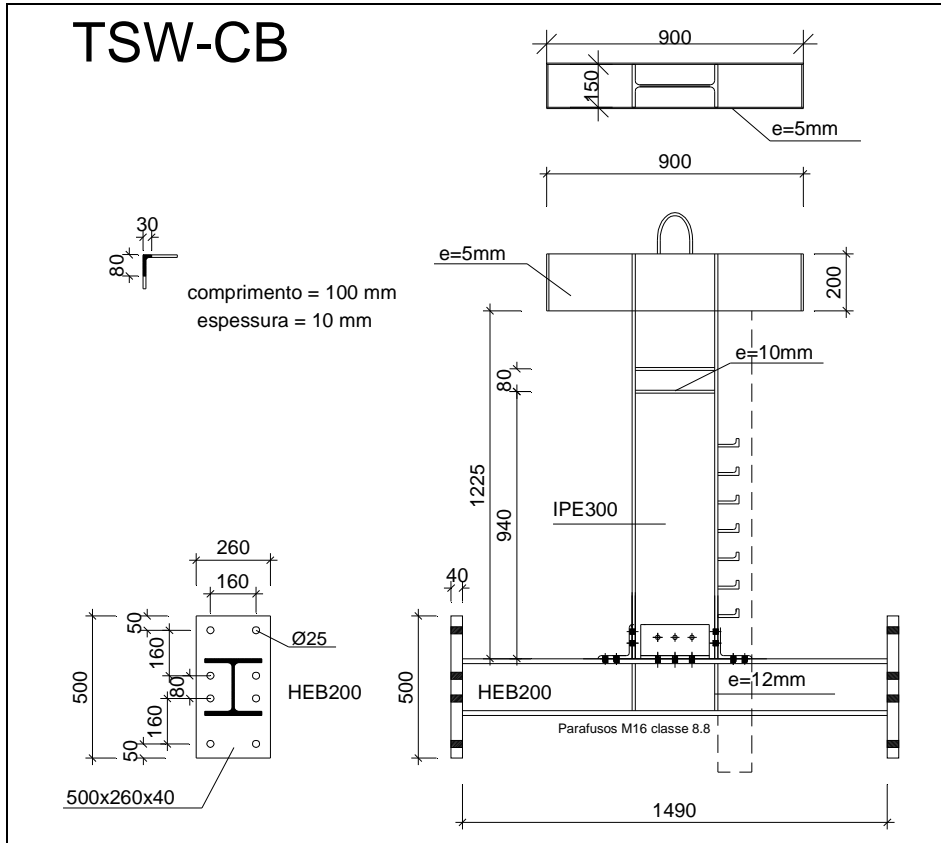


Figura 4.8 – Representação esquemática das peças metálicas do modelo TSW-CB.

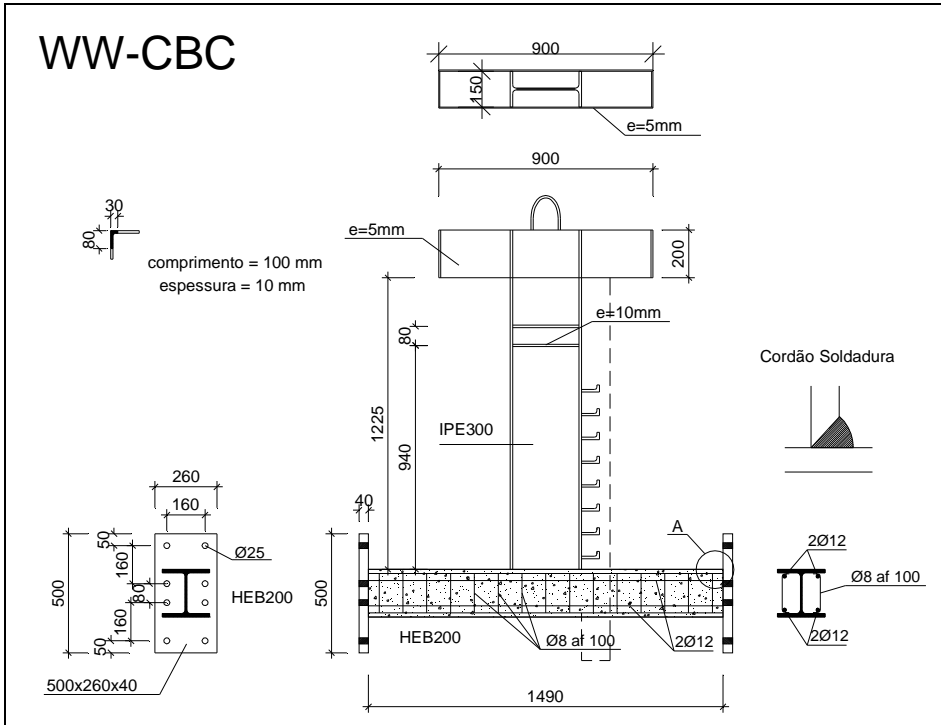


Figura 4.9 – Representação esquemática das peças metálicas do modelo WW-CBC.

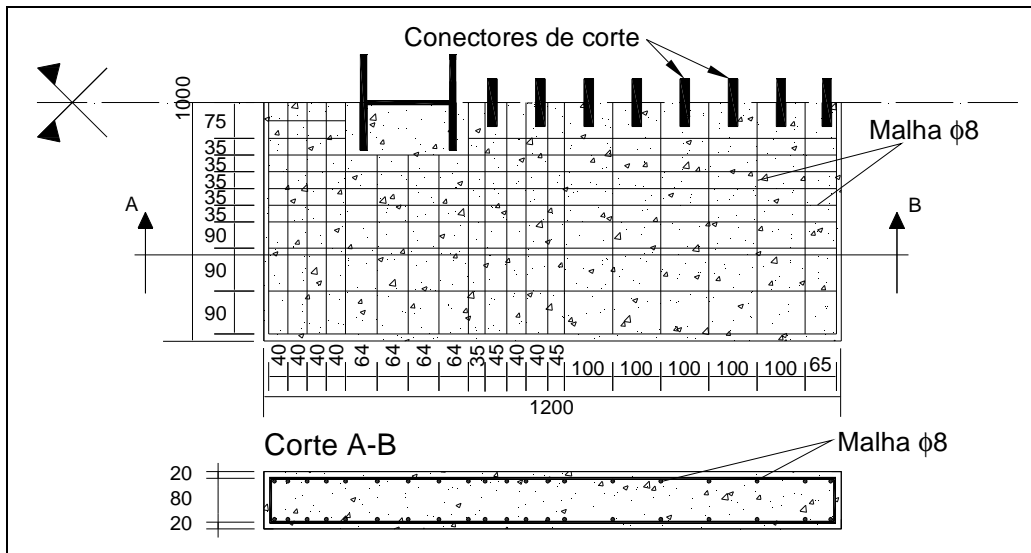


Figura 4.10 – Planta e corte da laje de betão que constitui as ligações WW-CB, TSW-CB, WW-CBC e TSW-CBC.

4.3.2 Equipamento e instrumentação dos modelos ensaiados

A realização dos ensaios fez-se segundo o mesmo esquema nos dois programas experimentais. Os modelos foram colocados de modo a ter-se a coluna na horizontal e a viga na vertical. Esta configuração facilita a realização do ensaio por tornar mais simples e rápida a montagem e a ligação do modelo às estruturas de reacção, que consistem na laje e parede de reacção e em elementos metálicos reforçados. A carga é aplicada aos modelos numa única secção da viga e através de um macaco electro-mecânico associado a uma célula de carga. O esquema do ensaio apresenta-se na figura seguinte onde se encontram ilustrados os elementos referidos.

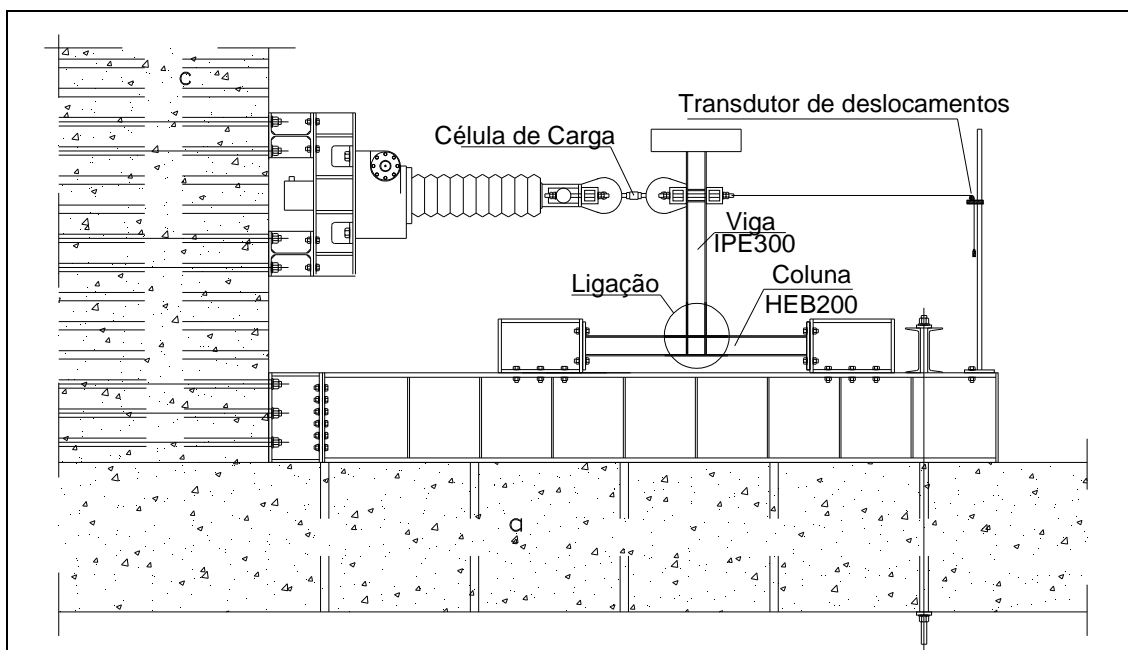


Figura 4.11 – Representação esquemática dos ensaios experimentais.

A instrumentação dos ensaios foi levada a cabo através do uso de transdutores de deslocamentos, que se apresentam na figura seguinte. Um destes encontra-se ligado, à semelhança da célula de carga, a um sistema *Hewlett Packard* para controlo dos ciclos através da carga ou do deslocamento (consoante o tipo de ensaio). Os restantes encontram-se ligados ao sistema de aquisição de dados, cujo número de canais depende da instrumentação de cada ensaio realizado. O sistema de aquisição de dados “termina” no computador onde se realizam as leituras dos valores de deslocamentos, em tempo real, de cada um dos transdutores.

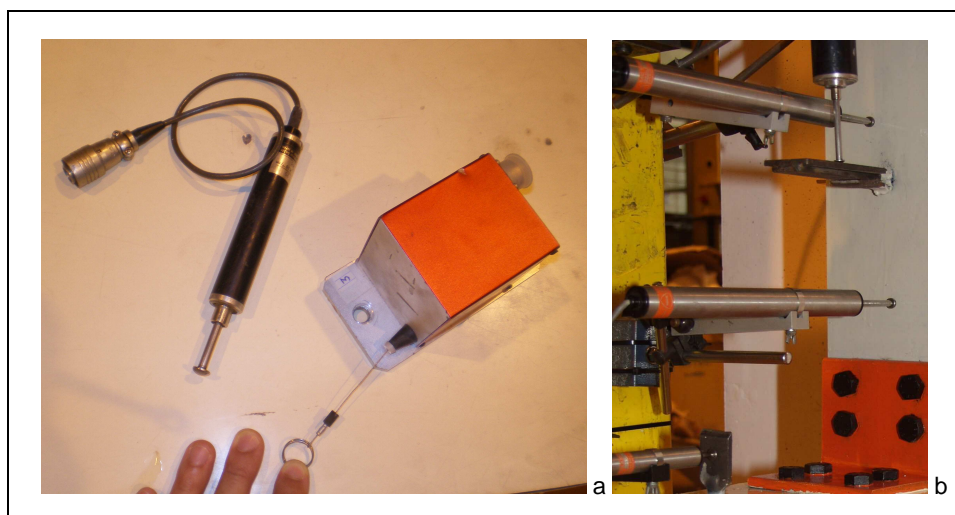


Figura 4.12 – Pormenores dos instrumentos usados nos ensaios experimentais.

A disposição e o número de transdutores de deslocamentos utilizados em cada ensaio depende do tipo de ensaio levado a cabo. Nos ensaios cíclicos os transdutores de deslocamentos foram colocados de modo a que fosse possível obter o comportamento global do modelo, nos monotónicos a instrumentação foi realizada de modo a que fosse possível obter a rotação relativa entre a viga e a coluna, Φ . Abaixo apresenta-se a disposição dos transdutores de deslocamentos nos seis modelos estudados.

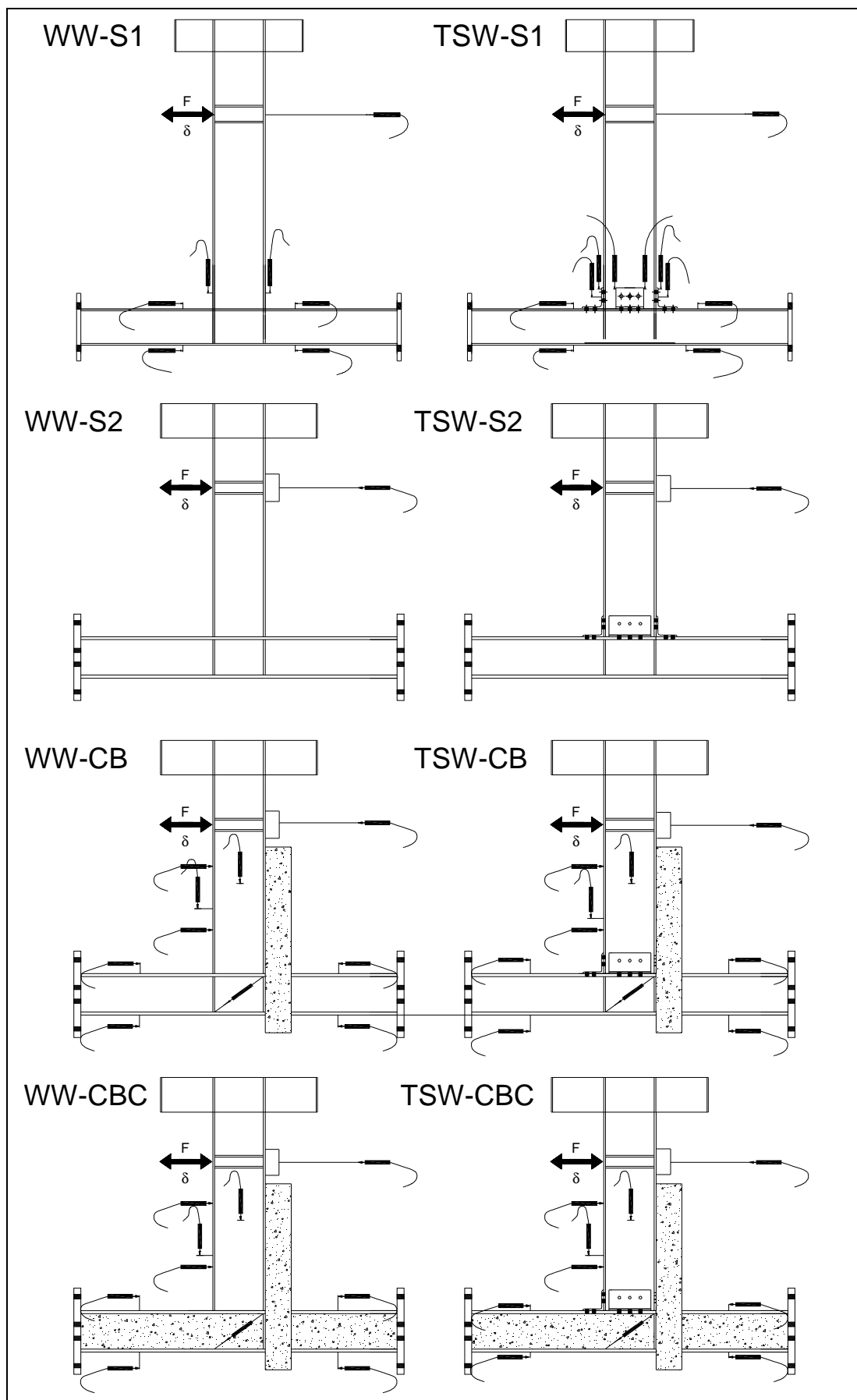


Figura 4.13 – Instrumentação dos modelos estudados.

4.3.3 Procedimento adoptado nos ensaios – história de carga

Os modelos WW-S1 e TSW-S1 foram sujeitos a ensaios estáticos monotónicos. O procedimento tido nestes ensaios é o de aumentar a carga lentamente, com uma taxa que se pretende constante, até se verificar a rotura do modelo. O aumento de carga pode ser feito por controlo directo do valor da carga ou dos deslocamentos, através do sistema *Hewlett Packard*.

Nos ensaios cíclicos é adoptado o procedimento *Short Testing Procedure* do ECCS – TC13 [72] (obtenção do comportamento de estruturas e elementos estruturais sob a acção de cargas sísmicas). Este deve ser realizado com controlo de deslocamentos e para os casos em que apenas podem ser realizados ensaios cíclicos.

De acordo com este procedimento foram realizados 4 ou mais ciclos antes de se atingir a cedência do modelo. Os ciclos foram realizados de forma simétrica em relação à configuração em repouso. O aumento de amplitude dos ciclos foi cuidadoso até se atingir a carga e o deslocamento de cedência. Obtidos estes valores, a história de carga consiste, posteriormente, na aplicação de 3 ciclos para cada valor de amplitude de deslocamento transversal, medido no ponto de aplicação da carga e múltiplo de 10 mm.

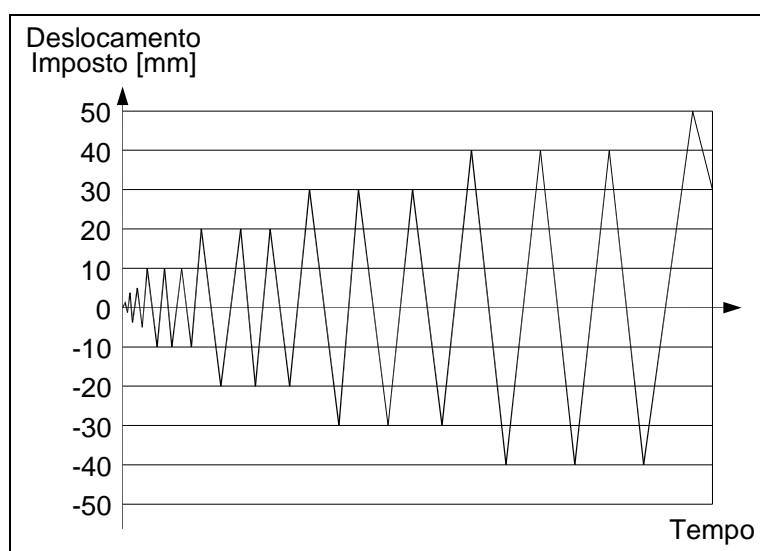


Figura 4.14 – Aplicação do deslocamento imposto, ao longo do tempo, num ensaio cíclico.

4.3.4 Resultados dos ensaios experimentais

Aplicados os carregamentos aos modelos obtém-se, instantaneamente, a resposta da estrutura através das leituras da célula e do transdutor de deslocamentos posicionado no ponto de aplicação da carga (instrumentos comuns a todos os modelos). A leitura destes permite traçar gráficos $F-d$ e $M-d/H$, em que F é a força aplicada pelo macaco, d o deslocamento transversal à viga, M o momento flector na ligação e d/H o quociente entre o deslocamento transversal e o comprimento da viga (figura seguinte). A conversão $F-d$ para $M-d/H$ consiste em dividir cada valor de d por H e multiplicar o correspondente valor de F pelo mesmo H , resultando assim no valor do momento flector M . A vantagem de $M-d/H$ consiste no facto de d/H e a rotação relativa na ligação, Φ , possuírem as mesmas unidades.

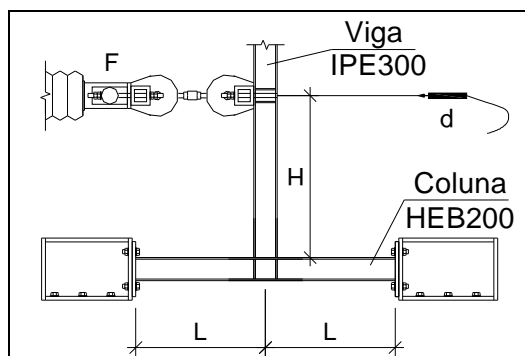


Figura 4.15 – Esquema dos ensaios experimentais e grandezas utilizadas na obtenção de resultados.

Os ensaios que se apresentam e estudam neste trabalho são apresentados no quadro resumo seguinte.

Programa experimental	Tipo de ligação	Modelo	Tipo de Ensaio
PE1	Metálica	WW-S1	Monotónico
PE1	Metálica	TSW-S1	Monotónico
PE1	Metálica	WW-S2	Cíclico
PE2	Metálica	TSW-S2	Cíclico
PE2	Mista	WW-CB	Cíclico
PE2	Mista	TSW-CB	Cíclico
PE2	Mista	WW-CBC	Cíclico
PE2	Mista	WW-CBC	Cíclico

Tabela 4.2 – Resumo dos ensaios realizados aos vários modelos estudados.

4.3.4.1 Curvas M-d/H dos ensaios monotónicos

Apresentam-se, em seguida, os gráficos M-d/H dos ensaios monotónicos, realizados no âmbito do PE1 aos modelos WW-S1 e TSW-S1. Como se pode observar, a forma, resistência e ductilidade difere entre os dois. A resistência e ductilidade da ligação soldada (WW-S1) são maiores. Esta possui um valor de cedência facilmente identificável pois possui uma rigidez aproximadamente constante em ramo elástico baixando bastante a partir daí. A rigidez da ligação com cantoneiras, TSW-S1, cai drasticamente por volta dos 50 kN.m, patamar que denuncia a cedência da cantoneira de topo e, em simultâneo, o ajuste dos parafusos aos furos das cantoneiras de alma. Após esta perda de rigidez e após o ajuste dos parafusos a ligação tem capacidade para voltar a aumentar a rigidez mantendo-a constante até se verificar a rotura.

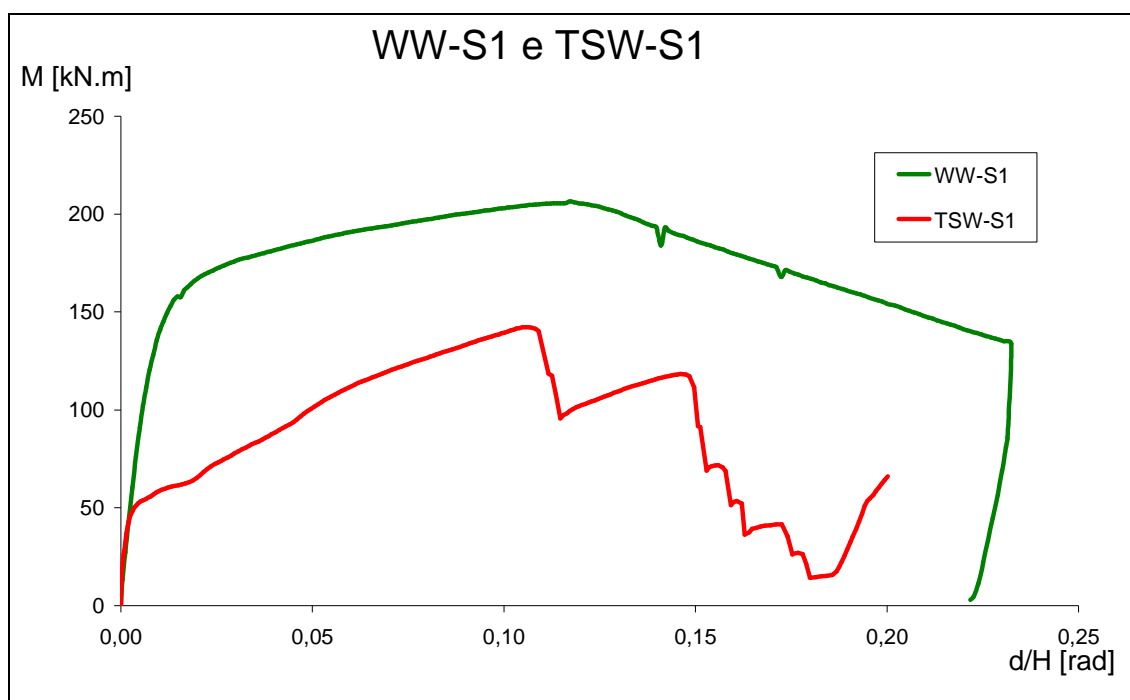


Figura 4.16 – Curvas M-d/H relativa aos ensaios WW-S1 e TSW-S1.

4.3.4.2 Curvas M-d/H dos ensaios cíclicos

Nas três figuras seguintes mostram-se os 6 gráficos M-d/H relativos aos ensaios cíclicos. Também nestes é possível ver as grandes diferenças existentes entre os dois tipos de ligação. A resistência das ligações soldadas é claramente superior no entanto a ductilidade das ligações com cantoneiras é, em geral, um pouco maior. Enquanto que a forma dos ciclos evidenciados pelas ligações soldadas é claramente côncava existindo um decréscimo de rigidez que aumenta com o aumento da carga, tal não acontece nas ligações com cantoneiras. Nestas ocorre o fenómeno de *Pinching*, que consiste num acréscimo de rigidez e resistência devido ao encosto da cantoneira ao banzo do pilar e que ocorre para valores elevados de deformação.

As principais diferenças entre as respostas das ligações metálicas e mistas consistem num aumento da resistência e rigidez e numa assimetria das curvas. Ao passo que as ligações metálicas estudadas, por serem bi-simétricas e carregadas simetricamente, apresentam curvas M-d/H simétricas, tal não acontece, como era de esperar, com as curvas das ligações mistas. O aumento da resistência e da rigidez são de esperar já que os perfis das ligações metálicas são os mesmo que das mistas, que possuem acréscimos nestas grandezas devido à “ajuda” dos elementos de betão.

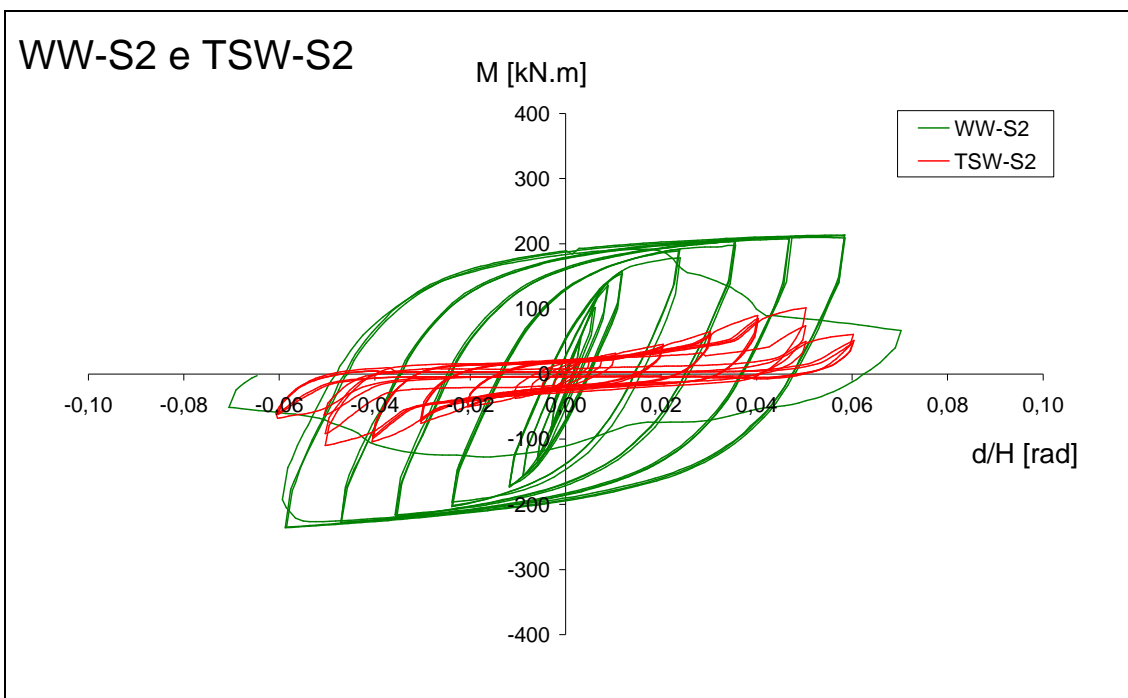


Figura 4.17 – Curvas M-d/H relativas aos ensaios WW-S2 e TSW-S2.

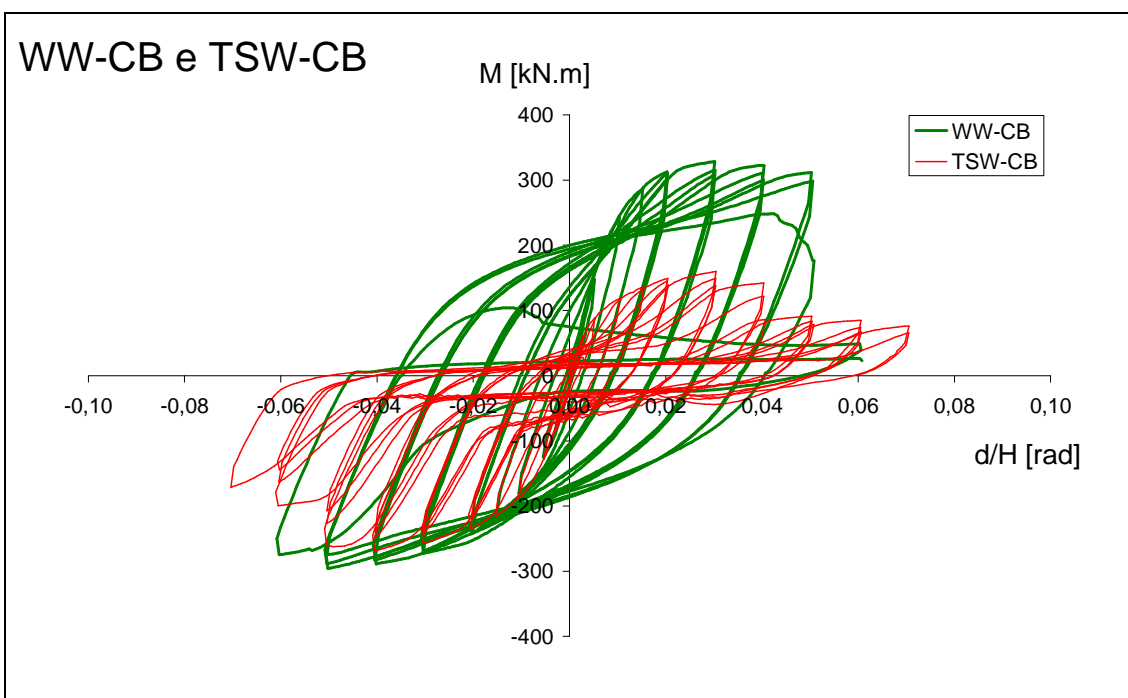


Figura 4.18 – Curva M-d/H relativas aos ensaios WW-CB e TSW-CB.

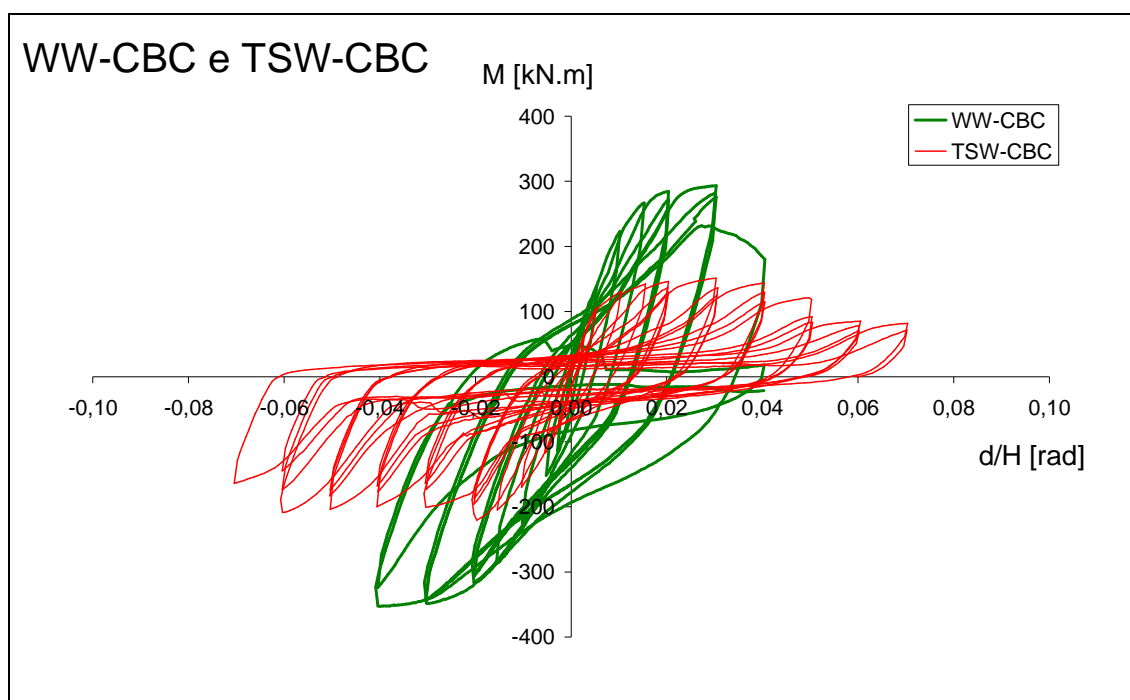


Figura 4.19 – Curvas M-d/H relativas aos ensaios WW-CBC e TSW-CBC.

4.3.5 Obtenção dos limites de classificação das ligações ensaiadas

Pretende-se definir, neste ponto, os gráficos que estabelecem as fronteiras entre os vários domínios de classificação das ligações: semi-rígidas, rígidas, rotuladas, de resistência total e parcial. Esta tarefa é realizada para as duas classificações apresentadas no capítulo anterior.

4.3.5.1 Classificação segundo a regulamentação – critério de resistência

A classificação de resistência, por parte da EN 1993-1-8 [1] e da EN 1994-1-1 [2], requer que sejam quantificados os momentos flectores resistentes, M_{Rd} , dos elementos ligados (vigas e colunas).

No que diz respeito à classificação das secções (encurvadura local), os HEB200 são da classe 1, o que significa que conseguem desenvolver resistência plástica sem sofrer encurvadura local nas suas secções. O mesmo se passa com as vigas metálicas, pois o IPE 300 é da classe 1 para flexão pura. A viga mista (IPE 300 + duas fiadas de armadura com $10\Phi 8$) é da classe 2 para a actuação de momento negativo em secção fendilhada, o que significa que também consegue desenvolver resistência plástica. A determinação da classe desta viga encontra-se mais adiante.

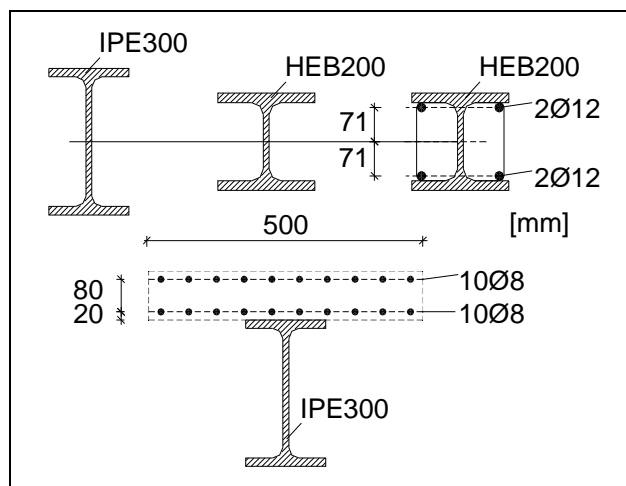


Figura 4.20 – Secções usadas para as vigas e as colunas.

Nos modelos estudados existem quatro secções diferentes, duas metálicas e duas mistas. As metálicas são o IPE300 e o HEB200 ao passo que as mistas consistem nas secções do pilar misto e da viga mista.

As tensões de cedência f_y diferem, como já se referiu, nos dois programas experimentais. Assim, na prática ter-se-ão três secções diferentes de colunas e outros três de vigas, pois existem duas secções de IPE300 e de HEB200 com tensões de cedência diferentes (e logo como resistências diferentes).

A largura efectiva da viga mista, necessária à caracterização da sua resistência, é determinada de acordo com a cláusula 5.4.1.2 da EN 1994-1-1 [2]:

$$L_e = 2 \times L_b = 2,0 \text{ m} \Rightarrow b_e = \frac{L_e}{8} = \frac{2,0}{8} = 0,25 \text{ m} \Rightarrow \\ \Rightarrow b_{\text{eff}} = b_0 + 2 \times b_e = 0,0 + 2 \times 0,25 = 0,5 \text{ m}$$

em que L_b é o comprimento assumido para o comprimento das vigas dos modelos;

As secções mistas foram analisadas em estado fendilhado. O estado limite último de flexão, que provoca o colapso da ligação, ocorre para níveis de momento flector que provocam a fendilhação no betão em quase todas as secções dos pilares e da viga. Simplificou-se a obtenção dos limites de resistência considerando, então, que o betão se encontra totalmente fendilhado em toda a extensão dos modelos.

A resistência de secções metálicas das classes 1 e 2 faz-se através da multiplicação do módulo plástico de flexão (fornecido pelo fabricante) pela tensão de cedência do aço, definida nos ensaios de caracterização mecânica. Na tabela seguinte são apresentados os valores dos momentos resistentes das secções metálicas que constituem os modelos ensaiados.

$$M_{\text{pl,Rd}} = W_{\text{pl}} \times \frac{f_y}{\gamma_a}$$

Programa experimental	Secção	W_{pl} [mm ³]	f_y [MPa]	$M_{pl,Rd}$ [kN.m]
PE1	IPE300	$628,4 \times 10^3$	352,7	221,7
	HEB200	$642,5 \times 10^3$	326,1	209,5
PE2	IPE300	$628,4 \times 10^3$	348,7	219,1
	HEB200	$642,5 \times 10^3$	332,5	213,6

Tabela 4.3 – Momentos resistentes plásticos das secções metálicas IPE300 e HEB200.

O momento plástico resistente da secção fendilhada do pilar misto (PE2, modelos WW-CBC e TSW-CBC) consiste na soma dos momentos plásticos resistentes do perfil HEB200 e do conjunto de 4 varões $\Phi 12$.

$$M_{pl,Rd} = W_{pl} \times \frac{f_y}{\gamma_a} + d \times A_{sr} \times \frac{f_{sk}}{\gamma_s} =$$

$$= 642,5 \times 10^3 \times \frac{332,5}{1,0} + 71,0 \times \frac{4 \times \pi \times 120^2}{4} \times \frac{500,0}{1,0} = 229,7 \text{ kNm}$$

em que:

A_{sr} é a área de armadura total existente na secção do pilar;

f_{sk} é a tensão característica das armaduras;

γ_s é o coeficiente parcial de segurança do aço de reforço e deve ser tomado igual a 1,0.

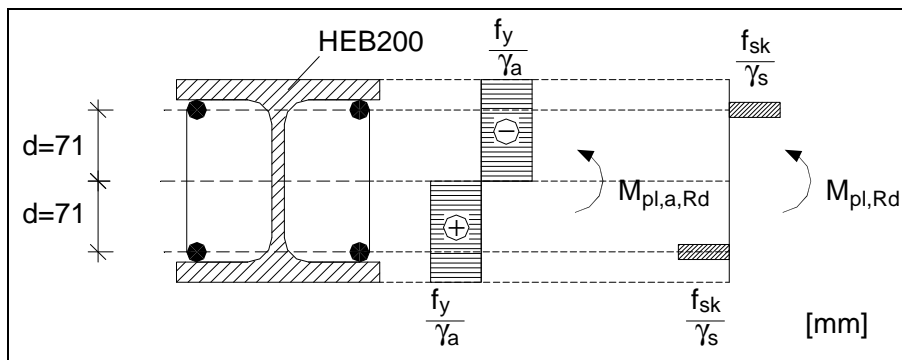


Figura 4.21 – Obtenção do momento resistente das secções extremas do pilar misto.

O cálculo do momento resistente da viga mista (programa experimental PE2, modelos WW-CB, TSW-CB, WW-CBC e TSW-CBC) começa pela determinação da posição da linha neutra plástica da secção fendilhada, que se encontra na alma do perfil IPE300 da viga. Esta conclusão é retirada da comparação das resistências plásticas exibidas por cada um dos materiais:

$$\left. \begin{aligned} R_s &= A_s \times \frac{f_{sk}}{\gamma_s} = 502,7 \text{ kN} \\ R_a &= A_a \times \frac{f_y}{\gamma_a} = 1876,2 \text{ kN} \end{aligned} \right\} \text{LN no perfil metálico}$$

$$\left. \begin{aligned} R_s &= A_s \times \frac{f_{sk}}{\gamma_s} = 502,7 \text{ kN} \\ R_w &= R_a - 2 \times R_f = 757,0 \text{ kN} \end{aligned} \right\} \text{LN na alma do perfil metálico}$$

em que:

R_s , R_a , R_f e R_w são as forças plásticas máximas, respectivamente, da armadura de reforço, do perfil metálico e do banzo e alma deste.

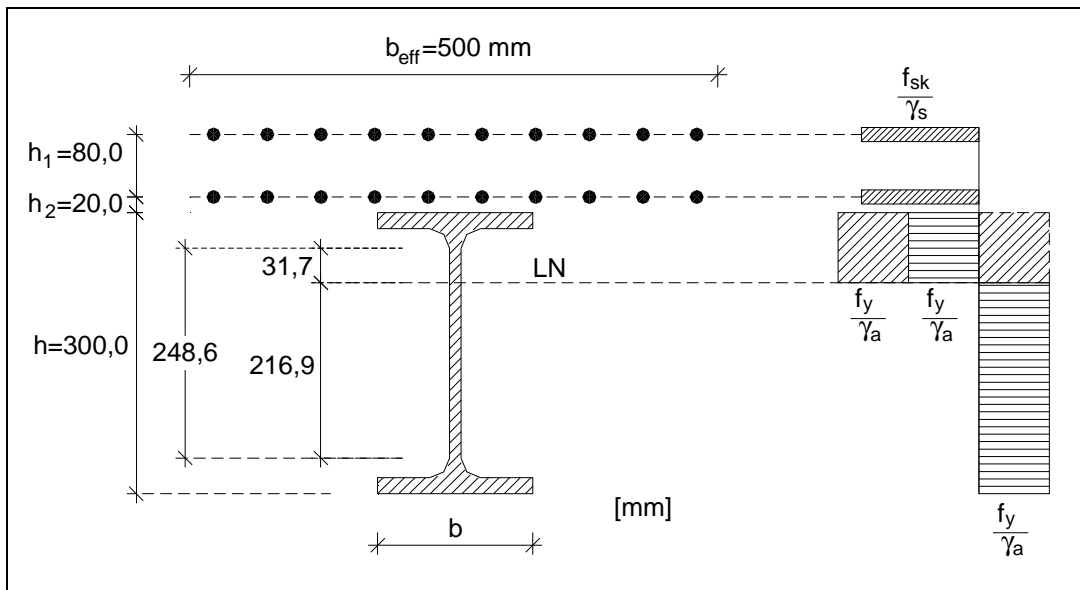


Figura 4.22 – Obtenção do momento resistente da viga mista.

Obtenção da classe da secção de acordo com a EN 1993-1-1:

$$\alpha_c = \frac{2486 - 317}{2486} = 0,87 \Rightarrow \frac{c_c}{t} = \frac{2486}{7,1} = 350 \leq \frac{456 \times \sqrt{235/3325}}{13 \times 0,87 - 1} = 37,2 \rightarrow \text{classe 2}$$

Assim, o momento flector da viga mista determina-se através da seguinte expressão:

$$\begin{aligned} M_{pl,Rd} &= \frac{R_s}{2} \left(\frac{h}{2} + h_2 \right) + \frac{R_s}{2} \left(\frac{h}{2} + h_2 + h_1 \right) + \frac{1}{\left(1 - \frac{A - 2bt_f}{2A} \right)} M_{pl,y,Rd} \left(1 - \frac{R_s}{R_a} \right) = \\ &= \frac{502,7 \times 10^3}{2} \left(\frac{300,0}{2} + 20,0 \right) + \frac{502,7 \times 10^3}{2} \left(\frac{300,0}{2} + 20,0 + 80,0 \right) + \\ &+ \frac{1}{\left(1 - \frac{5381,0 - 2 \times 150,0 \times 10,7}{2 \times 5381,0} \right)} \times 219,1 \times 10^6 \left(1 - \frac{502,7}{1876,2} \right) = 306,5 \text{ kN.m} \end{aligned}$$

em que todas as grandezas usadas se encontram na figura anterior.

O quadro seguinte consiste num resumo dos momentos flectores resistentes de cada elemento em cada um dos modelos ensaiados e estudados:

Programa experimental	Modelo	Secção Viga	$M_{b,Rd}$ [kN.m]	Secção Coluna	$M_{c,Rd}$ [kN.m]
PE1	WW-S1	IPE300	221,7	HEB200	209,5
	TSW-S1	IPE300	221,7	HEB200	209,5
PE2	WW-S2	IPE300	219,1	HEB200	213,6
	TSW-S2	IPE300	219,1	HEB200	213,6
	WW-CB	IPE300 + Armaduras	306,5	HEB200	213,6
	TSW-CB	IPE300 + Armaduras	306,5	HEB200	213,6
	WW-CBC	IPE300 + Armaduras	306,5	HEB200 + Armaduras	229,7
	TSW-CBC	IPE300 + Armaduras	306,5	HEB200 + Armaduras	229,7

Tabela 4.4 – Quadro resumo dos momentos resistentes nos elementos que constituem os modelos.

Abaixo apresenta-se o gráfico correspondente à classificação dos modelos WW-S1 e TSW-S1. Mais adiante neste trabalho, na comparação entre os resultados das diversas análises, serão apresentados os domínios de classificação de resistência para todos os modelos. O tracejado a preto corresponde ao valor de M_{RT} acima do qual as ligações são de resistência total, e o cinzento ao de $M_{RT}/4$, abaixo do qual as ligações são rotuladas. Entre estes dois valores as ligações dizem-se de resistência parcial, relembra-se que M_{RT} é dado por:

$$M_{RT} = \min(M_{b,Rd}; 2 \times M_{c,Rd})$$



Figura 4.23 – Domínios de classificação das ligações WW-S1 e TSW-S1.

4.3.5.2 Classificação segundo a regulamentação – critério de rigidez

A classificação segundo o critério de rigidez, estipulada pela EN 1993-1-8 [1] e adoptada pela EN 1994-1-1 [2], baseia-se numa relação entre a rigidez rotacional da ligação e da viga

adjacente, que depende directamente da inércia, do comprimento da viga e do módulo de elasticidade do aço, como já foi referido no ponto 3.2.2.

Programa experimental	Modelo	Secção Viga	I_b [cm ⁴]
PE1	WW-S1	IPE300	8356,0
	TSW-S1	IPE300	8356,0
PE2	WW-S2	IPE300	8356,0
	TSW-S2	IPE300	8356,0
	WW-CB	IPE300 + Armaduras	12258,8
	TSW-CB	IPE300 + Armaduras	12258,8
	WW-CBC	IPE300 + Armaduras	12258,8
	TSW-CBC	IPE300 + Armaduras	12258,8

Tabela 4.5 – Quadro resumo das inércias das vigas que constituem os modelos ensaiados.

Os comprimentos de viga, L_b , a considerar em cada um dos modelos não são os comprimentos das vigas em consola. As regras estipuladas pelos regulamentos [1,2] são aplicáveis a viga bi-apoiadas nas quais as cargas distribuídas constituem uma parcela significativa do total das cargas aplicadas. Assim, o comprimento L_b de cada um dos modelos desde a ligação até ao ponto de aplicação de carga, que é simultaneamente ponto de momento nulo, é multiplicado por 5 para simular o comportamento de uma viga bi-encastrada. Apesar de uma carga pontual (aplicada nos ensaios) produzir um diagrama de momentos triangular e uma distribuída um diagrama parabólico a aproximação é suficientemente boa para ser utilizada.

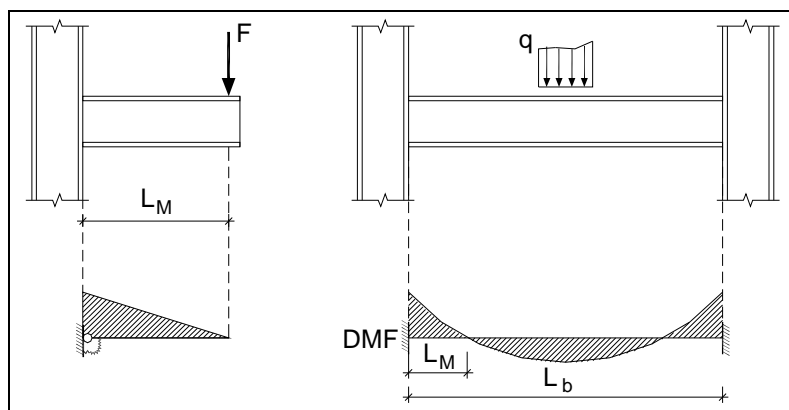


Figura 4.24 – Obtenção do comprimento L_b .

No quadro que se apresenta em seguida encontram-se os valores dos comprimentos exibidos pelas vigas dos modelos ensaiados, L_M , e o quántuplo destas, L_b , utilizado como comprimento equivalente para classificação segundo a rigidez (EN 1993-1-8 [1]).

Programa experimental	Modelo	Secção Viga	L_M [mm]	L_b [mm]	L_c [mm]
PE1	WW-S1	IPE300	862,0	4310,0	1800
	TSW-S1	IPE300	862,0	4310,0	1800
	WW-S2	IPE300	1000,0	5000,0	1800
PE2	TSW-S2	IPE300	1000,0	5000,0	1490
	WW-CB	IPE300 + Armaduras	1020,0	5100,0	1490
	TSW-CB	IPE300 + Armaduras	1000,0	5000,0	1490
	WW-CBC	IPE300 + Armaduras	1020,0	5100,0	1490
	TSW-CBC	IPE300 + Armaduras	1020,0	5100,0	1490

Tabela 4.6 – Quadro resumo dos comprimentos equivalentes das vigas dos modelos ensaiados.

Os valores que delimitam os domínios de classificação das ligações, segundo a rigidez, apresentam-se resumidos no quadro seguinte. O módulo de elasticidade do aço é de $E_a=210\text{GPa}$, os modelos são considerados pórticos não contraventados.

Programa experimental	Modelo	Secção Viga	$0,5 E I_b / L_b$ [kN.m/rad]	$25 E I_b / L_b$ [kN.m/rad]
PE1	WW-S1	IPE300	2035,7	101784,2
	TSW-S1	IPE300	2035,7	101784,2
	WW-S2	IPE300	1754,8	87738,0
PE2	TSW-S2	IPE300	1754,8	87738,0
	WW-CB	IPE300 + Armaduras	2523,9	126193,3
	TSW-CB	IPE300 + Armaduras	2574,3	128717,1
	WW-CBC	IPE300 + Armaduras	2523,9	126193,3
	TSW-CBC	IPE300 + Armaduras	2523,9	126193,3

Tabela 4.7 – Quadro resumo dos limites de classificação segundo a rigidez.

Apresentam-se os gráficos lineares, relativos às ligações WW-S1, WW-S2 e TSW-S2, que constituem as fronteiras entre as classes de ligações, segundo o critério de rigidez (EN 1993-1-8 e EN 1994-1-1). O tracejado a preto constitui a fronteira entre as ligações rígidas e as semi-rígidas e o tracejado cinzento entre estas e as rotuladas. No capítulo 7 são apresentados os domínios de classificação de todos os modelos de ligações.

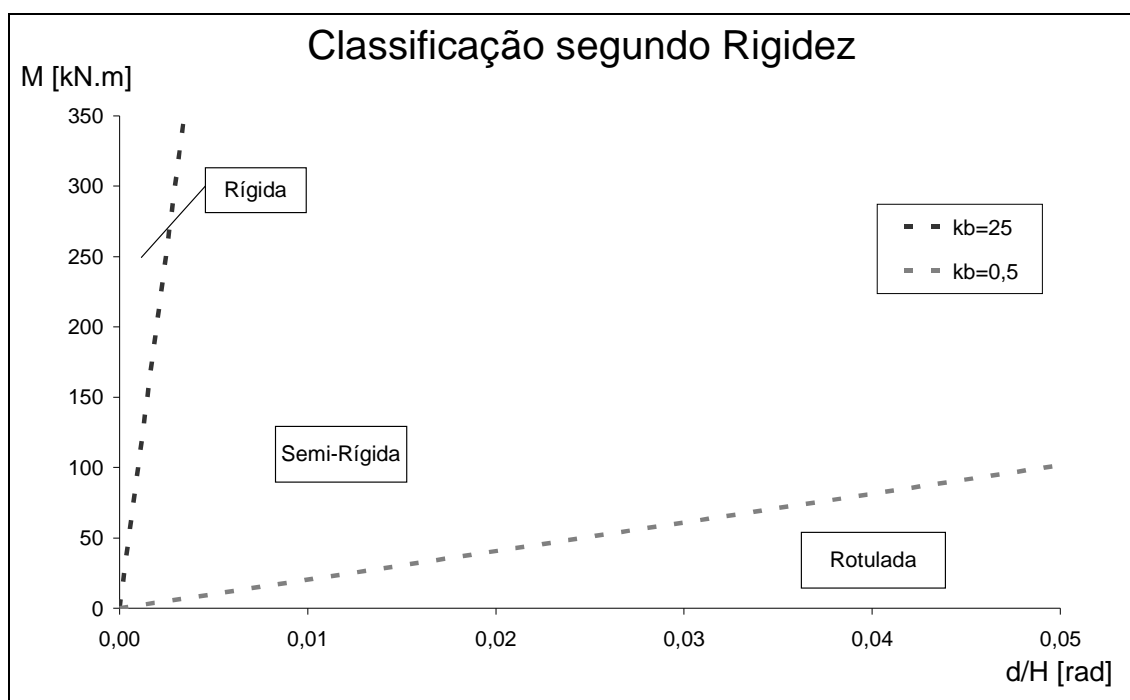


Figura 4.25 – Domínios de classificação das ligações.

4.3.6 Análise estrutural – transformação de curvas $M-\Phi$ em $M-d/H$

A impossibilidade de se obterem curvas $M-\Phi$, experimentais, de todos os modelos ensaiados e o facto de existirem regras e modelos analíticos que apenas tratam este tipo de curvas leva a que se tenha ponderado sobre quais as relações de grandezas a usar para levar a cabo este trabalho. Optou-se por usar as curvas $M-d/H$, o que obrigou a que se convertessem as $M-\Phi$ nestas. A conversão foi feita recorrendo à análise estrutural elástica. Este tipo de análise é expedita e pode ser usada para curvas cujos valores não ultrapassem os dos momentos elásticos resistentes, $M_{el,Rd}$, dos elementos ligados.

Abaixo apresentam-se tabelas com os valores das resistências elásticas e das grandezas necessárias à sua determinação: inércia, I , tensão de cedência condicionante, f_y , e distância à fibra condicionante, v .

$$M_{el,Rd} = \frac{I}{v} \times f_y$$

Programa experimental	Modelo	Secção Viga	I_b [cm ⁴]	f_{yb} [MPa]	v_b [MPa]	Secção Coluna	I_c [cm ⁴]	f_{yc} [MPa]	v_c [MPa]
PE1	WW-S1	IPE300	8356,0	352,7	150,0	HEB200	5696,0	326,1	100,0
	TSW-S1	IPE300	8356,0	352,7	150,0	HEB200	5696,0	326,1	100,0
	WW-S2	IPE300	8356,0	348,7	150,0	HEB200	5696,0	332,5	100,0
PE2	TSW-S2	IPE300	8356,0	348,7	150,0	HEB200	5696,0	332,5	100,0
	WW-CB	IPE300 + Armaduras	12258,8	348,7	183,1	HEB200	5696,0	332,5	100,0
	TSW-CB	IPE300 + Armaduras	12258,8	348,7	183,1	HEB200	5696,0	332,5	100,0
	WW-CBC	IPE300 + Armaduras	12258,8	348,7	183,1	HEB200 + Armaduras	5924,3	332,5	100,0
	TSW-CBC	IPE300 + Armaduras	12258,8	348,7	183,1	HEB200 + Armaduras	5924,3	332,5	100,0

Nota:

v_b e v_c são as distâncias das fibras condicionantes as linhas neutras de cada secção medidas na perpendicular a estas.

f_{yb} e f_{yc} são, respectivamente, as tensões de cedência dos perfis que constituem as vigas e as colunas.

Tabela 4.8 – Quadro resumo das inércias, tensões de cedência e distâncias às fibras condicionantes.

Programa experimental	Modelo	Secção Viga	$M_{el,b,Rd}$ [kN.m]	Secção Coluna	$M_{el,c,Rd}$ [kN.m]
PE1	WW-S1	IPE300	196,5	HEB200	185,7
	TSW-S1	IPE300	196,5	HEB200	185,7
	WW-S2	IPE300	194,2	HEB200	189,4
PE2	TSW-S2	IPE300	194,2	HEB200	189,4
	WW-CB	IPE300 + Armaduras	233,9	HEB200	189,4
	TSW-CB	IPE300 + Armaduras	233,9	HEB200	189,4
	WW-CBC	IPE300 + Armaduras	233,9	HEB200 + Armaduras	197,0
	TSW-CBC	IPE300 + Armaduras	233,9	HEB200 + Armaduras	197,0

Tabela 4.9 – Quadro resumo dos momentos resistentes elásticos.

Para valores inferiores aos dos momentos elásticos resistentes os elementos possuem um comportamento elástico. Neste domínio é possível “converter” curvas $M-\Phi$ em $M-d/H$ recorrendo à análise elástica de estruturas. Nesta análise adiciona-se à deformação dos modelos, provocada pela rotação relativa da ligação, a deformação elástica dos elementos, facilmente definida através de relações já conhecidas.

Como se verá adiante, nos capítulos 5 e 7 deste texto, os valores obtidos através do Método das Componentes para as resistências das ligações em estudo permitem realizar a transformação que se descreve em seguida.

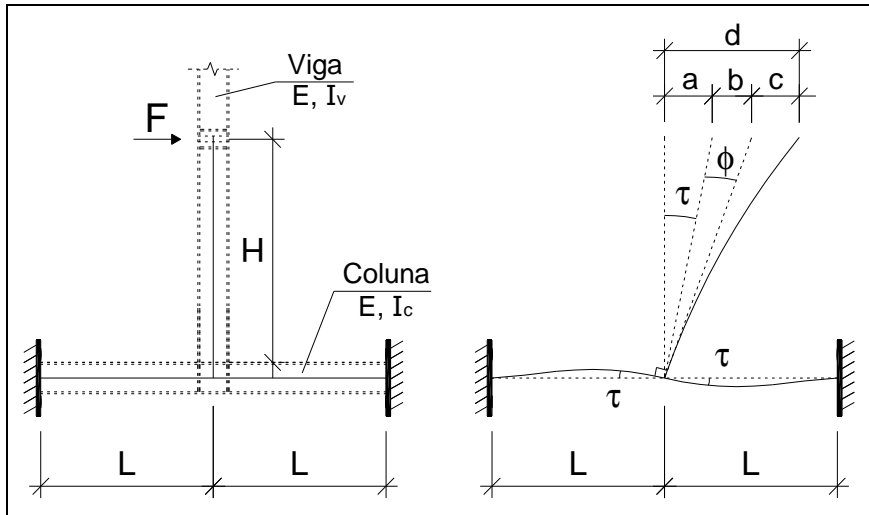


Figura 4.26 – Representação das grandezas inerentes à análise elástica dos modelos.

Em tabelas de cálculo de esforços e deformações elásticas consegue-se obter facilmente os valores dos deslocamentos **a** e **c**. O primeiro consiste na multiplicação do ângulo τ , imposto ao nó central da coluna, multiplicado pelo comprimento da viga, **H**. Para um momento genérico, **M**, aplicado a este nó tem-se:

$$M = 2 \times \frac{4EI_c}{L} \times \tau \Rightarrow \tau = \frac{a}{H} = \frac{ML}{8EI_c} \Rightarrow a = \frac{MHL}{8EI_c}$$

O deslocamento **c** obtém-se através da sua relação elástica com o momento elástico de extremidade, **M**, da viga em consola:

$$M = \frac{3EI_v}{H^2} \times c \Rightarrow c = \frac{MH^2}{3EI_v}$$

O deslocamento **b** é uma consequência directa da rotação relativa, Φ , relativo à ligação.

$$M = S_j \times \phi \Rightarrow M = S_j \times \frac{b}{H} \Rightarrow b = M \times \frac{H}{S_j}$$

Assim, para obter os valores do gráfico M-d a partir do gráfico M- Φ bastará somar, para cada valor de **M**, os deslocamentos devidos às deformações elásticas dos elementos, **a** e **c**, ao deslocamento devido à rotação da ligação, **c**.

$$d = a + b + c = \left(\frac{HL}{8EI_c} + \frac{H}{S_j} + \frac{H^2}{3EI_v} \right) \times M$$

O gráfico M-d/H obtém-se do anterior dividindo, para cada valor de **M**, os de **d** por **H**:

$$\frac{d}{H} = \frac{a+b+c}{H} = \left(\frac{L}{8EI_c} + \frac{1}{S_j} + \frac{H}{3EI_v} \right) \times M \Leftrightarrow \frac{d}{H} = \left(\frac{L}{8EI_c} + \frac{H}{3EI_v} \right) \times M + \phi$$

Conclui-se então que a transformação da curva M-Φ em M-d/H é feita somando ao valor de Φ os das deformações elásticas:

$$\left(\frac{L}{8EI_c} + \frac{H}{3EI_v} \right) \times M$$

Os limites dos domínios da classificação de resistência ([1,2]) permanecem inalterados, pois constituem rectas horizontais em M-Φ e M-d/H. Os domínios da classificação de rigidez sofrem alteração pois constituem rectas com inclinação em ambos os gráficos. Aplicando a todos os pontos das rectas, que definem as fronteiras entre as diversas classes, a expressão de conversão das curvas (definida acima) obtêm-se os domínios de classificação.

Apresenta-se abaixo a alteração produzida pela conversão entre curvas nos gráficos acima (WW-S1, WW-S2 e TSW-S1) apresentados para a classificação segundo a rigidez. Pode observar-se, com facilidade, as diferenças nas inclinações entre os gráficos M-Φ e M-d/H.

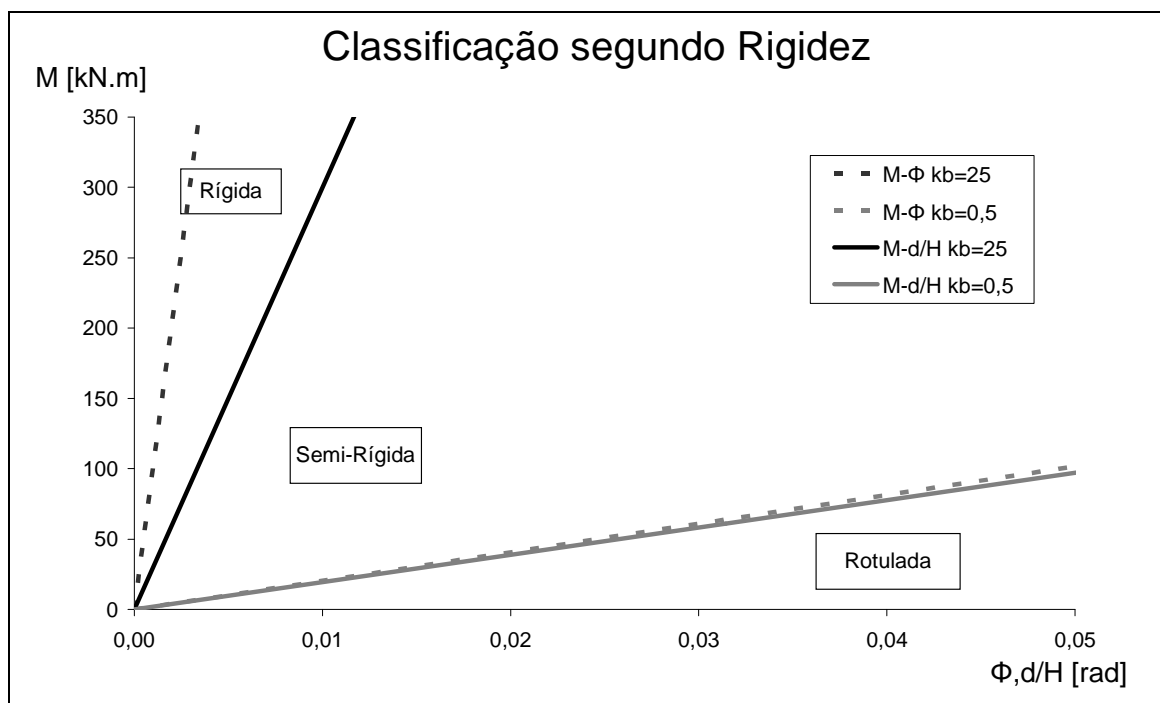


Figura 4.27 – Conversão dos domínios de classificação de rigidez de M-d/H para M-Φ .

4.3.7 Tratamento dos resultados nos ensaios cíclicos

Resta obter dos ensaios cíclicos os resultados necessários à comparação com modelos que descrevem o comportamento analítico e numérico das ligações.

Como se verá nos capítulos seguintes, as análises numérica e analítica (Método das Componentes) consistem no estudo do comportamento estático das ligações. Assim, ter-se-á que obter, dos ensaios cíclicos, um gráfico M-d/H com o mesmo padrão dos que descrevem o comportamento estático de ligações: gráfico correspondente ao ciclo em que a ligação entra em rotura.

A rotura de uma ligação carregada dinamicamente é difícil de definir e requer algum trabalho. Para o fazer recorreu-se ao trabalho de Plumier, no âmbito do ECCS – TC13 [72], e ao de Calado et al [34].

O trabalho de Calado *et al.* [34] define critérios de rotura para ligações sob acção de cargas cíclicas. Sob a acção de uma carga estática, a rotura de uma ligação é facilmente identificável. Sob a acção de cargas cíclicas a rotura não é óbvia pois os modos de rotura são vários e o endurecimento cíclico é significativo, provocando situações de “mistura” entre este efeito e o da rotura.

Em [34] definem-se critérios de rotura baseados na capacidade de dissipação de energia, E . Esta capacidade é directamente proporcional à área de cada um dos ciclos, A_i , sob os gráficos M-d/H. Calado *et al.* [34] definiram valores dos rácios entre as energias dissipadas, E_i , e as de referência, E_{i0} , para os quais se considera que a ligação entra em rotura. A letra i corresponde à ordem de cada ciclo considerado.

4.3.7.1 Obtenção dos gráficos M-d/H de referência

A área de referência, A_{0i} , obtém-se através do gráfico de um comportamento “de referência”. Este é determinado de acordo com o trabalho de Plumier no âmbito do ECCS – TC13 [72]. Neste documento são sugeridas leis lineares e bilineares, consoante o comportamento que se pretenda traduzir. Neste estudo é adoptado um modelo bilinear no qual a recta que traduz o comportamento plástico (com endurecimento) tem uma inclinação de **10%** da inclinação da recta que traduz o comportamento elástico. Esta inclinação é fácil de definir, a colocação da recta de comportamento plástico faz-se garantindo a inclinação de 10% e que esta não intersecta o gráfico obtido dos ensaios. Estas duas rectas definem o comportamento da ligação e a sua intersecção permite determinar os valores correspondentes à cedência. Definido o gráfico de referência obtém-se, para cada valor de $(d/H)_i$, os valores das áreas deste (bilinear).

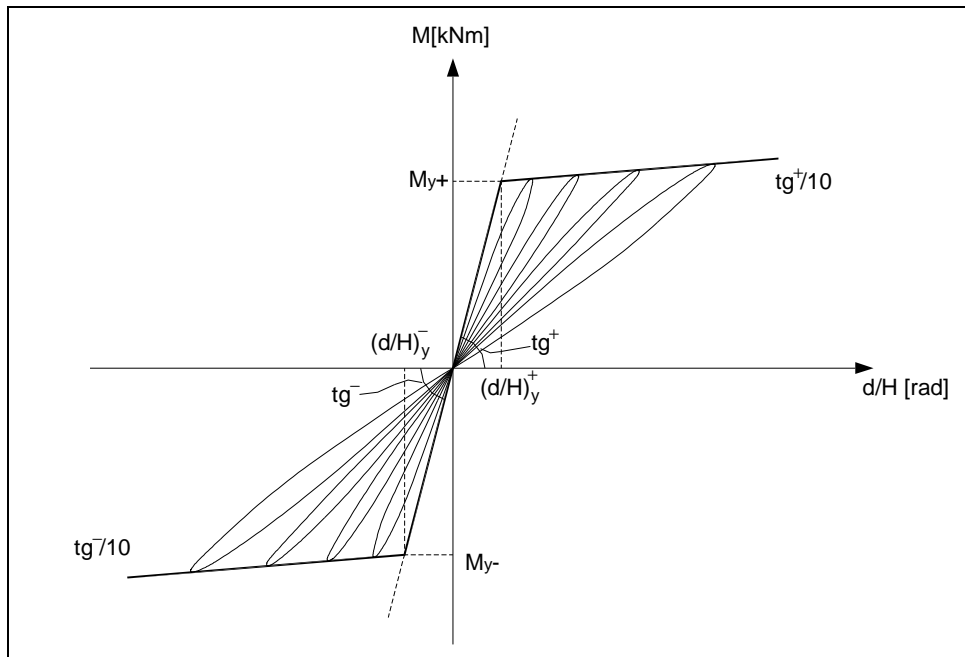


Figura 4.28 – Obtenção do gráfico M-d/H de referência.

Como se pode observar, nos gráficos seguintes, foram determinados os momentos de cedência, M_y , as rotações de cedência, $(d/H)_y$, e as equações das rectas que constituem os gráficos M-d/H de referência (bilineares). Para cada um dos seis modelos ensaiados com carregamentos cíclicos são apresentadas estas grandezas e os gráficos respectivos (experimentais e de referência).

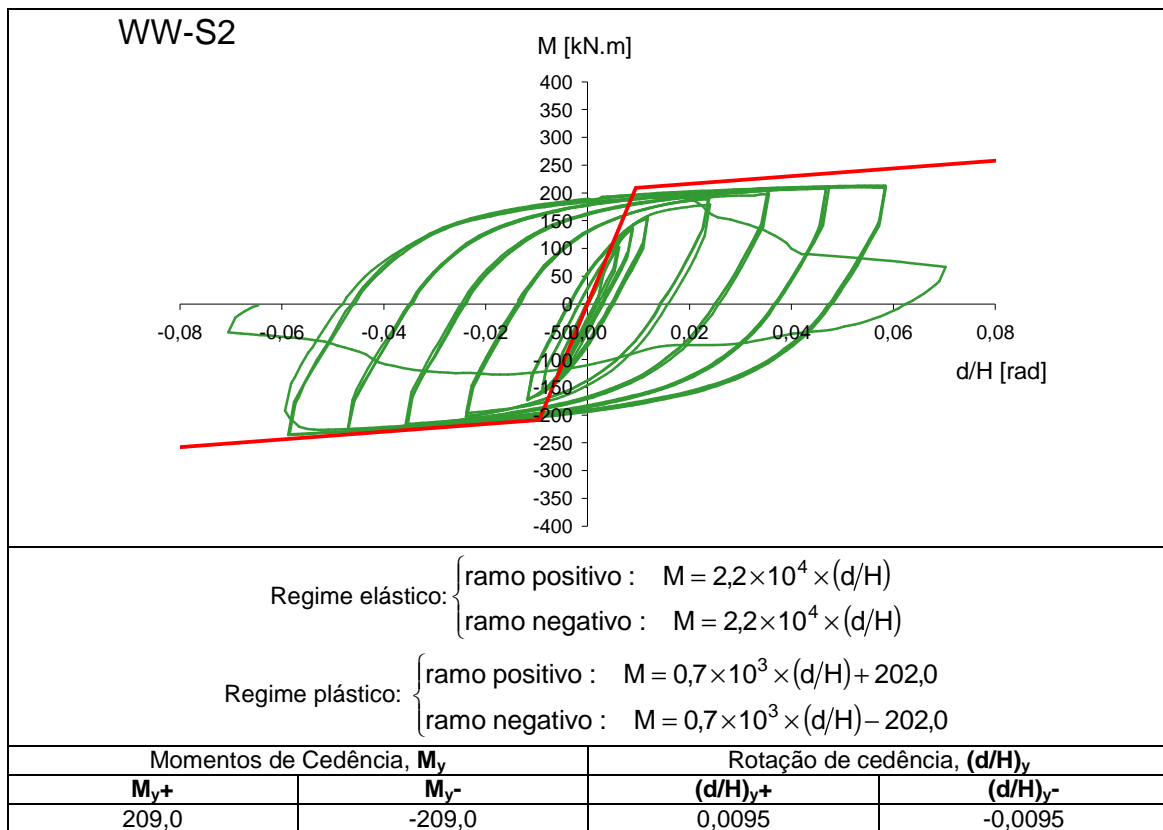


Figura 4.29 – Gráficos M-d/H experimental e de referência do modelo WW-S2.

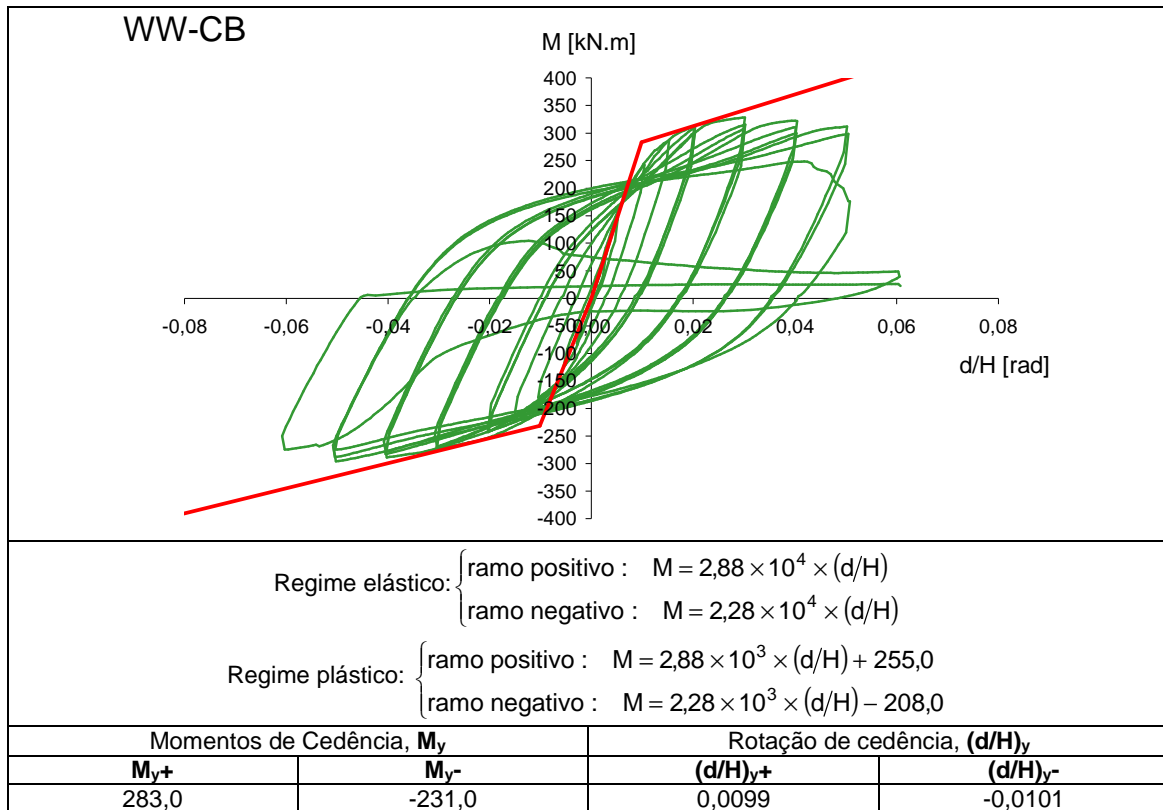


Figura 4.30 – Gráficos M-d/H experimental e de referência do modelo WW-CB.

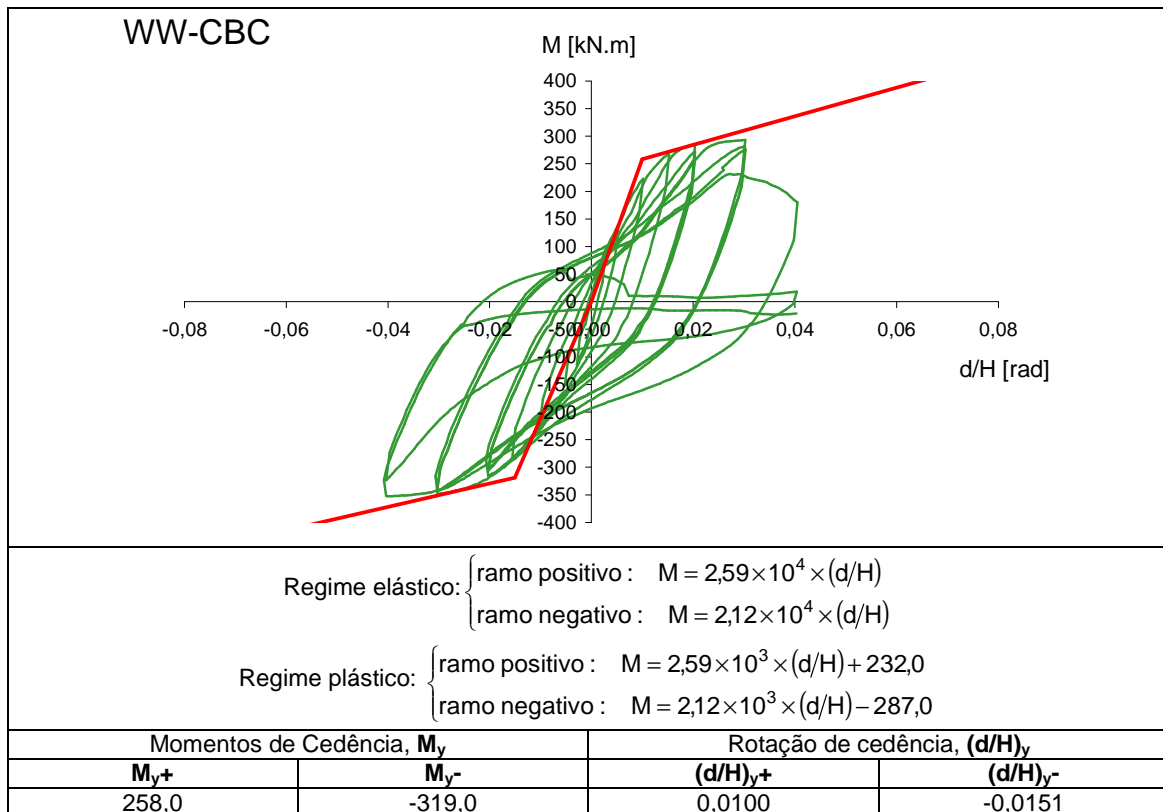


Figura 4.31 – Gráficos M-d/H experimental e de referência do modelo WW-CBC.

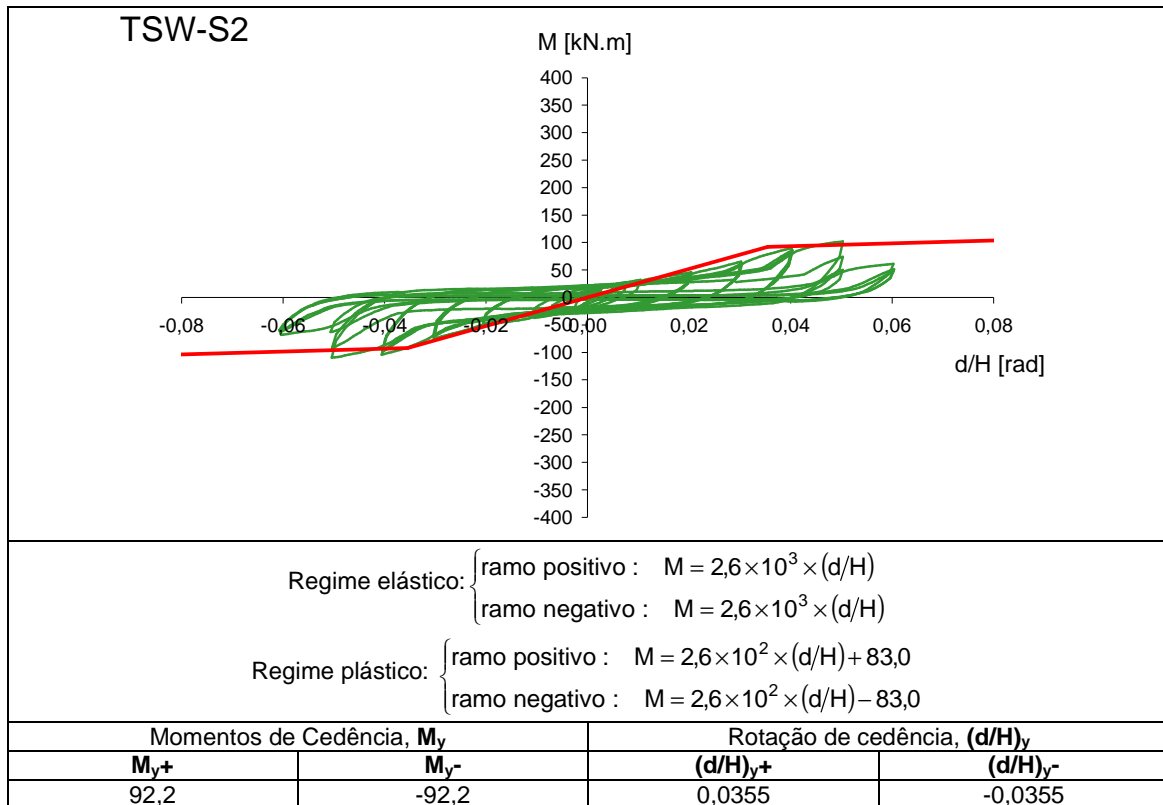


Figura 4.32 – Gráficos M-d/H experimental e de referência do modelo TSW-S2.

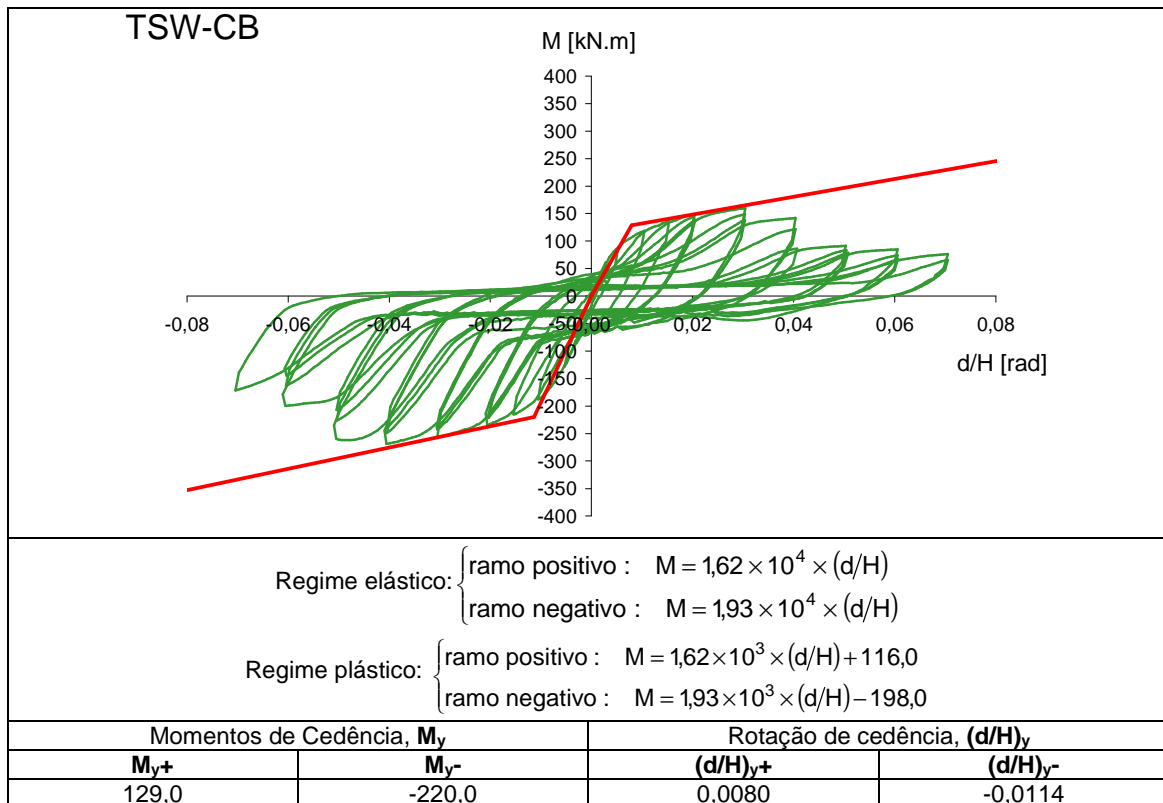


Figura 4.33 – Gráficos M-d/H experimental e de referência do modelo TSW-CB.

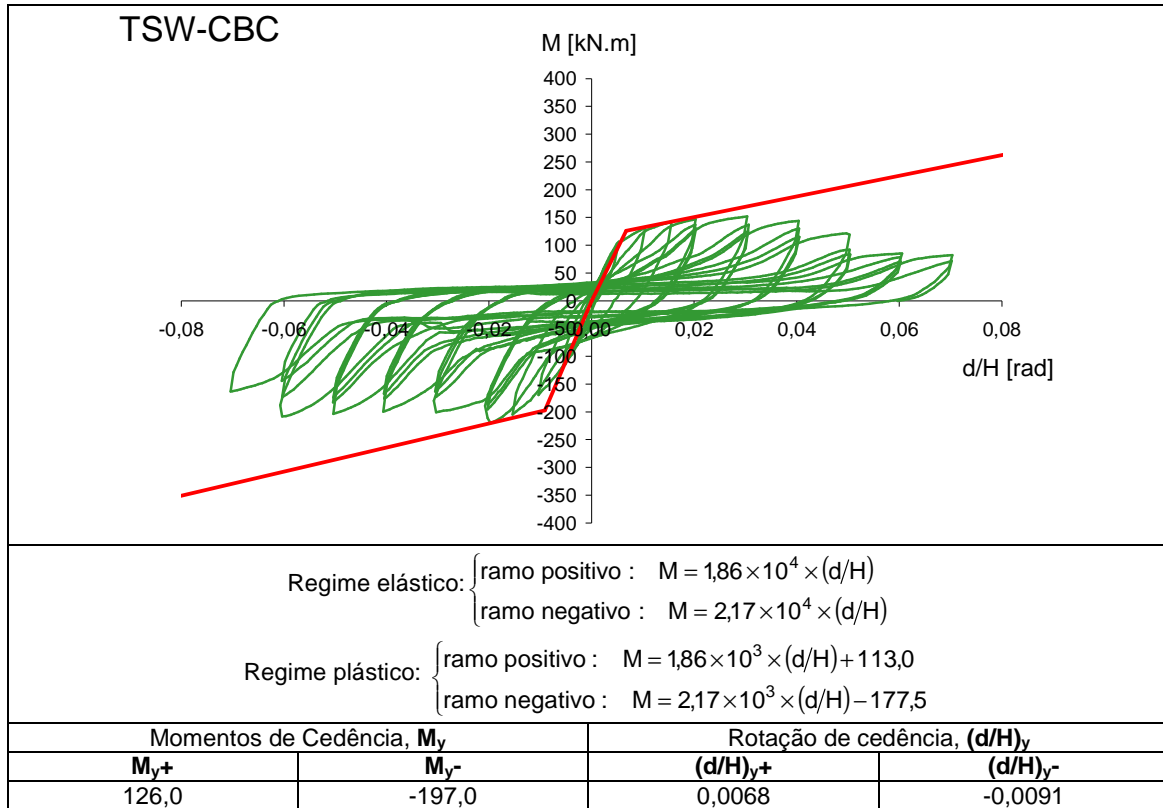


Figura 4.34 – Gráficos M-d/H experimental e de referência do modelo TSW-CBC.

4.3.7.2 Obtenção da área sob o gráfico M-d/H de cada ciclo experimental

A área sob cada ciclo do gráfico experimental faz-se recorrendo à área de trapézios. Sabendo que, em cada ensaio, se realizaram entre 2000 e 4000 leituras (média de 150 a 300 leituras por ciclo) o erro gerado é suficientemente pequeno para ser desprezado. Recorrendo a rotinas conseguem-se obter as áreas de todos os ciclos de cada um dos ensaios.

Apesar de requerer menor volume de cálculos, a determinação da área de cada um dos ciclos sob o gráfico de referência não é mais simples que a do gráfico experimental. Requer a definição de áreas de trapézios e triângulos, a obtenção das equações das rectas e dos pontos de intersecção entre elas.

A figura seguinte apresenta um ciclo típico, de amplitude $[a^-, a^+]$, do gráfico M-d/H de referência. As equações das rectas de regime elástico e plástico bem como a determinação das coordenadas l^+ , l^- , r^+ e r^- e das distâncias s^+ , s^- , apresenta-se nas equações seguintes.

$$\begin{cases} \text{ramo positivo} \\ \text{ramo negativo} \end{cases} \begin{cases} \text{regime elástico : } M = m_1 \times (d/H) \\ \text{regime plástico : } M = m_2 \times (d/H) + b_2 \\ \text{regime elástico : } M = m_3 \times (d/H) \\ \text{regime plástico : } M = m_4 \times (d/H) + b_4 \end{cases}$$

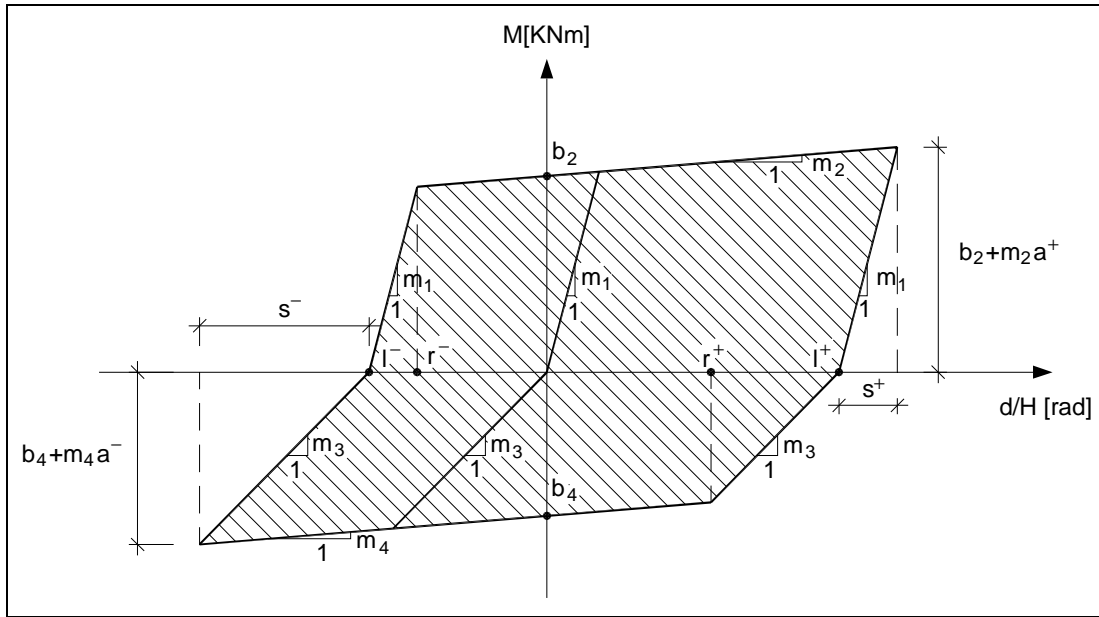


Figura 4.35 – Obtenção da área sob o gráfico M-d/H de referência.

$$l^+ = a^+ - s^+$$

$$l^- = a^- - s^-$$

$$s^+ m_1 = b_2 + m_2 a^+ \Rightarrow s^+ = \frac{b_2 + m_2 a^+}{m_1}$$

$$s^- m_3 = b_4 + m_4 a^- \Rightarrow s^- = \frac{b_4 + m_4 a^-}{m_3}$$

$$b_2 + m_2 (r^-) = m_1 (r^- - l^-) \Rightarrow r^- = \frac{b_2 + m_1 l^-}{m_1 - m_2}$$

$$b_4 + m_4 (r^+) = m_3 (r^+ - l^+) \Rightarrow r^+ = \frac{b_4 + m_3 l^+}{m_3 - m_4}$$

A área de referência, A_{0i} , sob o gráfico M-d/H, determinada para cada par de amplitudes, $[a^+, a^-]$, é dada pela soma das áreas de dois trapézios, A_0^+ e A_0^- .

$$A_0^+ = \frac{(b_2 + m_2 a^+) + (b_2 + m_2 r^-)}{2} \times |a^+ - r^-|$$

$$A_0^- = \left| \frac{(b_4 + m_4 a^-) + (b_4 + m_4 r^+)}{2} \times |a^- - r^+| \right|$$

$$A_{0i} = A_0^+ + A_0^-$$

4.3.7.3 Critérios de rotura dos modelos ensaiados ciclicamente

O rácio entre as energias ou as áreas experimental e de referência, E_i/E_{0i} ou A_i/A_{0i} respectivamente, é, de acordo com Calado *et al.* [34], uma das medidas de desempenho utilizadas para definir a rotura. Para cada ciclo de amplitude $[a^+, a^-]$, definem-se as áreas utilizadas para a definição do rácio A_i/A_{0i} .

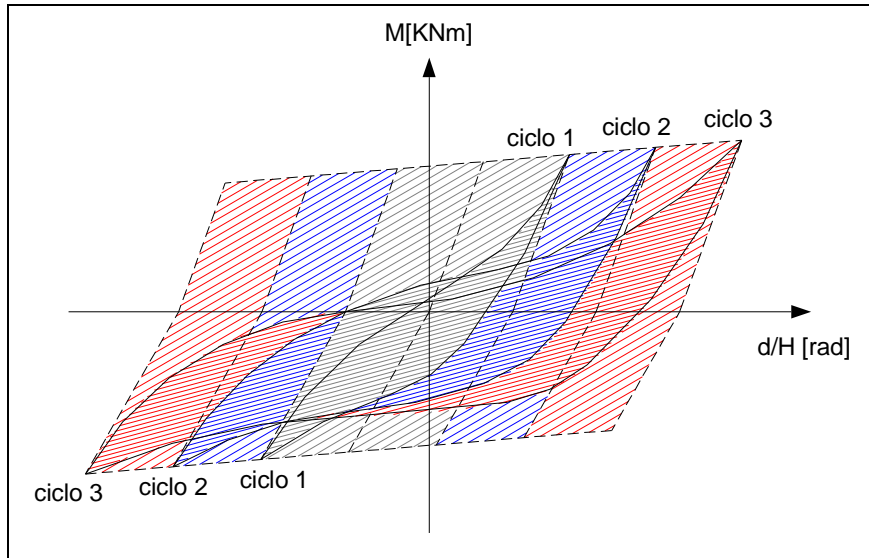


Figura 4.36 – Obtenção das áreas A_i e A_{0i} para cada amplitude de ciclo.

Apresentam-se, na figura seguinte, os valores deste rácio (A_i/A_{0i}) obtidos para cada ciclo de cada um dos modelos ensaiados. Aos valores dos primeiros 4 ciclos não devem tidos em conta por terem sido calculados para regime elástico. Note-se, no caso das ligações soldadas, a redução de ductilidade e capacidade de dissipação de energia produzida pela existência de betão.

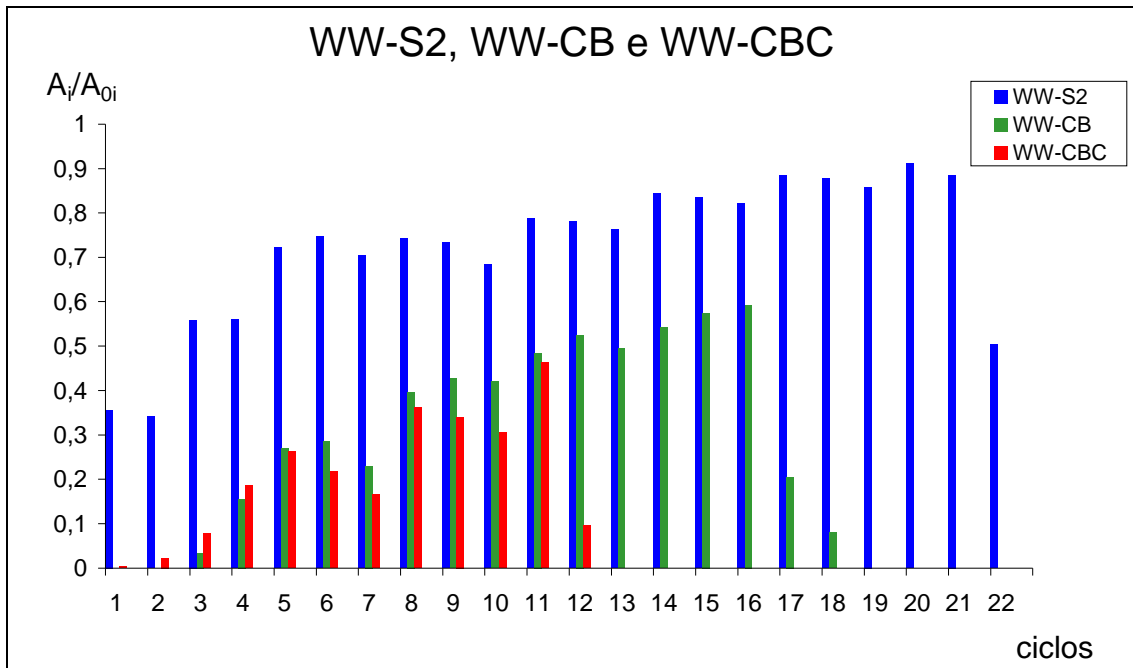


Figura 4.37 – Rácio A_i/A_{0i} dos ciclos das ligações soldadas.

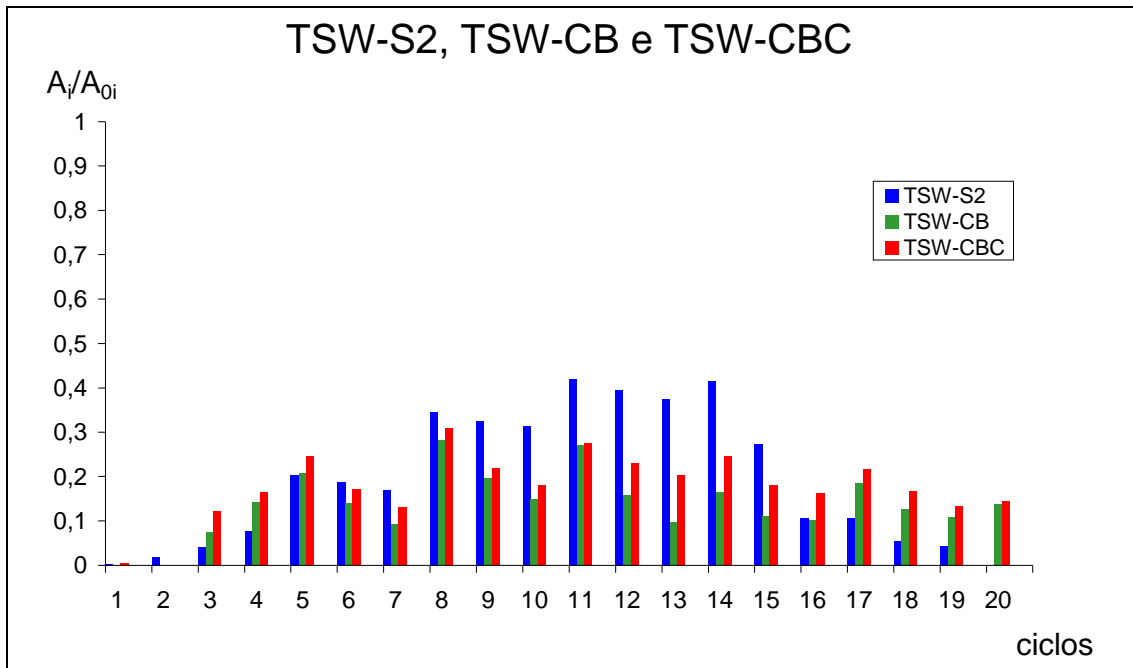


Figura 4.38 – Rácio A_i/A_{0i} dos ciclos das ligações com cantoneiras.

No gráfico seguinte definem-se, segundo Calado *et al.* [34], os limites do rácio entre a energia de cada ciclo experimental, E_i , e de referência, E_{0i} , em função do rácio entre o deslocamento máximo do ciclo, $(d/H)_i$, e o deslocamento último de um ensaio monotónico, $(d/H)_{iM}$.

Dado que, no estudo experimental efectuado, não se possuem ensaios monotónicos de todos os modelos assumiu-se que todas as ligações ensaiadas se enquadram no domínio das ligações dúcteis e o limite de rotura é de $A_i/A_{0i}=0,5$.

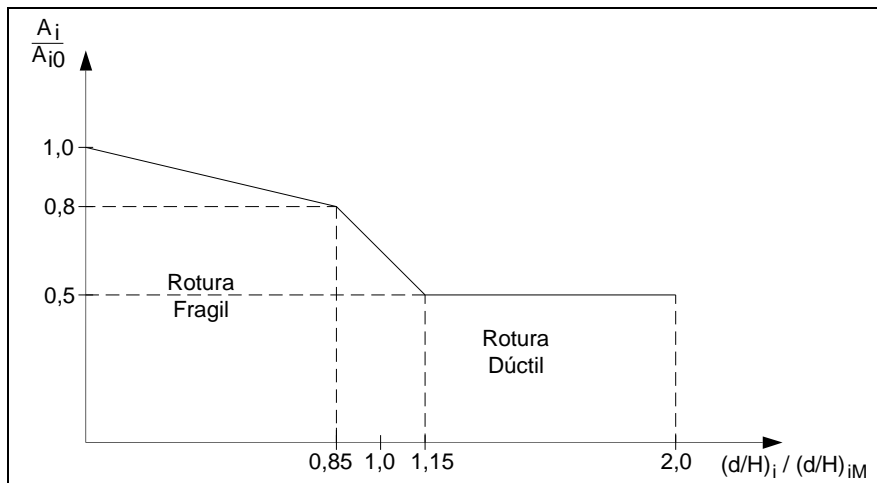


Figura 4.39 – Critério de determinação da rotura de ligações segundo Calado *et al.* [34].

Sabendo que a energia é directamente proporcional à área sob o gráfico conclui-se que os rácios E_i/E_{0i} e A_i/A_{0i} têm valores iguais.

Os critérios de rotura propostos em [34] dependem exclusivamente da capacidade de dissipação de energia e da ductilidade das ligações e foram formulados baseando-se em ligações metálicas soldadas.

A observação dos gráficos de barras com os rácios A_i/A_{0i} , apresentados acima, permite concluir que não é possível utilizar apenas os critérios energéticos definidos em [34] para determinar os ciclos em que ocorre a rotura de cada um dos modelos ensaiados.

Foram, assim, definidos alguns critérios, considerados adequados para definição da rotura das ligações, e que complementam o critério definido em [34] ($A_i/A_{0i}=0,5$):

- Diminuição importante de resistência, M , entre dois ciclos consecutivos;
- Diminuição importante do rácio das áreas sob os diagramas, A_i/A_{0i} , entre dois ciclos consecutivos;
- Alteração importante da forma dos diagramas entre dois ciclos.

Os critérios referidos não são usados com ordem de preferência mas em simultâneo. Define-se por “ciclo em que se verifica a rotura” o primeiro de dois consecutivos nos quais se verifiquem o maior número dos critérios de rotura atrás definidos.

4.3.7.4 Obtenção das curvas M-d/H correspondentes à rotura

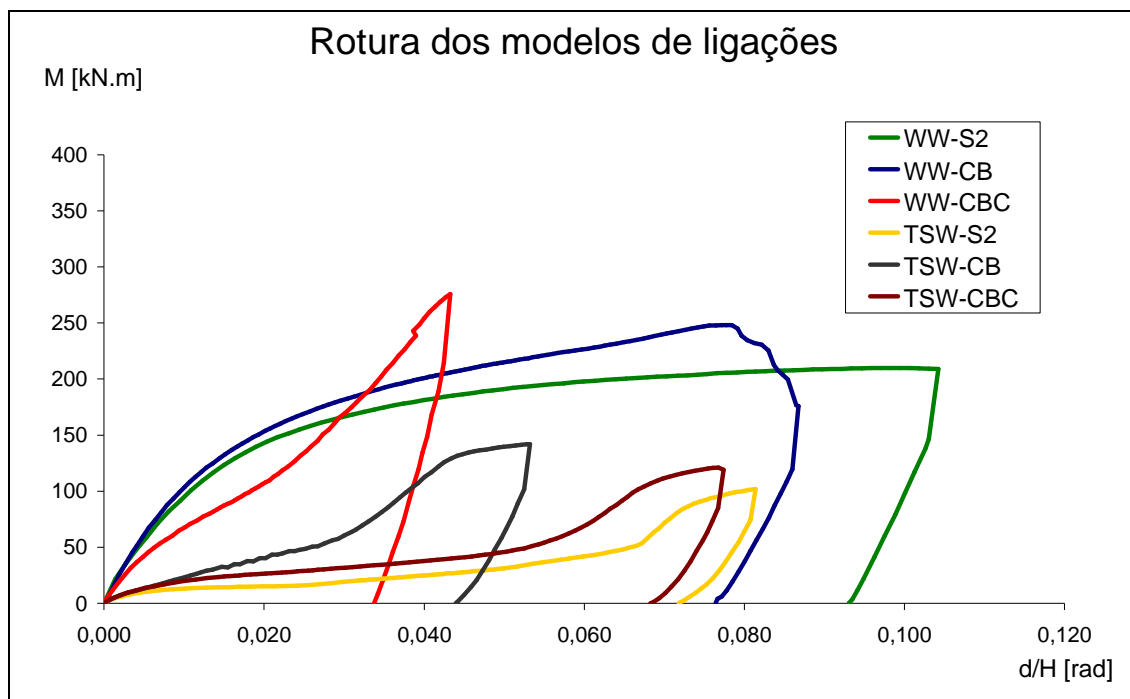
Neste ponto, último do capítulo referente aos ensaios experimentais, são determinados os gráficos M-d/H correspondentes aos ramos positivos dos ciclos em que ocorre a rotura das ligações ensaiadas dinamicamente.

De acordo com os critérios mencionados acima foram escolhidos os ciclos para os quais existe rotura nos 6 ensaios cíclicos realizados aos modelos de ligações. No quadro seguinte mostram-se os ciclos de cada um dos ensaios para os quais, de acordo com os critérios adoptados, se verificaram as roturas.

Modelo	No. ciclo	Amplitude, d [mm]	Amplitude, d/H [rad]
WW-S2	21	[-60, 60]	[-0,059, 0,059]
WW-CB	16	[-50, 50]	[-0,050, 0,051]
WW-CBC	10	[-30, 30]	[-0,030, 0,030]
TSW-S2	14	[-50, 50]	[-0,050, 0,050]
TSW-CB	11	[-40, 40]	[-0,041, 0,040]
TSW-CBC	14	[-50, 50]	[-0,050, 0,050]

Tabela 4.10 – Quadro resumo com as amplitudes e o número de ciclo da rotura de cada modelo ensaiado.

Apresentam-se, em seguida, os gráficos dos ramos positivos dos ciclos em que ocorrem as roturas das ligações. Estes foram afectados de uma translação horizontal no sentido positivo do eixo d/H com o objectivo de serem constituídos pelo ponto (0,0) para, posteriormente, serem comparados com os gráficos obtidos das análises analítica e numérica.



5 O Método das Componentes

5.1 Generalidades

As ligações resistentes a momento flector têm como principal função a transferência de forças internas e momentos flectores entre dois ou mais elementos de construção.

O comportamento das ligações influencia grandemente o das estruturas, quer ao nível do equilíbrio quer da compatibilidade, fazendo depender directamente de si as distribuições de forças internas. Justifica-se então que as ligações constituam, nos dias de hoje, um dos vários temas de estudo da engenharia de estruturas dignos de regulamentação própria e adequada.

Na União Europeia o esforço de uniformização das regras inerentes à Engenharia de Estruturas não foi alheio ao comportamento das ligações adoptando, para o estudo e caracterização destas o Método das Componentes. No que diz respeito às ligações metálicas e mistas os regulamentos são a EN 1993-1-8 [1] e EN 1994-1-1 [2].

O método das componentes é um método bidimensional. Consiste na divisão de cada ligação em várias componentes que dependem da configuração desta e do carregamento que lhe é aplicado. O carácter tridimensional dos fenómenos não invalida o uso de um método bidimensional porque este é calibrado neste sentido.

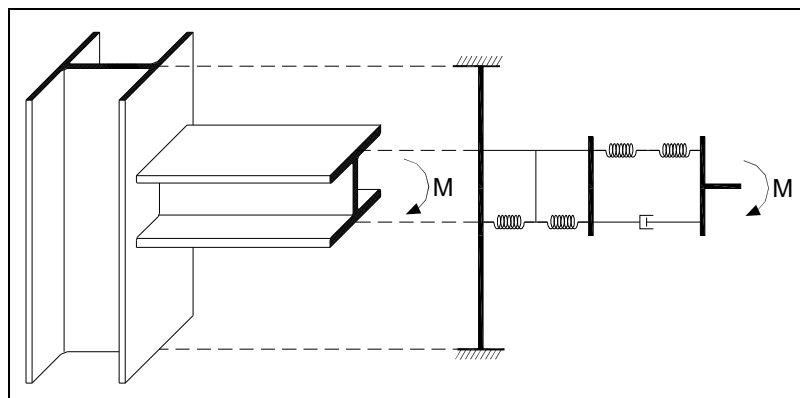


Figura 5.1 – Modelo de componentes.

O *input* deste método, se usado de acordo com a regulamentação acima referida, consiste no conjunto de características das componentes e no carregamento aplicado. O *output* consiste no conjunto dos elementos necessários à total definição das curva $M-\Phi$: rigidez de rotação (inicial), $S_{j,ini}$, momento flector resistente, $M_{j,Rd}$, e capacidade de rotação, Φ_j .

A análise do comportamento de ligações através do Método das Componentes consiste no agrupamento linear e rotacional de componentes, cujo comportamento é conhecido.

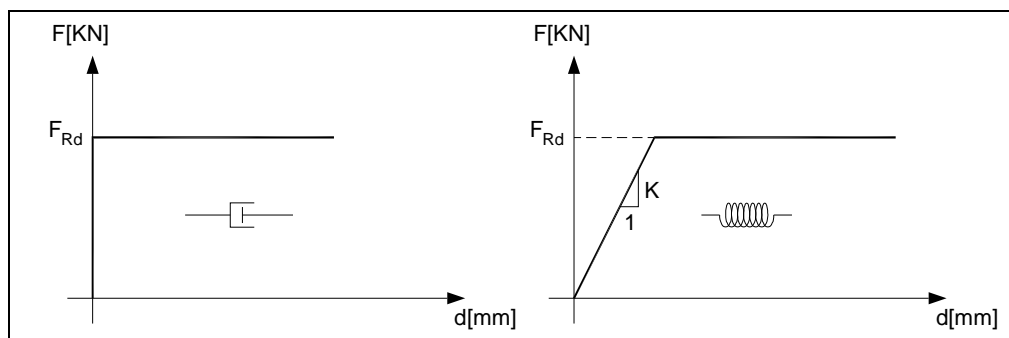


Figura 5.2 – Comportamentos usados no Método das Componentes.

A não linearidade do comportamento das componentes resulta num comportamento não linear das ligações em si. Esta é uma das grandes vantagens do método, que permite um estudo não linear de ligações de modo simples e eficaz. A não linearidade com origem nos elementos constituintes é comum ao método dos elementos finitos. Este tem, no entanto, a grande desvantagem do volume de cálculos necessários à realização de uma análise.

5.2 Agrupamento de componentes

A obtenção das curvas $M-\Phi$ faz-se através do agrupamento de componentes em série e em paralelo. O comportamento de cada componente pode ser definido com um grau de precisão tão elevado quanto se pretenda. A regulamentação [1,2] define este comportamento como elástico-perfeitamente plástico. O declive da recta da fase elástica, k , consiste no quociente da força, F_{Rd} , pelo deslocamento, d , e pelo módulo de elasticidade do aço, E_a , que de acordo com estes regulamentos é de **210 GPa**. A unidade desta é de dimensão linear (por exemplo **mm**).

5.2.1 Agrupamento linear

O agrupamento de componentes (molas) em série assume uma resistência, F_{Rd} , igual à da mais fraca componente ligada. O deslocamento, d , consiste na soma dos deslocamentos lidos em cada um dos elementos e a rigidez, k , obtém-se através do inverso das flexibilidades.

A resistência, F_{Rd} , e a rigidez, k , de um agrupamento de componentes em paralelo são dadas pelas somas de cada uma destas grandezas exibidas pelas componentes agrupadas. O deslocamento, d , do conjunto é o menor dos permitidos por cada uma destas.

O quadro seguinte resume a informação dos dois parágrafos anteriores, a figura que se segue exemplifica o agrupamento de duas componentes em série e em paralelo.

Grandezas	Agrupamento	
	Em série	Em paralelo
Rigidez, k	$1 / \left(\frac{1}{k_1} + \frac{1}{k_2} \right)$	$k = k_1 + k_2$
Resistência, F_{Rd}	$F_{Rd,1} = \min \{ F_{Rd,1}; F_{Rd,2} \}$	$F_{Rd} = F_{Rd,1} + F_{Rd,2}$
Deslocamento, d	$d = d_1 + d_2$	$d = \min \{ d_1; d_2 \}$

Tabela 5.1 – Agrupamento linear de componentes em série e em paralelo.

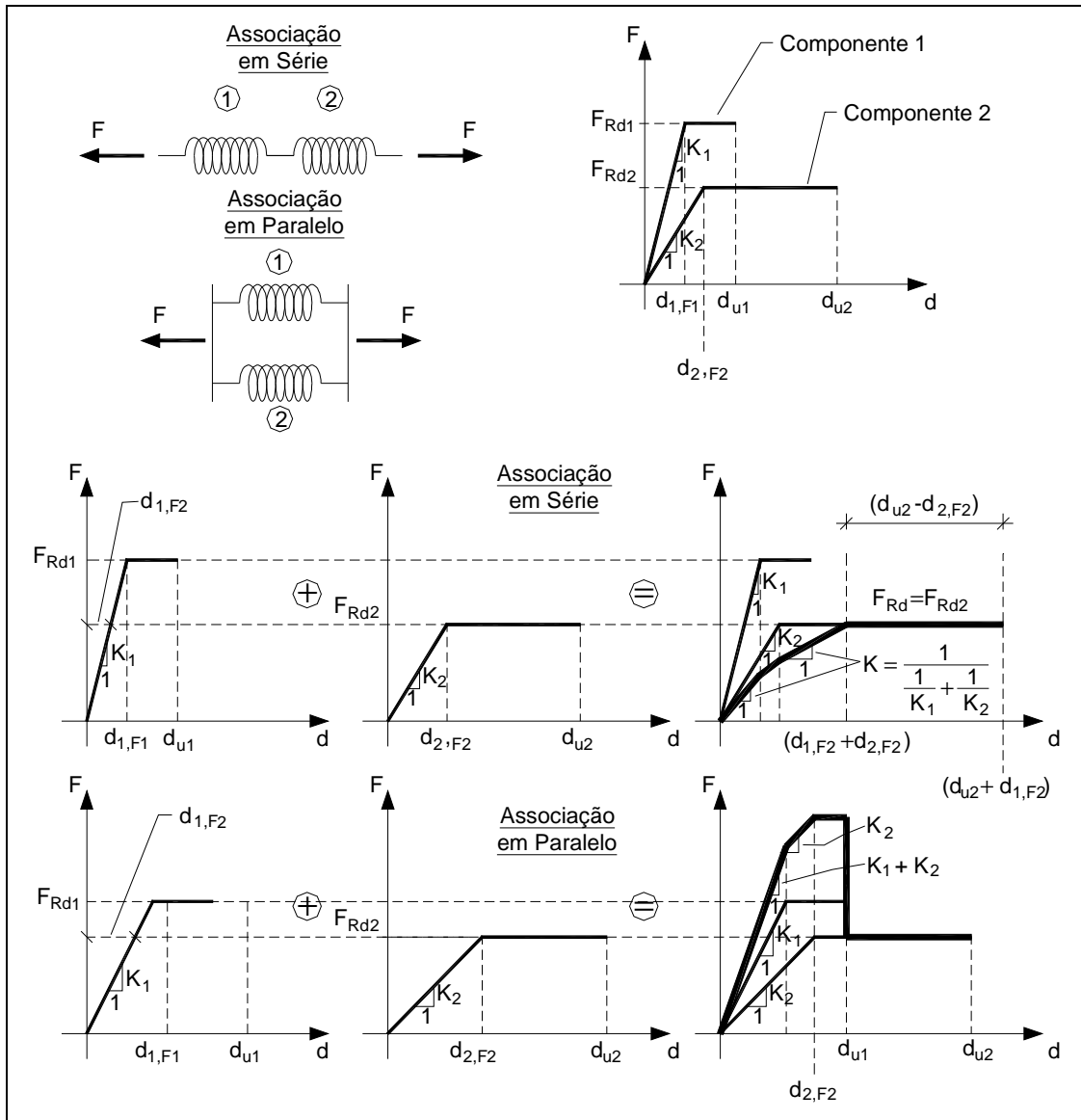


Figura 5.3 – Associação linear de componentes em série e em paralelo.

5.2.2 Agrupamento rotacional

O agrupamento rotacional de componentes é usado pela regulamentação [1,2] para obter a rigidez rotacional de cada ligação, S , que consiste na multiplicação de uma rigidez linear, k , multiplicada pelo quadrado do braço, z (distância entre a componente linear e o centro de rotação).

$$\left. \begin{aligned} F &= k d \Rightarrow k = \frac{F}{d} \\ M &= F z \\ \phi &= \frac{d}{z} \end{aligned} \right\} k = \frac{F}{d} \Rightarrow k = \frac{M/z}{\phi z} \Rightarrow M = \underbrace{k \times z^2}_S \times \phi \Rightarrow M = S \phi$$

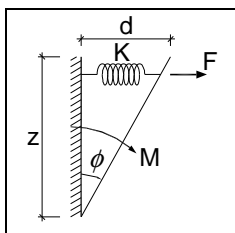


Figura 5.4 – Obtenção de rigidez rotacional a partir de rigidez linear.

A possibilidade de agrupamento rotacional de várias componentes com comportamento linear (molas lineares) apenas é possível nos casos em que o centro de rotação é igual para todas e se verifique equilíbrio de forças horizontais. Nestes casos consegue-se encontrar uma mola com uma rigidez e um braço, k_{eq} e z_{eq} , equivalentes à acção das reais

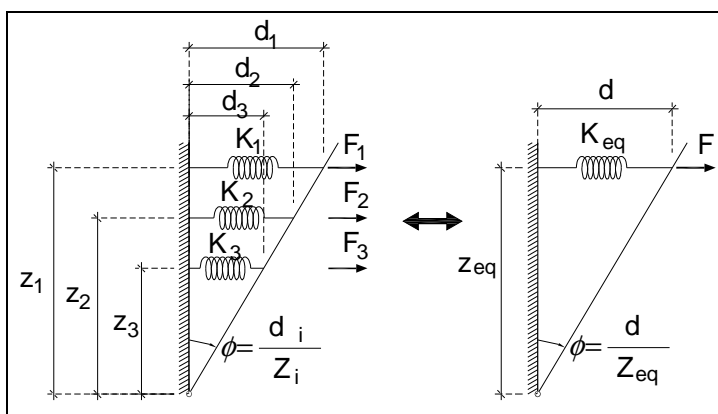


Figura 5.5 – Associação rotacional de componentes.

As grandezas inerentes ao comportamento rotacional de cada componente (de índice i) são:

$$\text{Rigidez rotacional: } S_i = k_i \times z_i^2$$

$$\text{Resistência: } M_{Rd,i} = F_i \times z_i$$

$$\text{Capacidade de rotação: } \phi = d_i / z_i$$

Das duas equações de equilíbrio que podem ser estabelecidas:

$$\sum M = 0 \Rightarrow \underbrace{\underbrace{\phi \times z_i}_{d_i} \times k_i \times z_i}_{M_i} = \underbrace{\underbrace{\phi \times z_{eq}}_d \times k_{eq} \times z_{eq}}_M$$

$$\sum F = 0 \Rightarrow \underbrace{\underbrace{\phi \times z_i}_{d_i} \times k_i}_{F_i} = \underbrace{\underbrace{\phi \times z_{eq}}_d \times k_{eq}}_F$$

e destas são retiradas as expressões de z_{eq} e k_{eq} , grandezas necessárias à aplicação do Método das Componentes.

$$z_{eq} = \frac{\sum k_i \times z_i^2}{\sum k_i \times z_i} \quad k_{eq} = \frac{\sum k_i \times z_i^2}{z_{eq}}$$

5.3 Identificação das regiões e componentes de ligações

As ligações viga-pilar são divididas em duas zonas de acordo com a deformação nelas observada: painel de alma da coluna e zonas de ligação da coluna às vigas.

Definidas as duas zonas podem ser encontradas 5 regiões da ligação: painel de alma da coluna sujeito ao corte, à compressão e à tracção (regiões 1, 2 e 3 respectivamente), zona de ligação à tracção (região 4) e à compressão (região 5). Estas dependem não só da zona em que se inserem mas também da solicitação que lhes é observada.

A definição das zonas e regiões passa pela aplicação de “caminhos de carga”. Numa ligação viga-pilar estes têm origem em conjuntos de duas forças, uma de tracção e outra de compressão, nas quais os momentos flectores aplicados se decompõem. A observação destes caminhos e da geometria da ligação permite definir as zonas e as regiões da ligação.

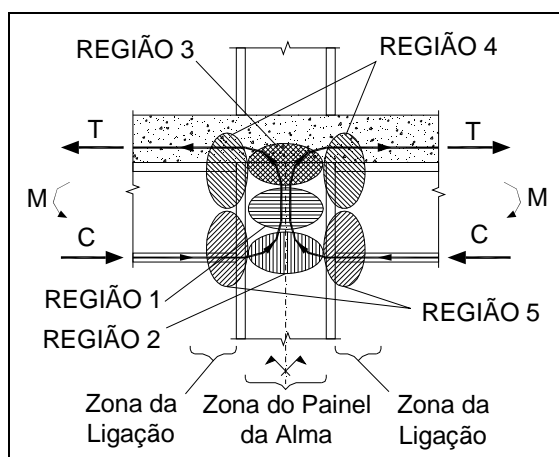


Figura 5.6 – Definição das regiões constituintes da ligação.

Nos modelos de componentes estão contempladas as cinco regiões. Na figura seguinte representa-se cada uma das regiões por uma mola (componente). Nos modelos de componentes acontece que cada uma destas vai consistir num agrupamento linear ou rotacional de molas.

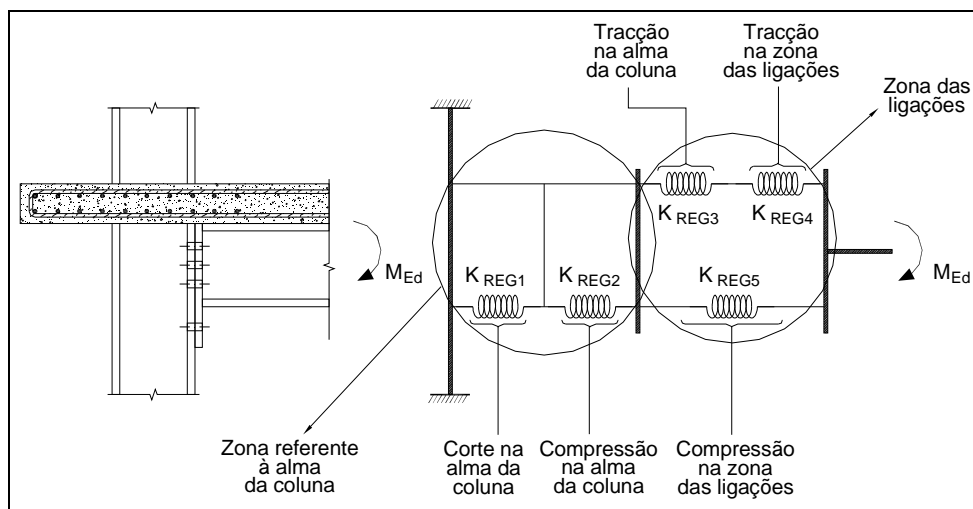


Figura 5.7 – Modelo de Componentes.

As componentes são determinadas através do seu lugar na ligação e da solicitação que lhes é aplicada. Em vez de se procurar zonas gerais da ligação (painel da alma ou zona de ligação) procuram-se zonas específicas como banzos, almas, chapas, parafusos, cuja geometria se distinga das restantes e cuja solicitação produza efeitos distintos. As componentes das ligações são constituídas por pares de informação relativos à zona específica da ligação e à solicitação que lhe é aplicada, por exemplo: banzo sujeito à flexão ou alma comprimida.

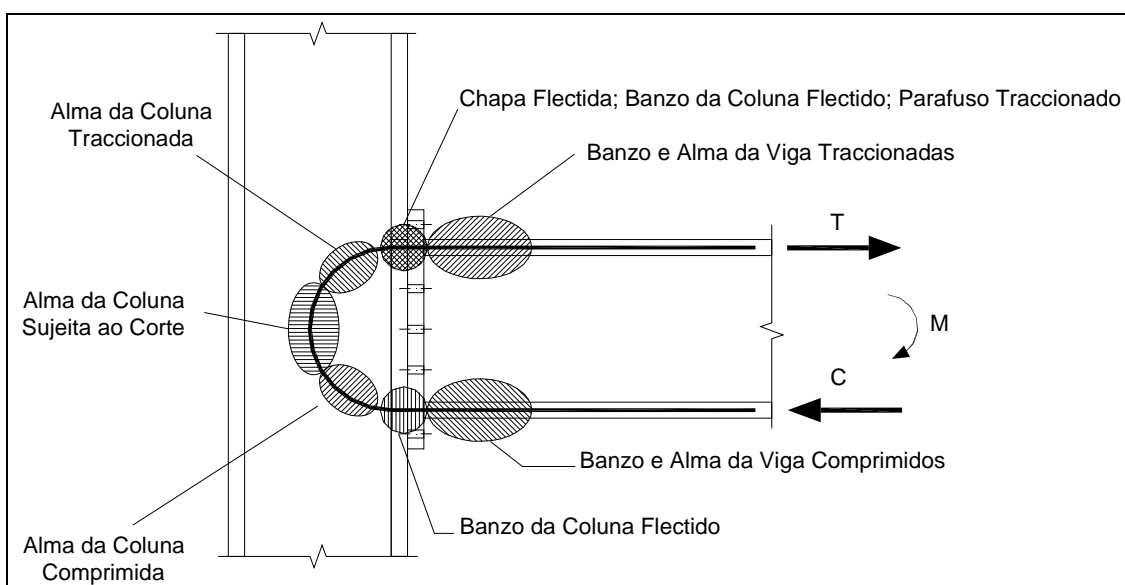


Figura 5.8 – Determinação das componentes de uma ligação viga-pilar.

Nos parágrafos seguintes identificam-se as componentes em função das regiões da ligação a que pertencem.

A região 1 de um modelo de componentes consiste no painel de alma da coluna sujeito ao corte. Esta tem como principal objectivo contrariar as forças horizontais que se formam devido à existência de momentos flectores não contrabalançados. Como se pode ver na figura seguinte a alma da coluna actua como uma placa sujeita ao corte ao passo que no betão é formada uma escora. Estes consistem em duas das componentes estipuladas pelos regulamentos: Componente 1 – Alma da coluna sujeita ao corte; Componente 21 – Betão entre banzos metálicos da coluna sujeito ao corte.

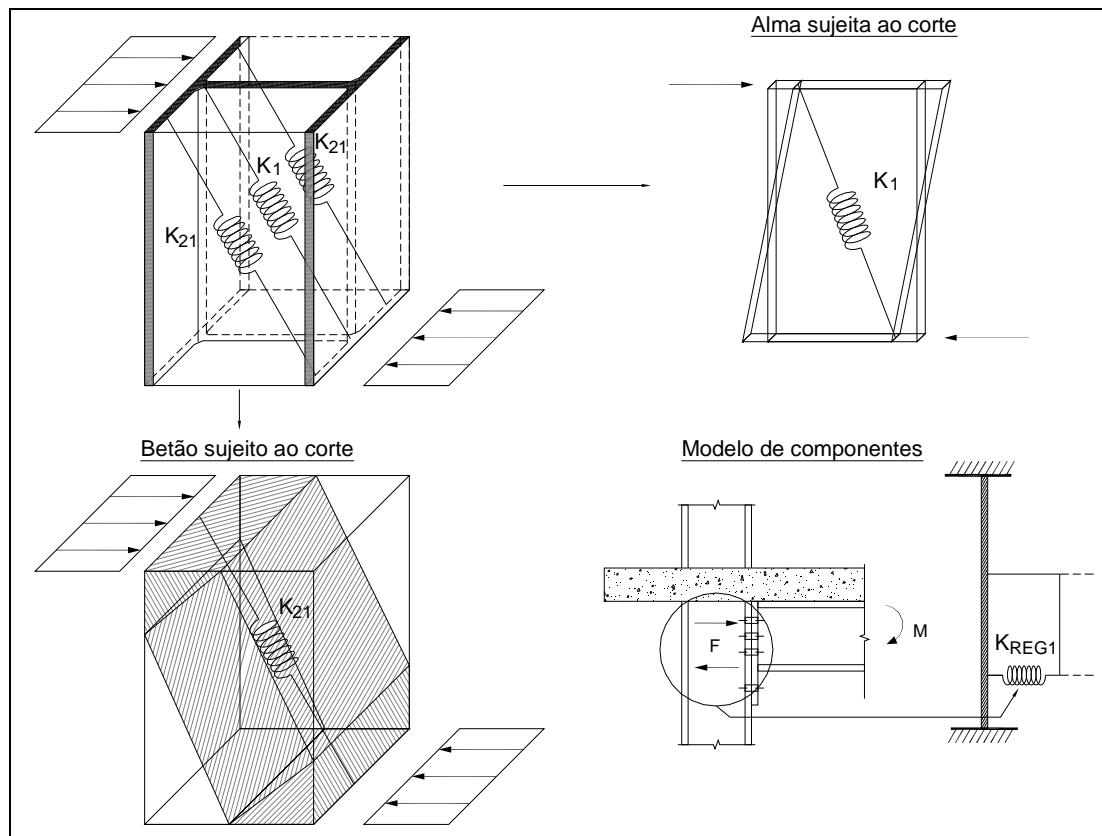


Figura 5.9 – Região da ligação correspondente ao painel de alma sujeito ao corte.

Nas regiões 2 e 3 existem solicitações semelhantes mas de sinais contrários: compressões ou tracções na zona do painel de alma. Enquanto que na região 2 (compressão) podem ser solicitados a alma do perfil da coluna e o betão entre banzos metálicos, à tracção apenas a primeira é solicitada. Assim, nestas regiões podem encontrar-se três componentes distintas: Componente 2 – Alma da coluna sujeita à compressão transversal; Componente 3 – Alma da coluna sujeita à tracção transversal; Componente 22 – Betão entre banzos metálicos da coluna sujeito à compressão transversal.

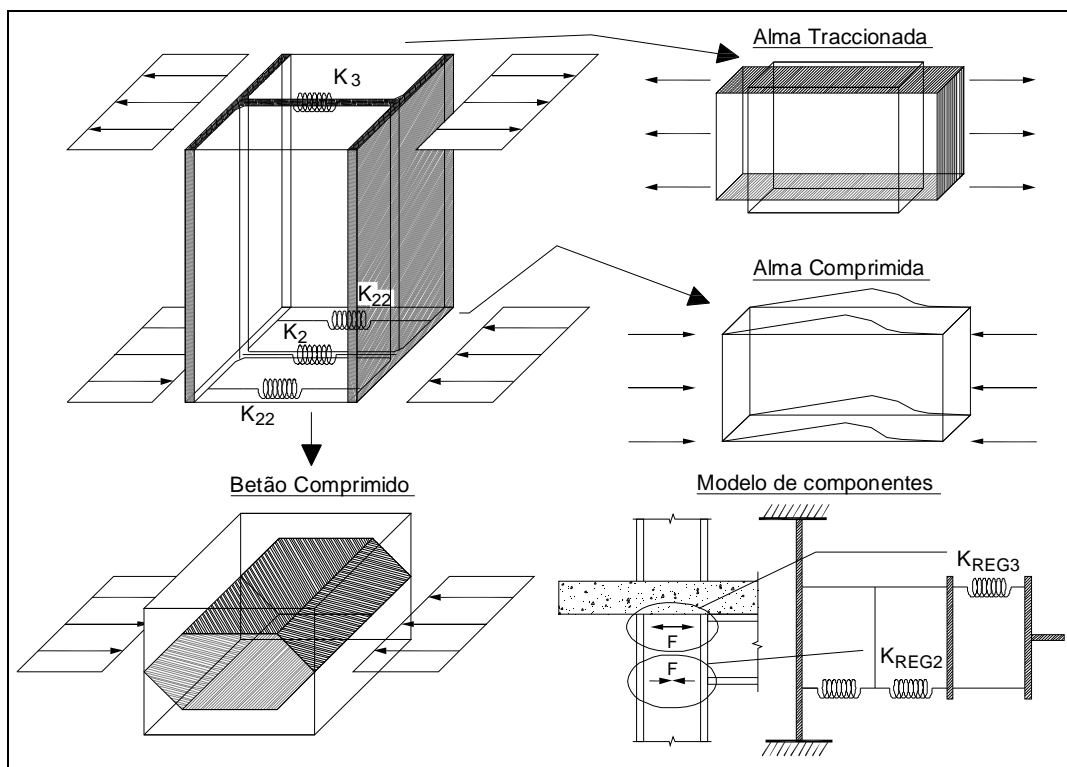


Figura 5.10 – Região da ligação correspondente ao painel de alma sujeito à compressão e à tracção.

A região 4 de uma ligação viga-pilar consiste na zona traccionada da ligação entre dois elementos estruturais. A sua forma e configuração dependem do tipo de ligação que se queira estudar e da configuração desta. Em ligações metálicas esta é, em geral, constituída por parafusos ou soldadura e chapas flectidas. No caso de se tratar de uma ligação mista existem também armaduras de reforço da laje traccionadas. As componentes que podem existir nesta zona são, segundo a EN 1993-1-8 [1] e EN 1994-1-1 [2]: Componente 4 – Banzo da coluna sujeito à flexão; Componente 5 – Chapa de topo sujeita à flexão; Componente 6 – Aba de cantoneira sujeita à flexão; Componente 8 – Alma da viga sujeita à tracção; Componente 9 – Placa sujeita à tracção; Componente 10 – Parafuso sujeito à tracção; Componente 11 – Parafuso sujeito ao corte; Componente 12 – Parafuso e chapa sujeitos ao esmagamento; Componente 19 – Soldaduras solicitadas; Componente 23 – Armadura longitudinal de reforço da laje sujeita a tracção; Componente 25 – Efeito da interacção parcial em ligações mistas.

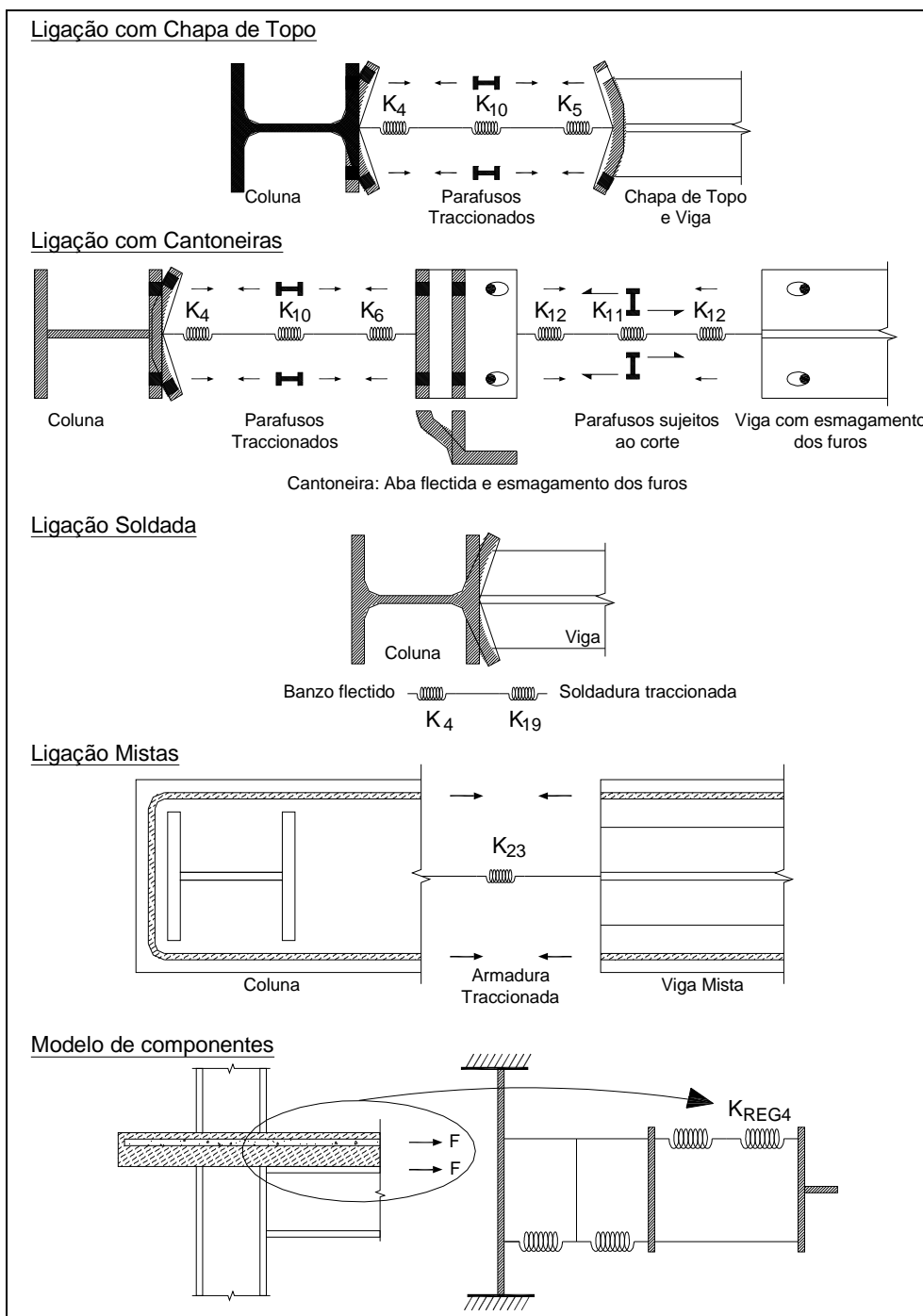


Figura 5.11 – Região da ligação correspondente à tracção na zona das ligações.

Por último, a região 5 de uma ligação viga-pilar, metálica ou mista, consiste na associação em série de componentes existentes nas zonas de ligação comprimidas. Nas ligações viga-pilar mais comuns a resistência nesta região depende apenas da instabilidade do banzo e alma da viga, no entanto casos há em que a ligação é feita por intermédio de chapas e cantoneiras aparafusadas sem encosto da viga à coluna. Nestes casos ocorrem, nesta região, fenómenos de corte de parafusos e esmagamento das chapas.

As características das componentes que existem nesta região originam, regra geral, um comportamento rígido-plástico e são as seguintes: Componente 7 – Banzo e alma de viga comprimidas; Componente 9 – Placa sujeita à compressão; Componente 11 – Parafuso sujeito

ao corte; Componente 12 – Parafuso e chapa sujeitos ao esmagamento; Componente 20 – Esquadro de viga comprimido; Componente 24 – Chapa de contacto comprimida (apenas em ligações mistas);

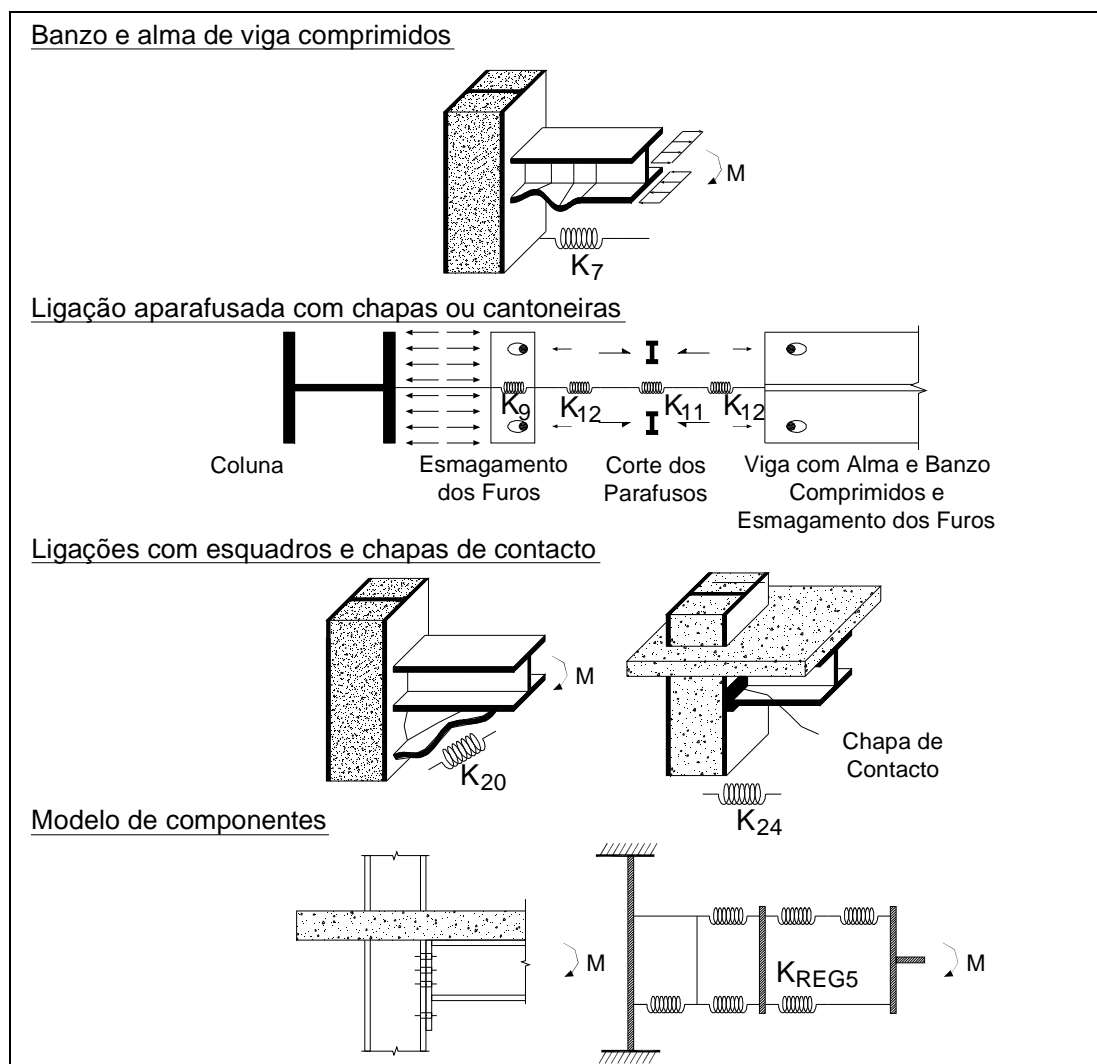


Figura 5.12 – Região da ligação correspondente à compressão na zona das ligações.

Estão definidas as zonas, regiões e componentes dos modelos usados pelo Método das Componentes. Abaixo apresenta-se um quadro resumo com todas as componentes preconizadas pelos regulamentos, EN 1993-1-8 [1] e EN 1994-1-1 [2], e as cláusulas destas que definem e regulamentam cada uma das componentes constituintes de ligações viga-pilar metálicas e mistas. O significado físico das grandezas: Resistência, F_i , Coeficiente de Rigidez, k_i , e Capacidade de Rotação, Φ_i , explica-se no ponto seguinte.


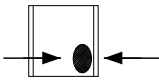
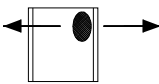

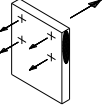
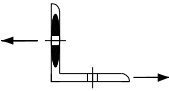
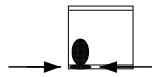
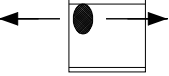
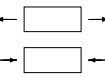

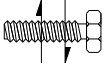
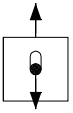
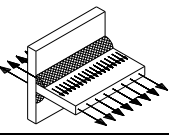
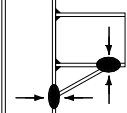
Componente		Resistência, F_i	Coefficiente de Rigidez, k_i	Capacidade de Rotação, Φ_i
1	Painel de alma da coluna sujeito ao corte 	6.2.6.1 EC3-1-8	6.3.2 EC3-1-8 ou A.2.2.1 EC4-1-1	6.4.2 EC3-1-8 6.4.3 EC3-1-8
2	Alma da coluna sujeita a compressão transversal 	6.2.6.2 EC3-1-8 ou 8.4.3 EC4-1-1	6.3.2 EC3-1-8 ou A.2.2.2 EC4-1-1	6.4.2 EC3-1-8 6.4.3 EC3-1-8
3	Alma da coluna sujeita a tracção transversal 	6.2.6.3 EC3-1-8	6.3.2 EC3-1-8	6.4.2 EC3-1-8 6.4.3 EC3-1-8
4	Banzo da coluna sujeito a flexão 	6.2.6.4 EC3-1-8	6.3.2 EC3-1-8	6.4.2 EC3-1-8 6.4.3 EC3-1-8
5	Chapa de extremidade sujeita à flexão 	6.2.6.5 EC3-1-8	6.3.2 EC3-1-8	6.4.2 EC3-1-8
6	Aba de cantoneira sujeita à flexão 	6.2.6.6 EC3-1-8	6.3.2 EC3-1-8	6.4.2 EC3-1-8
7	Banzo e alma de viga à compressão 	6.2.6.7 EC3-1-8	6.3.2 EC3-1-8	--
8	Alma de viga à tracção 	6.2.6.8 EC3-1-8	6.3.2 EC3-1-8	--
9	Placa sujeita à tracção ou à compressão 	EC3-1-1	6.3.2 EC3-1-8	--
10	Parafuso sujeito a tracção 	banzo coluna: 6.2.6.4 EC3-1-8 chapa extremidade: 6.2.6.5 EC3-1-8 cantoneira: 6.2.6.6 EC3-1-8	6.3.2 EC3-1-8	6.4.7 EC3-1-8
11	Parafuso sujeito ao corte 	3.6 EC3-1-8	6.3.2 EC3-1-8	6.4.2 EC3-1-8
12	Parafuso sujeito a esmagamento (em conjunto com banzo de coluna, viga ou cantoneira) 	3.6 EC3-1-8	6.3.2 EC3-1-8	--
19	Soldaduras (solicitadas) 	4 EC3-1-8	6.3.2 EC3-1-8	--
20	Esquadro de viga comprimido 	6.2.6.7 EC3-1-8	6.3.2 EC3-1-8	--

Tabela 5.2 – Componentes de ligações metálicas e mistas.

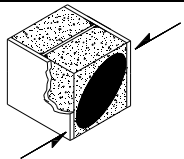
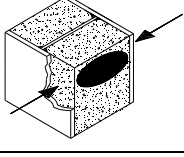
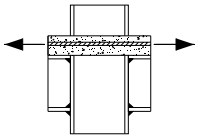
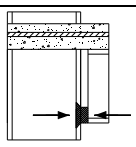
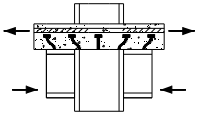
Componente			Resistência, F_i	Coefficiente de Rigidez, k_i	Capacidade de Rotação, Φ_i
21	Betão entre banzos metálicos da coluna sujeito ao corte		8.4.4.1 EC4-1-1	A.2.3.1 EC4-1-1	--
22	Betão entre banzos metálicos da coluna sujeito à compressão transversal		8.4.4.2 EC4-1-1	A.2.3.2 EC4-1-1	--
23	Armadura longitudinal de reforço da laje sujeita à tracção		8.4.2.1 EC4-1-1	A.2.1.1 EC4-1-1	--
24	Chapa de contacto comprimida		8.4.2.2 EC4-1-1	A.2.1.2 EC4-1-1	--
25	Efeito da interacção parcial em ligações mistas		--	A.3 EC4-1-1	--

Tabela 5.3 - Componentes de ligações metálicas e mistas.

5.4 Caracterização das componentes

De acordo com as normas EN 1993-1-8 [1] e EN 1994-1-1 [2] cada uma das componentes de uma ligação metálica ou mista deve ser caracterizada através da determinação das três grandezas: F_i , k_i e Φ_i . Com estas consegue determinar-se exactamente a relação bilinear entre a força aplicada a uma dada componente, F_i , e o deslocamento observado, d_i . No presente ponto procede-se à caracterização de cada uma das componentes constituintes de ligações viga-coluna, metálicas e mistas, usadas no âmbito deste trabalho. Esta caracterização é feita de acordo com as cláusulas das normas EN 1993-1-8 [1] e EN 1994-1-1 [2]. Segundo estas normas o comportamento das componentes pode ser rígido - plástico ou elástico - plástico, como mostra a figura seguinte.

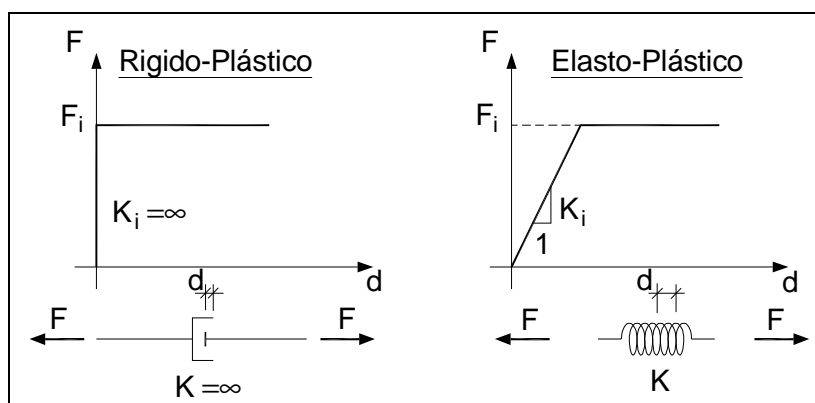


Figura 5.13 – Gráficos de comportamento F-d definidos de acordo com a regulamentação [1,2].

5.4.1 Alma da coluna sujeita ao corte – componente 1

A existência de momentos flectores não contrabalançados provenientes das vigas adjacentes a uma ligação viga-coluna gera um sistema de forças internas que solicita a alma da coluna através do corte.

A resistência de um painel de alma da coluna sem reforços transversais consiste em 90% da resistência total da uma placa sujeita ao corte, cuja tensão de colapso, segundo o critério de Von Mises, é de $f_y/\sqrt{3}$. Assim, F_1 , tem a expressão dada pela cláusula 6.2.6.1(2) da EN 1993-1-8, para almas de coluna não reforçadas:

$$F_1 = V_{wp,Rd} = \frac{0,9 \times f_{y,wc} \times A_{vc}}{\sqrt{3} \times \gamma_{M0}}$$

em que:

$d/t_{wc} \leq 69 \varepsilon$ tem que ser verificado para garantir a inexistência de encurvadura na alma;

$$\varepsilon = \sqrt{235/f_{y,wc}}$$

A_{vc} é a área de corte e pode ser obtida na **EN 1993-1-1**, cláusula **6.2.6(2)**;

$f_{y,wc}$ é a tensão de cedência do aço da alma da coluna;

γ_{M0} é o coeficiente de segurança que deve ser tomado igual a 1,0.

Se no painel de alma de coluna existirem reforços transversais ao nível dos banzos da viga desenvolve-se um mecanismo resistente com rótulas plásticas que se podem formar apenas nos banzos **(a)** ou nestes e nos reforços **(b)**.

$$\begin{cases} M_{pl,fc,Rd} < M_{pl,st,Rd} \Rightarrow F_{1,REF} = \frac{4 \times M_{pl,fc,Rd}}{d_s} & (a) \\ M_{pl,fc,Rd} > M_{pl,st,Rd} \Rightarrow F_{1,REF} = \frac{2 \times M_{pl,fc,Rd} + 2 \times M_{pl,st,Rd}}{d_s} & (b) \end{cases}$$

em que:

$M_{pl,fc,Rd}$ é a resistência plástica da secção do banzo da coluna;

$M_{pl,st,Rd}$ é a resistência plástica da secção dos reforços transversais;

d_s é a distancia entre os centros de gravidade dos reforços transversais.

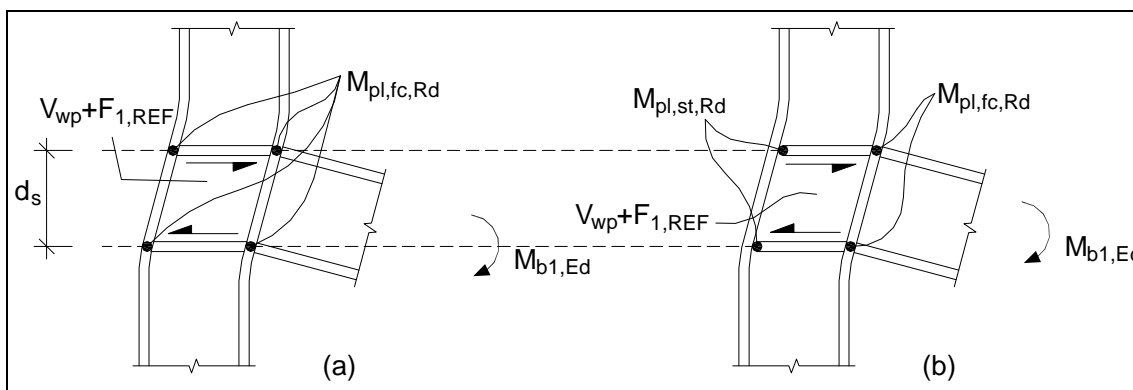


Figura 5.14 – Painel de alma reforçado sujeito ao corte.

No caso de ligações com painéis de alma de coluna reforçados a resistência desenvolvida pela componente é dada por:

$$F_1 = V_{wp,Rd} + F_{1,REF}$$

O coeficiente de rigidez, k_1 , é obtido através de uma expressão com origem em calibração de resultados experimentais e numéricos. Esta expressão encontra-se na tabela 6.11 da EN 1993-1-8.

$$\begin{cases} \text{sem reforços transversais} & k_1 = \frac{0,38 \times A_{vc}}{\beta \times z_{eq}} \\ \text{com reforços transversais} & k_1 = \infty \end{cases}$$

em que:

β é o parâmetro de transformação que pode ser obtido abaixo na Tabela 5.5 deste texto;

z_{eq} é o braço do binário de forças a actuar na ligação. Caso a ligação tenha mais que uma fila de elementos traccionados esta grandeza é determinada através da expressão (6.31) da EN 1993-1-8 e a determinação de k_1 só poderá ser efectuada após a determinação dos coeficientes de rigidez de todas as componentes traccionadas que constituem a ligação.

Para evitar qualquer dúvida a EN 1993-1-8 [1] define, na figura 6.15, o braço das forças que actuam em cada tipo de ligação abrangidas pelas suas cláusulas.

5.4.2 Alma da coluna sujeita à compressão transversal – componente 2

As forças concentradas de compressão, originárias dos momentos flectores transmitidos das vigas à ligação, provocam compressão transversal no painel de alma da coluna. Esta interage com as tensões de corte e de compressão vertical existentes na mesma. A interacção das várias tensões pode dar origem a rotura da alma por esmagamento ou encurvadura, consoante as características da ligação.

A regulamentação [1,2] considera que apenas parte do painel da alma resiste à compressão transversal. Na cláusula 6.2.6.2(1) da EN 1993-1-8 e na cláusula 8.4.3(1) da EN 1994-1-1 definem-se larguras efectivas de alma obtidas através de degradação de cargas e nas quais se considera que a alma resiste com a sua tensão de cedência, $f_{y,wc}$.

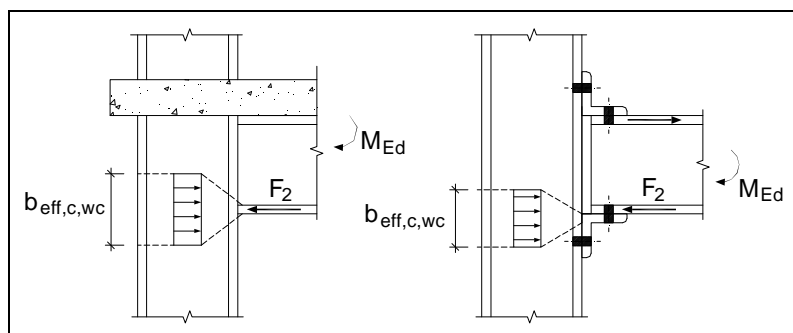


Figura 5.15 – Largura efectiva do painel de alma de coluna comprimido.

As expressões de $b_{\text{eff},c,wc}$ para cada tipo de ligação encontram-se regulamentadas nas EN 1993-1-8 e EN 1994-1-1 e apresentam-se em seguida:

$$b_{\text{eff},c,wc} = \begin{cases} \text{ligações soldadas: } t_{fb} + 2 \times \sqrt{2} \times a_b + 5 \times (t_{fc} + s) \\ \text{ligações com chapa de topo: } t_{fb} + 2 \times \sqrt{2} \times a_p + 5 \times (t_{fc} + s) + s_p \\ \text{ligações com cantoneiras: } 2 \times t_a + 0,6 \times r_a + 5 \times (t_{fc} + s), \\ \text{ligações mistas com chapa de contacto: } \min[t_{fb} + t_{cp}; h_{cp}] + 5 \times (s + t_{fc}) \end{cases}$$

em que:

s_p é a distância dada pela degradação, a 45° , da tensão ao longo da espessura da chapa de topo (pelo menos t_p e se a largura de chapa abaixo do banzo o permitir: $2 t_p$)

$s = r_c$ para colunas laminadas a quente e $\sqrt{2} \times a_c$ para colunas soldadas;

as restantes grandezas geométricas encontram-se representadas na figura seguinte.

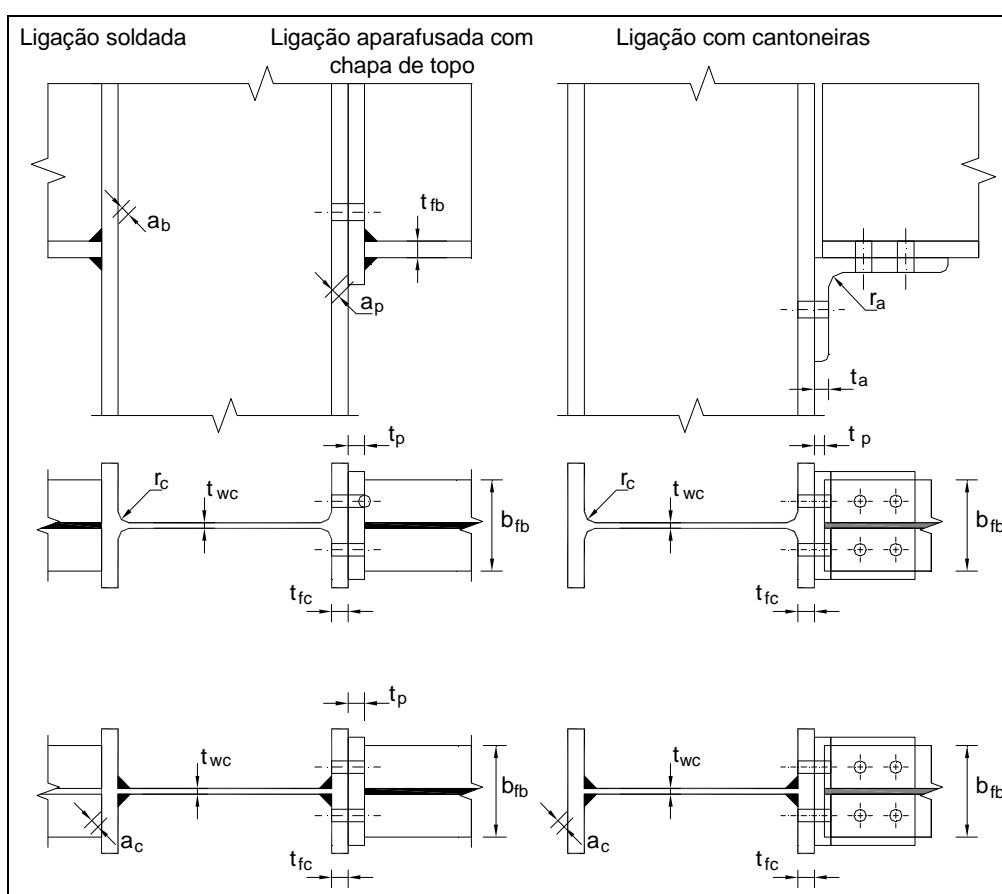


Figura 5.16 – Grandezas geométricas de ligações viga-coluna (adaptado de [1]).

Dado que os regulamentos [1,2] consideram roturas por encurvadura e esmagamento terá que existir um parâmetro que permita distinguir entre estes dois tipos de rotura. À semelhança dos coeficientes de redução, χ , relativos às encurvaduras globais, em ligações o parâmetro ρ , definido em função da esbelteza $\bar{\lambda}_p$, permite averiguar a rotura que ocorre na alma:

$$\rho = \begin{cases} 1,0, & \bar{\lambda}_p = 0,932 \times \sqrt{b_{\text{eff},c,wc} \times d_{wc} \times f_{y,wc} / (E_a \times t_{wc}^2)} \leq 0,72 \\ (\bar{\lambda}_p - 0,2) / \bar{\lambda}_p^2, & \bar{\lambda}_p = 0,932 \times \sqrt{b_{\text{eff},c,wc} \times d_{wc} \times f_{y,wc} / (E_a \times t_{wc}^2)} > 0,72 \end{cases}$$

em que:

$$d_{wc} = \begin{cases} h_c - 2 \times (t_{fc} + r_c) & \text{coluna laminada a quente} \\ h_c - 2 \times (t_{fc} + \sqrt{2} \times a_c) & \text{coluna soldada} \end{cases}$$

E_a é o módulo de elasticidade do aço que constitui a alma da coluna;

$f_{y,wc}$ é a tensão de cedência da mesma alma;

O andamento do parâmetro ρ em função de $\bar{\lambda}_p$ mostra-se no gráfico seguinte, cuja semelhança com os de χ é notória.

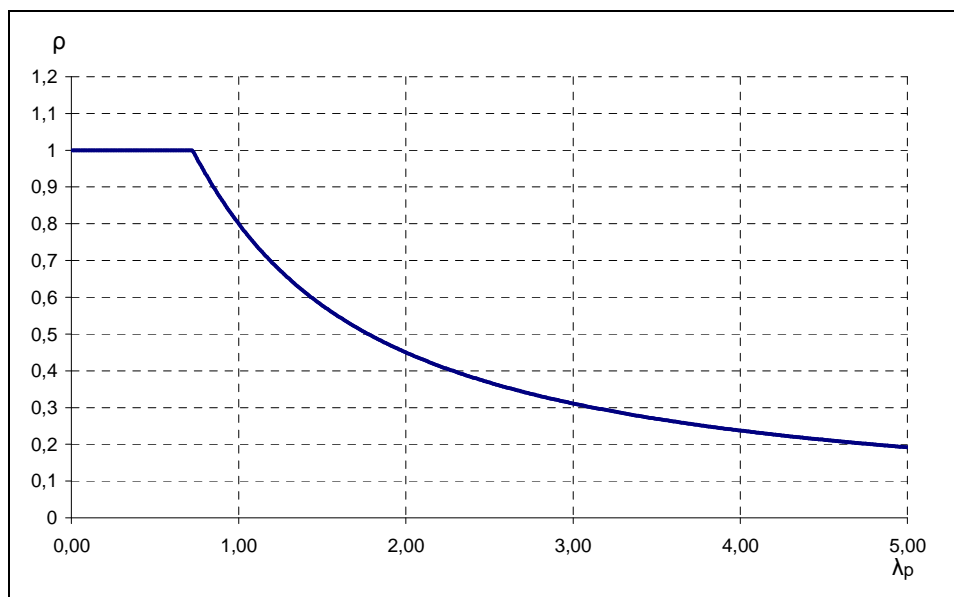


Figura 5.17 – Parâmetro ρ estipulado pela EN 1993-1-8 [1].

No painel de alma interagem tensões com várias direcções e origens: tensão de compressão transversal, tensão de compressão longitudinal e tensão de corte. A EN 1993-1-8 [1] estipulou um coeficiente, k_{wc} , cuja função é a de reduzir a tensão resistente à compressão transversal caso parte desta esteja já esgotada pelo efeito da compressão longitudinal.

$$k_{wc} = \begin{cases} 1,0 & , \sigma_{com,Ed} \leq 0,7 \times f_{y,wc} \\ 1,7 - \sigma_{com,Ed} / f_{y,wc} & , \sigma_{com,Ed} > 0,7 \times f_{y,wc} \end{cases}$$

em que $\sigma_{com,Ed}$ e $f_{y,wc}$ são as tensões de compressão longitudinal actuante e de cedência;

O efeito da tensão de corte é feito através do factor de redução ω cujo objectivo é reduzir a tensão de cedência do painel de alma à compressão transversal caso este esteja sujeito a tensões de corte importantes. Como seria de esperar este depende do parâmetro de transformação β que tem como objectivo a “transformação” de forças de corte em “forças de compressão” que possam ser agrupadas, nos modelos de componentes, às restantes forças de compressão.

Parâmetro de transformação, β	Factor de redução, ω
$0 \leq \beta \leq 0,5$	$\omega = 1,0$
$0,5 < \beta < 1,0$	$\omega = \omega_1 + 2 \times (1 - \beta) \times (1 - \omega_1)$
$\beta = 1,0$	$\omega = \omega_1$
$1,0 < \beta < 2,0$	$\omega = \omega_1 + 2 \times (\beta - 1) \times (\omega_2 - \omega_1)$
$\beta = 2,0$	$\omega = \omega_2$
$\omega_1 = 1 / \sqrt{1 + 1,3 \times (b_{\text{eff,c,wc}} \times t_{\text{wc}} / A_{\text{vc}})^2}$	$\omega_2 = 1 / \sqrt{1 + 5,2 \times (b_{\text{eff,c,wc}} \times t_{\text{wc}} / A_{\text{vc}})^2}$

Tabela 5.4 – Obtenção do factor de redução (adaptação da tabela 6.3 de [1]).

O parâmetro de transformação, β , pode ser obtido através da tabela seguinte.

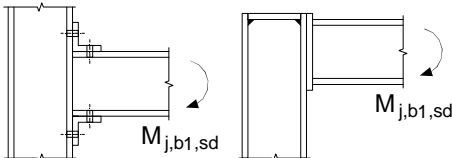
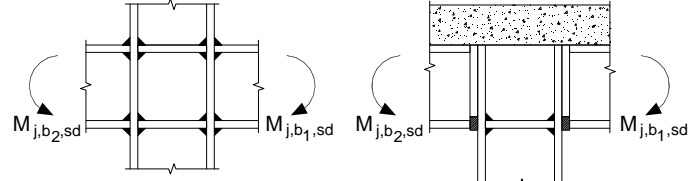
Tipo de ligação viga-coluna	Carregamento	β
	$M_{j,b1,Ed}$	1
	$M_{j,b1,Ed} = M_{j,b2,Ed}$	0
	$M_{j,b1,Ed} / M_{j,b2,Ed} > 0$	1
	$M_{j,b1,Ed} / M_{j,b2,Ed} < 0$	2
	$M_{j,b1,Ed} + M_{j,b2,Ed} = 0$	2

Tabela 5.5 – Valores aproximados dos parâmetros de transformação (adaptação da tabela 5.4 de [1]).

A força de compressão F_2 obtém-se, assim, através da expressão 6.9 da EN 1993-1-8:

$$F_2 = \min \left\{ \frac{\omega \times k_{wc} \times b_{\text{eff,c,wc}} \times t_{wc} \times f_{y,wc}}{\gamma_{M0}} ; \rho \times \frac{\omega \times k_{wc} \times b_{\text{eff,c,wc}} \times t_{wc} \times f_{y,wc}}{\gamma_{M1}} \right\}$$

em que:

o primeiro termo da condição se refere à rotura por esmagamento e o segundo à rotura por encurvadura; γ_{M0} e γ_{M1} são os coeficientes parciais de segurança e devem ser tomados, ambos, iguais a 1,0.

O coeficiente de rigidez relativo à compressão transversal, k_2 , num painel de alma não reforçada é dado pela expressão que se mostra abaixo e que está estipulada na tabela 6.11 da EN 1993-1-8. Caso se trate de uma coluna reforçada o mesmo estipula que $k_2 = \infty$.

$$\begin{cases} \text{sem reforços transversais: } k_2 = \frac{0,7 \times b_{\text{eff,c,wc}} \times t_{wc}}{d_{wc}} \\ \text{com reforços transversais: } k_2 = \infty \end{cases}$$

5.4.3 Alma da coluna sujeita à tracção transversal – componente 3

O problema que se coloca numa alma sujeita à tracção transversal é semelhante ao da compressão, a grande diferença consiste na inexistência de fenómenos de encurvadura. O campo de tensões criado pela tensão de tracção é semelhante ao que é criado pelas compressões da componente anterior. Assim, também aqui é necessário definir uma largura

efectiva, $b_{\text{eff},t,wc}$, que se distingue da anterior pelo índice “t” de tracção em vez de “c” de compressão.

A expressão que fornece as larguras efectivas apresenta-se em seguida:

$$b_{\text{eff},t,wc} = \begin{cases} t_{fb} + 2 \times \sqrt{2} \times a_b + 5 \times (t_{fc} + s), & \text{ligação soldada} \\ l_{\text{eff}} & \text{, ligação com cantoneiras ou chapa de topo} \end{cases}$$

em que todas as grandezas estão foram já definidas à excepção de l_{eff} que se apresenta em seguida.

A largura efectiva, $b_{\text{eff},t,wc}$, para ligações soldadas tem uma expressão semelhante à que se apresentou na componente 2. Para ligações aparafusadas as larguras efectivas são definidas com base nos mecanismos de rotura das componentes. Os modos de rotura mais comuns de ligações aparafusadas possuem padrão circular, linear ou em forma de quadrilátero (apelidado de padrão não linear). As EN 1993-1-8 [1] e EN 1994-1-1 [2] apenas consideram as roturas com padrão circular e não linear.

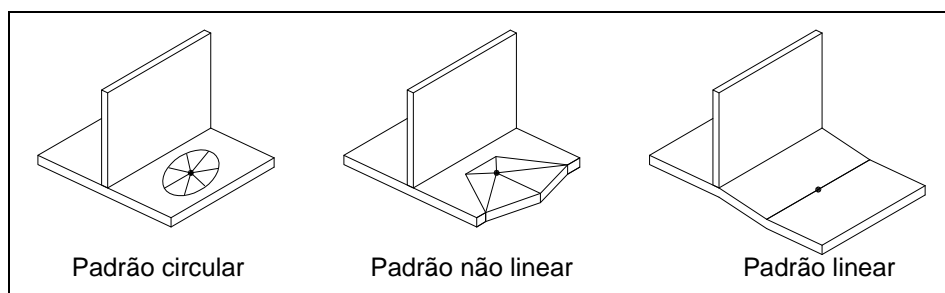


Figura 5.18 – Modos de rotura de ligações aparafusadas (adaptado de [10]).

Os mecanismos de rotura e, conseqüentemente, as larguras efectivas, dependem da configuração da ligação na vizinhança dos parafusos. Os reforços transversais dos painéis de alma, a posição relativa das filas de parafusos entre si e a possibilidade de actuação conjunta de vários parafusos influenciam grandemente a rotura das ligações.

A EN 1993-1-8 [1] impõe expressões, para as larguras efectivas $b_{\text{eff},t,wc}$, que dependem da posição relativa dos parafusos entre si, da existência de reforços, do padrão exibido pelo mecanismo de rotura e da quantidade de parafusos envolvidos (singular ou grupo). As duas tabelas seguintes consistem em adaptações de tabelas da EN 1993-1-8 [1] e fornecem expressões para as larguras efectivas $l_{\text{eff},1}$ e $l_{\text{eff},2}$ consoante o modo de rotura escolhido. De entre os vários valores adoptam-se, para $b_{\text{eff},t,wc}$, os de l_{eff} menores.

Localização da fila de parafusos	Fila de parafusos considerada isolada		Fila de parafusos considerada parte de um grupo de filas de parafusos	
	Formato circular, $l_{eff,cp}$	Formato não circular, $l_{eff,nc}$	Formato circular, $l_{eff,cp}$	Formato não circular, $l_{eff,nc}$
Fila interior adjacente a um reforço	$2\pi m$	αm	$\pi m + p$	$0,5p + \alpha m - (2m + 0,625e)$
Outras filas interiores	$2\pi m$	$4m + 1,25e$	$2p$	p
Outras filas de extremidade	o menor de: $2\pi m$ $\pi m + 2e_1$	o menor de: $4m + 1,25e$ $2m + 0,625e + e_1$	o menor de: $\pi m + p$ $2e_1 + p$	o menor de: $2m + 0,625e + 0,5p$ $e_1 + 0,5p$
Fila de extremidade adjacente a um reforço	o menor de: $2\pi m$ $\pi m + 2e_1$	$e_1 + \alpha m - (2m + 0,625e)$	sem relevância	sem relevância
Modo de rotura 1 $l_{eff,1}$	$l_{eff,1} = l_{eff,nc}$ mas $l_{eff,1} \leq l_{eff,cp}$		$\sum l_{eff,1} = \sum l_{eff,nc}$ mas $\sum l_{eff,1} \leq \sum l_{eff,cp}$	
Modo de rotura 2 $l_{eff,2}$	$l_{eff,2} = l_{eff,nc}$		$\sum l_{eff,2} = \sum l_{eff,nc}$	

Tabela 5.6 - Valores de l_{eff} a usar no mecanismo *T-Stub* equivalente em colunas com reforços transversais (adaptado de [1]).

Localização da fila de parafusos	Fila de parafusos considerada isolada		Fila de parafusos considerada parte de um grupo de filas de parafusos	
	Formato circular, $l_{eff,cp}$	Formato não circular, $l_{eff,nc}$	Formato circular, $l_{eff,cp}$	Formato não circular, $l_{eff,nc}$
Fila interior	$2\pi m$	$4m + 1,25e$	$2p$	p
Fila de extremidade	o menor de: $2\pi m$ $\pi m + 2e_1$	o menor de: $4m + 1,25e$ $2m + 0,625e + e_1$	o menor de: $\pi m + p$ $2e_1 + p$	o menor de: $2m + 0,625e + 0,5p$ $e_1 + 0,5p$
Modo de rotura 1 $l_{eff,1}$	$l_{eff,1} = l_{eff,nc}$ mas $l_{eff,1} \leq l_{eff,cp}$		$\sum l_{eff,1} = \sum l_{eff,nc}$ mas $\sum l_{eff,1} \leq \sum l_{eff,cp}$	
Modo de rotura 2 $l_{eff,2}$	$l_{eff,2} = l_{eff,nc}$		$\sum l_{eff,2} = \sum l_{eff,nc}$	

Tabela 5.7 - Valores de l_{eff} a usar no mecanismo *T-Stub* equivalente em colunas sem reforços transversais (adaptado de [1]).

As grandezas geométricas necessárias à determinação das larguras efectivas, $l_{eff,1}$ e $l_{eff,2}$, são representadas na figura seguinte. A determinação do parâmetro α faz-se através do ábaco da Figura 5.20. Este parâmetro exprime a importância da flexão de uma chapa aparafusada em torno de cada uma das direcções nas quais é solicitada.

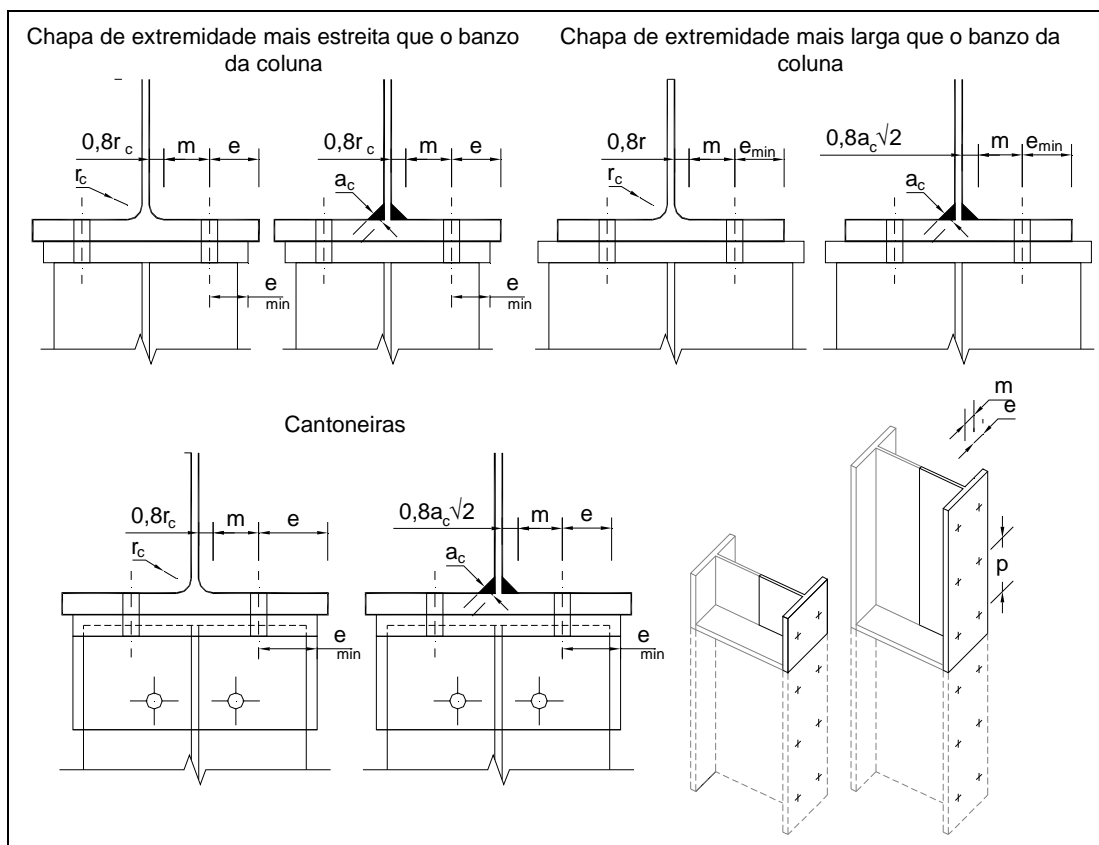


Figura 5.19 – Grandezas geométricas inerentes à determinação das larguras efectivas em banzos de colunas.

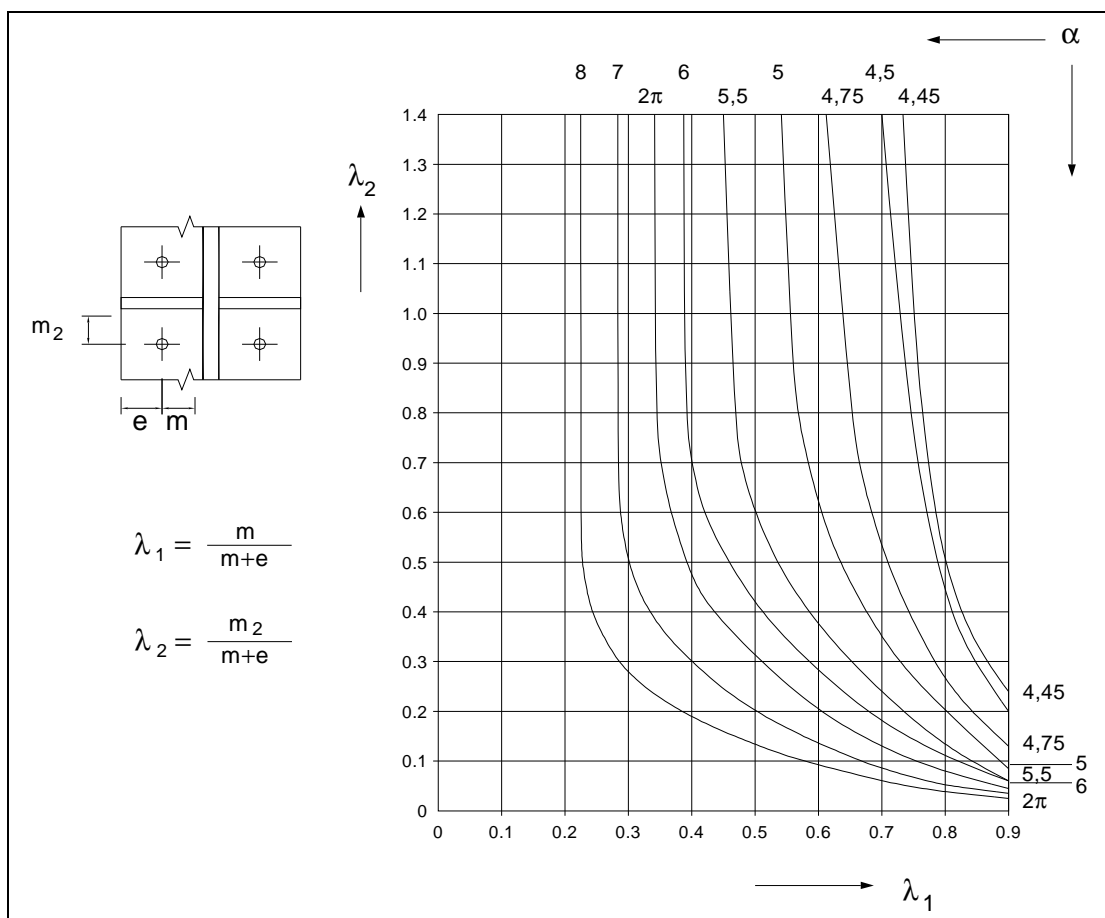


Figura 5.20 – Obtenção do parâmetro α (adaptado de [1]).

A resistência de um painel de alma traccionado, F_3 , é dada pela expressão (6.15) da EN 1993-1-8. Face à da componente 2 mantém-se o factor de redução ω que permite considerar a interacção entre a tracção na alma da coluna e o esforço transversal aí presente.

$$F_3 = \frac{\omega \times b_{\text{eff},t,wc} \times t_{wc} \times f_{y,wc}}{\gamma_{M0}}$$

em que:

$b_{\text{eff},t,wc}$ e t_{wc} são, respectivamente a largura efectiva e a espessura da alma;

$f_{y,wc}$ a tensão de cedência do aço que constitui a alma da coluna

γ_{M0} o coeficiente parcial de segurança que deve ser tomado igual a 1,0;

ω é o factor de redução cuja determinação se faz através da Tabela 5.4 deste texto.

O coeficiente de rigidez do painel de alma traccionado, k_3 , obtém-se através das mesmas expressões que são utilizadas para o coeficiente k_2 :

$$\begin{cases} \text{sem reforços transversais: } k_3 = \frac{0,7 \times b_{\text{eff},t,wc} \times t_{wc}}{d_{wc}} \\ \text{com reforços transversais: } k_3 = \infty \end{cases}$$

5.4.4 Banzo de coluna sujeito à flexão – componente 4

O problema da flexão do banzo da coluna, de uma ligação viga-coluna em que a viga é constituída por um perfil em I, pode ser dividido em duas partes:

- flexão do banzo por actuação de um banzo de viga traccionado e totalmente soldado ao da coluna;
- flexão do banzo por actuação de forças concentradas transmitidas através de parafusos traccionados.

No caso de ligações soldadas a força transmitida pelo banzo de coluna traccionado é dividida em duas partes:

- a primeira é transmitida de forma directa para a zona central numa largura correspondente a $t_{wc} + 2 \times r_c$ (coluna laminada a quente) ou $t_{wc} + a_c / \sqrt{2}$ (coluna soldada);
- a segunda é absorvida pelo banzo da coluna através de um mecanismo de charneiras plásticas.

A largura efectiva de banzo de coluna, $b_{\text{eff},b,fc}$, que se considera que resiste à flexão é dada pela expressão (4.6a) da EN 1993-1-8 [1].

$$b_{\text{eff},b,fc} = t_{wc} + 2 \times s + 7 \times k \times t_{fc}$$

em que:

$s = r_c$ para colunas laminadas a quente e $\sqrt{2} \times a_c$ para colunas soldadas;

$$k = \left(\frac{t_{fc}}{t_{wb}} \right) \times \left(\frac{f_{y,fc}}{f_{y,fb}} \right)$$

t_{wc} e t_{fc} e t_{wb} são, respectivamente, as espessuras da alma e do banzo da coluna e da alma da viga;

$f_{y,fc}$ e $f_{y,fb}$ são, respectivamente, as tensões de cedência dos banzos da coluna e da viga.

Definida a largura efectiva, $b_{\text{eff},b,fc}$, encontra-se a resistência do banzo de coluna à flexão através da expressão (6.20) da EN 1993-1-8. Esta expressão não se aplica a ligações com reforços.

$$F_4 = b_{\text{eff},b,fc} \times t_{fb} \times f_{y,fb} / \gamma_{M0}$$

em que:

t_{fb} é a espessura do banzo da viga;

γ_{M0} é o coeficiente parcial de segurança que deve ser tomado igual a 1,0.

Em ligações aparafusadas o banzo de coluna é solicitado, perpendicularmente ao seu próprio plano, por forças concentradas provocadas pelos parafusos traccionados. Esta solicitação provoca flexão do banzo e tracção nos parafusos num dos três mecanismos do tipo *T-Stub* apresentados no Anexo A.

A determinação da resistência do banzo de coluna flectido, F_4 , faz-se através do disposto na Tabela A.1 do Anexo A. Esta fornece os valores de força máxima que se pode aplicar a um sistema do tipo *T-Stub*, em função das larguras efectivas, I_{eff} , que são determinadas de acordo com a Tabela 5.6 e a Tabela 5.7 caso se esteja a estudar, respectivamente, uma ligação com e sem reforços transversais na alma da coluna.

O coeficiente de rigidez relativo à flexão do banzo de coluna, k_4 , é dado pela expressão seguinte, que pode ser encontrada na tabela 6.11 da EN 1993-1-8:

$$k_4 = \frac{0,9 \times I_{\text{eff}} \times t_{fc}^3}{m^3}$$

em que:

t_{fc} é a espessura do banzo da coluna;

I_{eff} é a menor das larguras efectivas, determinada a partir da Tabela 5.6 e da Tabela 5.7, consoante a ligação seja ou não reforçada, respectivamente;

m é uma grandeza geométrica representada na Figura 5.19;

Para ligações soldadas a regulamentação não fornece qualquer expressão. Uma pesquisa em bibliografia da especialidade revelou que não existem expressões formuladas para o coeficiente de rigidez k_4 de ligações soldadas. No âmbito deste trabalho foi aplicada a expressão anterior, relativa a ligações aparafusadas.

5.4.5 Chapa de topo sujeita à flexão – componente 5

A rotura de uma chapa de topo à flexão pode, também, ser determinada através do mecanismo *T-Stub*. Os modos de rotura de uma chapa de topo nos parafusos exteriores aos banzos da viga possuem algumas particularidades que levam a que as larguras efectivas, I_{eff} , desta componente sejam diferentes das dos banzos de coluna.

A tabela que se apresenta em seguida fornece as expressões necessárias à determinação das larguras efectivas, I_{eff} , dos mecanismos *T-Stub* existentes em chapas de topo e é semelhante aos atrás apresentados para colunas com e sem reforços.

Localização da fila de parafusos	Fila de parafusos considerada isolada		Fila de parafusos considerada parte de um grupo de filas de parafusos	
	Formato circular, $l_{eff,cp}$	Formato não circular, $l_{eff,nc}$	Formato circular, $l_{eff,cp}$	Formato não circular, $l_{eff,nc}$
Fila exterior ao banzo traccionado da viga	o menor de: $2 \pi m_x$ $\pi m_x + w$ $\pi m_x + 2 e$	o menor de: $4 m_x + 1,25 e_x$ $0,5 b_p$ $e + 2 m_x + 0,625 e_x$ $0,5 w + 2 m_x + 0,625 e_x$	--	--
Fila imediatamente abaixo do banzo traccionado da viga	$2 \pi m$	αm	$\alpha m + p$	$0,5p + \alpha m - (2m + 0,625 e)$
Outra fila interior	$2 \pi m$	$4 m + 1,25 e$	$2p$	p
Outra fila de extremidade	$2 \pi m$	$4 m + 1,25 e$	$\pi m + p$	$2m + 0,625 e + 0,5p$
Modo de rotura 1	$l_{eff,1} = l_{eff,nc}$ mas $l_{eff,1} \leq l_{eff,cp}$		$\sum l_{eff,1} = \sum l_{eff,nc}$ mas $\sum l_{eff,1} \leq \sum l_{eff,cp}$	
Modo de rotura 2	$l_{eff,2} = l_{eff,nc}$		$\sum l_{eff,2} = \sum l_{eff,nc}$	

Tabela 5.8 - Valores de l_{eff} a usar no mecanismo *T-Stub* equivalente para chapas de topo (adaptado de [1]).

As grandezas presentes na tabela anterior são conhecidas excepto m_x e e_x que se representam na figura seguinte. A grandeza m pode ser encontrada atrás na Figura 5.19 e o parâmetro α é determinado, à semelhança do que acontece com as duas componentes anteriores, pelo ábaco da Figura 5.20.

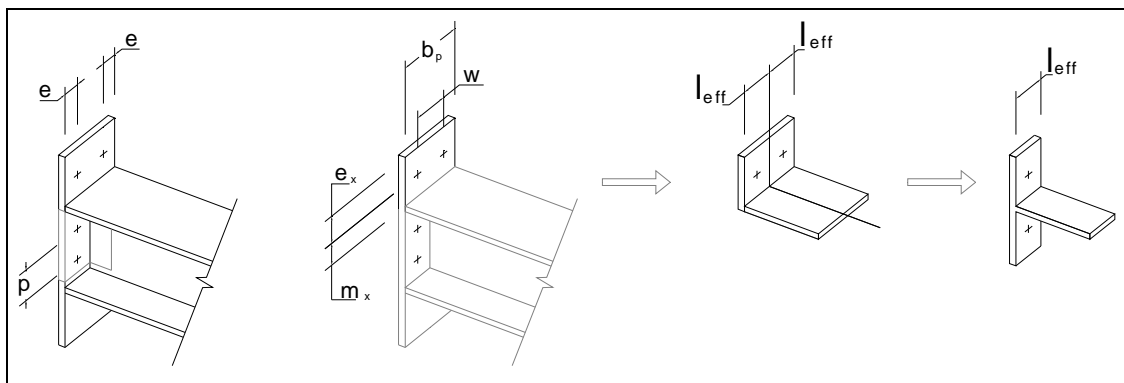


Figura 5.21 – Grandezas necessárias à determinação da resistência de chapa de topo flectida.

A resistência da chapa de topo à flexão, F_5 , é obtida da resistência dos vários mecanismos de rotura *T-Stub*. Estas expressões, que fornecem a resistência dos mecanismos *T-Stub* e, logo, da componente 5, encontram-se na Figura A.1 do Anexo A deste texto.

O coeficiente de rigidez k_5 é obtido, à semelhança do anterior, através da expressão da rigidez de um mecanismo *T-Stub*. De acordo com a tabela 6.11 da EN 1993-1-8 [1] o coeficiente de rigidez k_5 é dado por:

$$k_5 = \frac{0,9 \times l_{eff} \times t_p^3}{m^3}$$

em que:

l_{eff} é o menor dos comprimentos equivalentes de mecanismo *T-Stub*, adoptando uma fila de parafusos ou um grupo delas;

t_p é a espessura da chapa de topo e m é obtido de acordo com a Figura 5.16.

Uma nota importante deverá ser feita relativamente à regulamentação e aos objectivos do trabalho que se apresenta.

Os Eurocódigos (EN 1993-1-8 e EN 1994-1-1) não apresentam uma componente relativa à cantoneira de alma sujeita à flexão transversal. As componentes cujos comportamentos aparentam ser semelhantes aos desta são 4 e 5 – banzo de coluna flectido sem reforços transversais e chapa de topo sujeita à flexão transversal.

Das tabelas que fornecem as larguras efectivas a usar nos mecanismos *T-Stub* destas duas componentes adoptam-se as últimas linhas da tabela referente a chapas de topo (Tabela 5.8) que se apresentam na tabela seguinte.

Localização da fila de parafusos	Fila de parafusos considerada isolada		Fila de parafusos considerada parte de um grupo de filas de parafusos	
	Formato circular, $l_{eff,cp}$	Formato não circular, $l_{eff,nc}$	Formato circular, $l_{eff,cp}$	Formato não circular, $l_{eff,nc}$
Outra fila interior de parafusos	$2\pi m$	$4m + 1,25e$	$2p$	p
Outra fila de extremidade de parafusos	$2\pi m$	$4m + 1,25e$	$\pi m + p$	$2m + 0,625e + 0,5p$

Tabela 5.9 - Valores de l_{eff} a usar no mecanismo *T-Stub* equivalente para chapas de topo e adoptado para cantoneiras de alma.

Os resultados desta adaptação da componente 5 a cantoneiras de alma são os que melhor qualidade evidenciam recorrendo, exclusivamente, a regras estipuladas pelas normas em vigor: EN 1993-1-8 [1] e EN 1994-1-1 [2]. Existem modelos que permitem obter o comportamento de cantoneiras de alma sujeitas a flexão transversal com maior precisão no entanto o uso de modelos não estipulados pela regulamentação em vigor não se enquadra nos objectivos deste trabalho.

5.4.6 Aba de cantoneira de topo sujeita à flexão – componente 6

As várias teses sobre a simulação do comportamento da cantoneira de topo sujeita à flexão assentam, sem excepção, no traçado de mecanismos de rotura com charneiras plásticas e rotura dos parafusos traccionados.

A EN 1993-1-8 [1] define uma adaptação do mecanismo *T-Stub* às cantoneiras de topo. Para tal é definido um sistema em forma de “T” equivalente à cantoneira como se mostra na figura seguinte.

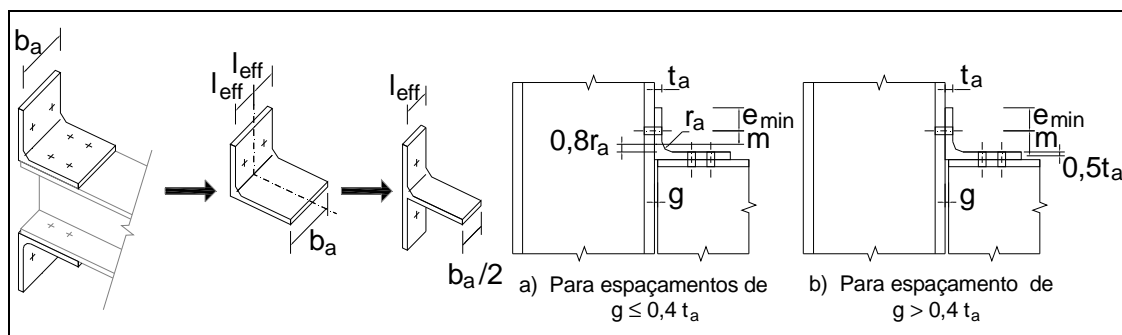


Figura 5.22 – Obtenção do mecanismo *T-Stub* equivalente de acordo com a EN 1993-1-8.

Definida a largura efectiva, l_{eff} , do mecanismo *T-Stub*, equivalente à cantoneira de topo, podem ser utilizadas as expressões, presentes na Tabela A.1 do Anexo A, para obter a resistência deste.

O coeficiente de rigidez da aba de cantoneira de topo sujeita à flexão é, à semelhança do que acontece nas componentes anteriores, a de um *T-Stub*.

$$k_6 = \frac{0,9 \times l_{eff} \times t_a^3}{m^3}$$

em que:

m , l_{eff} e t_a são grandezas geométricas representadas na figura anterior.

5.4.7 Banzo e alma de viga comprimidos – componente 7

A resistência da componente 7, banzo e alma de viga comprimidos, impede que a ligação tenha resistência, ao momento flector, superior à da viga. Esta resistência pode ser condicionada pela encurvadura local das chapas que a constituem, pela encurvadura global por flexão torção ou pelo esgotamento da capacidade resistente da sua secção (quer esta consiga desenvolver resistência plástica ou elástica).

A expressão que fornece a resistência desta componente, F_7 , é definida considerando que a força de compressão actua no centro de gravidade do banzo comprimido e consiste na decomposição do momento flector resistente num binário de duas forças com linhas de actuação nos centros de gravidade dos banzos da viga.

$$F_7 = M_{b,Rd} / (h_b - t_{fb})$$

em que:

h_b e $M_{b,Rd}$ são, respectivamente, a altura da viga e o momento resistente (no caso de esquadro pode-se desprezar o banzo intermédio);

t_{fb} é a espessura do banzo da viga.

No caso de ligações com laje mista as linhas de actuação das duas forças mantêm-se nos banzos do perfil metálico mesmo que existam filas de elementos traccionados sobre este.

Na tabela 6.11 da EN 1993-1-8 [1] encontra-se estipulado que o coeficiente de rigidez da componente 7, k_7 , tem valor igual a infinito, $k_7 = \infty$, o que resulta num comportamento rígido-plástico desta componente.

5.4.8 Parafuso traccionado – componente 10

Esta componente é aquela cujo comportamento é mais bem conhecido. As classes de resistência dos parafusos são várias e estipuladas de acordo com as suas tensões limite. As classes 8.8 e 10.9 permitem que lhes seja aplicado pré-esforço, efeito que é utilizado nos modelos em estudo.

Classe do parafuso	4.6	4.8	5.6	5.8	6.8	8.8	10.9
f_{yb} [N/mm ²]	240	320	300	400	480	640	900
f_{ub} [N/mm ²]	400	400	500	500	600	800	1000

Tabela 5.10 – Classes de resistência dos parafusos

O diâmetro dos parafusos variam entre os 12,0 mm e os 32,0 mm. As áreas bruta, **A**, e resistente ou de tensão de tracção, **A_s**, apresentam-se na tabela seguinte.

Classe parafuso	M12	M16	M20	M22	M24	M27	M30	M36
A [mm ²]	113,1	201,1	314,2	380,1	452,4	572,6	706,9	1017,9
A_s [mm ²]	84,3	157,0	245,0	303,0	353,0	459,0	561,0	817,0
d [mm]	12	16	20	22	24	27	30	36

Tabela 5.11 – Classes de diâmetro e áreas dos parafusos.

A expressão estipulada pela EN 1993-1-8 (tabela 3.4) para a resistência de parafusos traccionados existe tal como foi definida na regulamentação anterior (ENV 1993-1-1).

$$F_{10} = k_2 \times f_{ub} \times A_s / \gamma_{M2}$$

em que:

k₂ é um coeficiente tomado como 0,9 para parafusos correntes e 0,63 para parafusos escareados;

f_{ub} a tensão última dos parafusos;

γ_{M2} é o coeficiente parcial de segurança e deve ser tomado igual a 1,0;

A_s é a área de tensão de tracção ou área resistente.

O coeficiente **k₁₀** é definido de acordo com a tabela 6.11 da EN 1993-1-8 e depende, como se pode ver, do diâmetro do parafuso e das dimensões dos elementos que este liga.

$$k_{10} = 1,6 A_s / L_b$$

em que:

A_s é a área de tensão de tracção ou área resistente;

$L_b = h_f + 2 \times h_a + \frac{1}{2} \times \sum (h_c + h_p)$ é o alongamento do parafuso, que para ligações viga-coluna é obtido

através da expressão abaixo (e também apresentada no Anexo A deste texto);

as grandezas intervenientes podem ser encontradas na Figura A.2 deste texto.

5.4.9 Parafuso sujeito ao corte – componente 11

As ligações com cantoneiras são constituídas por parafusos sujeitos a corte transversal. Estes são os que ligam as cantoneiras (alma, topo e assento) à viga. A resistência dos parafusos ao corte é determinada por parafuso e por plano de corte que este intersecta. Na tabela 3.4 da EN 1993-1-8 encontra-se a expressão que fornece esta resistência, e que depende não só da tensão limite e área do parafuso mas também de um coeficiente **α_v**. Este, por sua vez, depende da classe de resistência do parafuso e “transforma” valores de tensão

resistente à tracção em valores de resistência ao corte (próximos de $f_{ub}/\sqrt{3}$, valor da tensão de comparação de *Von Mises*).

$$F_{11} = \alpha_v f_{ub} A^* / \gamma_{M2}$$

em que:

A^* é a área resistente: A_s no caso do plano de corte atravessar a rosca do parafuso e A caso de atravesse a zona maciça;

f_{ub} é a tensão última do parafuso;

γ_{M2} é o coeficiente parcial de segurança que deve ser tomado igual a 1,0;

α_v é um coeficiente que toma o valor de **0,6** para as classes 4.6, 5.6 e 8.8 e **0,5** para 4.8, 5.8, 6.8 e 10.9.

O coeficiente de rigidez de um parafuso ao corte, k_{11} , é estipulado na tabela 6.11 do EN 1993-1-8, e depende, entre outros parâmetros, do número de parafusos solicitados pelo corte.

$$\begin{cases} \text{com pré-esforço: } k_{11} = \infty \\ \text{sem pré-esforço: } k_{11} = \frac{16 \times n_b \times d^2 \times f_{ub}}{E_a \times d_{M16}} \end{cases}$$

em que:

n_b é o número de filas de parafusos sujeitas ao corte;

d_{M16} e d são, respectivamente, o diâmetro nominal de um parafuso M16 e o diâmetro do parafuso em estudo;

f_{ub} e E_a são, respectivamente, a tensão última do parafuso e o módulo de elasticidade do aço.

5.4.10 Parafuso e chapa sujeitos ao esmagamento – componente 12

Os elementos ligados por parafusos sujeitos ao corte têm de suportar níveis de tensão muito severos devido à pressão exercida pelo fuste do parafuso nas paredes do furo. Corte e esmagamento podem ocorrer em simultâneo no entanto este é um problema mais complexo pois depende de inúmeros parâmetros como a posição relativa dos parafusos e destes em relação às chapas.

Para ter em consideração a distribuição de parafusos e as distâncias entre estes e os bordos na direcção do esforço de corte a EN 1993-1-8 [1] define os parâmetros α_d e α_b :

$$\alpha_d = \begin{cases} e_1/3d_0 & \text{para parafusos de extremidade} \\ p_1/3d_0 - 1/4 & \text{para parafusos interiores} \end{cases}$$

$$\alpha_b = \min\left(\alpha_d; \frac{f_{ub}}{f_u}; 1,0\right)$$

O mesmo tipo de considerações, mas relativas à direcção perpendicular à carga, são tidos em conta, na EN 1993-1-8 [1], através parâmetro k_1 :

$$k_1 = \begin{cases} \min\{2,8e_2/d_0 - 1,7; 2,5\} & \text{parafusos de extremidade} \\ \min\{1,4p_2/d_0 - 1,7; 2,5\} & \text{parafusos interiores} \end{cases}$$

As grandezas com as quais se determinam os parâmetros anteriores apresentam-se na figura seguinte:

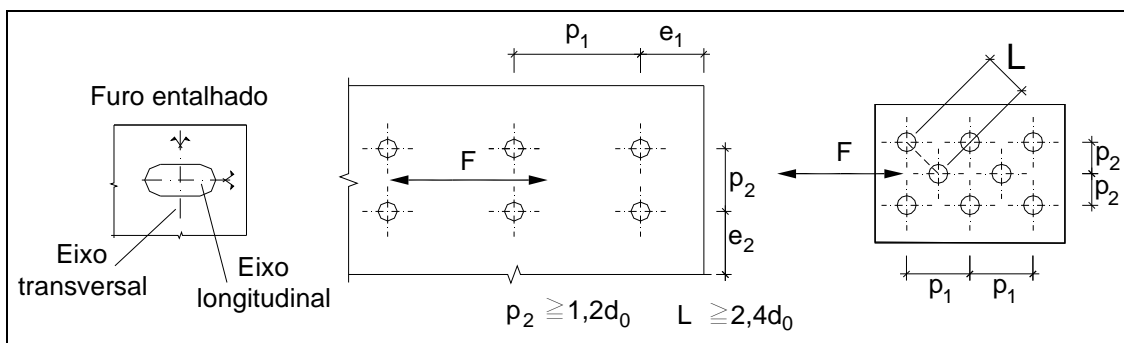


Figura 5.23 – Grandezas intervenientes na obtenção da resistência F_{12} .

A resistência dos conjuntos chapas+parafusos ao esmagamento é dada pela expressão seguinte, que se pode encontrar na tabela 3.4 da EN 1993-1-8:

$$F_{12} = k_1 \times \alpha_b \times f_u \times d \times t / \gamma_{M2}$$

em que:

f_{ub} é a tensão última do parafuso;

γ_{M2} é o coeficiente parcial de segurança que deve ser tomado igual a 1,0;

d é o diâmetro do parafuso;

t é a espessura da chapa;

f_u é a tensão última da chapa à qual liga o parafuso;

Os diâmetros adequados dos furos, d_0 , mostram-se, na tabela seguinte, em função dos diâmetros dos parafusos:

Classe parafuso	M12	M16	M20	M22	M24	M27	M30	M36
d [mm]	12	16	20	22	24	27	30	36
d_0 [mm]	13	18	22	24	26	30	33	39

Tabela 5.12 – Diâmetros de parafusos e de furos.

No caso de furos maiores que o diâmetro adequado ou de furos entalhados em que a direcção da solicitação é perpendicular ao eixo longitudinal do furo (ver figura anterior) dever-se-á multiplicar a resistência F_{12} por, respectivamente, 0,8 e 0,6.

A rigidez de um conjunto parafuso+chapa sujeito a esmagamento é difícil de quantificar e depende da mesma quantidade de condicionantes que a sua resistência. O coeficiente de rigidez, k_{12} , pode ser encontrado na tabela 6.11 do Eurocódigo 3-1-8 [1]:

$$\begin{cases} \text{com pré - esforço : } k_{12} = \infty \\ \text{sem pré - esforço : } k_{12} = \frac{24 \times n_b \times k_b \times k_t \times d \times f_u}{E} \end{cases}$$

em que:

n_b é o número de parafusos na fila em estudo;

d é o diâmetro do parafuso em estudo;

E é o módulo de elasticidade do aço.

$k_b = k_{b1}$ mas $k_b \leq k_{b2}$ são os parâmetros que entram em conta com a posição relativa dos parafusos e das chapas;

$$k_{b1} = 0,25 \times e_b / d + 0,5 \leq 1,25 ;$$

$$k_{b2} = 0,25 \times p_b / d + 0,375 \leq 1,25 ;$$

$$k_t = 1,5 t_j / d_{M16} \leq 2,5 ;$$

e_b é a distância da fila de parafusos em estudo até ao bordo livre, na direcção da carga;

p_b é o espaçamento entre filas de parafusos na direcção da carga;

t_j é a espessura da chapa ao qual ligam os parafusos.

5.4.11 Soldaduras solicitadas – componente 19

Os modelos de ligações soldadas estudados neste trabalho foram concebidos com recurso a soldaduras de penetração total. Estas são concebidas para exibir uma resistência superior à das restantes componentes que lhes estão ligadas em série pelo que não é necessário considerar a sua resistência. A tabela 6.11 da EN 1993-1-8 [1] estipula que o coeficiente de rigidez das soldaduras deve ser tomado sempre com valor igual a infinito, $k_{19} = \infty$.

5.4.12 Betão da coluna sujeito ao corte – componente 21

A existência de betão armado em colunas metálicas, “transformando-as” em mistas, especialmente quando convenientemente cintado, melhora bastante a resistência ao corte. A presença deste betão é usada, pelo Método das Componentes, como um acréscimo à resistência e à rigidez exibidas pela alma do perfil metálico da coluna.

A EN 1994-1-1 [2] estipula para esta resistência, a expressão (8.1),

$$F_{21} = 0,85 \times v \times A_c \times f_{cd} \times \sin \theta$$

que traduz a resistência à compressão de uma biela comprimida criada no betão entre banzos. Esta tem origem na actuação das forças transmitidas pelos banzos da viga e adquire uma inclinação θ (ângulo medido com a vertical):

$$\theta = \arctan \left[(h_c - 2 \times t_{fc}) / z_{eq} \right]$$

em que:

h_c é a altura da secção da coluna;

t_{fc} é a espessura dos banzos da coluna;

z_{eq} é o braço do binário de forças a actuar na ligação. Caso a ligação tenha mais que uma fila de elementos traccionados esta grandeza é determinada através da expressão (6.31) da EN 1993-1-8 e a determinação de θ só poderá ser efectuada após a determinação dos coeficientes de rigidez de todas as componentes traccionadas que constituem a ligação.

A área resistente da biela comprimida consiste na aplicação do co-seno do ângulo θ à área de betão resistente e na multiplicação por **0,8**, valor que permite entrar em linha de conta com a não uniformidade da biela ao longo do seu comprimento. Tem-se assim, a expressão (8.2) da EN 1994-1-1 [2]:

$$A_c = 0,8 \times (b_c - t_{wc}) (h_c - 2 \times t_{fc}) \times \cos \theta$$

em que:

b_c é a largura total de betão existente entre banzos da coluna (sem subtrair a espessura da alma);

t_{wc} é a espessura da alma da coluna;

A interacção entre as tensões de compressão vertical e de corte no betão é considerada através da aplicação do coeficiente v (expressão (8.3) da EN 1994-1-1), que pode produzir um decréscimo de 45% ou um aumento de 10% na resistência da componente 21 (esforço de compressão pode ser benéfico para a resistência ao esforço transversal).

$$v = 0,55 \times \left(1 + 2 \times \left(\frac{N_{Ed}}{N_{pl,Rd}} \right) \right) \leq 1,1$$

em que:

N_{Ed} é o esforço normal actuante na coluna ao nível da ligação;

$N_{pl,Rd}$ é a resistência da coluna à compressão;

A rigidez do betão entre banzos da coluna metálica, sujeito ao corte, é quantificada através do coeficiente de rigidez k_{21} , estipulado pela expressão (A.2) do anexo A da EN 1994-1-1 [2]. Como não poderia deixar de ser, e à semelhança do que acontece com a componente 1, também este coeficiente depende do parâmetro de transformação β .

$$k_{21} = 0,06 \times \frac{E_{cm}}{E_a} \times \frac{b_c \times h_c}{\beta \times z_{eq}}$$

em que:

β é parâmetro de transformação (Tabela 5.5);

b_c e h_c são as dimensões totais do betão entre banzos;

E_{cm} e E_a são, respectivamente, os módulos de elasticidade do betão e do aço.

z_{eq} é o braço do momento actuante na viga; Caso a ligação tenha mais que uma fila de elementos traccionados esta grandeza é determinada através da expressão (6.31) da EN 1993-1-8 e a determinação de k_{21} só poderá ser efectuada após a determinação dos coeficientes de rigidez de todas as componentes traccionadas que constituem a ligação.

5.4.13 Betão da coluna sujeito a compressão transversal – componente 22

À semelhança do que acontece com a componente anterior, a contribuição do betão entre banzos metálicos das colunas mistas é adicionada à da alma metálica quer no que diz respeito à resistência quer à rigidez.

Também nesta componente a resistência é a de uma biela comprimida, a largura é a que se obtém como largura efectiva da componente 2, $b_{eff,c,wc}$. As normas EN 1993-1-8 e EN 1994-

1-1 simplificam o processo de obtenção das duas resistências, F_2 e F_{22} , recorrendo apenas a uma largura efectiva ao longo da qual resistem dos dois materiais.

A resistência do betão comprimido transversalmente é dada por:

$$F_{22} = 0,85 \times k_{wc,c} \times t_{eff,c} \times (b_c - t_{wc}) \times f_{cd}$$

em que:

$t_{eff,c}$ é a largura da biela comprimida igual a $b_{eff,c,wc}$, largura efectiva obtida para a componente 2;

b_c a largura do elemento de betão que constitui a coluna;

t_{wc} a espessura da alma do perfil metálico da coluna;

$f_{cd} = f_{ck} / \gamma_c$ é a tensão de dimensionamento do betão armado;

γ_c o coeficiente parcial de segurança do betão que deve ser tomado igual a 1,0.

A interacção entre as compressões transversal e longitudinal da coluna faz-se através do coeficiente $k_{wc,c}$, que não toma valores maiores que 2,0 e permite ter em conta o efeito benéfico da compressão na direcção perpendicular à da aplicação da carga.

$$k_{wc,c} = 1,3 + 3,3 \times \frac{\sigma_{com,c,Ed}}{f_{cd}} \leq 2,0$$

em que:

$\sigma_{com,c,Ed}$ é a tensão actuante no betão entre banzos metálicos devido ao esforço normal actuante, N_{Ed} . Esta tensão pode ser encontrada através da contribuição relativa do betão para a resistência plástica da secção;

$f_{cd} = f_{ck} / \gamma_c$ é a tensão de dimensionamento do betão armado;

γ_c o coeficiente parcial de segurança do betão, que deve ser tomado igual a 1,0.

De notar que a regulamentação não considera o facto de o betão da coluna impedir a rotura da alma por encurvadura. Pensa-se que, no caso de colunas mistas, a resistência da componente 2 poderia ser revista de modo a considerar apenas a rotura por esmagamento.

O coeficiente de rigidez encontra-se estipulado nas expressões (A.3) e (A.4) do anexo A da EN 1994-1-1 [2]. Estas fazem depender a rigidez da componente 22 dos módulos de elasticidade de cada um dos materiais, E_a e E_{cm} , e das dimensões da biela (com largura efectiva $b_{eff,c,wc}$).

$$k_{22} = \begin{cases} 0,13 \times \frac{E_{cm}}{E_a} \times \frac{t_{eff,c} \times b_c}{h_c} & , \text{ para ligações com chapa de contacto} \\ 0,5 \times \frac{E_{cm}}{E_a} \times \frac{t_{eff,c} \times b_c}{h_c} & , \text{ para as restantes ligações} \end{cases}$$

em que:

$t_{eff,c} = b_{eff,c,wc}$ é a largura efectiva da biela comprimida;

E_{cm} e E_a são os módulos de elasticidade, respectivamente, do betão e do aço estrutural;

b_c é a largura de betão que constitui a coluna;

h_c é a altura do perfil do perfil metálico que constitui a coluna.

A razão para a variação entre 0,5 e 0,13, no valor multiplicado às grandezas que definem o coeficiente de rigidez, k_{22} , é a uniformidade da distribuição de tensões aplicadas ao betão que constitui a coluna mista.

Apesar da EN 1994-1-1 apenas referir as ligações com chapa de topo e de contacto, extrapola-se que o valor para a chapa de topo produz distribuições não muito diferentes das produzidas por ligações soldadas ou com cantoneiras. Nas ligações com cantoneiras estudadas este valor apenas é utilizado por se saber que as vigas se encontram encostadas aos banzos das colunas.

5.4.14 Armadura longitudinal de reforço sujeita à tracção – componente 23

A resistência das armaduras de reforço à tracção é um assunto muito conhecido na área da engenharia de estruturas por ser diariamente utilizado no cálculo de estruturas de betão armado. A componente 23 consiste, apenas, no conjunto das armaduras traccionadas da laje sobre o perfil da viga.

A resistência de uma fiada de armaduras com n varões é dada pelo produto da área total de armadura pela tensão limite estipulada pela EN 1992-1-1 [74]:

$$F_{23} = A_{s,r} \times \frac{f_{sk}}{\gamma_s}$$

em que:

f_{sk} é a tensão característica do aço das armaduras que, segundo a EN 1992-1-1, se pode situar entre os 400 MPa e os 600 MPa;

γ_s é o coeficiente parcial de segurança das armaduras de reforço e que deve ser tomado igual a 1,0;

$A_{s,r} = n \times \pi \times d^2 / 4$ é a área total de armadura da fiada que se pretende estudar;

d é o diâmetro dos varões;

f_{sk} é a tensão limite característica do aço;

O coeficiente de rigidez das armaduras de reforço é estipulado pelo anexo A da EN 1994-1-1 [2]. Na tabela A.1 deste anexo encontram-se as várias expressões a usar para obter k_{23} . Além de depender da área de armadura, como já seria de esperar, a rigidez das armaduras de reforço depende também da altura do perfil metálico, h_b , e do parâmetro de transformação β .

Configuração da ligação	Carregamento	Coefficiente de rigidez
Unilateral	--	$k_{23} = \frac{A_{s,r}}{3,6h_b}$
Bilateral	$M_{Ed,1}=M_{Ed,2}$	$k_{23} = \frac{A_{s,r}}{(h_b/2)}$
	$M_{Ed,1}>M_{Ed,2}$	Para a ligação com $M_{Ed,1}$: $k_{23} = \frac{A_{s,r}}{h_b \left(\frac{1+\beta}{2} + K_\beta \right)}$ com: $K_\beta = \beta (4,3\beta^2 - 8,9\beta + 7,2)$
		Para a ligação com $M_{Ed,2}$: $k_{23} = \frac{A_{s,r}}{h_b \left(\frac{1-\beta}{2} \right)}$
em que: $A_{s,r}$ é a área de aço pertencente à fila r dentro da largura efectiva da viga mista para a secção de viga junto à ligação; $M_{Ed,1}$ e $M_{Ed,2}$ são os momentos flectores aplicados à ligação através das duas vigas; h_b é a altura da secção metálica da viga mista; β é o parâmetro de transformação obtido na Tabela 5.5 deste texto.		

Tabela 5.13 – Coeficiente de rigidez k_{23} .

5.5 Montagem das componentes e caracterização da ligação

O objectivo principal do Método das Componentes é a caracterização das ligações. Esta faz-se ao nível da resistência, $M_{j,Rd}$, rigidez, S_j , e capacidade de rotação, Φ_j . As 4 grandes tarefas inerentes a esta caracterização são:

- identificação das regiões e componentes constituintes da ligação;
- caracterização das componentes da ligação;
- montagem dos modelos de componentes através de agrupamentos lineares e rotacionais;
- determinação das grandezas: $M_{j,Rd}$, S_j e, caso seja possível Φ_j .

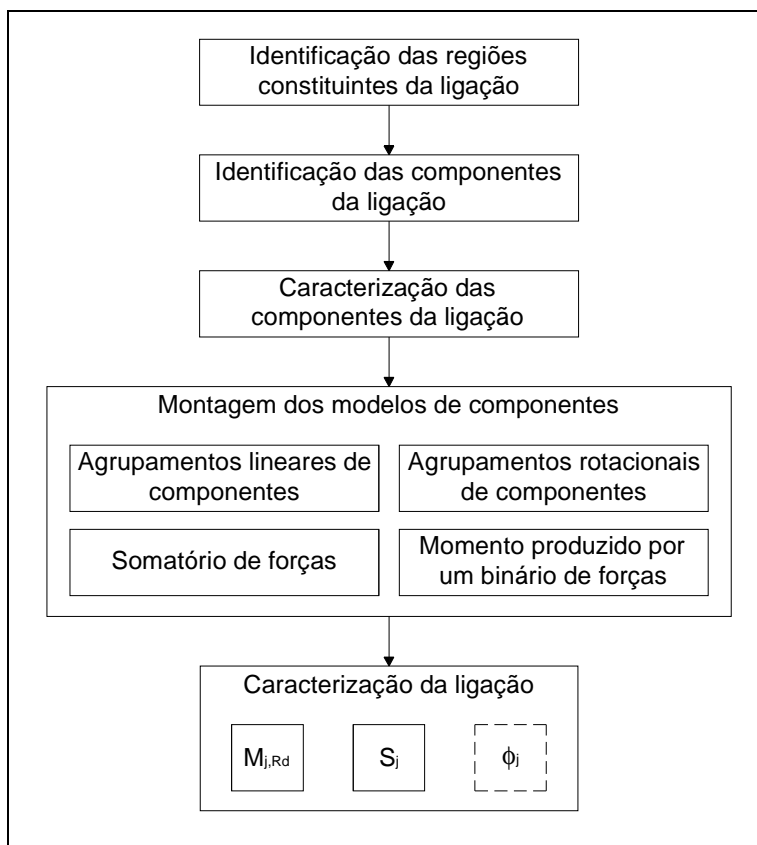


Figura 5.24 – Tarefas do Método das Componentes.

A fase de identificação foi já descrita neste capítulo bem como a vasta caracterização de componentes. Segue-se a montagem dos modelos (de molas) de acordo com os dois tipos de agrupamentos de componentes, atrás explicadas. Por último realiza-se a caracterização das ligações com a determinação de $M_{j,Rd}$ e $S_{j,ini}$. A determinação da capacidade de rotação, Φ_j , não é realizada por não existirem, na regulamentação, regras para o fazer.

5.5.1 Montagem dos modelos de componentes

Apresentam-se, em seguida, dois exemplos de ligações viga-coluna, metálicas e mistas, mais comuns.

A primeira ligação cujo modelo se apresenta é uma ligação com chapa de topo, reforços transversais na alma da coluna e quatro filas de 2 parafusos, como se pode observar em seguida.

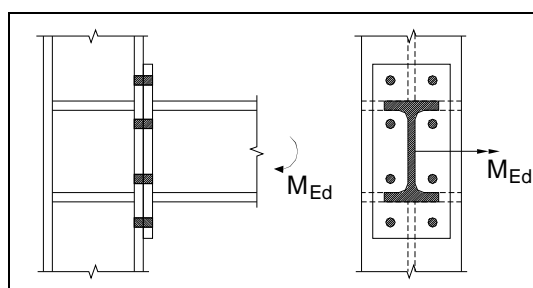


Figura 5.25 – Ligação viga-coluna, unilateral, com chapa de topo.

O primeiro passo é o de identificar os caminhos de carga e, conseqüentemente, as regiões da ligação. Estas são “arrumadas” no modelo de componentes de acordo com a figura seguinte.

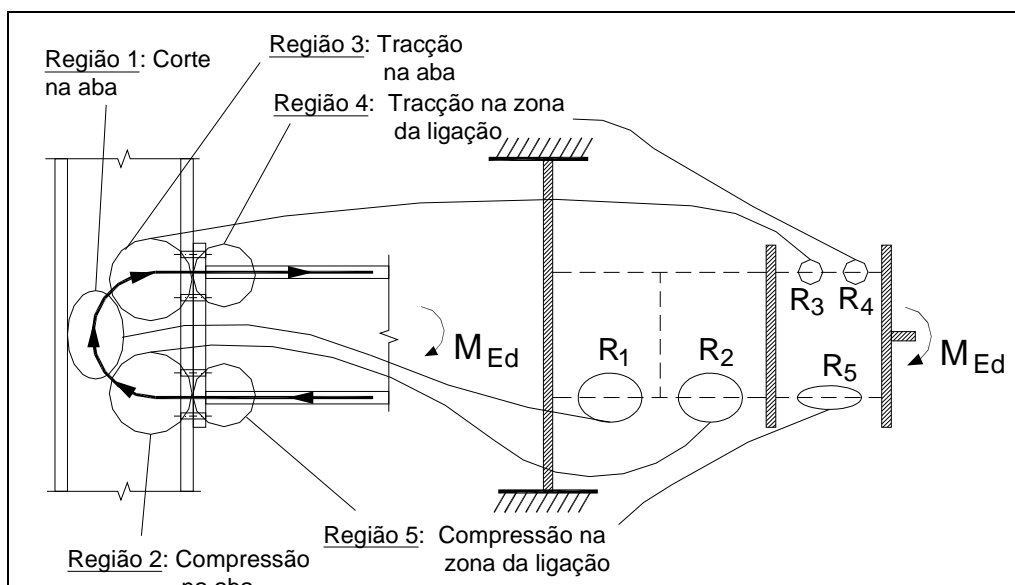


Figura 5.26 – Identificação das regiões da ligação e identificação destas nos modelos de componentes.

O passo seguinte é o de identificar cada uma das componentes e “arrumá-las” (em série) nos espaços reservados às regiões às quais pertencem, como mostra a figura seguinte.

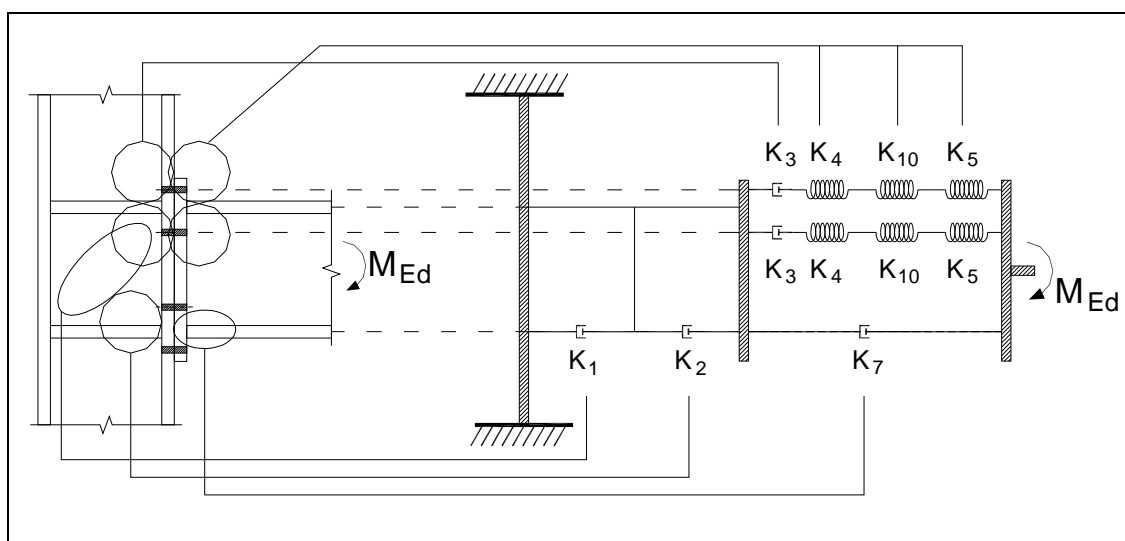


Figura 5.27 – Modelo de componentes de ligação unilateral com chapa de topo.

Deixa-se uma chamada de atenção importante sobre a colocação, em altura, das componentes constituídas por elementos traccionados. A referência para colocação destes elementos é a altura a que se encontram os elementos traccionados na zona da ligação, mais precisamente no plano que estabelece a interface entre os dois elementos (viga e coluna). Neste caso os elementos traccionados são os parafusos que ligam a chapa de topo ao banzo da coluna. As duas filas de elementos traccionados são colocadas, como se pode observar na figura anterior, à altura dos centros de gravidade destes parafusos. Esta regra é válida para todas as ligações sem excepção.

O outro exemplo que se apresenta consiste numa ligação mista com chapa de contacto e merece referência face às anteriores devido às componentes relativas às ligações mistas: armaduras ordinárias traccionadas e betão da coluna comprimido e sujeito ao corte.

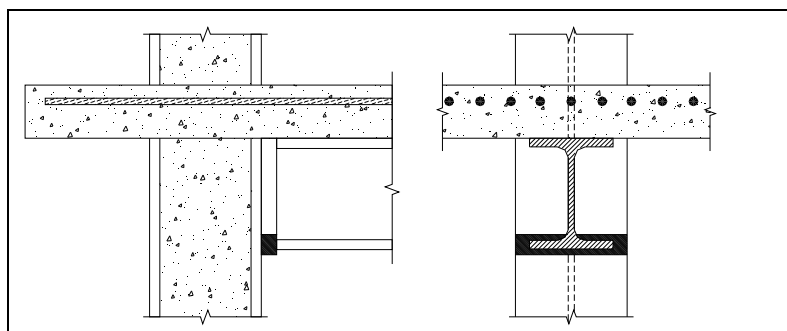


Figura 5.28 – Ligação viga-coluna mista com chapa de contacto.

Nas ligações mistas parte da carga ou a totalidade desta passa pelas armaduras de reforço da laje, excepção feita às ligações com chapa de contacto em que o caminho de carga passa, na zona de tracção, exclusivamente pelas armaduras de reforço da laje. As consequências directas deste facto são: a inexistência de região de tracção na alma e de forças de tracção nos elementos metálicos da zona da ligação.

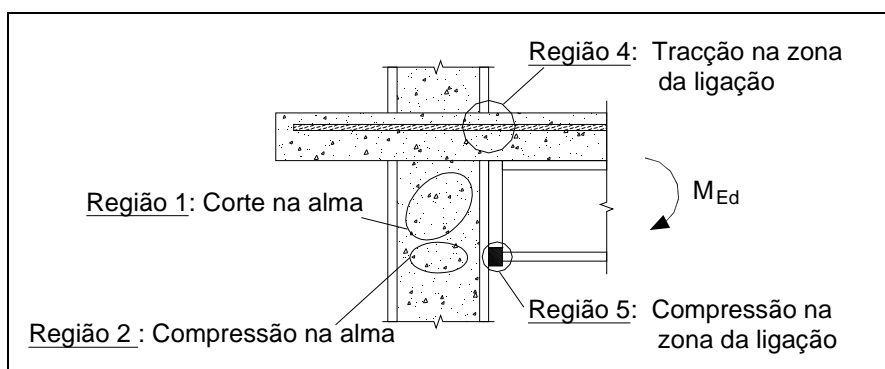


Figura 5.29 – Identificação das regiões de ligação com chapa de contacto.

A novidade das ligações com laje de betão sobre a viga metálica consiste numa fila de elementos traccionados, que surge na região 4 (tracção da zona de ligação). O betão entre banzos metálicos da coluna “fornece” ao modelo duas componentes, 21 e 22, que não assumem a forma de componentes independentes mas antes de acréscimos às componentes 1 e 2, respectivamente.

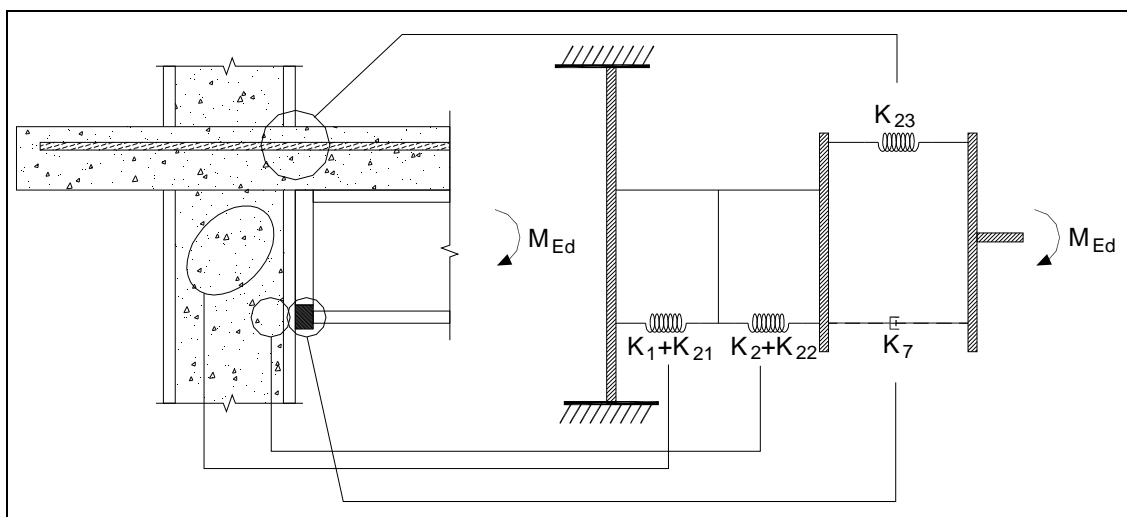


Figura 5.30 – Modelo de componentes de ligação unilateral com chapa de contacto.

5.5.2 Obtenção do momento flector resistente, $M_{j,Rd}$

A regulamentação considera, para a distribuição de forças na ligação, um comportamento elasto-plástico. Esta distribuição de forças influencia o comportamento global da ligação e é influenciada pela ductilidade das diversas componentes. Se alguma das componentes de uma fila traccionada exibir um comportamento elasto-frágil esta vai impedir que todas as filas situadas entre si e o centro de compressão atinjam deformações plásticas significativas.

A regulamentação, EN 1993-1-8 [1] e EN 1994-1-1 [2], estabelece para as ligações metálicas e mistas um comportamento elasto-plástico ao definir curvas elasto-plásticas e rígido-plásticas para as várias componentes que as constituem.

Na figura seguinte mostram-se os três tipos de análise que podem ser usados em ligações metálicas e mistas. Às filas de elementos traccionados associam-se, regra geral, letras de acordo com a ordem do abecedário com início na mais afastada do centro de compressão e fim na mais próxima. Assume-se, de acordo com a cláusula 6.2.7.1(9) da EN 1993-1-8, que o centro de rotação de todas as filas de elementos traccionados da ligação é coincidente com o centro de compressão.

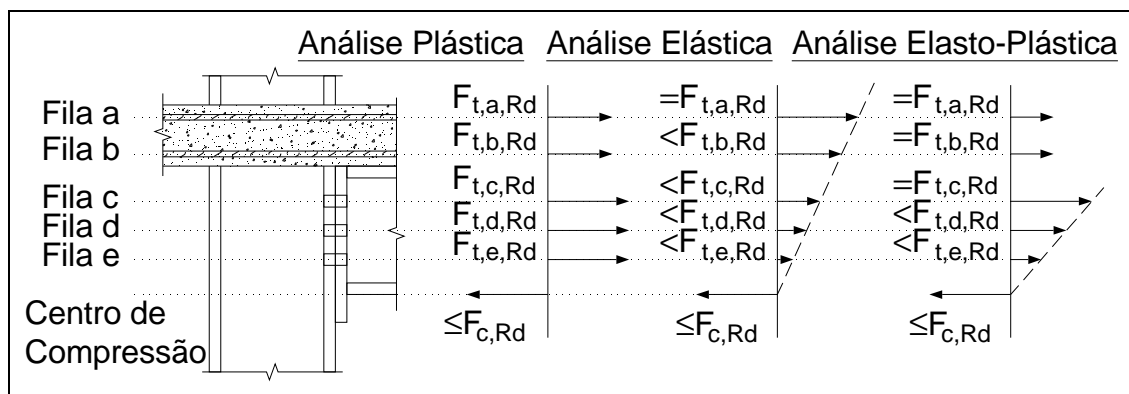


Figura 5.31 – Tipos de análises de ligações.

O momento resistente em ligações viga-coluna com uma ou mais filas de componentes traccionadas é determinado através da expressão (6.25) da EN 1993-1-8:

$$M_{j,Rd} = \sum_r h_r \times F_{t,r,Rd}$$

em que:

h_r é a distância entre a fila traccionada r e o centro de rotação da ligação;

$F_{t,r,Rd}$ é resistência desenvolvida pela fila traccionada r .

Usar-se-á nas próximas páginas, como exemplo, a ligação mista com cantoneiras apresentada na figura seguinte. Para esta é explicada, em pormenor, a obtenção do momentos resistente $M_{j,Rd}$.

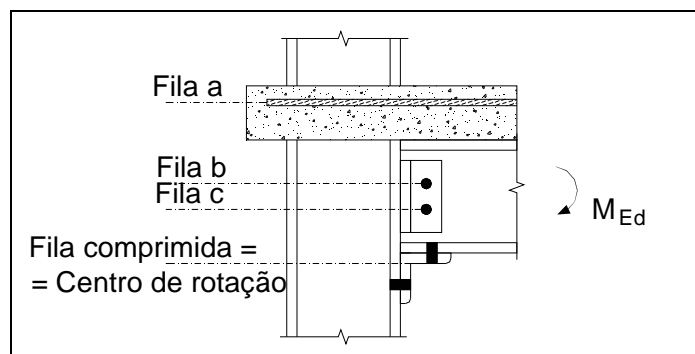


Figura 5.32 – Ligação mista com cantoneiras de assento e alma.

A metodologia usada para definir o momento resistente de ligações, $M_{j,Rd}$, recorrendo a uma distribuição elasto-plástica de forças, é iterativa.

Começa por se definir uma ligação igual à real mas com apenas a fila de componentes comprimidas e uma fila de componentes traccionadas: a mais afastada do centro de rotação. Para esta ligação impõe-se, em primeiro lugar, que a resistência da fila de componentes traccionadas, $F_{t,r,Rd}$, não pode ser maior que a menor das resistências das componentes que a constituem. A segunda condição a verificar é a de que a resistência $F_{t,r,Rd}$ não ultrapassa a menor das resistências das componentes comprimidas. Esta condição obtém-se por equilíbrio de forças horizontais na secção.

Se a resistência, $F_{t,r,Rd}$, da fila traccionadas mais afastada do centro de compressão for não nula segue-se para a iteração seguinte. Nesta consideram-se as duas filas traccionadas mais afastadas do centro de compressão e a fila de componentes comprimidas. Para esta nova ligação fictícia voltam a estabelecer-se os equilíbrios e as condições mencionadas.

A terceira iteração, realizada caso $F_{t,r,Rd}$ da segunda fila traccionada mais afastada seja não nula, é igual à segunda mas desta vez com uma ligação fictícia que consiste em quatro filas de componentes: fila comprimida e as três traccionadas mais afastadas do centro de rotação da ligação.

O processo repete-se até que se encontre uma fila com valor de $F_{t,r,Rd}$ nulo. A obtenção de um valor de resistência nula, numa dada fila, significa que está atingido o equilíbrio de de forças elasto-plásticas e que entre esta fila e o centro de rotação nenhuma das filas

traccionadas se encontra solicitada. A figura seguinte mostra o fluxograma relativo ao cálculo do momento resistente de ligações com mais que uma fila de componentes traccionadas.

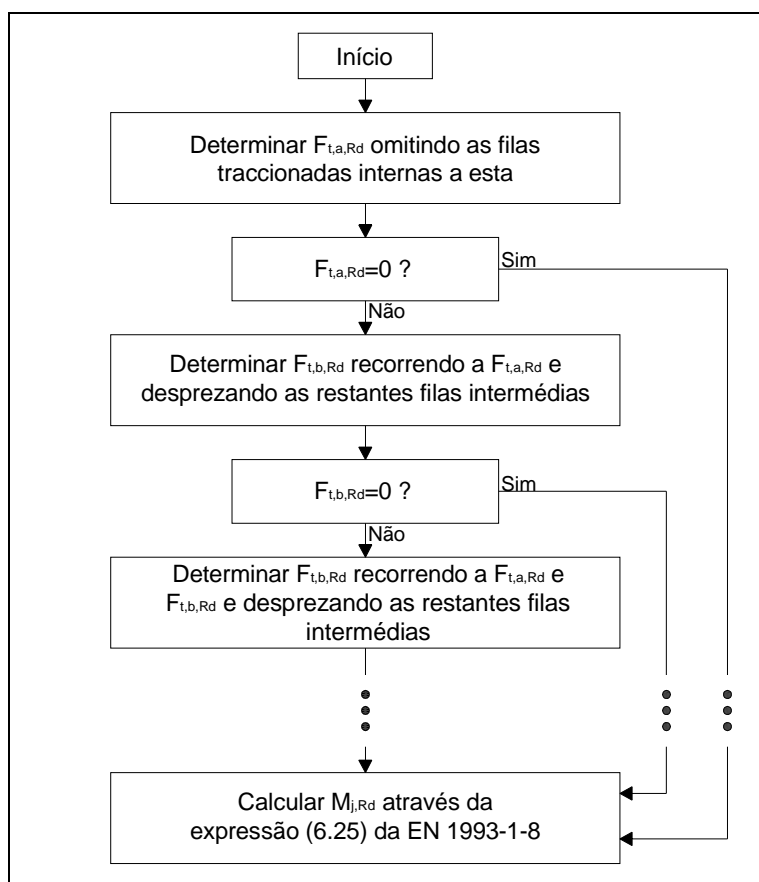


Figura 5.33 – Fluxograma do procedimento a adoptar no cálculo da resistência de ligações viga-coluna.

Assim, para a ligação usada como exemplo realiza-se o primeiro passo, que consiste no estudo da ligação omitindo todas as filas de componentes à excepção da mais afastada do centro de rotação. O objectivo é o de determinar o valor da força de tracção nesta fila, $F_{t,a,Rd}$ recorrendo à condições referidas anteriormente:

- $F_{t,r,Rd}$ inferior à menor das resistências das componentes da fila traccionada:

$$F_{t,r,Rd} \leq \min \{ F_{r,i} \}$$

em que:

$F_{r,i}$ é o elemento i pertencente à fila traccionada r .

- $F_{t,r,Rd}$ inferior à menor das resistências das componentes da fila comprimida (condição obtida por equilíbrio).

$$\left. \begin{array}{l} F_{comp,Rd} \leq \min \{ F_{comp,i} \} \\ \sum F_H = 0 \Rightarrow F_{t,r,Rd} = F_{comp,Rd} \end{array} \right\} \rightarrow F_{t,r,Rd} \leq \min \{ F_{comp,i} \}$$

em que:

$F_{comp,i}$ é a resistência de cada uma das componentes comprimidas.

O conjunto destas duas condições define a determinação da resistência da fila de componentes traccionadas mais afastada do centro. No caso de ligações com apenas uma fila de componentes traccionadas tem-se, já, todos os valores necessários. Bastará apenas aplicar a expressão (6.25) da EN 1993-1-8 para obter $M_{j,Rd}$.

$$\left. \begin{aligned} F_{t,r,Rd} &\leq \min \{ F_{r,i} \} \\ F_{comp,Rd} &\leq \min \{ F_{comp,i} \} \\ \sum F_H &= 0 \Rightarrow F_{t,r,Rd} = F_{comp,Rd} \end{aligned} \right\} \rightarrow F_{t,r,Rd} \leq \min \{ F_{comp,i} ; F_{r,i} \}$$

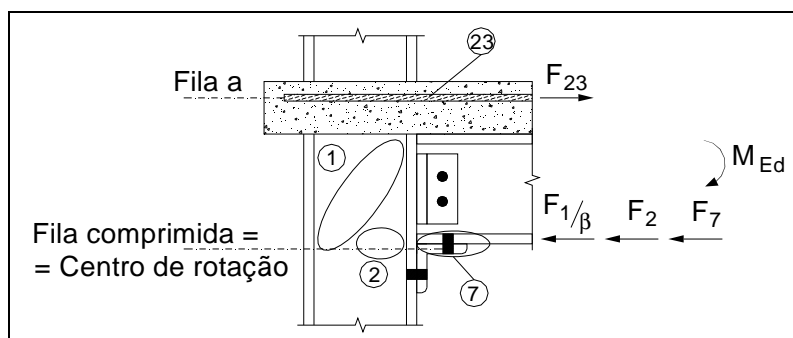


Figura 5.34 – Ligação mista com cantoneiras de alma e assento apenas com fila traccionada a.

Na ligação que serve de exemplo tem-se que:

$$F_{t,a,Rd} \leq \min \{ F_{a,i} ; F_{comp,i} \} = \min \left\{ \frac{F_1}{\beta} ; F_2 ; F_7 ; F_{23} \right\}$$

Para uma fila que não seja a mais afastada do centro de rotação conhecem-se as resistências das filas anteriores e surgem, nas condições de equilíbrio horizontal de forças, novas parcelas. No caso da ligação mista com cantoneiras conhece-se a resistência da fila a, $F_{t,a,Rd}$.

A determinação da resistência de uma dada fila implica que se estabeleça a condição inerente ao agrupamento das componentes em série: a resistência da fila não poderá ser maior que a menor das resistências das componentes que a constituem. Para a fila b da ligação mista com cantoneiras tem-se:

$$F_{t,b,Rd} \leq \min \{ F_{b,i} \} = \min \{ F_3 ; F_4 ; F_{10} ; F_5 ; F_{11} ; F_{12} \}$$

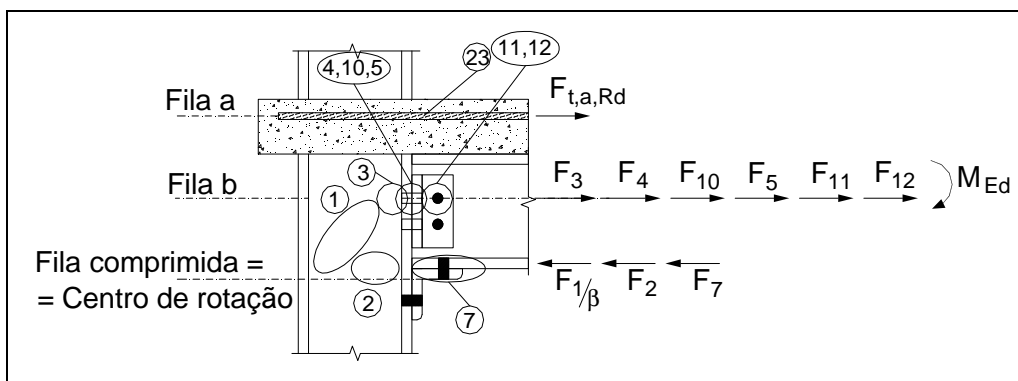


Figura 5.35 – Ligação mista com cantoneiras de alma e assento e filas traccionadas a e b.

O equilíbrio de forças horizontais na ligação faz-se recorrendo às forças de três filas de componentes: **a**, **b** e fila comprimida.

$$\sum F_H = 0 \Rightarrow F_{t,a,Rd} + F_{t,b,Rd} = F_{comp,Rd} \Rightarrow F_{t,b,Rd} = F_{comp,Rd} - F_{t,a,Rd}$$

Sabendo que a resistência da fila comprimida é a menor das suas componentes (agrupamento em série),

$$F_{comp,Rd} \leq \min \{ F_{comp,i} \}$$

conclui-se que a igualdade de forças horizontais na ligação fornece uma expressão que não depende só da menor das componentes comprimidas mas também da resistência das filas anteriores, no caso do exemplo, da fila **a**, $F_{t,a,Rd}$.

$$F_{t,b,Rd} = F_{comp,Rd} - F_{t,a,Rd} \Leftrightarrow F_{t,b,Rd} = \min \{ F_{comp,i} \} - F_{t,a,Rd}$$

Assim, a resistência da fila **b**, $F_{t,b,Rd}$, determina-se da seguinte forma:

$$\sum F_H = 0 \Rightarrow \begin{cases} F_{t,b,Rd} \leq \min \{ F_{b,i} \} \\ F_{comp,Rd} \leq \min \{ F_{comp,i} \} \end{cases} \rightarrow F_{t,b,Rd} \leq \min \{ F_{br,i}; F_{comp,i} - F_{t,a,Rd} \}$$

Os valores obtidos de $F_{t,r,Rd}$ têm que ser superiores ou iguais a zero. As condições impostas podem levar a que filas traccionadas exibam forças de compressão. Na realidade tal não acontece e o valor de $F_{t,r,Rd}$ tem que ser corrigido para 0.

O procedimento a usar na determinação da resistência das restantes filas traccionadas, $F_{t,r,Rd}$, é semelhante ao da fila **b** da ligação em estudo. No caso da fila **c**, $F_{t,c,Rd}$, a expressão a usar é a seguinte:

$$F_{t,c,Rd} \leq \min \{ F_{c,i}; F_{comp,i} - F_{t,a,Rd} - F_{t,b,Rd} \}$$

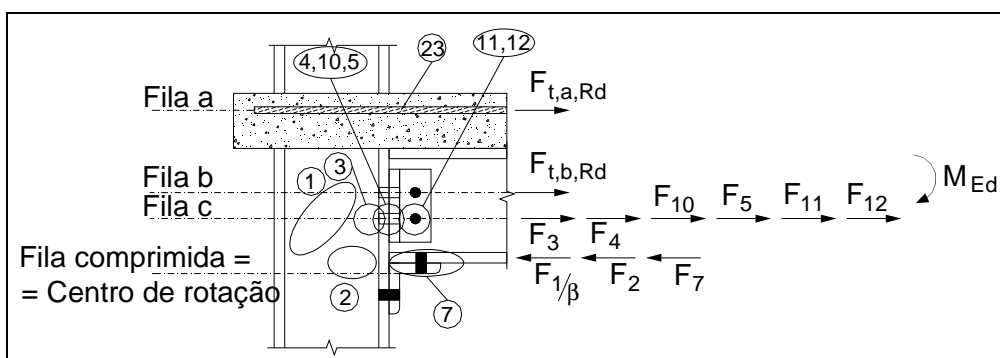


Figura 5.36 – Ligação mista com cantoneiras de alma e assento com todas as filas traccionadas.

Uma chamada de atenção deverá ser feita quanto à determinação da resistência de alguns tipos de ligações aparafusadas. A existência de componentes solicitadas por mais que uma fila de componentes traccionadas, como por exemplo, as almas de coluna traccionadas, os banzos de coluna flectidos ou as chapa de topo flectidas, obrigam a que se estabeleçam condições entre duas ou mais filas de elementos traccionados.

No caso da ligação mista com cantoneiras de assento e alma percebe-se que as filas traccionadas **b** e **c** solicitam, não só individualmente, mas também em conjunto a alma e o banzo da coluna e a cantoneira de alma.

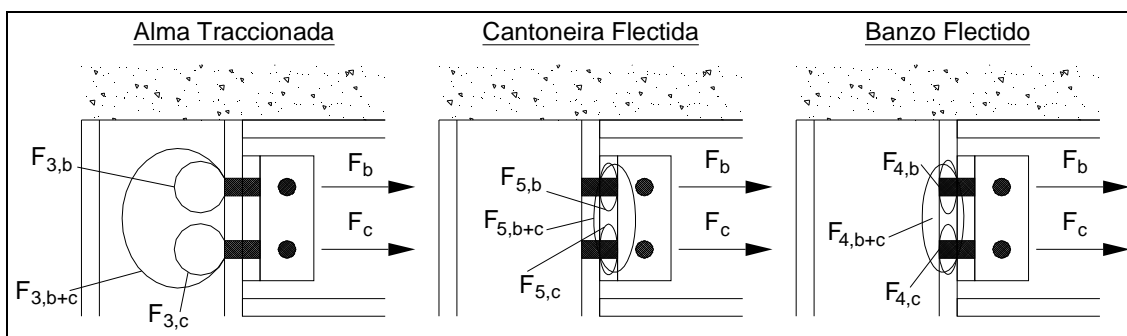


Figura 5.37 – Solicitação de componentes traccionadas por parte de duas filas.

Assim, para a determinação da resistência de cada uma destas filas, $F_{t,r,Rd}$, é necessário obter a “resistência conjunta” de algumas componentes. No caso da ligação mista do exemplo, estas condições servem para a obtenção da resistência da fila **c**, $F_{t,c,Rd}$. Para a determinação da resistência da fila **b** não têm qualquer utilidade porque, para o cálculo de $F_{t,b,Rd}$, a fila **c** é omitida.

Entra, assim, para a determinação da resistência da fila **c** a condição seguinte:

$$F_{t,c,Rd} \leq \min \{ F_{3,b+c} - F_{t,b,Rd}; F_{4,b+c} - F_{t,b,Rd}; F_{5,b+c} - F_{t,b,Rd} \}$$

Para a ligação mista com cantoneiras de assento e alma, usada como exemplo, a expressão que fornece a resistência da fila **c** é, então, a seguinte:

$$F_{t,c,Rd} \leq \min \{ F_{c,i}; F_{comp,i} - F_{t,a,Rd} - F_{t,b,Rd}; F_{3,b+c} - F_{t,b,Rd}; F_{4,b+c} - F_{t,b,Rd}; F_{5,b+c} - F_{t,b,Rd} \} \Leftrightarrow$$

$$\Leftrightarrow F_{t,c,Rd} \leq \min \left\{ \begin{array}{l} F_3; F_4; F_{10}; F_5; F_{11}; F_{12}; \frac{F_1}{\beta} - F_{t,a,Rd} - F_{t,b,Rd}; F_2 - F_{t,a,Rd} - F_{t,b,Rd}; \\ F_7 - F_{t,a,Rd} - F_{t,b,Rd}; F_{3,b+c} - F_{t,b,Rd}; F_{4,b+c} - F_{t,b,Rd}; F_{5,b+c} - F_{t,b,Rd} \end{array} \right\}$$

A resistência desta ligação ao momento flector, é dada pela expressão (6.25) de [1]:

$$M_{j,Rd} = h_a \times F_{t,a,Rd} + h_b \times F_{t,b,Rd} + h_c \times F_{t,c,Rd} \Leftrightarrow$$

$$\Leftrightarrow M_{j,Rd} = (z_a - z_{comp}) \times F_{t,a,Rd} + (z_b - z_{comp}) \times F_{t,b,Rd} + (z_c - z_{comp}) \times F_{t,c,Rd}$$

em que **z** é a coordenada com a direcção do eixo fraco da viga (vertical no plano da folha das figuras anteriores).

5.5.3 Obtenção da rigidez rotacional da ligação, $S_{j,ini}$

Descreve-se, neste ponto, o procedimento a adoptar caso se pretenda determinar a rigidez rotacional de uma ligação metálica ou mista.

A rigidez rotacional, S_j , de uma ligação viga-coluna, metálica ou mista, determina-se através do agrupamento rotacional de três componentes: uma relativa ao corte, outra à

compressão e outra relativa à tracção. Esta regra é válida para todas as ligações, qualquer que seja o número de componentes que as constitui.

A primeira tarefa a realizar para obter da rigidez rotacional de uma ligação com várias filas de componentes traccionadas é a determinação dos vários valores de rigidez efectiva (ou de tracção), $k_{eff,r}$, de cada uma das filas de componentes traccionadas. Esta tarefa deve que ser realizada, também, para a fila de elementos comprimidos.

Para a ligação mista com cantoneiras esta tarefa corresponde às operações apresentadas em seguida. O modelo de ligações equivalente fica com o aspecto que se mostra na Figura 5.39.

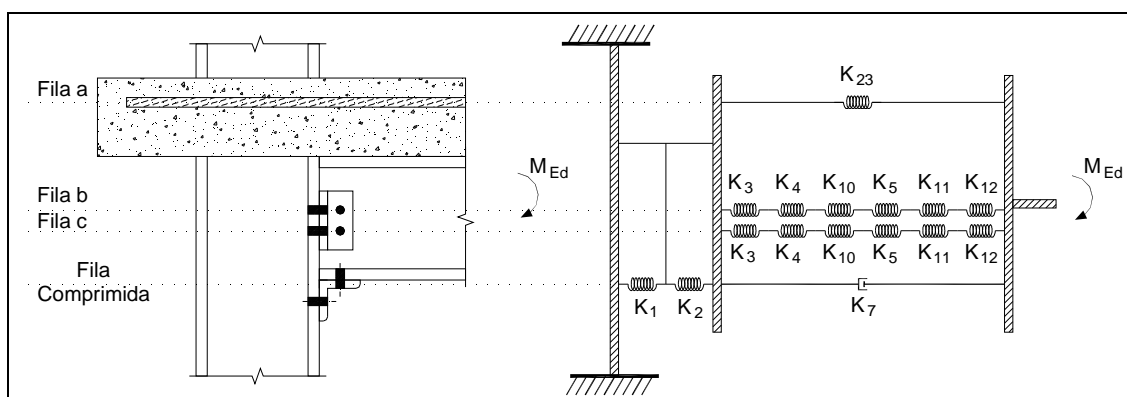


Figura 5.38 – Modelo de componentes de ligação mista com cantoneiras.

$$k_{TRACÇÃO,a} = k_{eff,a} = \frac{1}{\frac{1}{k_{23}}} = k_{23}$$

$$k_{TRACÇÃO,b} = k_{TRACÇÃO,c} = k_{eff,b} = k_{eff,c} = \frac{1}{\frac{1}{k_3} + \frac{1}{k_4} + \frac{1}{k_{10}} + \frac{1}{k_5} + \frac{1}{k_{11}} + \frac{1}{k_{12}}}$$

$$k_{COMP} = \frac{1}{\frac{1}{k_2} + \frac{1}{k_7}} = \frac{1}{\frac{1}{k_2} + \frac{1}{\infty}} \approx \frac{1}{\frac{1}{k_2}} = k_2$$

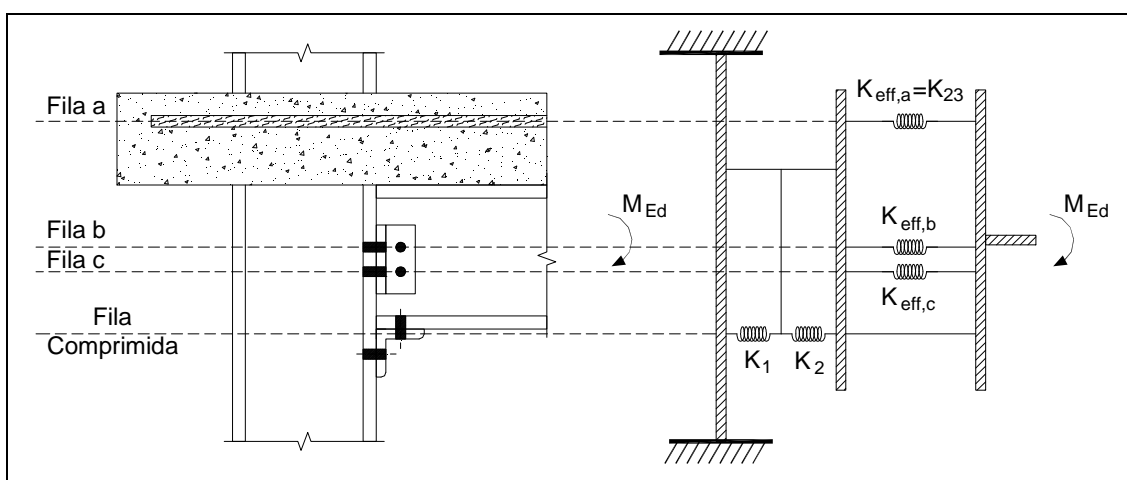


Figura 5.39 – Modelo equivalente de componentes de ligação mista com cantoneiras.

O passo seguinte aos agrupamentos lineares de componentes consiste no agrupamento rotacional de todas as componentes $k_{\text{eff},r}$ (equivalentes às filas de componentes traccionadas) assumindo o centro de rotação à altura da fila de componentes comprimidas (segundo o estipulado na figura 6.15 da EN 1993-1-8).

Este agrupamento rotacional foi já explicado no ponto 5.2.2 deste texto. Os resultados aí descritos aplicam-se directamente à obtenção da “componente de tracção equivalente” (k_{eq}) de qualquer ligação. Esta caracteriza-se por uma distância equivalente ao centro de compressão, z_{eq} , e uma rigidez equivalente, k_{eq} .

$$z_{\text{eq}} = \frac{\sum k_{\text{eff},r} \times h_r^2}{\sum k_{\text{eff},r} \times h_r} \quad k_{\text{eq}} = \frac{\sum k_{\text{eff},r} \times h_r}{z_{\text{eq}}}$$

No caso da ligação em estudo estas expressões apresentam-se em seguida bem como o modelo de componentes equivalente, que tem agora três molas e ao qual pode ser aplicada directamente a expressão de $S_{j,\text{ini}}$.

$$z_{\text{eq}} = \frac{k_{\text{eff},a} \times h_a^2 + k_{\text{eff},b} \times h_b^2 + k_{\text{eff},c} \times h_c^2}{k_{\text{eff},a} \times h_a + k_{\text{eff},b} \times h_b + k_{\text{eff},c} \times h_c}$$

$$k_{\text{eq}} = \frac{k_{\text{eff},a} \times h_a + k_{\text{eff},b} \times h_b + k_{\text{eff},c} \times h_c}{z_{\text{eq}}}$$

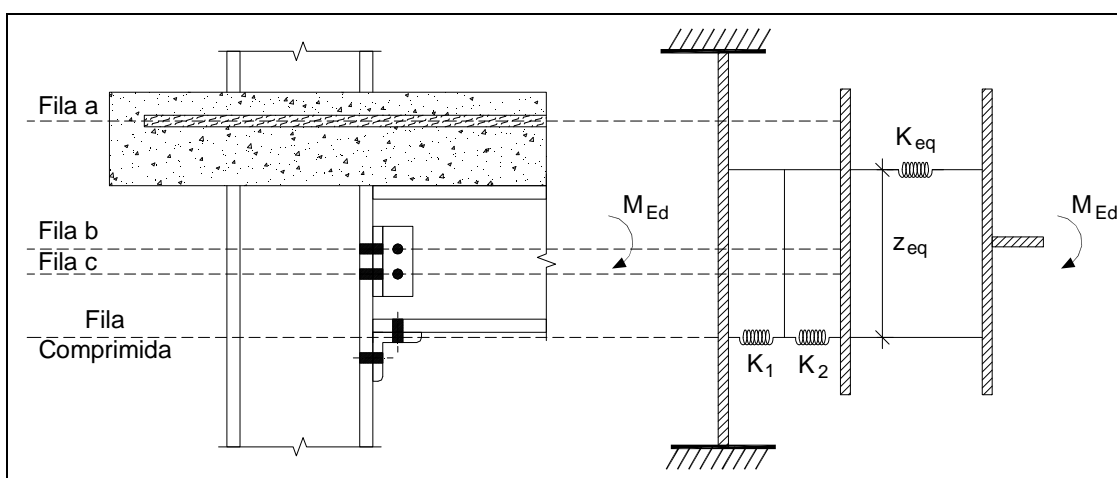


Figura 5.40 – Modelo equivalente de componentes de ligação mista com cantoneiras.

A rigidez rotacional inicial, $S_{j,\text{ini}}$, da ligação mista com cantoneiras é obtida da associação rotacional de três componentes em série: a componente equivalente à tracção, a componente de compressão e a componente de corte. A componente equivalente à tracção tem rigidez k_{eq} e braço z_{eq} , as outras duas são colocadas em série e apenas são diferenciadas entre si devido à sua natureza.

$$S_{j,\text{ini}} = E_a \times z^2 \times \frac{1}{\frac{1}{k_{\text{COMP}}} + \frac{1}{k_{\text{TRACÇÃO}}} + \frac{1}{k_{\text{CORTE}}}}$$

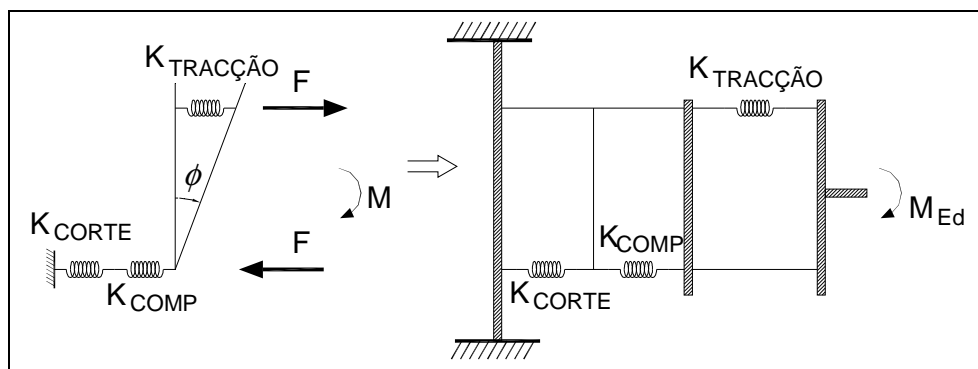


Figura 5.41 – Obtenção da rigidez rotacional de uma ligação viga-pilar.

É a associação destas três molas em série, colocadas em duas filas distanciadas de z , que permite encontrar a expressão que a EN 1993-1-8 [1] estipula para a rigidez rotacional de ligações.

$$S = E_a \times z^2 \times \frac{1}{\sum \frac{1}{k_i}}$$

em que o índice i corresponde a cada uma das três molas: de corte (dividida por β), de compressão e de tração.

A expressão (6.27) da EN 1993-1-8 [1], para a qual a cláusula 8.3.3(1) da EN 1994-1-1 [2] remete, consiste na expressão de $S_{j,ini}$ afectada de um coeficiente, μ . A afectação deste coeficiente permite obter, para cada valor de M_{Ed} o de S_j . Sem esse coeficiente, μ , a rigidez rotacional é a exibida pela ligação em regime elástico, $S_{j,ini}$ (entre $M=0$ e $M=2/3M_{j,Rd}$).

Para a ligação mista com cantoneiras a expressão que fornece $S_{j,ini}$ assume a forma:

$$S_{j,ini} = E_a \times z^2 \times \frac{1}{\sum \frac{1}{k_2} + \frac{1}{k_{eq}} + \frac{1}{k_1}}$$

5.6 Obtenção de $M_{j,Rd}$, $S_{j,ini}$

Os estudos realizados, através do Método das Componentes, às ligações metálicas e mistas dos modelos ensaiados, apresentam-se neste ponto. Estes estudos foram feitos recorrendo a rotinas e programas de cálculo, em *Visual Basic for Applications (Microsoft Excel)*, que passam a constituir ferramentas de análise e verificação da segurança de ligações de acordo com a regulamentação actual [1,2]. Não se apresentam apenas os resultados das rotinas realizadas mas sim a explicação e descrição dos procedimentos efectuados na caracterização destas ligações. Os cálculos da caracterização de todas as componentes apresentam-se no Anexo B.

As ligações WW-S1 e TSW-S1, cujo comportamento estático, experimental e numérico, é conhecido, são estudadas, no âmbito do Método das Componentes, recorrendo a dois valores de tensão limite do aço estrutural: tensão de cedência, f_y , e tensão última, f_u . Os autores da publicação CESTRUCO [77] referem que os resultados de análises realizadas com o Método

das Componentes usando f_y deverão evidenciar resistências coincidentes com o fim da elasticidade dos modelos reais enquanto que, usando f_u , estas deverão coincidir com o início da plasticidade.

5.6.1 WW-S1 e WW-S2

O modelo de componentes das ligações que constituem WW-S1 e WW-S2 é o mais simples dos estudados. Estes dois modelos pertencem ao mesmo programa experimental, PE1, e possuem exactamente a mesma geometria.

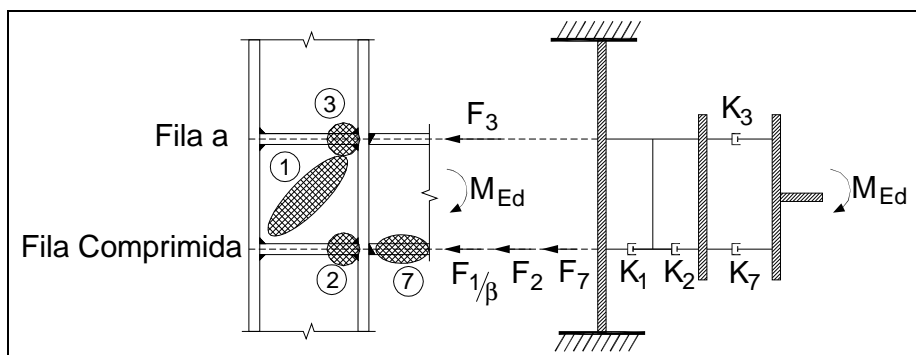


Figura 5.42 – Modelo de componentes de WW-S1 e WW-S2.

A primeira fase de um estudo de uma ligação através do Método das Componentes é a caracterização destas, quer ao nível da resistência, F_i , quer da rigidez, k_i . Nesta ligação as componentes são apenas quatro e todas com comportamento rígido-plástico.

Caracterização das componentes

Na tabela seguinte apresentam-se os valores de F_i e k_i das componentes de WW-S1 e WW-S2 cuja determinação se encontra descrita no Anexo B.

Componente	F_i [kN]	k_i [mm]
1	462,3	∞
2	417,7	∞
3	417,7	∞
7	766,1	∞

Tabela 5.14 – Valores de F_i e k_i das componentes das ligações WW-S1 e WW-S2.

Obtenção do momento resistente $M_{i,Rd}$

Sabendo que a ligação tem apenas uma fila (fila a) de componentes traccionadas, como se pode observar na Figura 5.42, então a expressão que permite determinar a resistência da fila traccionada é dada pelo mínimo da resistência de todas as componentes da ligação.

$$F_{t,a,Rd} \leq \min \{ F_{a,i} ; F_{comp,i} \} \Leftrightarrow F_{t,a,Rd} = \min \left\{ \frac{F_1}{\beta} ; F_2 ; F_3 ; F_7 \right\} \Leftrightarrow$$

$$\Leftrightarrow F_{t,a,Rd} = \min \{ 462,3 ; 417,7 ; 417,7 ; 766,1 \} \Leftrightarrow F_{t,a,Rd} = F_2 = F_3 = 417,7 \text{ kN}$$

O momento resistente é calculado no centro de gravidade do banzo inferior da viga (que é simultaneamente centro de compressão e de rotações da ligação). O braço, z , é a distância, medida na vertical, que separa os centros de gravidade dos banzos da viga (tabela 6.15 de [1]).

$$M_{j,Rd} = h_a \times F_{t,a,Rd} = z \times F_{t,a,Rd} = (310 - 10,7) \times 417,7 = 120,8 \text{ kN.m}$$

Quando calculado com f_u em vez de f_y , assume o valor: $M_{j,Rd} = 160,8 \text{ kN.m}$.

Obtenção da rigidez rotacional $S_{j,ini}$

A rigidez rotacional das ligações WW-S1 e WW-S2, segundo o Método das Componentes, tal como se encontra estipulado na EN 1993-1-8 [1], toma um valor igual a infinito: $S_{j,ini} = \infty$. Tal deve-se ao facto de consistir numa associação de quatro componentes com comportamento rígido-plástico.

5.6.2 WW-CB

O modelo de componentes de WW-CB apresenta-se na figura seguinte com todas as componentes intervenientes em que apenas uma é nova em relação ao modelo do exemplo anterior: componente 23 – armadura longitudinal de reforço sujeita à tracção.

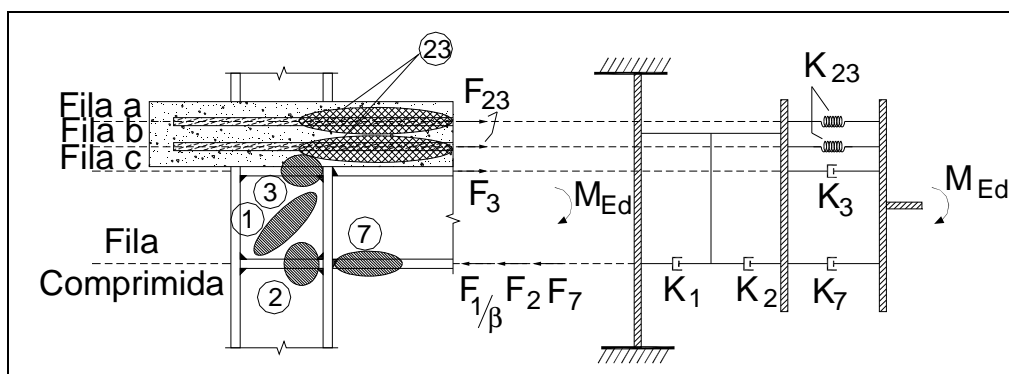


Figura 5.43 – Modelo de componentes de WW-CB.

Caracterização das componentes

Apresentam-se, na tabela seguinte, os valores de F_i e k_i da ligação WW-CB cuja determinação se encontra explicada no Anexo B.

Componente	F_i [kN]	k_i [mm]
1	471,4	∞
2	425,8	∞
3	425,8	∞
7	757,4	∞
23	251,3	0,47

Tabela 5.15 – Valores de F_i e k_i das componentes da ligação WW-CB.

Obtenção do momento resistente $M_{i,Rd}$

Sendo WW-CB um modelo de ligação com mais do que uma fila de elementos traccionados torna-se menos simples e expedita a obtenção do momento resistente.

Usa-se o fluxograma da Figura 5.33 deste texto para obter o valor de $M_{j,Rd}$. Começa por se considerar uma ligação semelhante à do modelo WW-CB mas com, apenas, uma fila de elementos traccionados resistente à tracção (figura seguinte (a)).

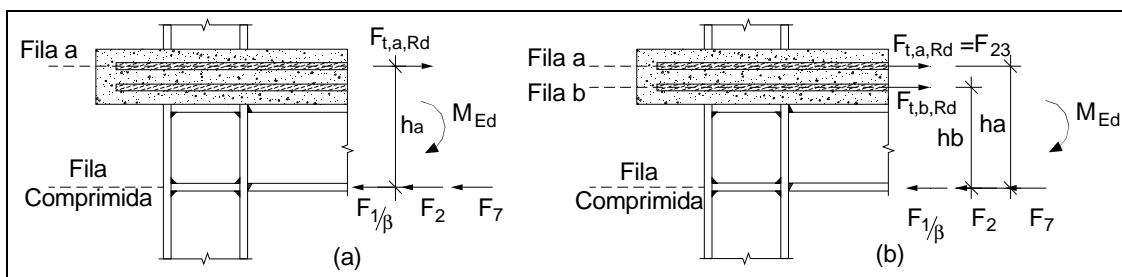


Figura 5.44 – Ligação WW-CB.

A resistência da fila de elementos traccionados mais afastada do centro de rotação, fila **a**, é dada pela menor das resistências das componentes que a constituem e, por equilíbrio de forças horizontais, pela menor das resistências das componentes comprimidas.

$$\begin{aligned}
 & \left. \begin{aligned}
 F_{t,a,Rd} &\leq \min\{F_{a,i}\} \\
 F_{comp,Rd} &\leq \min\{F_{comp,i}\} \\
 \sum F_H = 0 &\Rightarrow F_{t,a,Rd} = F_{comp,Rd}
 \end{aligned} \right\} \rightarrow F_{t,a,Rd} \leq \min\{F_{a,i}; F_{comp,i}\} \Rightarrow \\
 & \Rightarrow F_{t,a,Rd} = \min\left\{F_{23}; \frac{F_1}{\beta}; F_2; F_7\right\} \Leftrightarrow F_{t,a,Rd} = \min\left\{251,3; \frac{471,4}{1}; 425,8; 757,4\right\} \Leftrightarrow \\
 & \Leftrightarrow F_{t,a,Rd} = F_{23} = 251,3 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

O passo seguinte consiste em considerar uma ligação com duas filas resistentes traccionadas, como se encontra representado na figura anterior (b). A resistência da fila **a**, $F_{t,a,Rd}$, foi já encontrada, a da fila **b**, $F_{t,b,Rd}$, é dada pelas mesmas condições que a da anterior com uma pequena diferença: a existência da fila **a**.

$$\begin{aligned}
 & \left. \begin{aligned}
 F_{t,a,Rd} &\leq \min\{F_{a,i}\} \\
 F_{comp,Rd} &\leq \min\{F_{comp,i}\} \\
 \sum F_H = 0 &\Rightarrow F_{t,b,Rd} = F_{comp,Rd} - F_{t,a,Rd}
 \end{aligned} \right\} \rightarrow F_{t,b,Rd} \leq \min\{F_{b,i}; F_{comp,i} - F_{t,a,Rd}\} \Rightarrow \\
 & \Rightarrow F_{t,b,Rd} = \min\left\{F_{23}; \frac{F_1}{\beta} - F_{t,a,Rd}; F_2 - F_{t,a,Rd}; F_7 - F_{t,a,Rd}\right\} \Leftrightarrow \\
 & \Leftrightarrow F_{t,b,Rd} = \min\left\{251,3; \frac{471,4}{1} - 251,3; 425,8 - 251,3; 757,4 - 251,3\right\} \Leftrightarrow F_{t,b,Rd} = F_2 - F_{t,a,Rd} = 174,5 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

Por último considera-se a ligação de WW-CB tal como ela é: três filas de elementos resistentes traccionados **a**, **b** e **c**.

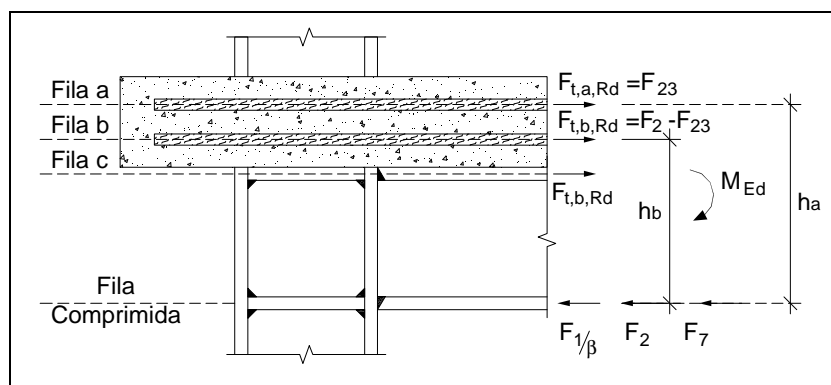


Figura 5.45 – Ligação WW-CB.

O equilíbrio e a distribuição de forças elasto-plástica resultam numa resistência nula da fila **c**.

$$\begin{aligned}
 & \left. \begin{aligned} F_{t,c,Rd} &\leq \min\{F_{c,i}\} \\ F_{comp,Rd} &\leq \min\{F_{comp,i}\} \end{aligned} \right\} \rightarrow F_{t,c,Rd} \leq \min\{F_{c,i}; F_{comp,i} - F_{t,a,Rd} - F_{t,b,Rd}\} \Rightarrow \\
 \sum F_H = 0 &\Rightarrow F_{t,c,Rd} = F_{comp,Rd} - F_{t,a,Rd} - F_{t,b,Rd} \\
 \Rightarrow F_{t,c,Rd} &= \min\left\{F_{23}; \frac{F_1}{\beta} - F_{t,a,Rd} - F_{t,b,Rd}; F_2 - F_{t,a,Rd} - F_{t,b,Rd}; F_7 - F_{t,a,Rd} - F_{t,b,Rd}\right\} \Leftrightarrow \\
 \Leftrightarrow F_{t,c,Rd} &= \min\left\{251,3; \frac{471,4}{1} - 251,3 - 174,5; 425,8 - 251,3 - 174,5; 757,4 - 251,3 - 174,5\right\} \Leftrightarrow \\
 &\Leftrightarrow F_{t,c,Rd} = F_2 - F_{t,a,Rd} - F_{t,b,Rd} = 0,0 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

Os braços de cada uma das filas, **h_r**, determinam-se para, em seguida, se aplicar a expressão (6.25) da EN 1993-1-8 [1].

$$\begin{aligned}
 h_a &= 300 + 100 - \frac{10,7}{2} = 394,7 \text{ mm} \\
 h_b &= 300 + 20 - \frac{10,7}{2} = 314,7 \text{ mm} \\
 h_c &= 300 - 10,7 = 289,3 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 M_{j,Rd} &= \sum_r h_r \times F_{t,r,Rd} \Leftrightarrow \\
 \Leftrightarrow M_{j,Rd} &= 394,7 \times 10^{-3} \times 251,3 + 314,7 \times 10^{-3} \times 174,5 + 289,3 \times 10^{-3} \times 0,0 \Leftrightarrow \\
 &\Leftrightarrow M_{j,Rd} = 154,1 \text{ kN.m}
 \end{aligned}$$

Obtenção da rigidez rotacional **S_{j,ini}**

A rigidez rotacional de WW-CB é, segundo o Método das Componentes e, à semelhança das ligações anteriores, infinita.

Basta observar o modelo da Figura 5.43 deste texto para perceber que as três componentes traccionadas em paralelo se associam numa única com rigidez infinita (que é o maior valor de rigidez que existe entre elas):

$$\begin{aligned}
 k_{eq} &= \frac{\sum k_{eff,r} \times h_r^2}{Z_{eq}} \Leftrightarrow k_{eq} = \frac{k_{eff,a} \times h_a^2 + k_{eff,b} \times h_b^2 + k_{eff,c} \times h_c^2}{Z_{eq}} \Leftrightarrow \\
 \Leftrightarrow k_{eq} &= \frac{k_{23} \times h_a^2 + k_{23} \times h_b^2 + k_3 \times h_c^2}{Z_{eq}} \Leftrightarrow k_{eq} = \frac{k_{23} \times h_a^2 + k_{23} \times h_b^2 + \infty \times h_c^2}{Z_{eq}} = \infty \\
 &k_{eq} = \infty \Rightarrow S_{j,ini} = \infty
 \end{aligned}$$

5.6.3 WW-CBC

O modelo de ligação WW-CBC difere do anterior por ser constituído por coluna betonada e não possuir reforços transversais. A alteração mais importante que esta constituição vai provocar é a existência de uma rigidez rotacional com valor finito pois as componentes 1, 2 e 3 passam a ter valores de coeficiente de rigidez finitos. O modelo de componentes da ligação apresenta-se em seguida.

De notar que as componentes 1 e 21 se encontram adicionadas e representadas na mesma “mola” e que o mesmo se passa com as componentes 2 e 22. Tal acontece por se tratarem de associações de molas em paralelo inseridas numa associação em série (fila de componentes comprimidas).

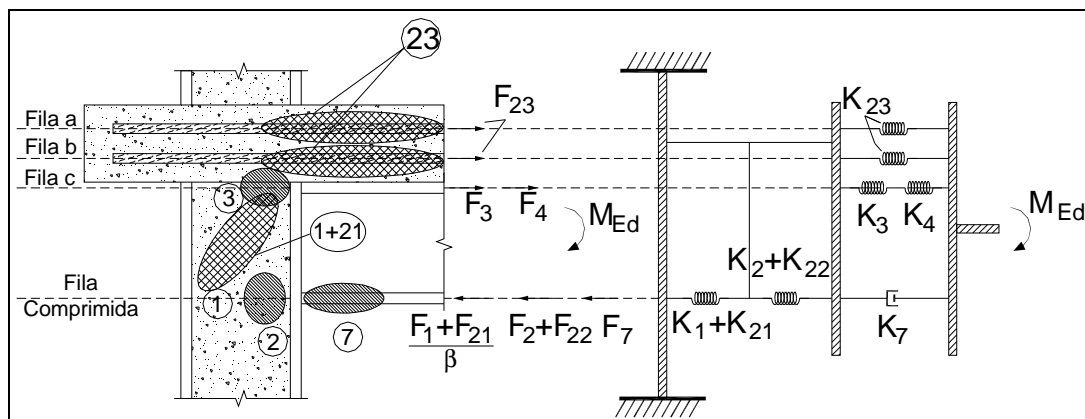


Figura 5.46 – Gráfico M- Φ das ligações do modelo WW-CB.

Caracterização das componentes, de $k_{eff,r}$ e z_{eq}

Apresentam-se, nas tabelas seguintes, os valores de F_i , k_i , $k_{eff,r}$ e z_{eq} da ligação WW-CBC cuja determinação se encontra explicada no Anexo B.

Componente	F_i [kN]	k_i [mm]
1	429,0	3,16
2	425,8	8,26
3	425,8	8,26
4	691,6	53,30
7	757,4	∞
21	158,9	1,31
22	1112,4	13,81
23	251,3	0,47

Tabela 5.16 – Valores de F_i e k_i das componentes da ligação WW-CBC.

$k_{eff,a}$ [mm]	0,47
$k_{eff,b}$ [mm]	0,47
$k_{eff,c}$ [mm]	8,26
z_{eq} [mm]	287,90

Tabela 5.17 – Valores de $k_{eff,r}$ e z_{eq} da ligação WW-CBC.

Obtenção do momento resistente $M_{i,Rd}$

O procedimento que permite obter o valor do momento resistente da ligação é igual ao utilizado para a ligação de WW-CB. As condições mantêm-se, apenas se alteram algumas das componentes e os valores dos resultados.

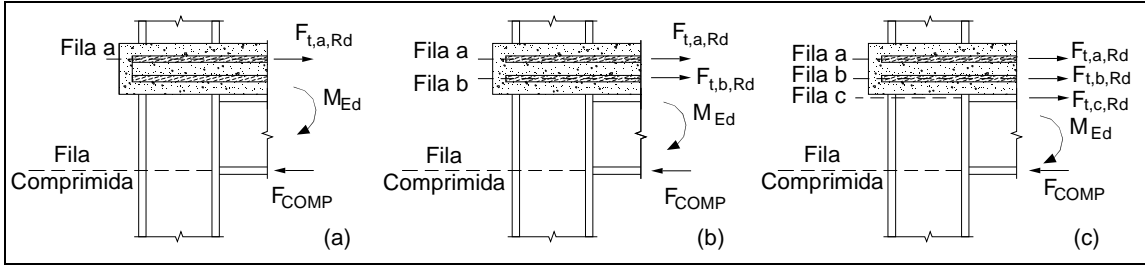


Figura 5.47 – Ligação WW-CBC.

$$\begin{aligned}
 F_{t,a,Rd} &\leq \min\{F_{a,i}\} \\
 F_{comp,Rd} &\leq \min\{F_{comp,i}\} \rightarrow F_{t,a,Rd} \leq \min\{F_{a,i}; F_{comp,i}\} \Rightarrow \\
 \sum F_H = 0 &\Rightarrow F_{t,a,Rd} = F_{comp,Rd} \\
 \Rightarrow F_{t,a,Rd} &= \min\left\{F_{23}; \frac{F_1 + F_{21}}{\beta}; F_2 + F_{22}; F_7\right\} \Leftrightarrow \\
 \Leftrightarrow F_{t,a,Rd} &= \min\left\{251,3; \frac{429 + 158,9}{1}; 425,8 + 1112,7; 757,4\right\} \Leftrightarrow \\
 \Leftrightarrow F_{t,a,Rd} &= F_{23} = 251,3 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 F_{t,b,Rd} &\leq \min\{F_{b,i}\} \\
 F_{comp,Rd} &\leq \min\{F_{comp,i}\} \rightarrow F_{t,b,Rd} \leq \min\{F_{b,i}; F_{comp,i} - F_{t,a,Rd}\} \Rightarrow \\
 \sum F_H = 0 &\Rightarrow F_{t,b,Rd} = F_{comp,Rd} - F_{t,a,Rd} \\
 \Rightarrow F_{t,b,Rd} &= \min\left\{F_{23}; \frac{F_1 + F_{21}}{\beta} - F_{t,a,Rd}; F_2 + F_{22} - F_{t,a,Rd}; F_7 - F_{t,a,Rd}\right\} \Leftrightarrow \\
 \Leftrightarrow F_{t,b,Rd} &= \min\left\{251,3; \frac{429 + 158,9}{1} - 251,3; 425,8 + 1112,7 - 251,3; 757,4 - 251,3\right\} \Leftrightarrow \\
 \Leftrightarrow F_{t,b,Rd} &= F_{23} = 251,3 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 F_{t,c,Rd} &\leq \min\{F_{c,i}\} \\
 F_{comp,Rd} &\leq \min\{F_{comp,i}\} \rightarrow F_{t,c,Rd} \leq \min\{F_{c,i}; F_{comp,i} - F_{t,a,Rd} - F_{t,b,Rd}\} \Rightarrow \\
 \sum F_H = 0 &\Rightarrow F_{t,c,Rd} = F_{comp,Rd} - F_{t,a,Rd} - F_{t,b,Rd} \\
 \Rightarrow F_{t,c,Rd} &= \min\left\{F_3; F_4; \frac{F_1 + F_{21}}{\beta} - F_{t,a,Rd} - F_{t,b,Rd}; F_2 + F_{22} - F_{t,a,Rd} - F_{t,b,Rd}; F_7 - F_{t,a,Rd} - F_{t,b,Rd}\right\} \Leftrightarrow \\
 \Leftrightarrow F_{t,c,Rd} &= \min\left\{425,8; 691,6; \frac{429 + 158,9}{1} - 2 \times 251,3; 425,8 + 1112,7 - 2 \times 251,3; 757,4 - 2 \times 251,3\right\} \Leftrightarrow \\
 \Leftrightarrow F_{t,c,Rd} &= \frac{F_1 + F_{21}}{\beta} - F_{t,a,Rd} - F_{t,b,Rd} = 85,3 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

O valor de $M_{j,Rd}$ é determinado através da expressão (6.25) de [1]. A existência do betão permite aumentar a resistência da ligação aproveitando melhor a contribuição das armaduras da laje.

$$\begin{aligned}
 M_{j,Rd} &= \sum_r h_r \times F_{t,r,Rd} \Leftrightarrow \\
 \Leftrightarrow M_{j,Rd} &= 394,7 \times 10^{-3} \times 251,3 + 314,7 \times 10^{-3} \times 251,3 + 289,3 \times 10^{-3} \times 85,3 \Leftrightarrow \\
 \Leftrightarrow M_{j,Rd} &= 202,9 \text{ kN.m}
 \end{aligned}$$

Obtenção da rigidez rotacional $S_{j,ini}$

A rigidez rotacional, $S_{j,ini}$, com valor finito, requer que se determine a rigidez equivalente à das filas traccionadas, k_{eq} . A distância equivalente, z_{eq} , é de 298,7 mm.

$$k_{eq} = \frac{\sum k_{eff,r} \times h_r}{z_{eq}} \Leftrightarrow k_{eq} = \frac{k_{eff,a} \times h_a + k_{eff,b} \times h_b + k_{eff,c} \times h_c}{z_{eq}} \Leftrightarrow$$

$$\Leftrightarrow k_{eq} = \frac{k_{23} \times h_a + k_{23} \times h_b + k_3 \times h_c}{z_{eq}} \Leftrightarrow k_{eq} = \frac{0,47 \times 394,7 + 0,47 \times 314,7 + 7,4 \times 289,3}{298,7} = \infty \Leftrightarrow$$

$$k_{eq} = 8,3 \text{ mm}$$

$$S_{j,ini} = E_a \times z_{eq}^2 \times \frac{1}{\frac{1}{k_2 + k_{22}} + \frac{1}{k_{eq}} + \frac{1}{k_1 + k_{21}}} \Leftrightarrow$$

$$\Leftrightarrow S_{j,ini} = 210 \times 10^3 \times 298,7^2 \times \frac{1}{\frac{1}{8,26 + 13,81} + \frac{1}{8,3} + \frac{1}{3,28 + 1,31}} \Leftrightarrow S_{j,ini} = 4,884 \times 10^4 \text{ kN.m}$$

5.6.4 TSW-S1 e TSW-S2

Apresenta-se, neste ponto, a caracterização de TSW-S1. A caracterização dos modelos TSW-S1 com f_u e TSW-S2 com f_y foram também realizadas mas apenas são apresentados, aqui, os resultados ($M_{j,Rd}$ e $S_{j,ini}$).

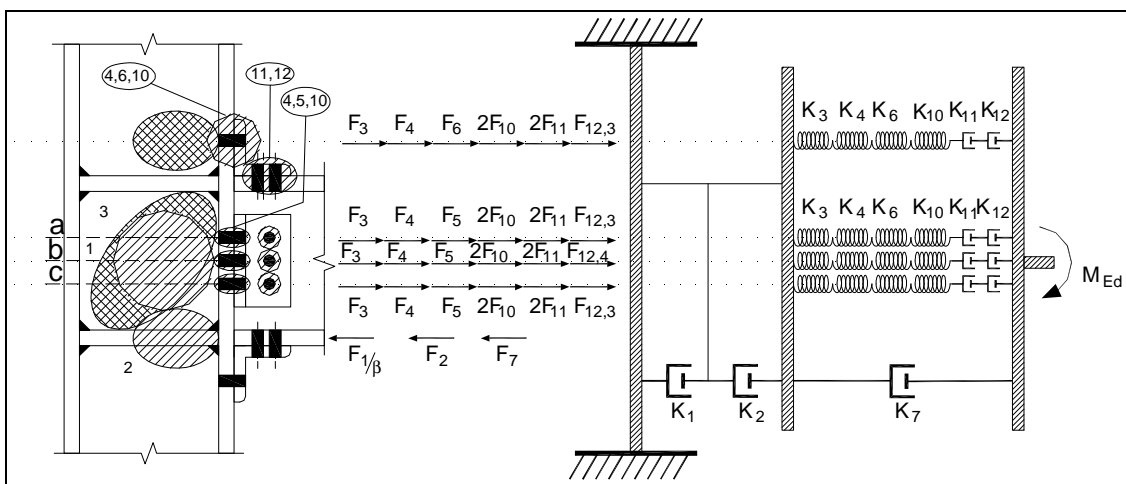


Figura 5.48 – Modelo de componentes das ligações TSW-S1 e TSW-S2.

As cantoneiras de topo e assento que constituem estas ligações possuem duas filas de parafusos traccionados, no entanto a EN 1993-1-8 [1] apenas permite que seja contabilizada uma delas para aplicação do Método das Componentes: a que se encontra mais próxima do banzo da viga. Assim, apenas esta será representada nas figuras e considerada nos cálculos.

Chama-se a atenção para o facto de, mais uma vez, a componente 1 apenas poder ser caracterizada após a obtenção da rigidez de tracção equivalente, k_{eq} .

Caracterização das componentes e de $k_{eff,r}$ e z_{eq}

Apresentam-se, nas tabelas seguintes, os valores de F_i , k_i , $k_{eff,r}$ e z_{eq} das ligações TSW-S1 e TSW-S2, cuja determinação se encontra explicada no Anexo B.

Componente	TSW-S1 com f_y		TSW-S2 com f_y		TSWW-S1 com f_u	
	F_i [kN]	k_i [mm]	F_i [kN]	k_i [mm]	F_i [kN]	k_i [mm]
1	462,5	∞	471,4	∞	615,9	∞
2	441,4	∞	451,2	∞	573	∞
3,a	342,5	∞	341,2	∞	454,5	∞
3,b	342,5	∞	341,2	∞	454,5	∞
3,c	342,5	∞	341,2	∞	454,5	∞
3,d	342,5	∞	341,2	∞	454,5	∞
3,b+c	420,5	-	422,5	-	562,8	-
3,b+c+d	551,4	-	551,4	-	734,6	-
4,a	226,0	42,90	226,0	42,9	226,0	42,90
4,b	226,0	42,90	226,0	42,9	226,0	42,90
4,c	226,0	57,90	226,0	57,9	226,0	57,90
4,d	226,0	42,90	226,0	42,9	226,0	42,90
4,b+c	312,7	-	311,4	-	414,8	-
4,b+c+d	521,4	-	518,4	-	678,2	-
5,b	180,8	18,00	180,8	18,00	200,8	18,00
5,c	180,8	18,00	180,8	18,00	200,8	18,00
5,d	180,8	18,00	180,8	18,00	200,8	18,00
5,b+c	248,6	-	245,1	-	357,8	-
5,b+c+d	196,1	-	196,2	-	286,4	-
6	62,4	1,63	72,1	1,63	91,1	1,63
7	766,1	∞	757,4	∞	980,2	∞
10	113,0	4,97	113	4,97	113,0	4,97
11	75,4	∞	75,4	∞	75,4	∞
12,1	82,3	∞	87	∞	82,5	∞
12,2	77,3	∞	82,1	∞	77,8	∞
12,3	106,4	∞	108,7	∞	106,8	∞
12,4	106,4	∞	108,7	∞	106,8	∞

Tabela 5.18 – Valores de F_i e k_i das componentes das ligações TSW-S1 e TSW-S2.

$k_{eff,a}$ [mm]	1,36
$k_{eff,b}$ [mm]	5,57
$k_{eff,c}$ [mm]	5,77
$k_{eff,d}$ [mm]	5,57
z_{eq} [mm]	200,2

Tabela 5.19 – Valores de $k_{eff,r}$ e z_{eq} das ligações TSW-S1 e TSW-S2.

Obtenção do momento resistente $M_{i,Rd}$

A resistência da ligação ao momento flector é determinada através das resistências de cada uma das filas traccionadas.

$$\begin{aligned}
 & \left. \begin{aligned} F_{t,a,Rd} &\leq \min\{F_{a,i}\} \\ F_{comp,Rd} &\leq \min\{F_{comp,i}\} \\ \sum F_H &= 0 \Rightarrow F_{t,a,Rd} = F_{comp,Rd} \end{aligned} \right\} \rightarrow F_{t,a,Rd} \leq \min\{F_{a,i}; F_{comp,i}\} \Rightarrow \\
 & \Rightarrow F_{t,a,Rd} = \min\{F_{3,a}; F_{4,a}; F_6; 2F_{10}; 4F_{11}; 2F_{12,1} + 2F_{12,2}; F_1/\beta; F_2; F_7\} \Leftrightarrow \\
 & \Leftrightarrow F_{t,a,Rd} = F_6 = 62,4 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

$$F_{t,b,Rd} \leq \min \{ F_{b,i}; F_{comp,i} - F_{t,a,Rd} \} \Rightarrow$$

$$\Rightarrow F_{t,b,Rd} = \min \{ F_{3,b}; F_{4,b}; F_{5,b}; 2F_{10}; 2F_{11}; F_{12,3}; F_1/\beta - F_{t,a,Rd}; F_2 - F_{t,a,Rd}; F_7 - F_{t,a,Rd} \} \Leftrightarrow$$

$$\Leftrightarrow F_{t,b,Rd} = F_{12,3} = 106,4 \text{ kN}$$

$$F_{t,c,Rd} \leq \min \{ F_{c,i}; F_{comp,i} - F_{t,a,Rd} - F_{t,b,Rd} \} \Rightarrow$$

$$\Rightarrow F_{t,c,Rd} = \min \left\{ \begin{array}{l} F_{3,c}; F_{4,c}; F_{5,c}; 2F_{10}; 2F_{11}; F_{12,4}; F_1/\beta - F_{t,a,Rd} - F_{t,b,Rd}; F_2 - F_{t,a,Rd} - F_{t,b,Rd}; \\ F_7 - F_{t,a,Rd} - F_{t,b,Rd}; F_{3,b+c} - F_{t,b,Rd}; F_{4,b+c} - F_{t,b,Rd}; F_{5,b+c} - F_{t,b,Rd} \end{array} \right\} \Leftrightarrow$$

$$\Leftrightarrow F_{t,c,Rd} = F_{12,4} = 106,4 \text{ kN.m}$$

$$F_{t,d,Rd} \leq \min \{ F_{d,i}; F_{comp,i} - F_{t,a,Rd} - F_{t,b,Rd} - F_{t,c,Rd} \} \Rightarrow$$

$$\Rightarrow F_{t,d,Rd} = \min \left\{ \begin{array}{l} F_{3,d}; F_{4,d}; F_{5,d}; 2F_{10}; 2F_{11}; F_{12,3}; F_1/\beta - F_{t,a,Rd} - F_{t,b,Rd} - F_{t,c,Rd} \\ F_2 - F_{t,a,Rd} - F_{t,b,Rd} - F_{t,c,Rd}; F_7 - F_{t,a,Rd} - F_{t,b,Rd} - F_{t,c,Rd} \\ F_{3,b+c+d} - F_{t,b,Rd} - F_{t,c,Rd}; F_{4,b+c+d} - F_{t,b,Rd} - F_{t,c,Rd}; F_{5,b+c+d} - F_{t,b,Rd} - F_{t,c,Rd} \end{array} \right\} \Leftrightarrow$$

$$\Leftrightarrow F_{t,d,Rd} = F_{5,b+c+d} - F_{t,b,Rd} - F_{t,c,Rd} = -16,7 \text{ kN.m} \rightarrow 0 \text{ kN.m}$$

$$M_{j,Rd} = \sum_r h_r \times F_{t,r,Rd} \Leftrightarrow$$

$$\Leftrightarrow M_{j,Rd} = 360 \times 10^{-3} \times 62,4 + 215 \times 10^{-3} \times 106,4 + 155 \times 10^{-3} \times 106,4 + 95 \times 10^{-3} \times 0 \Leftrightarrow$$

$$\Leftrightarrow M_{j,Rd} = 61,8 \text{ kN.m}$$

Obtenção da rigidez rotacional $S_{j,ini}$

A rigidez rotacional, $S_{j,ini}$, com valor finito, requer que se determine a rigidez equivalente à das filas traccionadas, k_{eq} . O braço equivalente, z_{eq} , está já determinado: 200,6 mm.

$$k_{eq} = \frac{\sum k_{eff,r} \times h_r}{z_{eq}} \Leftrightarrow k_{eq} = \frac{k_{eff,a} \times h_a + k_{eff,b} \times h_b + k_{eff,c} \times h_c + k_{eff,d} \times h_d}{z_{eq}} \Leftrightarrow$$

$$\Leftrightarrow k_{eq} = \frac{1,36 \times 360 + 5,57 \times 215 + 5,77 \times 155 + 5,57 \times 95}{200,2} \Leftrightarrow k_{eq} = 15,5 \text{ mm}$$

$$S_{j,ini} = E_a \times z_{eq}^2 \times \frac{1}{\frac{1}{k_2} + \frac{1}{k_{eq}} + \frac{1}{k_1}} \Leftrightarrow S_{j,ini} = E_a \times z_{eq}^2 \times \frac{1}{\sum \frac{1}{\infty} + \frac{1}{k_{eq}} + \frac{1}{\infty}} \Leftrightarrow$$

$$\Leftrightarrow S_{j,ini} = 210 \times 10^3 \times 200,6^2 \times \frac{1}{0 + \frac{1}{15,5} + 0} \Leftrightarrow S_{j,ini} = 1,31 \times 10^5 \text{ kN.m}$$

WW-S1 calculado com f_u e WW-S2 com f_y

Apresentam-se os valores de $M_{j,Rd}$ e $S_{j,ini}$ da ligação WW-S1 com *input* f_u e da ligação WW-S2 com *input* f_y . Apenas os resultados finais são apresentados, as tarefas necessárias à sua determinação são omitidas por serem exactamente iguais às de WW-S1 com f_y :

- WW-S1 com f_u : $M_{j,Rd} = 79,2 \text{ kN.m}$ e $S_{j,ini} = 1,31 \times 10^5 \text{ kN.m}$;
- WW-S2 com f_y : $M_{j,Rd} = 67,1 \text{ kN.m}$ e $S_{j,ini} = 1,31 \times 10^5 \text{ kN.m}$

5.6.5 TSW-CB

Também nas ligações com cantoneiras existem duas que apenas diferem na existência da laje de betão armado sobre o perfil metálico da viga: TSW-S2 e TSW-CB.

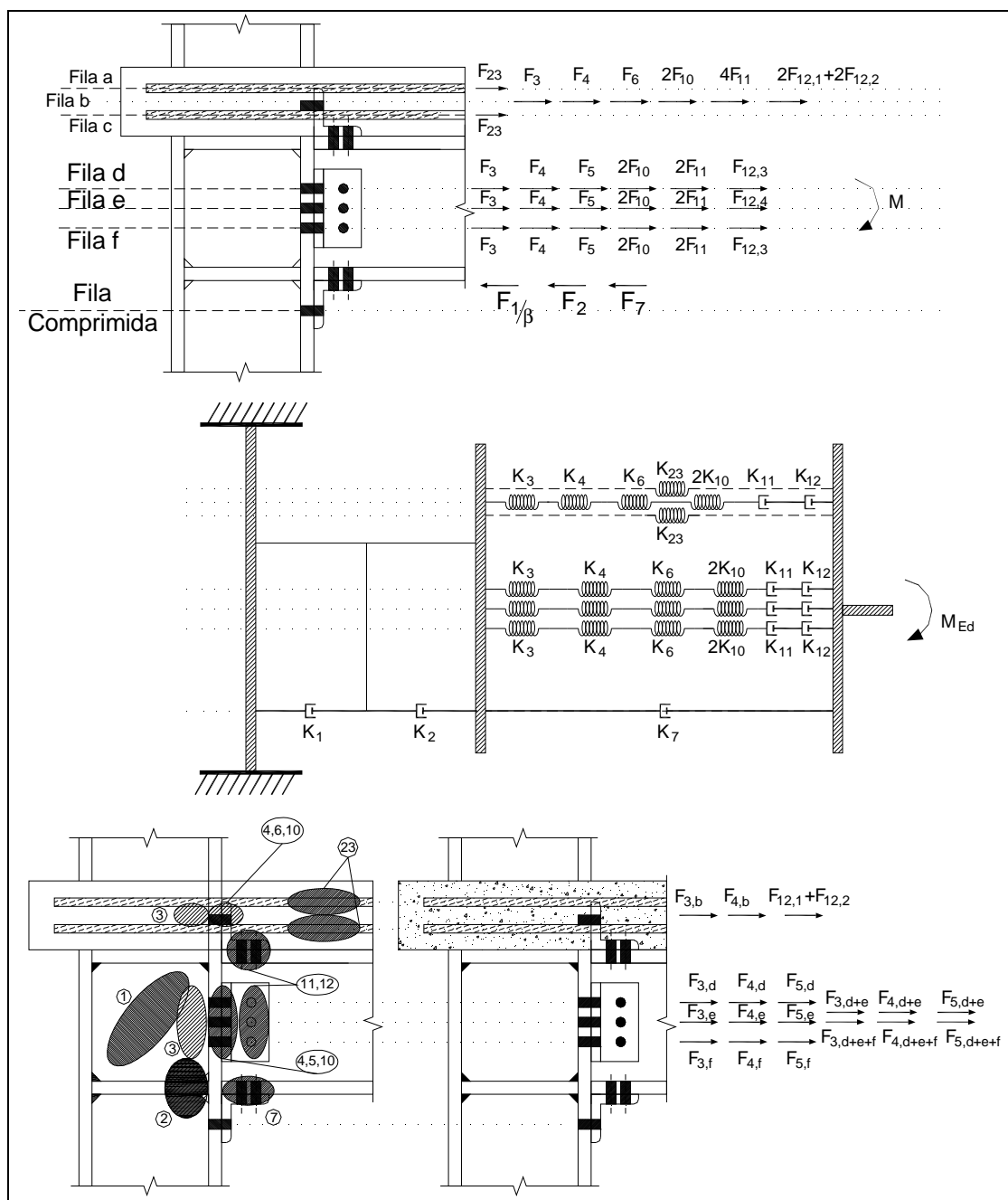


Figura 5.49 – Modelo de componentes de TSW-CB.

Caracterização das componentes e de $k_{eff,r}$ e Z_{eq}

A determinação das características das componentes de TSW-CB é igual à de TSW-S1 (e TSW-S2) pelo que não existe necessidade de ser repetida no Anexo B.

Algumas chamadas de atenção há, no entanto, a fazer:

- a componentes 23 não pertence à ligação TSW-S1 mas é exactamente igual à da ligação WW-CB pelo que a sua determinação também não será repetida.

- as ligações TSW-S1 e TSW-CB não são do mesmo programa experimental, o que significa que os valores de tensão de cedência dos aços, f_y , são ligeiramente diferentes e que, conseqüentemente, as grandezas que caracterizam as componentes, F_i e k_i , também o serão.
- os índices relativos às filas de componentes traccionadas, que constituem o nome das grandezas, é alterado (de TSW-S1 e TSW-S2 para TSW-CB) devido à existência de mais duas filas de componentes.

Assim, apresenta-se uma tabela que estabelece a correspondência entre as componentes das três ligações. Na Tabela 5.21 encontram-se os valores de $k_{eff,r}$ e z_{eq} , os cálculos respectivos encontram-se no Anexo B.

Componentes TSW-S1 e TSW-S2	F_i [kN]	k_i [mm]	F_i [kN]	k_i [mm]	Componentes TSW-CB	F_i [kN]	k_i [mm]
1	462,4	∞	471,4	∞	1	471,4	∞
2	441,4	∞	451,2	∞	2	451,2	∞
3,a = 3,b = 3,c = 3,d	342,5	∞	341,2	∞	3,a=3,b=3,c=3,d	341,2	∞
3,b+c	420,5	-	422,5	-	3,d+e	422,5	-
3,b+c+d	551,4	-	551,4	-	3,d+e+f	551,4	-
4,a = 4,b = 4,d	226,0	42,90	226,0	42,90	4,b=4,d=4,f	226,0	42,90
4,c	226,0	57,90	226,0	57,90	4,e	226,0	57,90
4,b+c	312,8	-	311,4	-	4,d+e	311,4	-
4,b+c+d	521,3	-	518,4	-	4,d+e+f	518,4	-
5,b = 5,c = 5,d	180,8	18,00	180,8	18,00	5,d = 5,e = 5,f	180,8	18,00
5,b+c	248,6	-	245,1	-	5,d+e	245,1	-
5,b+c+d	196,1	-	196,2	-	5,d+e+f	196,2	-
6	62,4	1,63	72,1	1,63	6	72,1	1,63
7	766,1	∞	757,4	∞	7	757,4	∞
10	113,0	4,97	113,0	4,97	10	113,0	4,97
11	75,4	∞	75,4	∞	11	75,4	∞
12,1	82,3	∞	87,0	∞	12,1	87,0	∞
12,2	77,3	∞	82,1	∞	12,2	82,1	∞
12,3 = 12,4	106,4	∞	108,7	∞	12,3 = 12,4	108,7	∞

Tabela 5.20 – Valores de F_i e k_i das componentes das ligações TSW-S1, TSW-S2 e TSW-CB.

$k_{eff,a}$ [mm]	0,47
$k_{eff,b}$ [mm]	1,36
$k_{eff,c}$ [mm]	0,47
$k_{eff,d}$ [mm]	5,57
$k_{eff,e}$ [mm]	5,77
$k_{eff,f}$ [mm]	5,57
z_{eq} [mm]	217,0

Tabela 5.21 – Valores de $k_{eff,r}$ e z_{eq} da ligação TSW-CBC.

Obtenção do momento resistente $M_{i,Rd}$

A resistência da ligação ao momento flector é determinada através das resistências de cada uma das filas traccionadas, à semelhança do que foi feito para as ligações anteriores.

$$\begin{aligned}
 & \left. \begin{aligned}
 & F_{t,a,Rd} \leq \min \{ F_{a,i} \} \\
 & F_{comp,Rd} \leq \min \{ F_{comp,i} \} \\
 & \sum F_H = 0 \Rightarrow F_{t,a,Rd} = F_{comp,Rd}
 \end{aligned} \right\} \rightarrow F_{t,a,Rd} \leq \min \{ F_{a,i}; F_{comp,i} \} \Rightarrow \\
 & \Rightarrow F_{t,a,Rd} = \min \{ F_{23}; F_1/\beta; F_2; F_3; F_7 \} \Leftrightarrow \\
 & \Leftrightarrow F_{t,a,Rd} = F_{23} = 251,3 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 F_{t,b,Rd} &\leq \min \{ F_{b,i}; F_{comp,i} - F_{t,a,Rd} \} \Rightarrow \\
 \Rightarrow F_{t,b,Rd} &= \min \left\{ \begin{array}{l} F_{3,b}; F_{4,b}; F_6; 2F_{10}; 4F_{11}; 2F_{12,1} + 2F_{12,2} \\ F_1/\beta - F_{t,a,Rd}; F_2 - F_{t,a,Rd}; F_7 - F_{t,a,Rd} \end{array} \right\} \Leftrightarrow \\
 \Leftrightarrow F_{t,b,Rd} &= F_6 = 72,1 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 F_{t,c,Rd} &\leq \min \{ F_{c,i}; F_{comp,i} - F_{t,a,Rd} - F_{t,b,Rd} \} \Rightarrow \\
 \Rightarrow F_{t,c,Rd} &= \min \{ F_{23}; F_1/\beta - F_{t,a,Rd} - F_{t,b,Rd}; F_2 - F_{t,a,Rd} - F_{t,b,Rd}; F_7 - F_{t,a,Rd} - F_{t,b,Rd} \} \Leftrightarrow \\
 \Leftrightarrow F_{t,c,Rd} &= F_2 - F_{t,a,Rd} - F_{t,b,Rd} = 127,8 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 F_{t,d,Rd} &\leq \min \{ F_{d,i}; F_{comp,i} - F_{t,a,Rd} - F_{t,b,Rd} - F_{t,c,Rd} \} \Rightarrow \\
 \Rightarrow F_{t,d,Rd} &= \min \left\{ \begin{array}{l} F_{3,d}; F_{4,d}; F_{5,d}; 2F_{10}; 2F_{11}; F_{12,3}; F_1/\beta - F_{t,a,Rd} - F_{t,b,Rd} - F_{t,c,Rd}; \\ F_2 - F_{t,a,Rd} - F_{t,b,Rd} - F_{t,c,Rd}; F_7 - F_{t,a,Rd} - F_{t,b,Rd} - F_{t,c,Rd} \end{array} \right\} \Leftrightarrow \\
 \Leftrightarrow F_{t,d,Rd} &= F_2 - F_{t,a,Rd} - F_{t,b,Rd} - F_{t,c,Rd} = 0,0 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

Conclui-se que, segundo o Método das Componentes, as filas traccionadas, que envolvem as cantoneiras de alma, não são solicitadas ($F_{t,d,Rd}=F_{t,e,Rd}=F_{t,f,Rd}=0$ kN).

$$\begin{aligned}
 M_{j,Rd} &= \sum_r h_r \times F_{t,r,Rd} \Leftrightarrow \\
 \Leftrightarrow M_{j,Rd} &= 405 \times 10^{-3} \times 251,3 + 360 \times 10^{-3} \times 72,1 + 325 \times 10^{-3} \times 127,8 + (215 + 155 + 95) \times 10^{-3} \times 0 \Leftrightarrow \\
 \Leftrightarrow M_{j,Rd} &= 169,3 \text{ kN.m}
 \end{aligned}$$

Obtenção da rigidez rotacional $S_{j,ini}$

A rigidez equivalente de tracção, k_{eq} , e rotacional, $S_{j,ini}$, determinam-se em seguida. O braço equivalente, z_{eq} , é igual a 217,0 mm.

$$\begin{aligned}
 k_{eq} &= \frac{\sum k_{eff,r} \times h_r}{z_{eq}} \Leftrightarrow k_{eq} = \frac{k_{eff,a} \times h_a + k_{eff,b} \times h_b + k_{eff,c} \times h_c + k_{eff,d} \times h_d + k_{eff,e} \times h_e + k_{eff,f} \times h_f}{z_{eq}} \Leftrightarrow \\
 \Leftrightarrow k_{eq} &= \frac{0,47 \times 405 + 1,36 \times 360 + 0,47 \times 325 + 5,57 \times 215 + 5,77 \times 155 + 5,57 \times 95}{217} \Leftrightarrow \\
 \Leftrightarrow k_{eq} &= 15,9 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 S_{j,ini} &= E_a \times z_{eq}^2 \times \frac{1}{\frac{1}{k_2} + \frac{1}{k_{eq}} + \frac{1}{k_1}} \Leftrightarrow S_{j,ini} = E_a \times z_{eq}^2 \times \frac{1}{\sum \frac{1}{\infty} + \frac{1}{k_{eq}} + \frac{1}{\infty}} \Leftrightarrow \\
 \Leftrightarrow S_{j,ini} &= 210 \times 10^3 \times 217^2 \times \frac{1}{0 + \frac{1}{15,9} + 0} \Leftrightarrow S_{j,ini} = 1,57 \times 10^5 \text{ kN.m}
 \end{aligned}$$

5.6.6 TSW-CBC

A configuração da ligação TSW-CBC está para TSW-CB como WW-CBC está para WW-CB. Tem-se agora uma ligação com filas traccionadas **a** a **f** mas com betão na alma da coluna e sem reforços transversais.

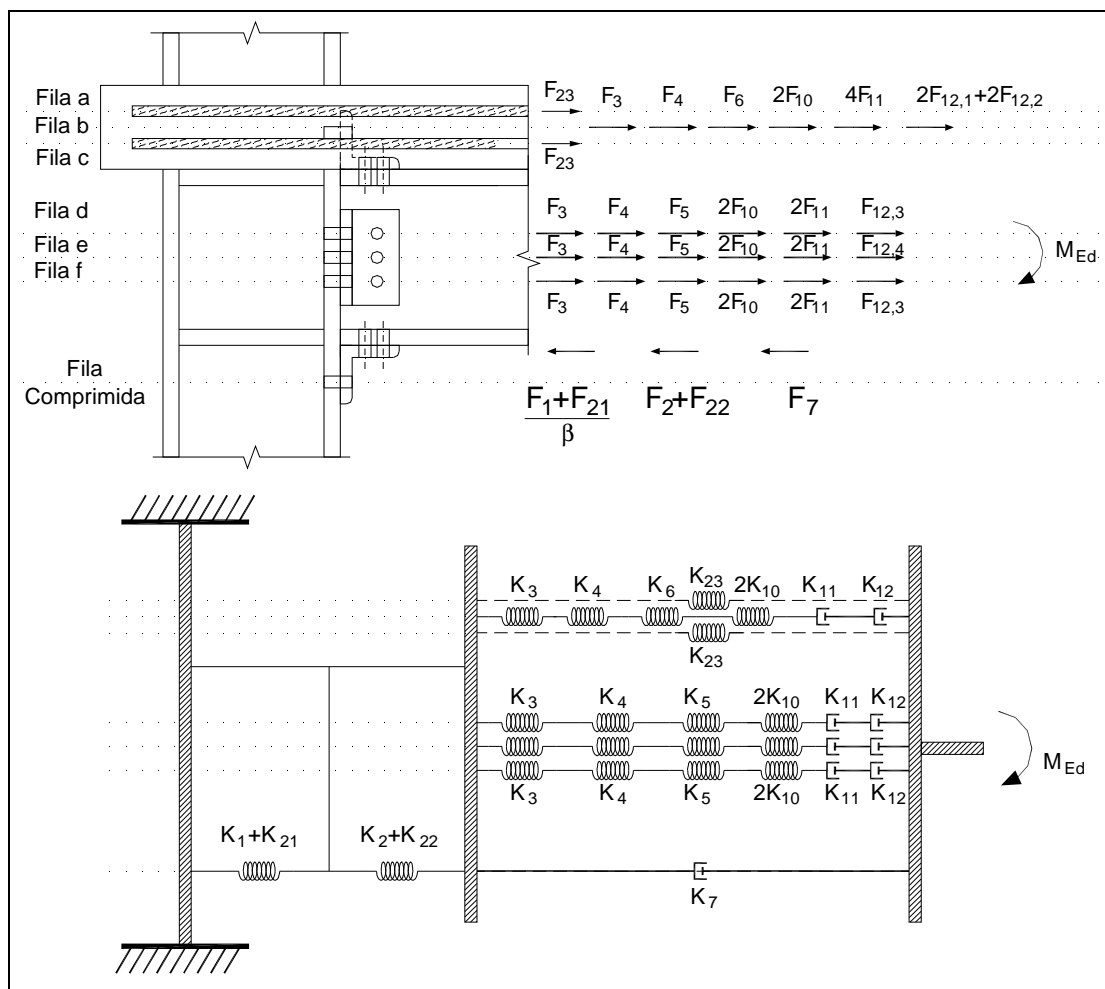


Figura 5.50 – Modelo de componentes de ligação TSW-CBC.

Caracterização das componentes e de $k_{eff,r}$ e Z_{eq}

Mantêm-se os índices referentes às filas traccionadas da ligação TSW-CB e os valores das tensões de cedência dos aços estruturais, f_y . Apenas são alterados, face a esta ligação, os valores característicos das componentes que dependem dos reforços de alma (componentes 1, 2, 3 e 4) e do betão entre banzos (21 e 22). Estes apresentam-se na tabela seguinte e a sua determinação pode ser consultada no Anexo B deste texto.

Componentes	F_i [kN]	k_i [mm]
1	429,0	3,94
2	441,4	9,06
3,b	310,3	5,40
3,d = 3,f	322,4	5,60
3,e	349,2	6,20
3,d+e	342,3	-
3,d+e+f	460,8	-
4,b	203,8	37,10
4,d = 4,f	212,3	38,70
4,e	226,0	42,80
4,d+e	230,3	-
4,d+e+f	354,5	-
21	172,3	1,57
22	1112,4	13,81

Tabela 5.22 – Valores de F_i e k_i das componentes de TSW-CBC.

As restantes componentes são caracterizadas com os mesmos valores das ligações TSW-S2 e TSW-CB, como se mostra na tabela seguinte. Não foi repetido, no Anexo B, o cálculo destes valores.

Componentes	TSW-S2 e TSW-CB		TSW-CBC	
	F _i [kN]	k _i [mm]	F _i [kN]	k _i [mm]
5,d = 5,e = 5,f	180,8	18,00	180,8	18,00
5,d+e	245,1	-	245,1	-
5,d+e+f	196,2	-	196,2	-
6	72,1	1,63	72,1	1,63
7	757,4	∞	757,4	∞
10	113	4,97	113	4,97
11	75,4	∞	75,4	∞
12,1	87	∞	87	∞
12,2	82,1	∞	82,1	∞
12,3 = 12,4	108,7	∞	108,7	∞
23	251,3	0,47	251,3	0,47

Tabela 5.23 – Correspondência entre as componentes de TSW-S2, TSW-CB e TSW-CBC.

k _{eff,a} [mm]	0,47
k _{eff,b} [mm]	1,36
k _{eff,c} [mm]	0,47
k _{eff,d} [mm]	5,57
k _{eff,e} [mm]	5,77
k _{eff,f} [mm]	5,57
z _{eq} [mm]	217,0

Tabela 5.24 – Valores de k_{eff,r} e z_{eq} da ligação TSW-CBC.

Obtenção do momento resistente M_{i,Rd}

A resistência de TSW-CBC ao momento flector é determinada através das resistências de cada uma das filas traccionadas, à semelhança do que foi feito anteriormente.

$$\begin{aligned}
 & \left. \begin{aligned} F_{t,a,Rd} &\leq \min\{F_{a,i}\} \\ F_{comp,Rd} &\leq \min\{F_{comp,i}\} \\ \sum F_H = 0 &\Rightarrow F_{t,a,Rd} = F_{comp,Rd} \end{aligned} \right\} \Rightarrow F_{t,a,Rd} \leq \min\{F_{a,i}; F_{comp,i}\} \Rightarrow \\
 & \Rightarrow F_{t,a,Rd} = \min\left\{F_{23}; \frac{F_1 + F_{21}}{\beta}; F_2; F_3; F_7\right\} \Leftrightarrow \\
 & \Leftrightarrow F_{t,a,Rd} = F_{23} = 251,3 \text{ kN} \\
 & F_{t,b,Rd} \leq \min\{F_{b,i}; F_{comp,i} - F_{t,a,Rd}\} \Rightarrow \\
 & \Rightarrow F_{t,b,Rd} = \min\left\{\begin{aligned} &F_{3,b}; F_{4,b}; F_6; 2F_{10}; 4F_{11}; 2F_{12,1} + 2F_{12,2} \\ &\frac{F_1 + F_{21}}{\beta} - F_{t,a,Rd}; F_2 - F_{t,a,Rd}; F_7 - F_{t,a,Rd} \end{aligned}\right\} \Leftrightarrow \\
 & \Leftrightarrow F_{t,b,Rd} = F_6 = 72,1 \text{ kN} \\
 & F_{t,c,Rd} \leq \min\{F_{c,i}; F_{comp,i} - F_{t,a,Rd} - F_{t,b,Rd}\} \Rightarrow \\
 & \Rightarrow F_{t,c,Rd} = \min\left\{\begin{aligned} &F_{23}; \frac{F_1 + F_{21}}{\beta} - F_{t,a,Rd} - F_{t,b,Rd}; F_2 - F_{t,a,Rd} - F_{t,b,Rd}; F_7 - F_{t,a,Rd} - F_{t,b,Rd} \end{aligned}\right\} \Leftrightarrow \\
 & \Leftrightarrow F_{t,c,Rd} = F_{23} = 251,3 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 & F_{t,d,Rd} \leq \min \{ F_{d,i}; F_{comp,i} - F_{t,a,Rd} - F_{t,b,Rd} - F_{t,c,Rd} \} \Rightarrow \\
 \Rightarrow F_{t,d,Rd} &= \min \left\{ \begin{array}{l} F_{3,d}; F_{4,d}; F_{5,d}; 2F_{10}; 2F_{11}; F_{12,3}; \frac{F_1 + F_{21}}{\beta} - F_{t,a,Rd} - F_{t,b,Rd} - F_{t,c,Rd}; \\ F_2 - F_{t,a,Rd} - F_{t,b,Rd} - F_{t,c,Rd}; F_7 - F_{t,a,Rd} - F_{t,b,Rd} - F_{t,c,Rd} \end{array} \right\} \Leftrightarrow \\
 \Leftrightarrow F_{t,d,Rd} &= \frac{F_1 + F_{21}}{\beta} - F_{t,a,Rd} - F_{t,b,Rd} - F_{t,c,Rd} = 26,6 \text{ kN} \\
 \\
 & F_{t,e,Rd} \leq \min \{ F_{e,i}; F_{comp,i} - F_{t,a,Rd} - F_{t,b,Rd} - F_{t,c,Rd} - F_{t,d,Rd} \} \Rightarrow \\
 \Rightarrow F_{t,e,Rd} &= \min \left\{ \begin{array}{l} F_{3,e}; F_{4,e}; F_{5,e}; 2F_{10}; 2F_{11}; F_{12,3}; \frac{F_1 + F_{21}}{\beta} - F_{t,a,Rd} - F_{t,b,Rd} - F_{t,c,Rd} - F_{t,d,Rd}; \\ F_2 - F_{t,a,Rd} - F_{t,b,Rd} - F_{t,c,Rd} - F_{t,d,Rd}; F_7 - F_{t,a,Rd} - F_{t,b,Rd} - F_{t,c,Rd} - F_{t,d,Rd} \end{array} \right\} \Leftrightarrow \\
 \Leftrightarrow F_{t,e,Rd} &= \frac{F_1 + F_{21}}{\beta} - F_{t,a,Rd} - F_{t,b,Rd} - F_{t,c,Rd} - F_{t,d,Rd} = 0,0 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

Conclui-se que, segundo o Método das Componentes, as filas traccionada **e** e **f** não são solicitadas.

$$\begin{aligned}
 M_{j,Rd} &= \sum_r h_r \times F_{t,r,Rd} \Leftrightarrow \\
 \Leftrightarrow M_{j,Rd} &= 405 \times 10^{-3} \times 251,3 + 360 \times 10^{-3} \times 72,1 + 325 \times 10^{-3} \times 251,3 + 215 \times 10^{-3} \times 26,6 \Leftrightarrow \\
 \Leftrightarrow M_{j,Rd} &= 215,1 \text{ kN.m}
 \end{aligned}$$

A existência de betão permitiu um melhor aproveitamento da ligação, não só solicitando um maior número de filas traccionadas como também conseguindo aumentar a resistência de cada uma destas (fila **c** passa de 127,8 kN para 251,3 kN).

Obtenção da rigidez rotacional $S_{j,ini}$

A rigidez equivalente de tracção, k_{eq} , e rotacional, $S_{j,ini}$, determinam-se em seguida. O braço equivalente, z_{eq} , é igual a 239,7 mm.

$$\begin{aligned}
 k_{eq} &= \frac{\sum k_{eff,r} \times h_r}{z_{eq}} \Leftrightarrow k_{eq} = \frac{k_{eff,a} \times h_a + k_{eff,b} \times h_b + k_{eff,c} \times h_c + k_{eff,d} \times h_d + k_{eff,e} \times h_e + k_{eff,f} \times h_f}{z_{eq}} \Leftrightarrow \\
 \Leftrightarrow k_{eq} &= \frac{0,47 \times 405 + 1,08 \times 360 + 0,47 \times 325 + 2,77 \times 215 + 2,93 \times 155 + 2,77 \times 95}{239,7} \Leftrightarrow \\
 \Leftrightarrow k_{eq} &= 8,53 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 S_{j,ini} &= E_a \times z_{eq}^2 \times \frac{1}{\frac{1}{k_2} + \frac{1}{k_{eq}} + \frac{1}{k_1}} \Leftrightarrow S_{j,ini} = E_a \times z_{eq}^2 \times \frac{1}{\sum \frac{1}{k_2 + k_{22}} + \frac{1}{k_{eq}} + \frac{1}{k_1 + k_{21}}} \Leftrightarrow \\
 \Leftrightarrow S_{j,ini} &= 210 \times 10^3 \times 239,7^2 \times \frac{1}{\frac{1}{9,06 + 13,81} + \frac{1}{8,53} + \frac{1}{3,94 + 1,55}} \Leftrightarrow S_{j,ini} = 3,52 \times 10^4 \text{ kN.m}
 \end{aligned}$$

5.7 Obtenção das curvas M- Φ e M-d/H

As curvas M-d/H resultantes dos estudos realizados no âmbito do Método das Componentes apresentam-se neste ponto. Estas são obtidas das M- Φ através do conjunto de operações descritas no ponto 4.3.6 deste texto.

Apresentam-se e convertem-se de $M-\Phi$ para $M-d/H$, apenas, as curvas bilineares, de acordo com o referido no ponto 3.3, por se considerar que são estas as que melhor se enquadram na aplicação prática de engenharia de estruturas e, logo, as que são mais frequentemente utilizadas.

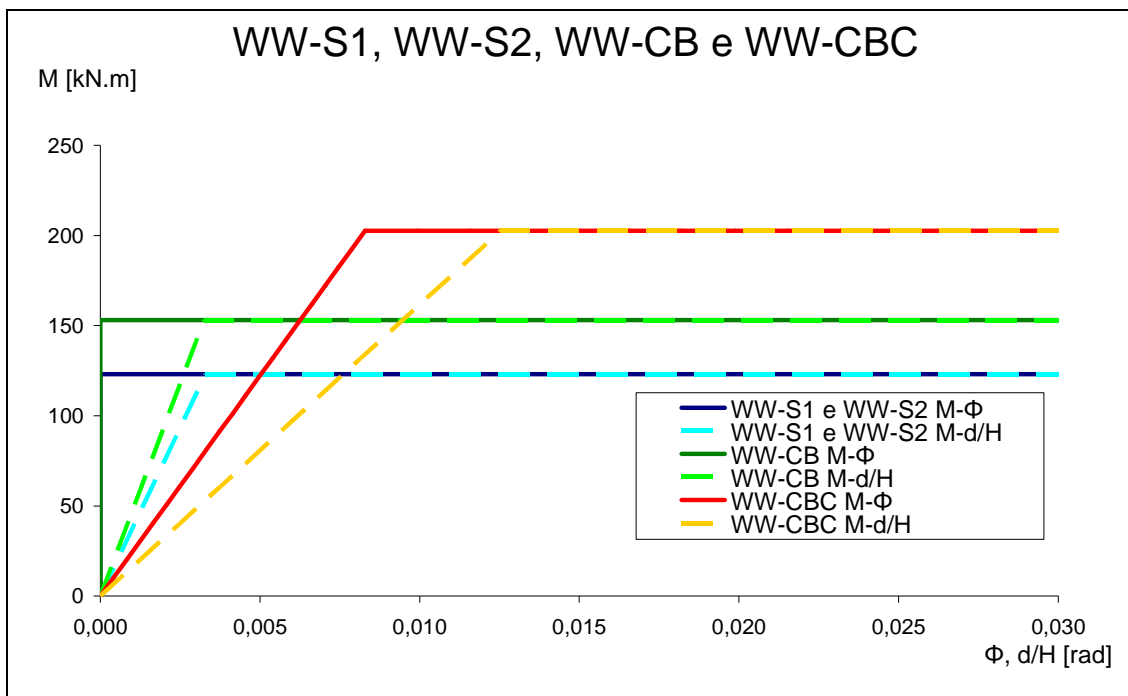


Figura 5.51 – Conversão dos gráficos $M-\Phi$ em $M-d/H$ para as ligações soldadas.

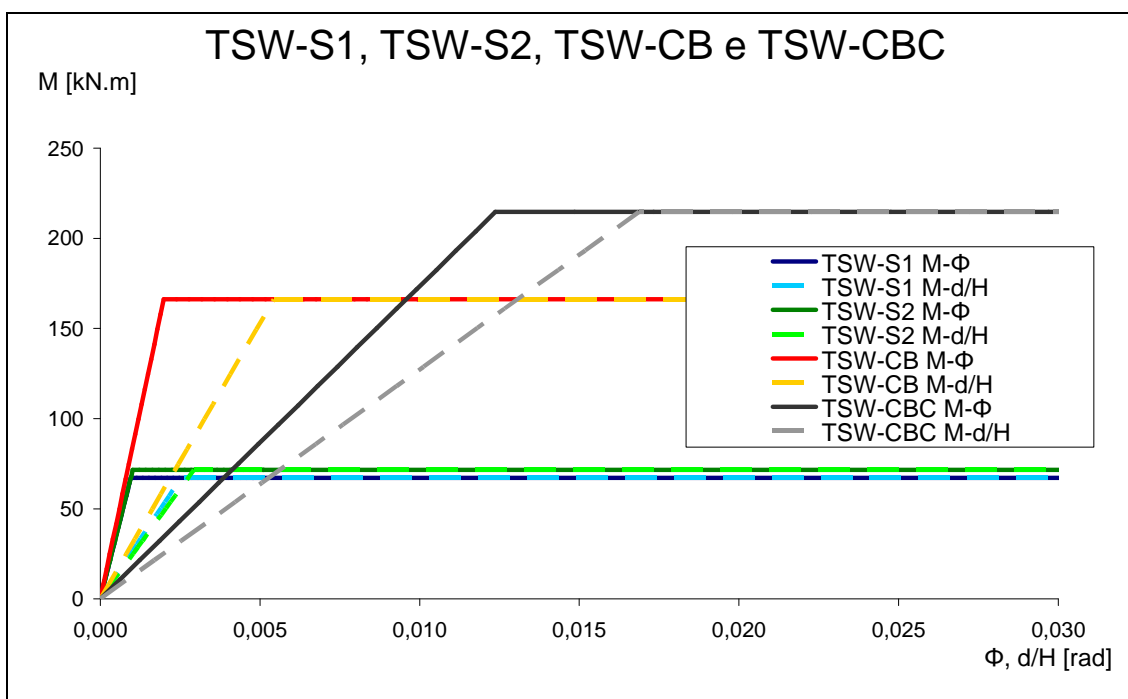


Figura 5.52 – Conversão dos gráficos $M-\Phi$ em $M-d/H$ para as ligações com cantoneiras.

6 Análise numérica de ligações

6.1 Considerações gerais e objectivos

O avanço da tecnologia motivou a aplicação do método dos elementos finitos ao estudo das ligações metálicas e mistas. O carácter tridimensional dos fenómenos inerentes ao comportamento das ligações: interacção entre tensões com direcções perpendiculares, fenómenos de encurvadura, etc, implica capacidades computacionais elevadas. Assim, não é de estranhar que o desenvolvimento de *softwares* e da capacidade computacional tenha despertado, nas últimas duas décadas, a atenção dos investigadores um pouco por todo o mundo.

Actualmente, os estudos realizados nesta área, ou consistem em estudos exclusivamente numéricos, ou possuem uma componente numérica que permite a comparação e a validação de resultados.

No âmbito das ligações metálicas e mistas e do Método das Componentes os *softwares* de ligações possuem duas aplicações importantes: obtenção de relações F-d das componentes e estudo das curvas de comportamento obtidas directamente de modelos globais das ligações.

O *software* utilizado para levar a cabo o estudo numérico no âmbito deste trabalho é um dos mais avançados deste género: ABAQUS. Não só permite considerar qualquer tipo de relação constitutiva e reológica para os materiais como também permite considerar efeitos de escorregamento, pré-esforço, interacção entre materiais e diversos tipos de condições de fronteira.

Os principais objectivos do uso de modelação e análise numéricas através de elementos finitos neste trabalho foram vários. O primeiro consiste na aprendizagem do funcionamento deste tipo de *softwares* e das análises realizadas no âmbito da investigação e desenvolvimento em engenharia de estruturas. O segundo, e principal, consiste na realização de ferramentas para análise do comportamento de ligações. Estas são devidamente calibradas e validadas através dos resultados dos ensaios experimentais. Os outros dois objectivos surgem da dificuldade de uma correcta modelação das ligações com cantoneiras (modelos TSW). Um deles consiste na averiguação da influência do pré-esforço no momento de cedência destas ligações. O outro consiste num estudo paramétrico para obtenção de uma correcta modelação do ajuste dos parafusos nos furos sem produção de problemas numéricos nem exigência de esforço computacional excessivo.

6.2 Descrição dos modelos de elementos finitos

Descrevem-se, neste ponto, os modelos de elementos finitos das ligações ensaiadas em laboratório e cuja descrição se pode encontrar no capítulo 4 deste texto: WW-S1 e TSW-S1. Esta descrição é feita sobre diversos assuntos: geometria dos elementos, materiais constituintes, discretização em elementos finitos, condições de fronteira, leis de interacção, restrições e aplicação de cargas.

6.2.1 Geometria

Os modelos de elementos finitos realizados reproduzem quase com total exactidão a geometria dos modelos reais WW-S1 e TSW-S1. Desde as secções dos elementos (IPE 300, HEB 200, L120x120x10 e L120x80x10), às dimensões dos parafusos e porcas, passando pelas dimensões e posições dos reforços transversais e pelas dimensões e posições dos furos em cada um dos elementos, todas as partes constituintes dos dois modelos foram reproduzidas de forma quase exacta.

Os aspectos que impedem uma modelação exacta dos modelos reais são vários.

No modelo numérico não são necessários os elementos de apoio aos ensaios experimentais (as chapas de encastramento e as estrutura de suspensão dos modelos) pelo que foram omitidos.

Ao observar os ensaios experimentais e os valores do Método das Componentes conclui-se que a rigidez e resistência dos parafusos traccionados é maior que a dos elementos colocados em série com estes. Acresce que exteriormente a estes as cantoneiras e o banzo da coluna se mantêm “colados” ao longo de todos os ensaios. Assim, opta-se por omitir dos modelos numéricos os parafusos traccionados e ligar rigidamente as zonas “coladas” das cantoneiras e do banzo da coluna.

O último dos aspectos em que os modelos numéricos e reais diferem consiste nos parafusos das cantoneiras de topo e assento sujeitos ao corte. Também estes possuem uma rigidez e resistência muito superior aos elementos que estão em série com estes pelo que, pelas mesmas razões dos anteriores, são omitidos.

Estas medidas diminuem muito o esforço computacional e produzem resultados e deformações semelhantes a um modelo real com geometria exactamente igual. Relembra-se a geometria dos dois modelos estudados numericamente e apresentam-se duas perspectivas onde é possível observar a geometria exacta dos modelos numéricos.

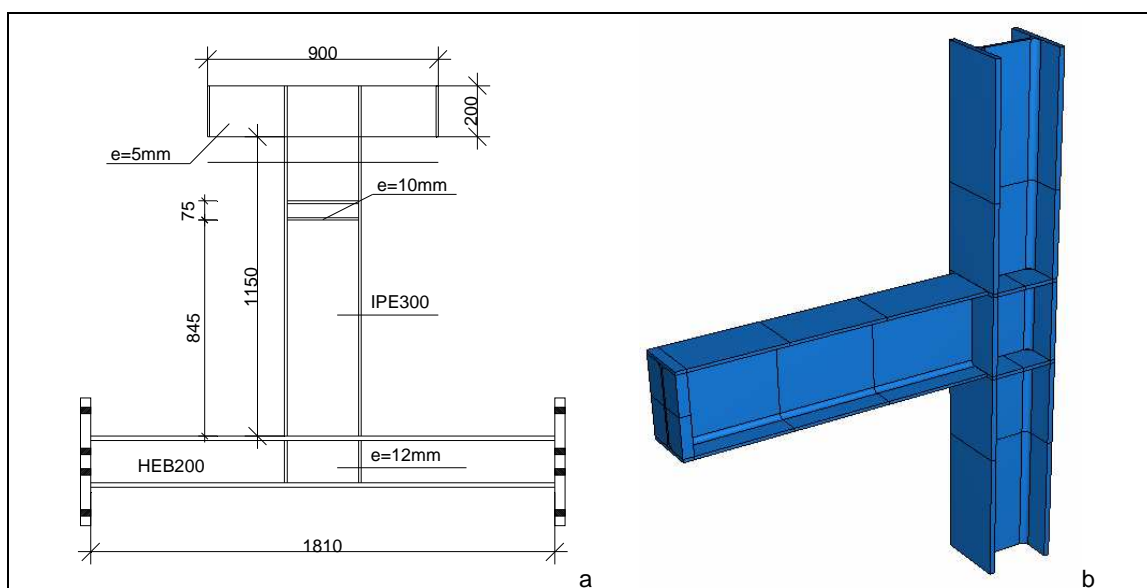


Figura 6.1 – a) Esquema do modelo real WW-S1; b) Geometria do modelo numérico correspondente ao modelo real WW-S1.

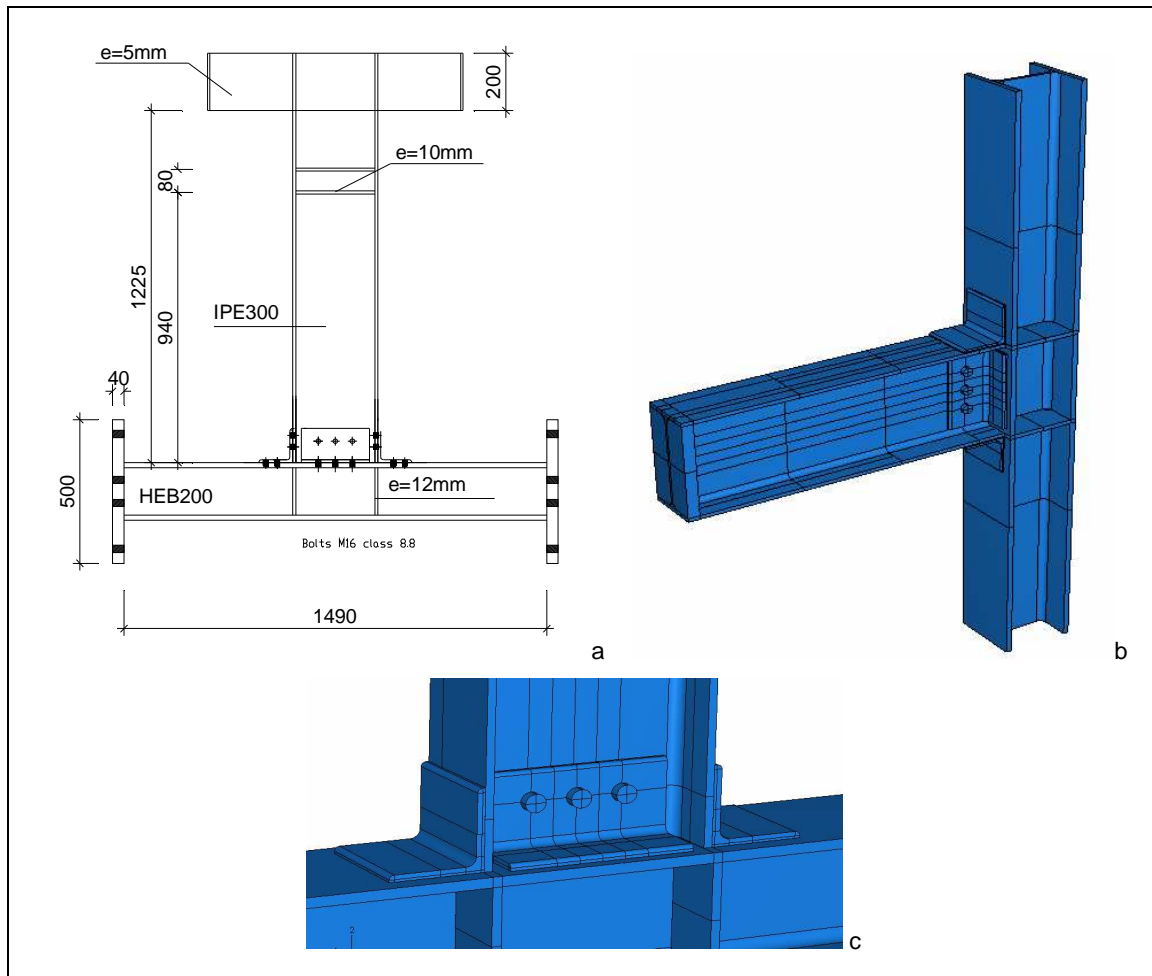


Figura 6.2 – a) Esquema do modelo real TSW-S1; b) geometria do modelo numérico correspondente ao modelo real TSW-S1; c) pormenor da ligação com cantoneiras.

Apresenta-se ainda, com maior pormenor, a geometria das diversas partes da ligação tal como foram definidas no ABAQUS. Na figura seguinte podem ser observadas cada uma das partes constituintes dos dois modelos simulados numericamente: Viga (a); Coluna (b); Cantoneira de alma (c); Cantoneira de topo e assento (d); Reforços transversais de viga (e); Reforços transversais de coluna (f); Conjunto parafusos + porcas (g); Anilhas de preenchimento (h).

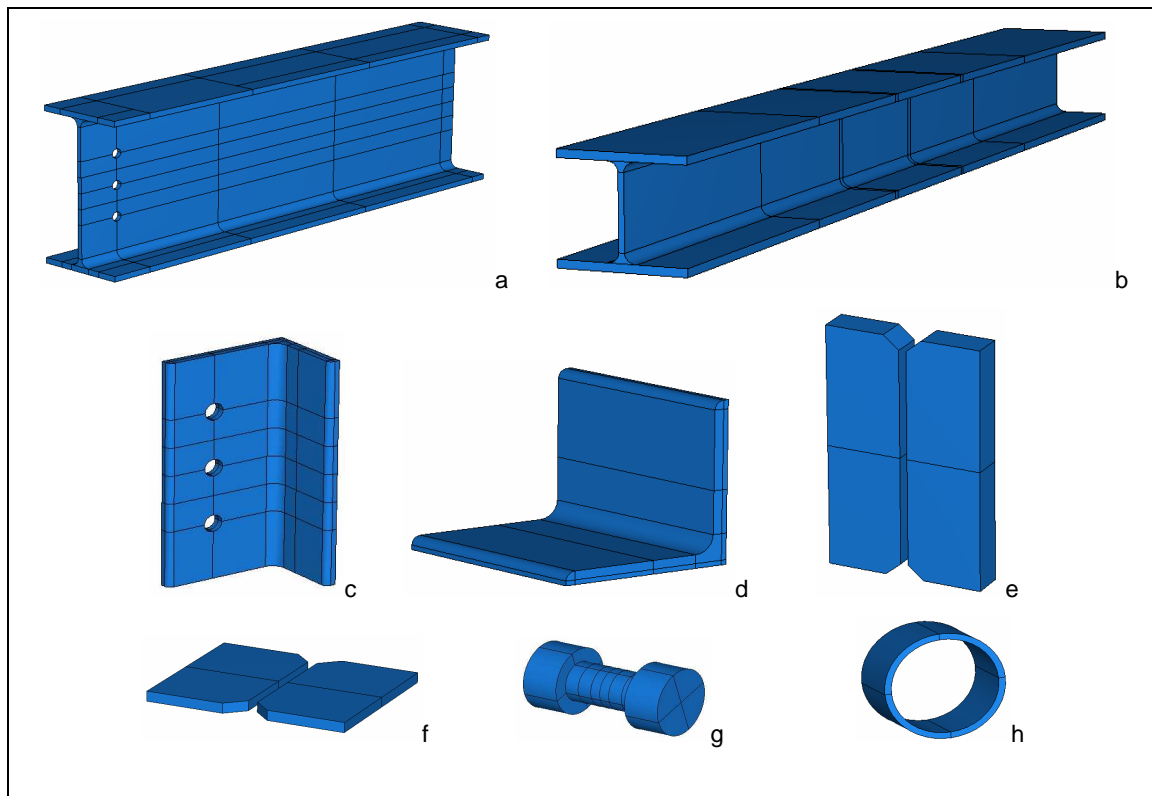


Figura 6.3 – Partes constituintes dos modelos numéricos realizados.

Algumas observações devem ser feitas sobre a geometria e constituição das partes acima representadas.

A existência de furos na alma da viga e nas cantoneiras de alma está de acordo com os modelos reais no entanto tal não acontece na coluna e nas cantoneiras de topo e assento. Tal deve-se a aspectos relacionados com a modelação do comportamento da ligação (explicados acima neste ponto).

A modelação de cada parafuso, em conjunto com a respectiva porca, serve o propósito de não modelar a interação entre estes dois elementos, que constitui um problema sem utilidade para o trabalho que se apresenta.

As anilhas de preenchimento são constituídas por um material cuja obtenção das características se descreve mais adiante e tem a principal função de evitar espaços vazios entre os furos e os fustes dos parafusos, situação geradora de dificuldades e erros numéricos.

6.2.2 Malha de elementos finitos

Os elementos finitos usados neste estudo numérico são do tipo C3D8R. A primeira letra desta sigla corresponde, segundo o manual de utilizador do ABAQUS [78], a elementos “Contínuos”, os dois caracteres seguintes identificam o elemento como tridimensional “3D”. O número 8 identifica o número de nós do elemento finito.

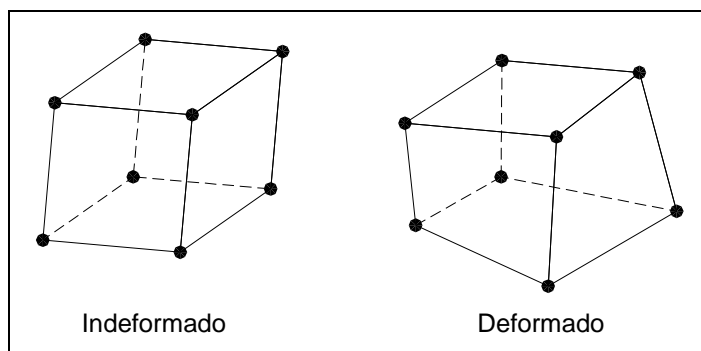


Figura 6.4 – Representação esquemática de elementos finitos do tipo C3D8, segundo o manual de instruções do ABAQUS [78].

A última letra da sigla que representa o tipo de elementos finitos usado, “R”, refere o tipo de integração usada: integração Reduzida. Neste tipo de integração apenas se consideram as variações lineares dos deslocamentos unitários aquando do cálculo das deformações na malha de elementos finitos (como se mostra na figura acima).

Além de não fornecer os resultados mais precisos (não permite contabilizar efeitos de segunda ordem nem permite controlar a distorção dos elementos) a integração reduzida é mais exigente na geometria dos elementos que se pretende discretizar. Esta exigência é tratada com uma divisão das várias partes da ligação em sub-partes, denominadas pelo ABAQUS como *regions*. A existência de *regions* percebe-se facilmente ao observar a Figura 6.1 e a Figura 6.3, deste texto, nas quais diversas linhas negras dividem as várias geometrias. Os resultados menos precisos da integração reduzida são compensados através de um grande refinamento da malha.

A escolha do tipo de elementos finitos e do refinamento da malha é feita pelo utilizador do ABAQUS. Após estas escolhas o *software* possui algoritmos que avaliam a geometria que se pretende discretizar e determinam se é ou não possível proceder à discretização com o tipo de elementos escolhidos. Caso não seja possível, o utilizador pode continuar a dividir a geometria ou escolher elementos menos exigentes mas com maior necessidade de esforço computacional.

Nos modelos em estudo é definida uma solução em que a malha de elementos finitos possui um elevado grau de refinamento mas em que todos os elementos são do tipo C3D8R. Deste modo diminui-se o esforço computacional e, logo, o tempo das análises (“corridas”) mantendo um elevado nível de precisão.

O refinamento da malha é mais elevado na zona da ligação devido à existência de concentrações de tensão elevadas e à exigência dos algoritmos usados, pelo *software*, no contacto entre as várias partes dos modelos. Estes são algoritmos do tipo *master – slave*, nos quais a precisão é muito afectada pela dimensão relativa da malha da superfície tida como *slave* em relação à da superfície *master*, como se explica melhor mais adiante.

As dimensões menores usadas nos elementos finitos dos modelos são 5,0 mm nos parafusos e cantoneiras, onde se desenvolvem concentrações de tensões elevadas. Nos elementos que simulam a geometria das colunas e das vigas a dimensão menor é de 10,0 mm e 15,0 mm, consoante sejam *master* ou *slave* nos algoritmos de contacto. As dimensões

máximas dos elementos finitos são de 50,0 mm junto aos apoios e à extremidade da viga em consola por serem zonas onde ocorrem variações pouco acentuadas de esforços e tensões.

Apresentam-se, na figura seguinte, os modelos de elementos finitos que pretendem simular o comportamento de WW-S1 e TSW-S1, nos quais se pode perceber o refinamento da malha ao longo de toda a sua extensão.

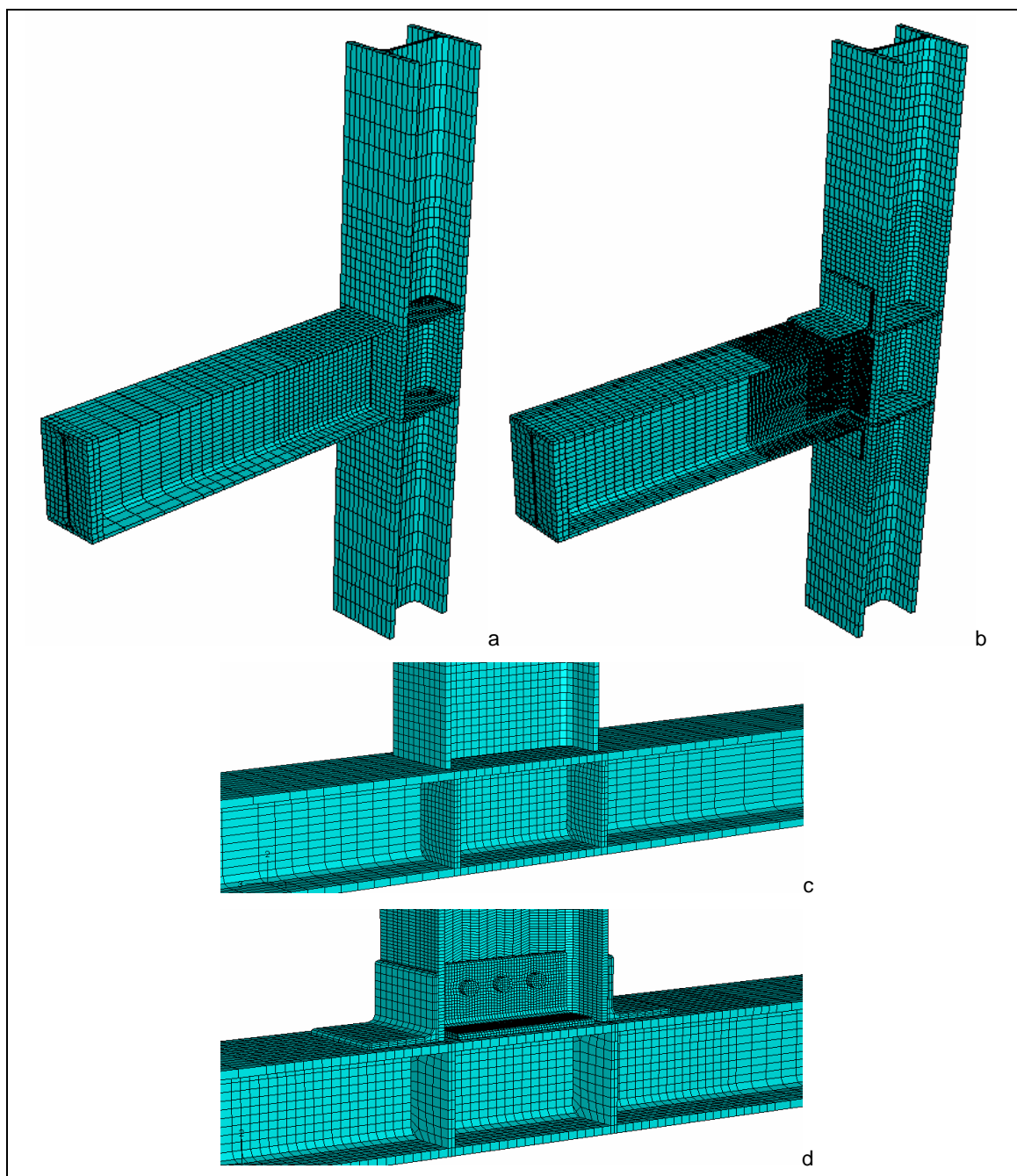


Figura 6.5 – Representação da malha de elementos finitos dos modelos desenvolvidos: a) vista geral WW-S1; b) vista geral TSW-S1; c) pormenor WW-S1; d) pormenor TSW-S1.

Nos pormenores da figura anterior consegue-se ter uma percepção quase total da malha do modelo de WW-S1 e uma boa ideia da de TSW-S1, ainda assim convirá mostrar alguns pormenores, especialmente nas zonas aparafusadas e em curva.

A zona de ligação entre a alma e os banzos, quer da viga quer da coluna, constitui uma zona particular onde existem curvas que têm que ser “linearizadas” através dos bordos dos elementos finitos. A discretização desta zona não é independente da que se pretenda para alma. Uma malha muito fina nesta zona vai implicar que também o seja na alma, o que, por sua vez, implicará maior esforço computacional. Como se pode observar abaixo, a discretização é semelhante nos dois elementos no entanto a viga possui uma malha mais refinada devido às condições impostas pelos algoritmos de contacto.

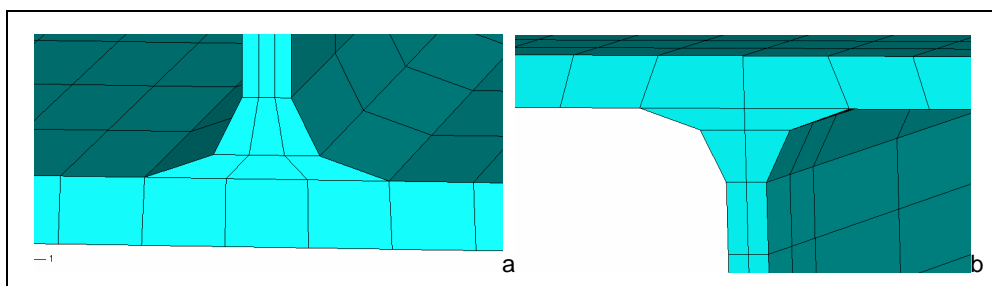


Figura 6.6 – Representação do pormenor da ligação entre os banzos e a alma da viga (a) e da coluna (b).

Também nas cantoneiras existe uma zona em que interessa mostrar a discretização. As zonas de ligação entre as abas das cantoneiras são constituídas por superfícies planas e curvas. A discretização desta zona com elementos finitos C3D8R constitui um desafio que teve diferentes soluções para as cantoneiras de topo e assento e para as cantoneiras de alma. Para obter discretizações com elementos C3D8R é necessário dividir a geometria em várias regiões até que o algoritmo do ABAQUS realize a discretização. Uma divisão em *regions* diferentes para os dois tipos de cantoneira resultou numa discretização diferente destas zonas de pormenor.

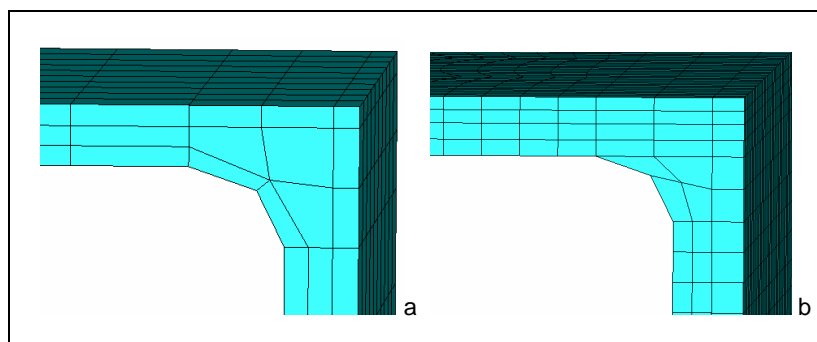


Figura 6.7 – Representação do pormenor da ligação entre as abas das cantoneiras: de topo e assento (a) e de alma (b).

As outras duas zonas de pormenor que interessa referir no âmbito da malha de elementos finitos são os furos e os parafusos.

Os furos existem na alma da viga e nas cantoneiras de alma e a sua discretização em elementos finitos foi realizada de maneira a perturbar o mínimo possível a malha rectilínea destes elementos. No caso da viga aproveitam-se os furos para estreitar a malha junto à zona de ligação, como se pode observar na figura seguinte (b).

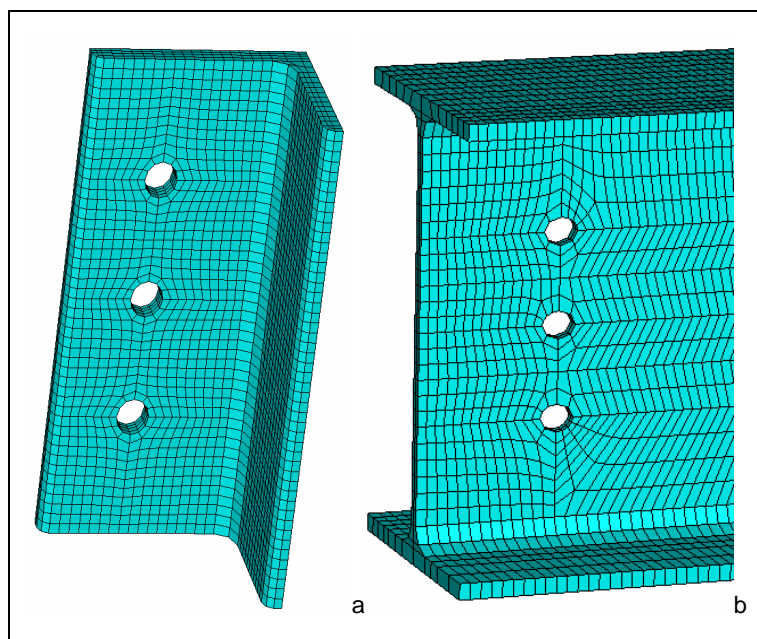


Figura 6.8 – Representação do pormenor dos furos: das cantoneiras de alma (a) e da viga (b).

Os conjuntos parafusos + porcas consistem numa associação de cilindros, agrupados pelas suas bases. A discretização destes em elementos finitos do tipo C3D8R obrigou a uma divisão, destas partes, em bastantes regiões (como pode ser observado na Figura 6.3 (g)) e a uma discretização em elementos finitos com dimensões reduzidas (que, em algumas zonas, chegam a ser menores que 5,0 mm).

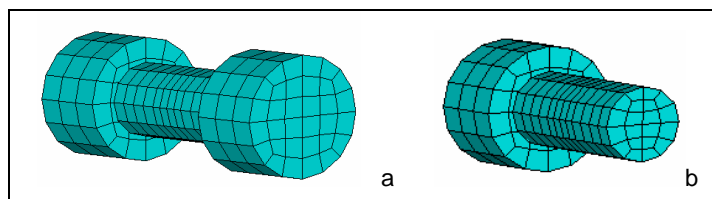


Figura 6.9 – Representação do pormenor da malha de elementos finitos adoptada para os parafusos.

6.2.3 Leis constitutivas dos materiais

O comportamento físico dos elementos finitos dos modelos numéricos realizados segue o dos materiais que constituem os modelos físicos WW-S1 e TSW-S1. Este é definido através de leis constitutivas do comportamento, que o *software* permite definir através de pontos num sistema de eixos bidimensional σ - ϵ ou de comportamentos pré-definidos.

A relação constitutiva (gráfico σ - ϵ) é inserida, como *input* da análise de elementos finitos, em cada um dos elementos finitos dos modelos. Sabendo que cada modelo possui alguns milhares de elementos conclui-se, facilmente, que a lei constitutiva tem uma grande influência na exigência computacional requerida pelas análises (e, logo, no tempo que estas demoram). Análises lineares, em que a relação constitutiva é apenas um recta, podem demorar uma pequena fracção do tempo necessário para realizar análise elasto-plásticas, no caso dos modelos realizados esta fracção é de 5%.

Assim, procurou encontrar-se uma solução de compromisso entre a simplificação das relações constitutivas a introduzir como *input* e a precisão dos resultados obtidos.

As relações constitutivas dos aços dos modelos físicos foram determinadas através de ensaios de tracção e apresentadas no ponto 4.2.1 deste texto. Na Figura 4.4 e na Figura 4.5 traçam-se os gráficos correspondentes às relações constitutivas e na Tabela 4.1, que se volta a apresentar em seguida, mostram-se os valores característicos usados para definir as relações constitutivas inseridas nos modelos numéricos.

	Ensaio Experimental	PE1	PE2
$f_y = R_{eH}$ [MPa]	Cantoneiras	287,8	332,7
	Coluna HEB 200	326,1	332,5
	Viga IPE 300	352,7	348,7
$f_u = R_m$ [MPa]	Cantoneiras	420,1	443,3
	Coluna HEB 200	434,4	435,3
	Viga IPE 300	451,3	459,5
ϵ_u [MPa]	Cantoneiras	0,0262	0,0248
	Coluna HEB 200	0,0241	0,0262
	Viga IPE 300	0,0273	0,0255

Tabela 6.1 – Valores obtidos dos ensaios de tracção realizados no LERM.

O *software* ABAQUS possibilita a escolha de diversos tipos de comportamento mecânico que podem ser combinados entre si permitindo que se modele, com precisão, o comportamento de qualquer tipo de material.

O comportamento do aço estrutural, que constitui as ligações em estudo, é modelado, no âmbito deste trabalho, através de uma curva bilinear. Esta é obtida de uma das opções pré-definidas do ABAQUS e consiste na combinação de um comportamento elástico com um plástico.

Dado que um dos principais objectivos do trabalho que se apresenta é o estudo de um método estipulado na regulamentação, e que este usa como *input* a curva bilinear estipulada na figura 5.8 da EN 1993-1-1 [76], então, para se poder comparar adequadamente os resultados dos vários métodos opta-se por usar esta mesma curva no estudo numérico.

A definição da relação constitutiva bilinear σ - ϵ requer a inserção dos parâmetros: módulo de elasticidade, E_a , tensão de cedência, f_y , extensão plástica, ϵ_p , e coeficiente de Poisson, ν , (que não é usado directamente na curva mas que tem influência no comportamento do ligação).

A extensão plástica, ϵ_p , é a extensão que, em gráficos multilineares, se obtém da descarga realizada em cada um dos pontos angulosos. A cada ponto angularo corresponde um par de valores [ϵ_p , f_y] que consistem nas suas coordenadas.

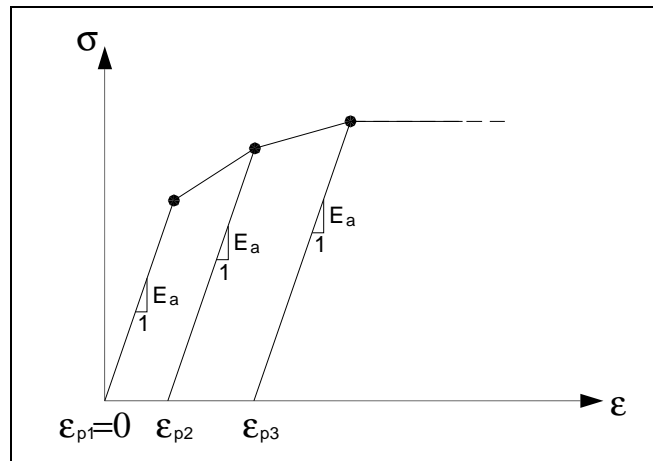


Figura 6.10 – Relação constitutiva multilinear e parâmetros a inserir no ABAQUS.

Na relação constitutiva bilinear utilizada neste estudo numérico ϵ_p é nulo e f_y é o valor da tensão de cedência registado nos ensaios de caracterização mecânica e apresentado na tabela anterior. O valor do módulo de elasticidade do aço, E_a , por não ter sido determinado em ensaios de caracterização mecânica, é o estipulado na EN 1993-1-1 [76]: $E_a=210$ GPa.

O gráfico é simples de definir e o esforço computacional reduzido, originando assim análises rápidas e com o mesmo *input* dos modelos estudados com o Método das Componentes.

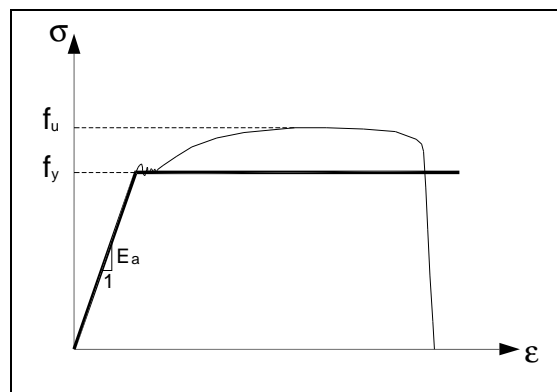


Figura 6.11 – Relação constitutiva bilinear usada na análise numérica.

Reconhece-se que ignorar a resistência pós-cedência do aço origina valores de resistência menores que os reais, no entanto este facto é parcialmente compensado pela não existência de imperfeições e pela maior rigidez que os modelos elementos finitos, regra geral, apresentam face aos reais.

6.2.4 Carregamento aplicado

Apresentam-se, neste ponto, as cargas aplicadas aos modelos numéricos. O *software* ABAQUS possui, pré-definidos, diversos tipos de cargas aplicáveis a diferentes geometria e/ou elementos. Destes foram escolhidos dois tipos de carregamentos: carga de aparafusamento (*bolt load*) e carga uniformemente distribuída perpendicular a superfície (*pressure*).

A primeira é aplicada no plano intermédio do fuste do conjunto parafuso + porca e exerce uma força de tracção ao conjunto, que irá provocar compressão nos elementos adjacentes.

Para aplicar este carregamento é necessário definir o eixo de actuação da força e o plano intermédio do conjunto (perpendicular ao anterior). O primeiro é o eixo de revolução do conjunto enquanto que o plano é aquele que secciona o fuste a meio do seu comprimento.

A intensidade da força de pré-esforço é definida de acordo com a expressão (3.1) da EN 1993-1-8 [1] e aplicada com taxa de crescimento constante, segundo opção “*ramp*” existente no *software*.

$$F_{p,Cd} = 0,7 \times f_{ub} \times A_s / \gamma_7$$

em que:

f_{ub} é a tensão última do parafuso;

A_s é a área resistente à tracção;

γ_7 é o coeficiente parcial de segurança que deve ser tomado igual a 1,0.

Dado que os parafusos utilizados são M16 da classe 8.8 tem-se:

$$F_{p,Cd} = 0,7 \times f_{ub} \times A_s / \gamma_7 = 0,7 \times 800,0 \times 157,0 / 1,0 = 88,0 \text{ kN}$$

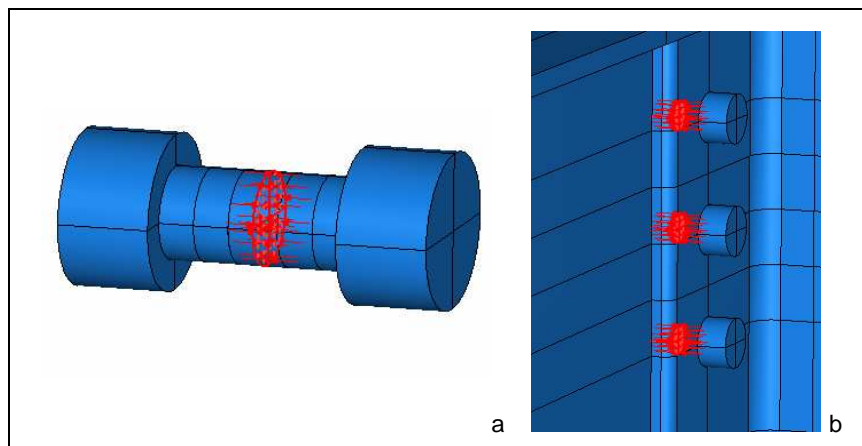


Figura 6.12 – Aplicação da força de pré-esforço nos parafusos: (a) pormenor; (b) em contacto com as restantes partes da ligação.

O outro carregamento aplicado ao modelo de elementos finitos pretende simular a actuação do conjunto macaco + célula de carga, nos ensaios experimentais. É este carregamento que permite obter os resultados e tirar conclusões sobre o estudo experimental e numérico.

A aplicação de uma carga concentrada ou linear (ao longo da largura do banzo da viga) provocam problemas numéricos e distorções acentuadas que impedem as análises de correr. A carga que se pretende aplicar é, então, distribuída uniformemente por uma área que corresponde à largura do banzo da viga (150,0 mm) e à espessura das chapas que a reforçam na extremidade (30,0 mm).

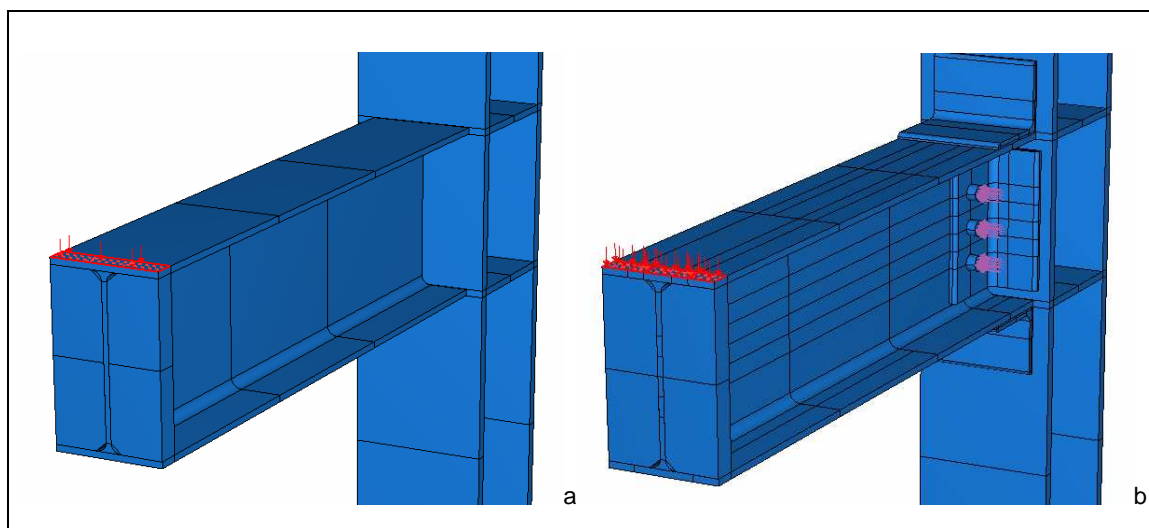


Figura 6.13 – Carga aplicada correspondente à cara aplicada nos ensaios experimentais dos modelos: (a) WW-S1; (b) TSW-S1.

A carga distribuída aplicada aos modelos de elementos finitos corresponde à aplicação de um momento de 250 kN.m, valor que, após observação dos ensaios experimentais, se considera ser suficiente para garantir que se dá a rotura em ambos os modelos. A este valor corresponde o de uma carga uniformemente distribuída, em 45 cm² da extremidade da viga, com o valor de 64,45 MPa.

Relembra-se que a carga é aplicada com aumento constante até não ser possível realizar incrementos de carga (por corresponderem a aumentos de deslocamento “infinitos”).

O *software* ABAQUS funciona por “passos” (*steps*), que têm a principal função de dividir a aplicação de forças ou efeitos aplicados a um dado modelo. A existência de *steps* constitui uma ferramenta muito versátil pois torna possível, por exemplo, a inversão de sentidos de cargas, intercalação de diversos tipos de efeitos, etc.

Nos modelos realizados o carregamento correspondente ao pré-esforço dos parafusos foi realizado no segundo *step* e o carregamento da viga no terceiro. O primeiro *step* existe por definição no e consiste no “*step* inicial” onde são impostas as condições de fronteira e as interações e no qual não é possível aplicar qualquer carregamento.

6.2.5 Condições de fronteira e leis de interacção

As condições de fronteira consistem em restrições realizadas ao modelo com o objectivo de simular a relação deste com o exterior. As leis de interacção especificam as restrições que as várias partes de um modelo operam umas sobre as outras. Leis de interacção são aplicadas às interfaces entre as várias partes dos modelos numéricos para definir o comportamento que deverão ter entre si.

6.2.5.1 Condições de fronteira: encastramentos nas colunas

A modelação de condições de fronteira pode ser feita, no ABAQUS, a diversos níveis e sobre várias grandezas (velocidades, potencial eléctrico, rotações, deslocamentos, etc). Impuseram-se restrições aos deslocamentos e rotações, nas três direcções, a todos os pontos

das secções extremas das colunas. Garante-se, assim, que o comportamento das colunas dos modelos numéricos está de acordo com os modelos reais ensaiados em laboratório.

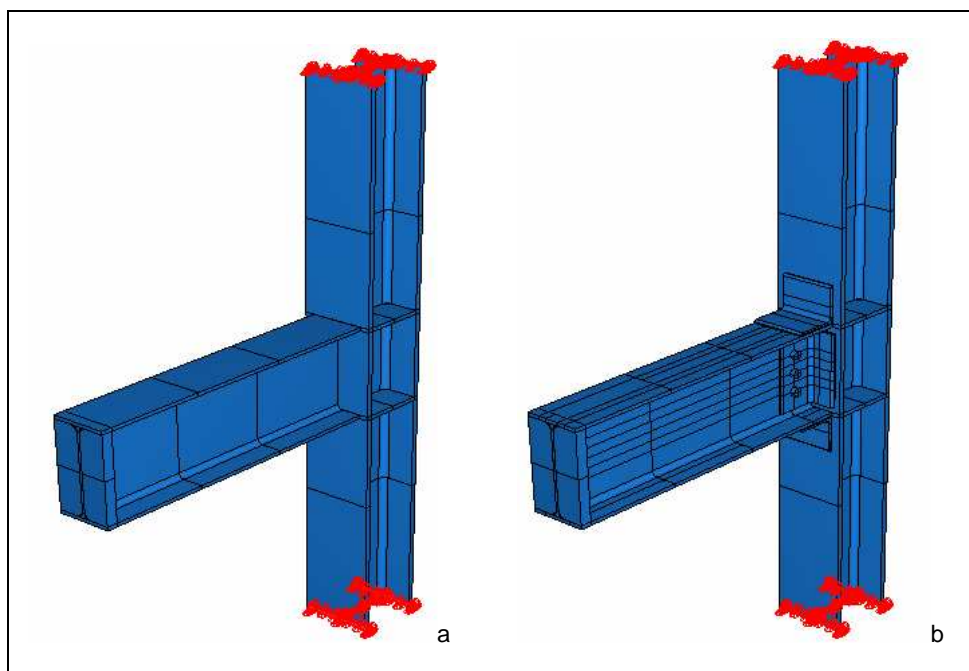


Figura 6.14 – Condições de fronteira impostas aos modelos: (a) WW-S1; (b) TSW-S1.

As condições de fronteira são aplicadas aos modelos no *step* inicial e propagadas para os *steps* seguintes garantindo, assim, que aquando da aplicação das cargas e efeitos as condições de fronteira “se fazem sentir” nos elementos dos modelos.

6.2.5.2 Ligações rígidas – *tie constraints*

As duas leis de interação usadas nos modelos consistem em: ligações rígidas (*tie constraint*) e interações, às quais se associam propriedades pré-definidas.

As ligações rígidas estão associadas a um algoritmo do tipo *master-slave*. Este tipo de ligação aponta a um nó da superfície, definida como *slave*, valores dos deslocamentos que consistem nas médias pesada dos deslocamentos dos nós, da superfície *master*, mais próximos deste. Os pesos usados para esta média são dados pelas funções de forma dos elementos finitos, geralmente designadas por Ψ_i .

Este tipo de algoritmo requer que a malha da superfície *slave*, seja mais apertada que a da superfície *master*, sob pena de, caso esta condição não seja satisfeita, se terem perdas de precisão nos resultados.

Como já se referiu atrás, na descrição da malha de elementos finitos, esta condição teve uma influência muito grande na escolha das superfícies *master* e *slave* e no grau de refinamento da malha de cada uma destas.

Apresentam-se, nos parágrafos e figuras seguintes, as ligações rígidas usadas entre partes dos modelos de elementos finitos estudados. Note-se que uma superfície pode ser simultaneamente *master* de uma ligação e *slave* de outra, mas não pode, no entanto, ser *slave* de duas restrições em simultâneo. Não se pode obrigar determinados pontos do modelo a

“obedecer” aos deslocamentos impostos por duas condições (ou leis) distintas (que impõem deslocamentos distintos).

Comum aos dois modelos, WW-S1 e TSW-S1, são as ligações rígidas que ligam tanto a coluna como a viga aos respectivos reforços transversais. Nestes dois casos as superfícies *slave* são as dos reforços.

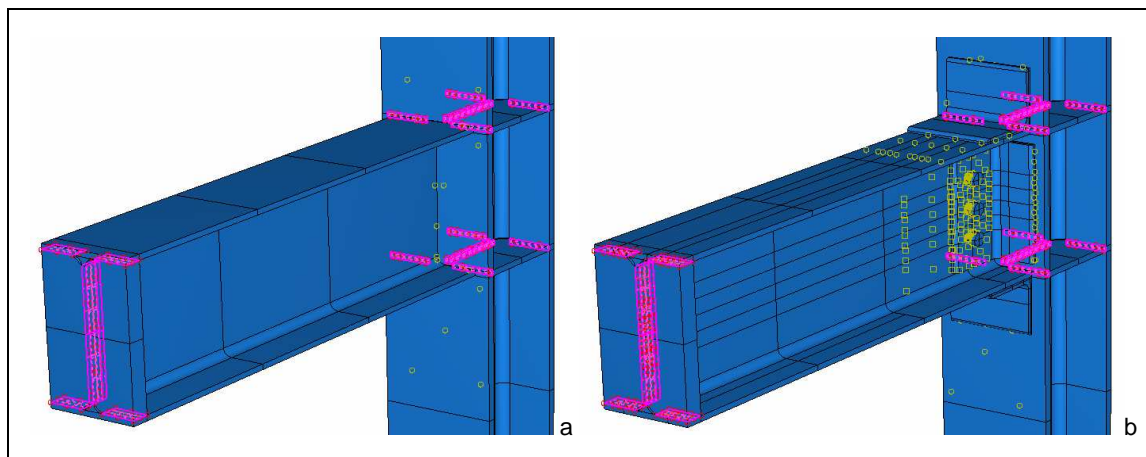


Figura 6.15 – Ligações rígidas dos elementos aos reforços transversais, (a) WW-S1, (b) TSW-S1.

No modelo WW-S1 existe apenas mais uma ligação rígida que é a que simula a ligação soldada entre a viga e a coluna. O ABAQUS representa a vermelho as superfícies *master* e a rosa as *slave*. Neste caso é fácil perceber que a superfície *master* é a do banzo da coluna.

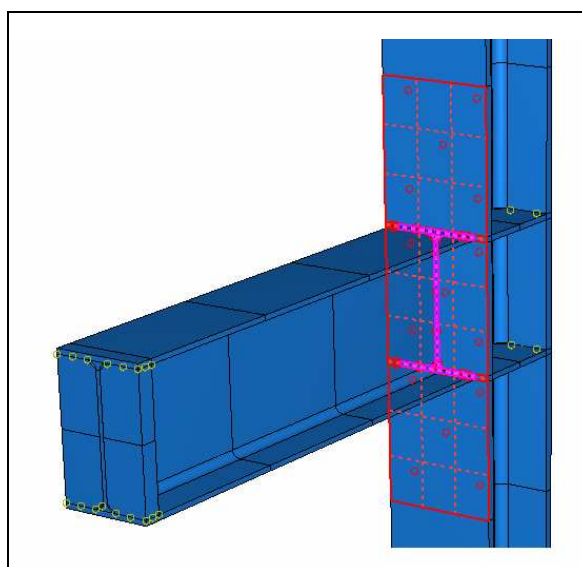


Figura 6.16 – Ligação rígida viga-coluna do modelo WW-S1.

No modelo TSW-S1 existem dois conjuntos de ligações que interessa referir: as que ligam as cantoneiras, de topo e assento, à viga e as que ligam as cantoneiras, de topo, assento e alma, à coluna.

Como já foi referido atrás, a observação dos ensaios experimentais permitiu concluir que a rigidez das cantoneiras sujeitas à flexão é muito inferior à do esmagamento e corte nestas regiões, que podem, assim, ser modeladas como infinitamente rígidas.

A simulação do comportamento da ligação entre as cantoneiras e a coluna do modelo TSW-S1 faz-se, também, através de *tie constraints*. Também aqui se verificou, ao observar os modelos ensaiados em laboratório, que não ocorriam deformações significativas dos parafusos. Estes foram, então, omitidos para dar lugar a ligações rígidas, como mostra a figura seguinte (b).

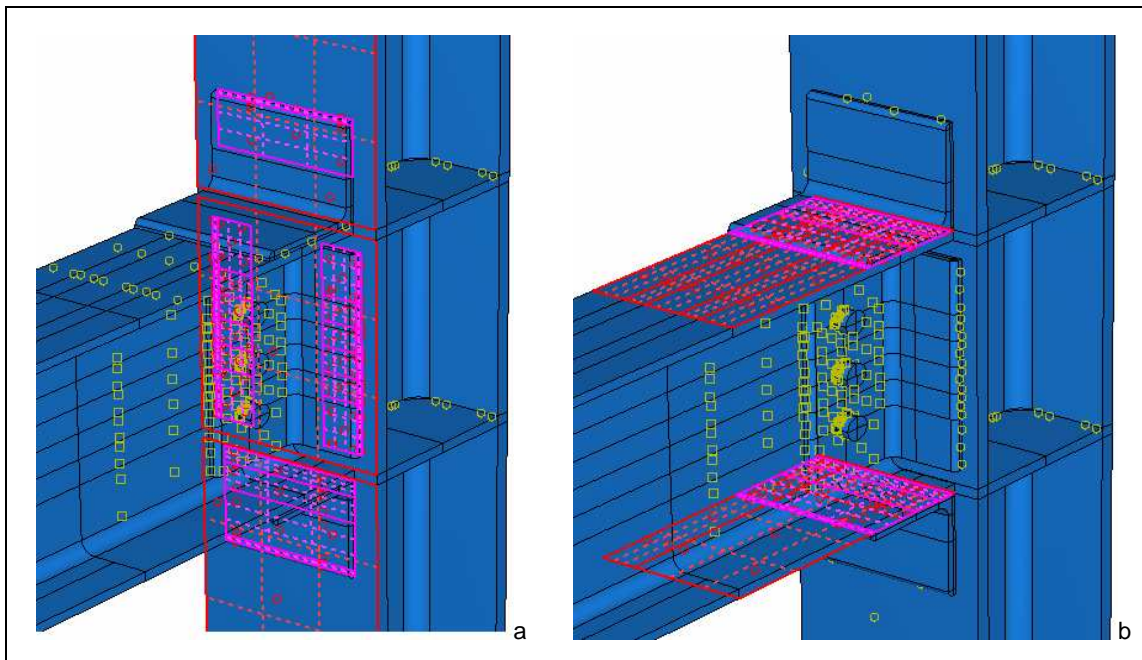


Figura 6.17 – Ligações rígidas elementos - cantoneiras: (a) coluna-cantoneiras, (b) viga-cantoneiras.

6.2.5.3 Ligações com atrito e sem sobreposição

As ligações que, no modelo numérico de TSW-S1, sofrem deslocamentos significativos entre partes não podem ser modeladas com *tie constraints*. Para estas definem-se leis que simulam a interacção tangencial e normal em pares de superfícies da ligação.

Segundo a tabela 3.7 da EN 1993-1-8 [1] o coeficiente de atrito, μ , de superfícies de elementos metálicos pintados e sem tratamento deverá ser tomado igual a 0,2 (que corresponde à classe de superfícies D – superfícies sem tratamento especial). No ABAQUS definiu-se uma lei de interacção tangencial que considera este valor para o coeficiente de atrito.

No que diz respeito à lei de interacção na direcção normal às superfícies definiu-se uma separação livre entre as partes mas proibiu-se a sobreposição das mesmas (rigidez nula à tracção e infinita à compressão entre as duas superfícies).

Através destas duas leis (normal e tangencial) reproduz-se, o mais fielmente possível e de acordo com a regulamentação, a interacção entre as várias partes da ligação.

A modelação destes tipos de interacção, no modelo que simula o comportamento de TSW-S1, é feita em três regiões diferentes: contacto entre a viga e a coluna, contacto entre as cantoneiras e os conjuntos parafuso + porca e zona de contacto entre as cantoneiras de alma e a viga.

A primeira destas regiões tem aspecto igual ao par *master-slave* da ligação WW-S1, representado na Figura 6.16 deste texto, as outras duas apresentam-se na figura seguinte.

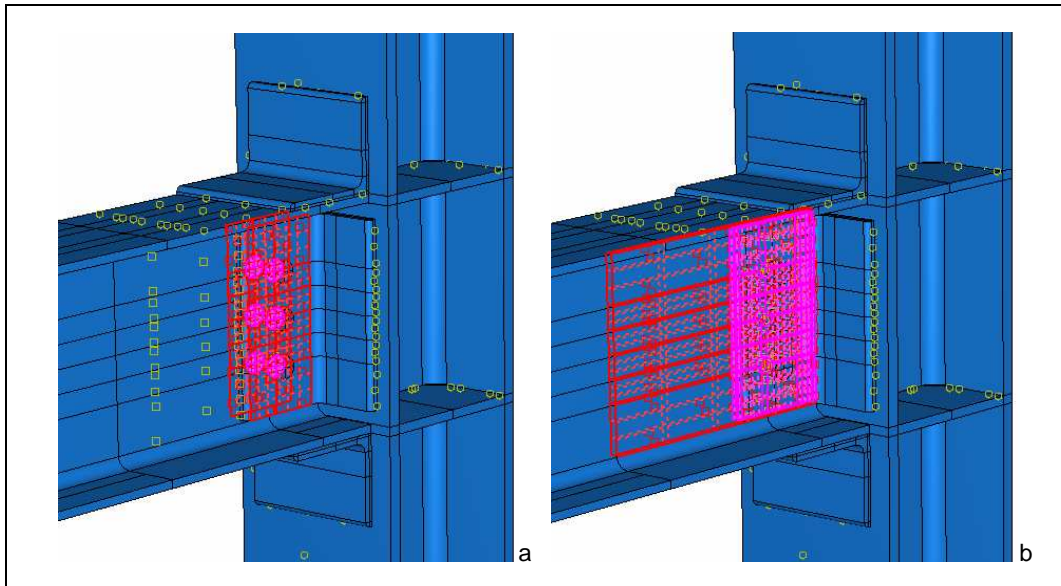


Figura 6.18 – Interação entre partes da ligação TSW-S1: (a) interação entre parafusos+porcas e cantoneiras de alma, (b) interação entre cantoneiras de alma e viga.

6.2.5.4 Parafusos e furos

A modelação da região que abrange o contacto entre os parafusos e os furos, realizados nas cantoneiras de alma e na viga, é de alguma complexidade. A necessidade de ter em conta os efeitos: do corte nos parafusos, do esmagamento nas paredes dos furos e do ajuste dos parafusos a estas (o diâmetro dos parafusos é inferior ao dos furos) leva a que se tenham que adoptar medidas e técnicas de modelação que evitem os erros numéricos.

Numa primeira fase tentou modelar-se as interações através de leis de comportamento com atrito e sem sobreposição, no entanto a existência de espaço entre o fuste dos parafusos e as paredes dos furos gera erros e problemas numéricos importantes que impedem o ABAQUS de realizar as análises. Assim, uma alternativa de modelação foi estudada. Esta consiste na criação de um novo material que se usa para preenchimento do espaço vazio e é ligado aos parafusos e às paredes dos furos através de *tie constraints*. Tem uma relação constitutiva bilinear com limite de tensão resistente igual à dos parafusos: $f_{ub}=800$ MPa. A rigidez (módulo de elasticidade) deste material não se conhece à partida e é estudado através de um estudo paramétrico que se descreve mais adiante.

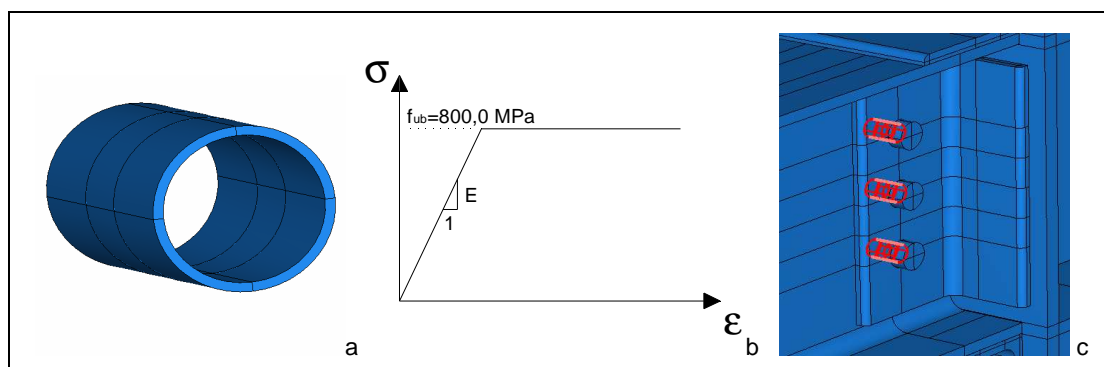


Figura 6.19 – (a) Anilhas de preenchimento; (b) Relação constitutiva do material que constitui o preenchimento; (c) Enquadramento do preenchimento na ligação.

O desafio deste tipo de modelação consiste na definição da rigidez do material de preenchimento. A calibração deste parâmetro, E , foi feita com recurso às curvas obtidas dos ensaios de carga monotónicos, como se explica mais adiante neste texto.

A existência de, apenas, *tie constraints* e a ausência de espaços vazios entre as partes elimina, na totalidade, os problemas numéricos e diminui o tempo das análises realizadas pelo ABAQUS.

A idealização da deformação da anilha permite concluir que a zona central, adjacente à alma da viga, se deforma no sentido oposto às zonas periféricas, adjacentes às cantoneiras de alma, como se mostra na figura seguinte.

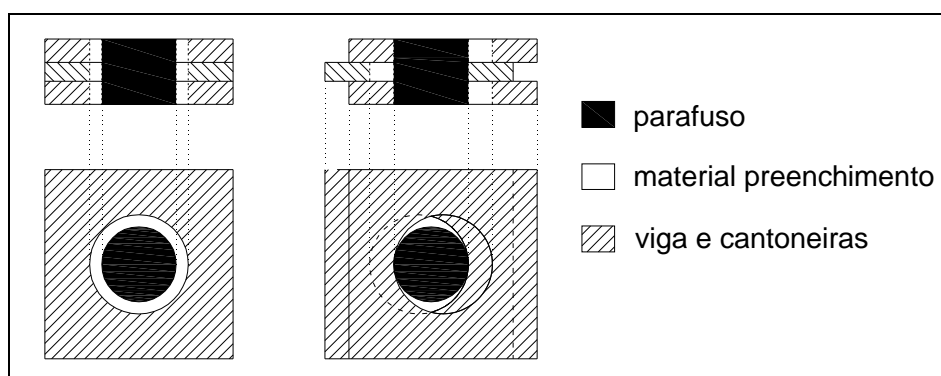


Figura 6.20 – Esquema representativo da deformação do material de preenchimento.

6.3 Análise dos modelos de elementos finitos

A análise dos modelos numéricos, realizados com o objectivo de simular o comportamento dos reais WW-S1 e TSW-S1, divide-se em várias fases:

- análise do modelo de elementos finitos, por parte do ABAQUS, e do carregamento e condições de apoio aplicados;
- definição dos nós do sistema nos quais se observam os deslocamentos em função dos incrementos de carga aplicados ao modelo;
- obtenção do *output* do ABAQUS e tratamento deste de modo a formar gráficos M-d/H comparáveis com os resultados obtidos nas análises experimental e analítica;
- observação da evolução das deformações e tensões de comparação de Von Mises para verificar se estão consistentes com os modelos reais.

A passagem por cada uma destas fases foi bem sucedida e permitiu tirar conclusões sobre o modelo numérico de WW-S1. Pelo contrário, a análise do modelo numérico de TSW-S1 motivou um estudo paramétrico com o objectivo de obter a modelação numérica mais adequada.

O valor total da carga é aplicado em incrementos pré-definidos pelo utilizador do ABAQUS. Nas análises realizadas a ambos os modelos o incremento pré-definido é de um centésimo da carga total aplicada (250,0 kN.m de momento flector ou 64,45 kN/m de carga distribuída) com possibilidade de ser reduzido caso o programa, durante a análise, “entenda” que tal é necessário.

A obtenção das deformações e tensões de Von Mises é observada directamente na interface do programa através da apresentação de zonas com cores delimitadas por isolinhas que podem representar qualquer grandeza física inerente ao modelo analisado.

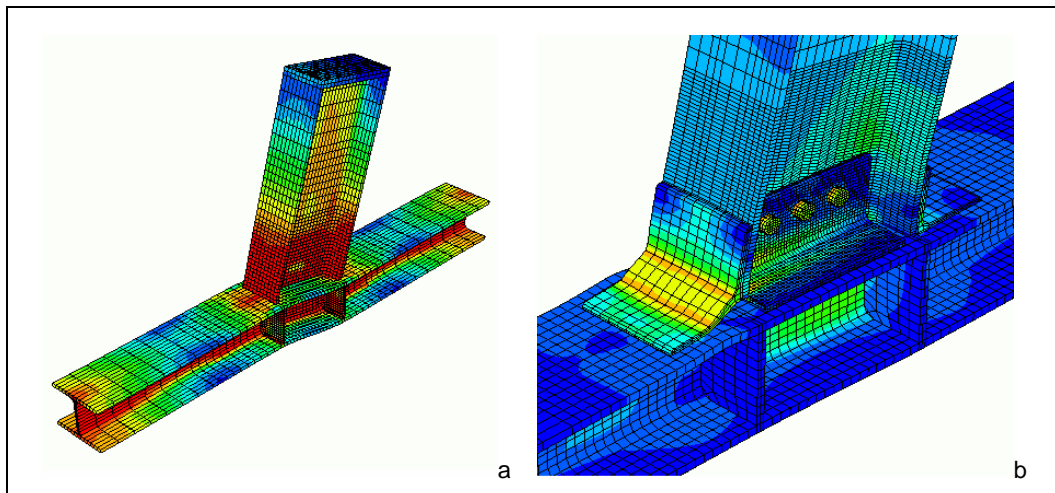


Figura 6.21 – Modelos representativos das tensões de Von Mises através de cores e isolinhas: (a) WW-S1, (b) TSW-S1.

A obtenção das curvas M-d/H faz-se, em cada incremento de carga, através da média dos deslocamentos dos dois nós representados na figura seguinte (d) e do valor de carga (F). A divisão da média destes dois deslocamentos pelo comprimento da viga permite obter o valor de d/H. O valor acumulado da percentagem do incremento de carga (soma dos valores de todos os incrementos até aí) multiplicado pela área de aplicação da carga distribuída e pelo comprimento da viga fornece o valor do momento flector M. Com os valores destas duas grandezas traçam-se os gráficos M-d/H que, adiante neste texto, se comparam aos obtidos por intermédio das outras análises.

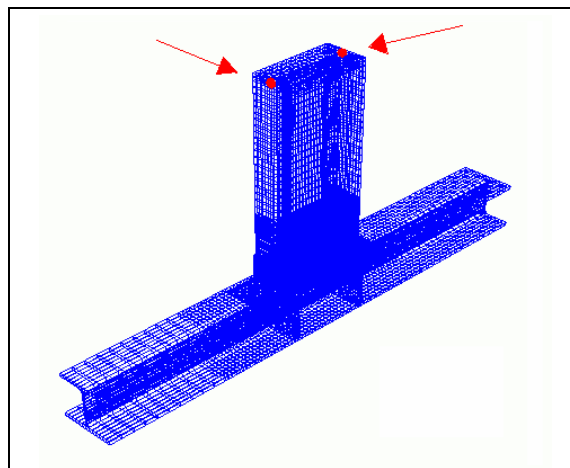


Figura 6.22 – Nós dos modelos numéricos nos quais se medem os deslocamentos necessários à análise numérica.

6.3.1 Estudo da ligação WW-S1

Após análise do modelo numérico da ligação soldada, por parte do ABAQUS, foi estudada a deformada e a distribuição de tensões de comparação de Von Mises com o

objectivo de detectar incoerências e perceber se o andamento destas é consistente com os ensaios experimentais.

A curva M-d/H foi determinada de acordo com o descrito acima. Esta apresenta-se em seguida juntamente com os limites de classificação de ligações calculados para a ligação de WW-S1 no ponto 4.3.5. Como se pode observar, os resultados do modelo numérico permitem classificar a ligação como sendo de resistência parcial e semi-rígida.

Apresenta-se também o gráfico relativo ao ensaio monotónico realizado ao modelo WW-S1. Como se pode observar os gráficos possuem uma correlação muito elevada o que permite avaliar positivamente o desempenho do modelo numérico.

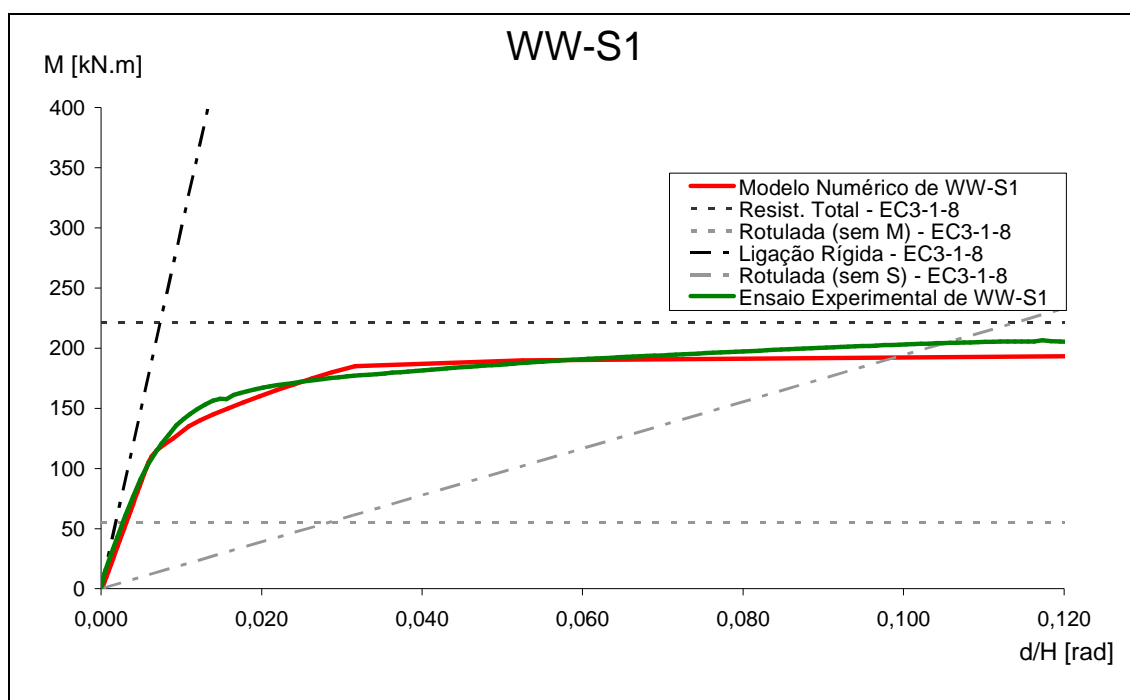


Figura 6.23 – Gráfico M-d/H de WW-S1.

As figuras que se mostram em seguida representam o andamento das tensões de comparação de Von Mises através de código de cores e as deformadas dos modelos numéricos, que podem ser directamente comparadas com fotografias dos ensaios. O factor de escala destas deformadas é calculado automaticamente pelo ABAQUS e não tem especial interesse, pretende-se observar, principalmente, a forma da deformada do modelo WW-S1.

Apresenta-se, o modelo, carregado com 0, 20, 40, 60, 80 e 100% da carga total aplicada (250 kN.m). Para cada modelo o código de cores passa do azul (0 MPa), às tonalidades verdes, amarelas e laranjas até ao vermelho, que corresponde à menor tensão de cedência, f_y , dos aços. Em WW-S1 este é de 326,1 MPa e corresponde à tensão de cedência da coluna, o que origina a tonalidade cinzenta na zona da viga, que corresponde a valores de tensão de cedência superiores ao valor a que corresponde a cor vermelha.

As fotografias, apresentadas também em seguida, permitem concluir, por comparação, que o modelo numérico está a simular adequadamente o comportamento do modelo real.

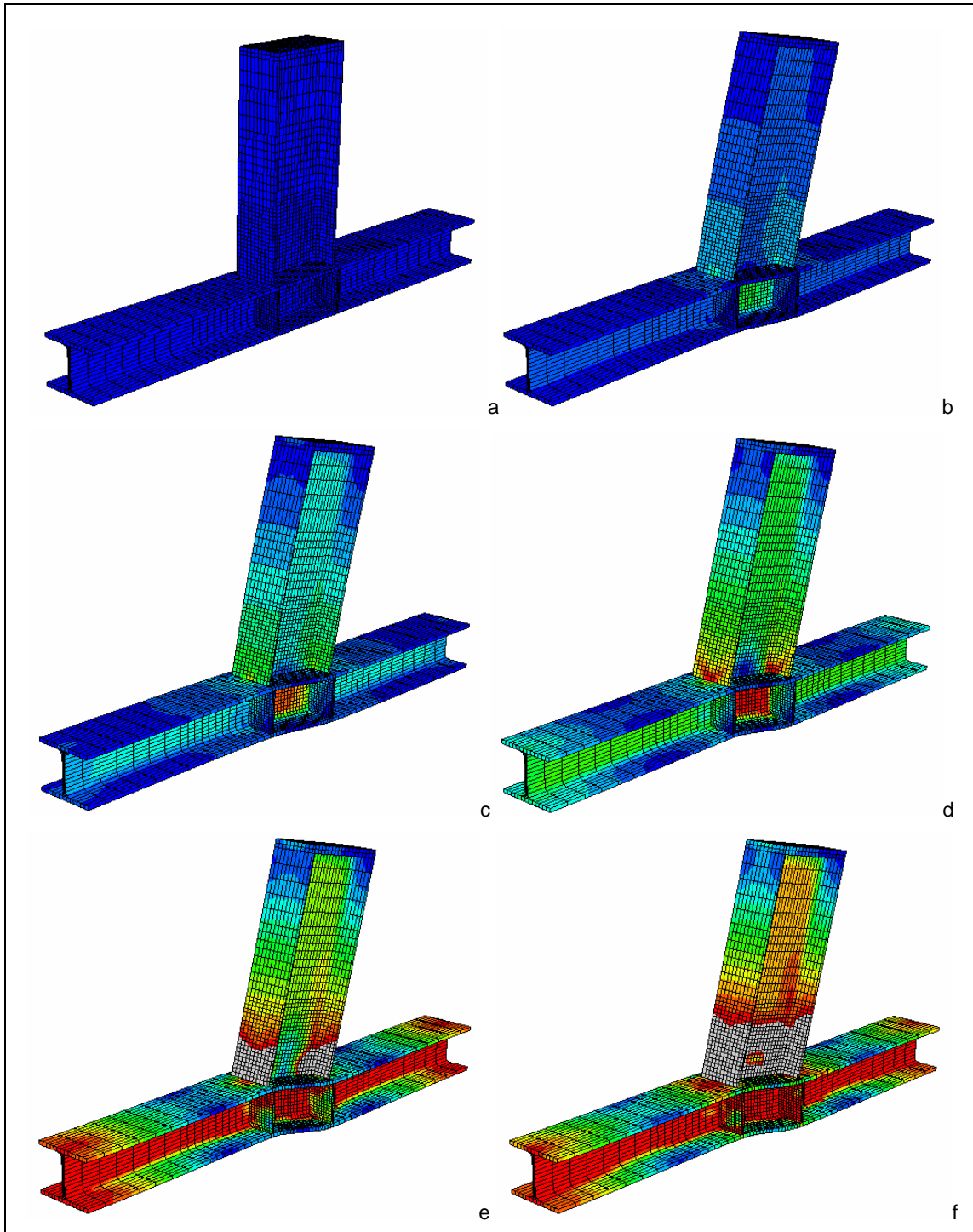


Figura 6.24 – Andamento das tensões e deformadas do modelo numérico de WW-S1 em função da percentagem da rotura: (a) 0%, (b) 20%, (c) 40%, (d) 60%, (e) 80%, (f) 100%.



Figura 6.25 – Fotografias do modelo WW-S1: (a) deformada, (b) início da rotura nos banzos da viga.

O modelo numérico sugere que a primeira cedência ocorre no painel de alma da coluna e que esta se propaga para a restante extensão da alma da coluna. Após a cedência da alma os banzos da coluna garantem a resistência neste elemento ao passo que a viga plastifica totalmente sugerindo que a rotura se dá neste elemento, na zona mais próxima à coluna.

No ensaio experimental a conclusão é semelhante no entanto, devido ao facto do ensaio ser de natureza cíclica, a rotura dá-se na viga por excesso de deformação. Esta razão para a rotura é algo que o modelo numérico, carregado estaticamente, não consegue prever no entanto considera-se satisfatório que este tenha permitido obter a zona na qual ocorre a rotura.

6.3.2 Estudo da ligação TSW-S1 – estudo paramétrico

A ausência de informação sobre a rigidez de um dos materiais da ligação TSW-S1 levou a que se realizasse um estudo paramétrico com o objectivo de obter o valor mais adequado para o seu módulo de elasticidade, **E**. Tal é feito por comparação com os gráficos dos ensaios experimentais. A curva relativa ao modelo numérico que melhor correlação tem com a dos ensaios experimentais é aquela em que se considera que o valor de **E** é o mais adequado.

Além do problema descrito foi também estudada a influência do pré-esforço no comportamento da ligação.

6.3.2.1 Efeito do pré-esforço nos parafusos

A princípio, antes da aplicação da carga na extremidade da viga, apenas os parafusos são solicitados pela força de pré-esforço ((b) da figura seguinte). Ao se iniciar o carregamento de TSW-S1, o valor do momento aumenta linearmente em função de d/H até que o pré-esforço dos parafusos se esgota e a cantoneira de topo cede. As cantoneiras de alma não funcionam para a resistência pois ainda não se deu o ajuste total dos parafusos dentro dos furos. Neste

ponto dá-se a cedência da ligação ((c) da figura seguinte) e a rigidez decresce muito rapidamente, como se pode verificar no gráfico de (a).

Após uma perda significativa a ligação recupera parte da rigidez através de dois mecanismos: nova posição de equilíbrio em configuração deformada da cantoneira de topo e ajuste dos parafusos nos furos. As cantoneiras de alma passam a resistir às cargas aplicadas aumentando significativamente o momento resistente e a rigidez. Este conjunto funciona até que se dê a rotura da ligação ((d) da figura seguinte), que, pela análise do modelo numérico e pela análise dos ensaios experimentais, se dá pela rotura da cantoneira de topo da ligação.

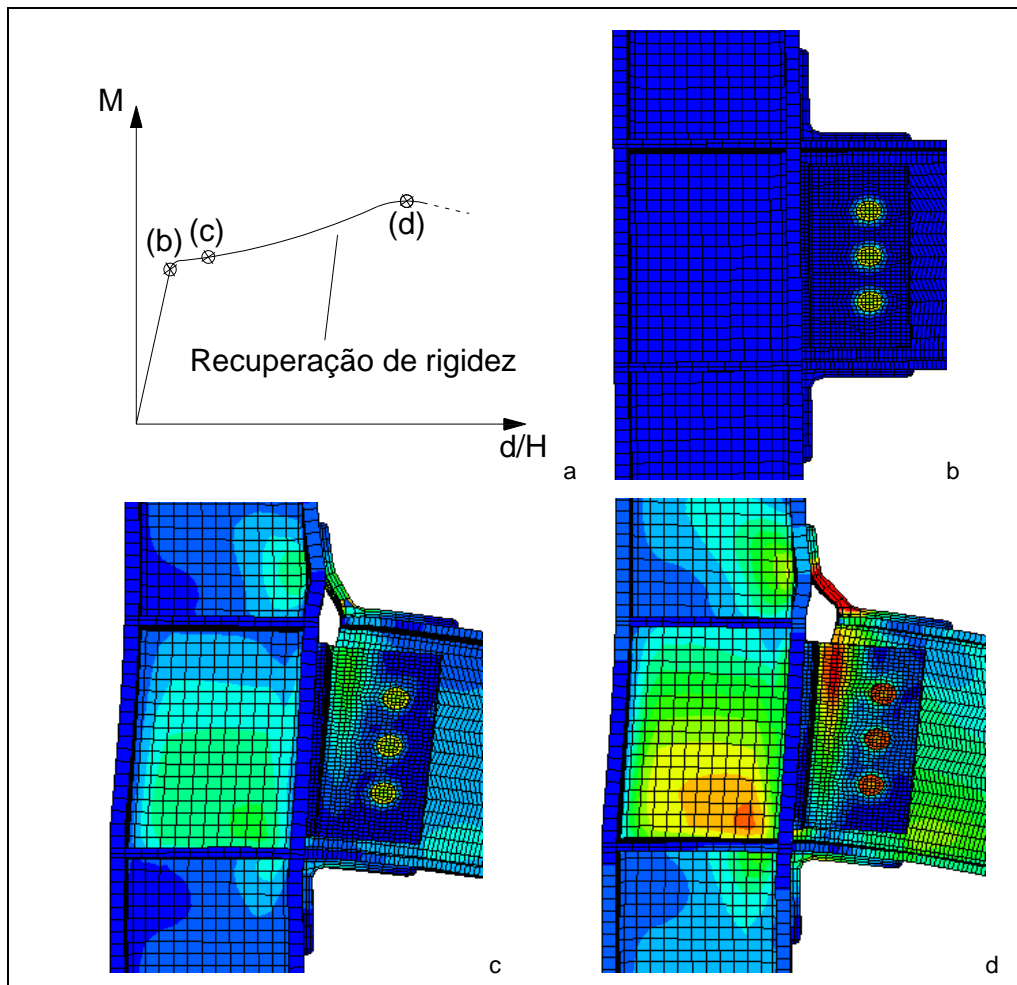


Figura 6.26 – (a) Gráfico M-d/H, (b) aplicação do pré-esforço, (c) 1ª cedência da ligação, (d) rotura da ligação.

Caso não exista pré-esforço nos parafusos de alma a deformada da ligação é igual e a distribuição da tensão de comparação semelhante, à excepção da que se verifica no conjunto parafuso + porca. A grande diferença entre estas duas situações consiste apenas na carga a que se dá o valor da primeira cedência do conjunto. Sem pré-esforço nos parafusos o momento de cedência é apenas aquele que a cantoneira de topo conseguir desenvolver até ceder. Caso contrário as forças de atrito na zona dos parafusos contribuem para o momento de cedência.

Como se pode observar na figura seguinte o andamento dos gráficos relativos às ligações com e sem pré-esforço é exactamente igual. Muda apenas a altura a que se dá a cedência, distância essa que, no ramo elasto-plástico da curva também se mantém constante.

Por comparação com o gráfico do ensaio experimental realizado ao modelo TSW-S1 tira-se, desde já, uma conclusão muito importante que valida o modelo numérico desenvolvido: o valor do momento de cedência do modelo numérico com pré-esforço coincide com o do modelo real.

É importante referir que a grande diferença na inclinação do ramo pós elástico dos gráficos relativos ao modelos numéricos e dos ensaio experimental se deve ao facto de não se ter calibrado, ainda, o valor da rigidez do material de preenchimento. Os gráficos que se apresentam foram obtidos com um valor de $E=10,0$ MPa. A calibração deste parâmetro descreve-se no ponto seguinte.

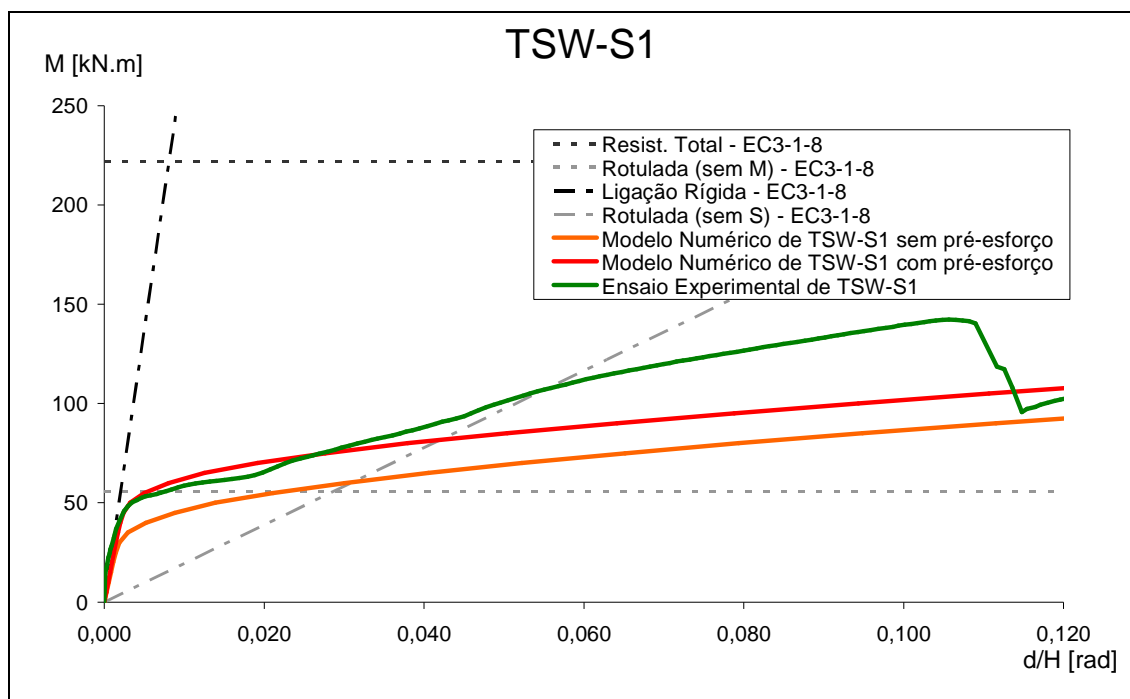


Figura 6.27 – Gráfico M-d/H de TSW-S1.

As fotografias dos ensaios experimentais reforçam a convicção de que o modelo numérico desenvolvido para a ligação TSW-S1 está correcto e é adequado.

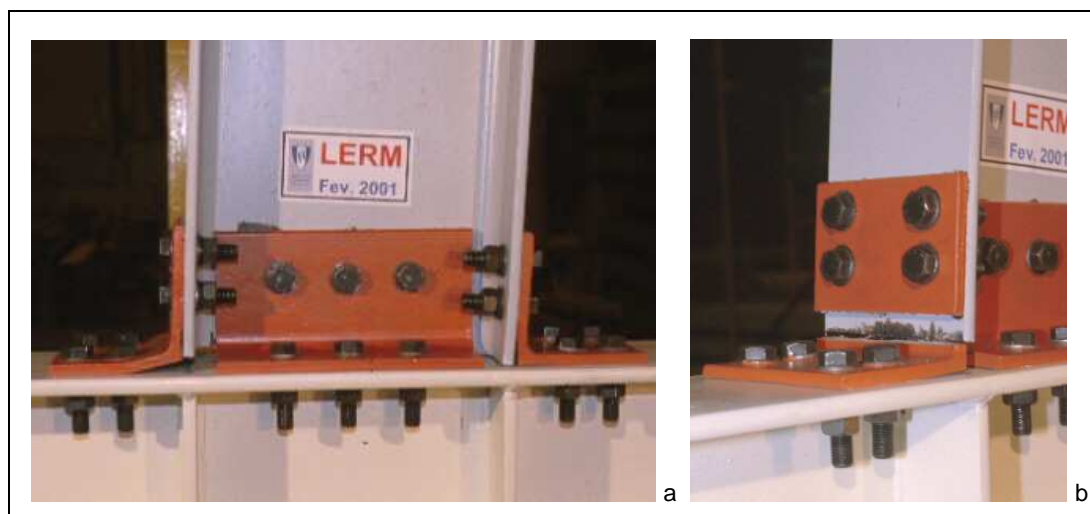


Figura 6.28 – Fotografias do modelo TSW-S1: (a) deformada, (b) rotura pela cantoneira de topo.

6.3.2.2 Modelação do ajuste dos parafusos – material de preenchimento

Avaliada a importância do pré-esforço na modelação numérica das ligações e tendo sido concluído que é necessário para uma correcta modelação numérica, falta encontrar e propor valores para as grandezas que caracterizam o material de preenchimento colocado entre os parafusos e as paredes dos furos.

Atrás, no ponto em que se descreve a modelação dos parafusos e furos, descreve-se a relação constitutiva usada para este material, que consiste num gráfico bilinear elástico - perfeitamente plástico com o patamar plástico a uma tensão de 800 MPa.

Resta determinar o módulo de elasticidade, tarefa realizada através de um estudo paramétrico. Diversas análises foram feitas a modelos numéricos de TSW-S1, semelhantes à atrás descrita, com o objectivo de obter a curva que maior correlação tem com a do ensaio experimental monotónico. Cada uma das análises realizadas consiste em: uma “corrida” do *software* ABAQUS seguida de tratamento do *output* do programa e traçado da curva M-d/H, que é comparada com a do ensaio monotónico.

No modelo numérico de TSW-S1, usado para concluir sobre a aplicação de pré-esforço nos parafusos, foi usado o valor de $E=10$ MPa para o material de preenchimento. Verificou-se que a correlação com o ensaio experimental era baixa, como se pode perceber pela Figura 6.27. Assim, optou-se em seguida por uma rigidez maior, $E=1000$ MPa, que mostrou ser demasiado grande, conclusão que se repetiu para uma rigidez de $E=150$ MPa. Entre este valor e o de $E=10$ MPa vários foram testados até se chegar à conclusão que o mais adequado é o de $E=30$ MPa por ter maior correlação com a curva do ensaio experimental.

Abaixo apresenta-se o gráfico onde se mostram as curvas relativas a todos os valores de E testados, ou seja, a todas as análises do modelo de elementos finitos realizados com o objectivo de encontrar o valor do módulo de elasticidade do material de preenchimento situado entre os parafusos e as paredes dos furos. O gráfico obtido com $E=30$ MPa encontra-se representado a uma espessura maior, o modelo a que corresponde foi o escolhido para simular o comportamento da ligação.

Pode-se observar, nos gráficos abaixo, que o ramo elástico é igual em todas as análises. Este facto vem comprovar a análise que se fez do comportamento da ligação: ocorrência de cedência aquando superação da força de pré-esforço nos parafusos de alma em conjunto com a cedência da cantoneira de topo.

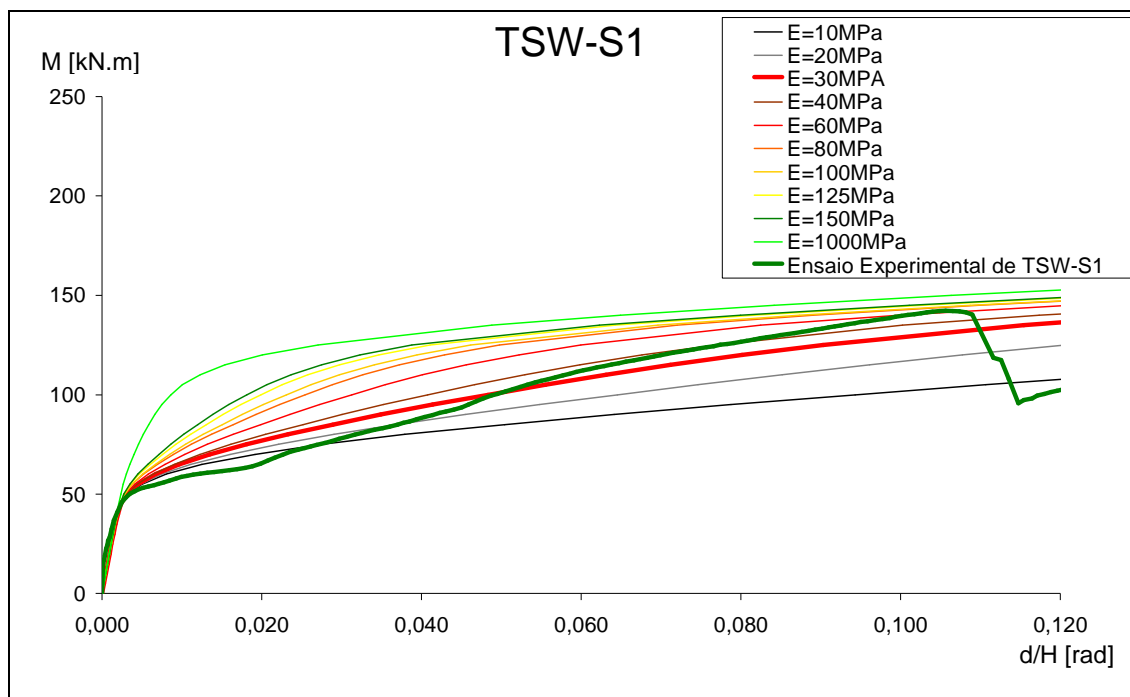


Figura 6.29 – Gráficos M-d/H traçados no âmbito do estudo paramétrico da grandeza E.

Está totalmente definido o modelo numérico que simula o comportamento da ligação de TSW-S1. A correlação entre as curvas experimental e numérica deste modelo é inferior à da ligação que constitui WW-S1, o que seria de esperar devido à maior dificuldade de modelação de uma ligação com cantoneiras.

A modelação desta ligação inclui diversas simplificações todas explicadas atrás, umas necessárias porque evitam erros numéricos, outras facultativas e com o objectivo de simplificar a análise e diminuir as exigências computacionais (diminuindo assim o tempo de análise).

Apresentam-se abaixo, à semelhança do que foi feito para a ligação de WW-S1, as figuras constituídas por mapas de cores e isolinhas. Estas são tiradas da ligação com um $E=30,0$ MPa para o material de preenchimento.

O código de cores possui apenas uma diferença face à análise realizada a WW-S1: a tensão de cedência que agora corresponde à cor vermelha é a tensão de cedência do aço das cantoneiras, cujo valor é de 287,8 MPa. Também aqui se pode observar que a rotura da ligação se dá pela cantoneira de topo da ligação.

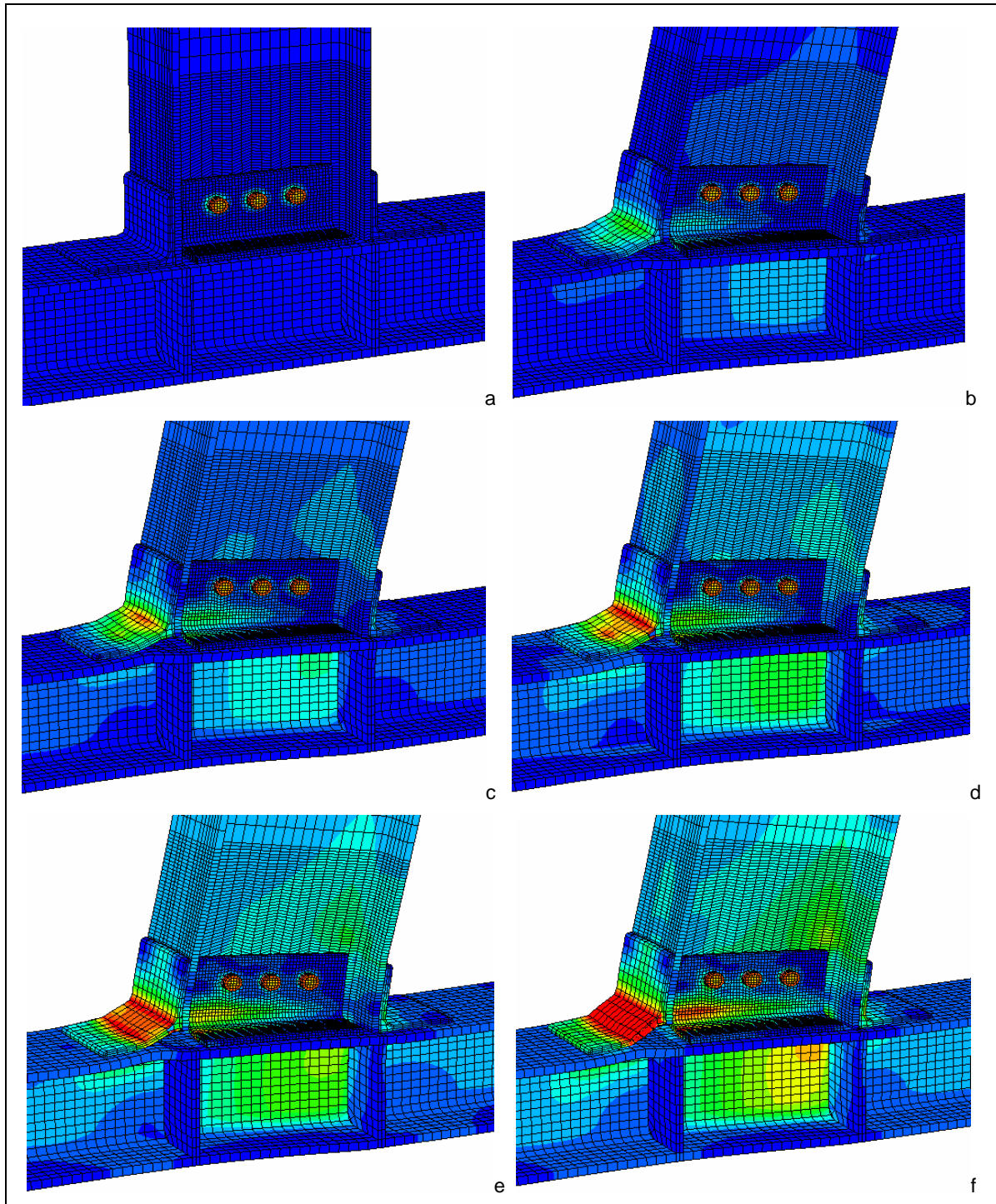


Figura 6.30 – Andamento das tensões e deformadas do modelo numérico de TSW-S1 em função da percentagem da carga de rotura: (a) 0%, (b) 20%, (c) 40%, (d) 60%, (e) 80%, (f) 100%.

Pelas cores apresentadas percebe-se que a rotura da ligação do modelo TSW-S1 se dá pela cantoneira de topo e que os restantes elementos possuem, ainda, alguma reserva de resistência. Uma observação das fotos dos ensaios experimentais, na Figura 6.28, reforça esta ideia.

7 Análise de resultados e proposta de parâmetros

O presente capítulo divide-se em duas fases principais. A primeira tem como objectivos: mostrar, comparar e discutir os resultados obtidos através das várias análises de ligações abordadas. A segunda depende dos resultados obtidos na primeira e consiste na obtenção de parâmetros que:

- permitam diagnosticar a análise realizada a ligações sujeitas a carregamentos cíclicos e;
- possam ser aplicados ao Método das Componentes de modo a que este forneça valores característicos ($M_{j,Rd}$ e $S_{j,ini}$) mais adequados a estas situações de carregamento.

7.1 Comparação e discussão dos resultados

Apresentam-se, neste ponto, os gráficos M-d/H relativos a todas as análises, experimentais, numéricas e analíticas (Método das Componentes), realizadas. Discutem-se os resultados, classificam-se as ligações e conclui-se sobre a validade de cada uma das análises. Conclui-se também sobre a necessidade de proposta de parâmetros para os dois tipos de ligações ensaiadas.

7.1.1 Modelos sujeitos a carregamentos monotónicos

Os modelos WW-S1 e TSW-S1 tiveram como função a validação das três análises realizadas: experimental, analítica e numérica. A justaposição dos resultados destas permite:

- classificar as ligações em função da análise realizada;
- comparar e calibrar os modelos numéricos de acordo com os experimentais;
- concluir sobre a validade e qualidade do Método das Componentes quando comparado com o comportamento real das ligações.

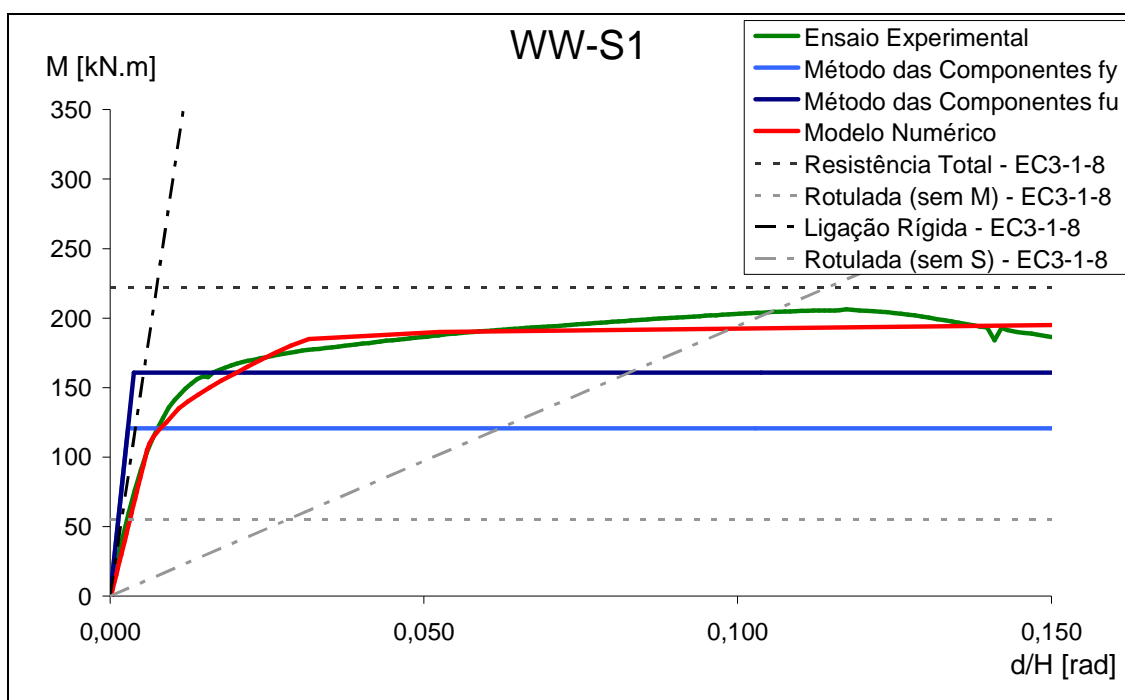


Figura 7.1 – Gráficos M-d/H da ligação WW-S1.

A ligação WW-S1 é de resistência parcial para todas as análises, semi-rígida para as análises experimental e numérica e rígida segundo o Método das Componentes. Tal deve-se à própria definição do método, que estipula coeficientes de rigidez infinitos para todas as componentes desta ligação.

Como já foi referido, o comportamento do modelo numérico possui elevada correlação com o experimental pelo que estes, realizados independentemente, se validam mutuamente.

A resistência dos modelos realizados através do Método das Componentes coincidem com o que se encontra afirmado na publicação CESTRUCO [77]: modelo realizado com o valor de f_y coincide com o valor de cedência da ligação e f_u com o início do patamar plástico. A rigidez dos modelos obtidos através do Método das Componentes é, como não poderia deixar de ser, sobrestimada, pois S_j tem valor infinito. Note-se que a S_j infinito corresponde um valor de declive finito no gráfico M-d/H. Tal deve-se à passagem do gráfico M- Φ para M-d/H.

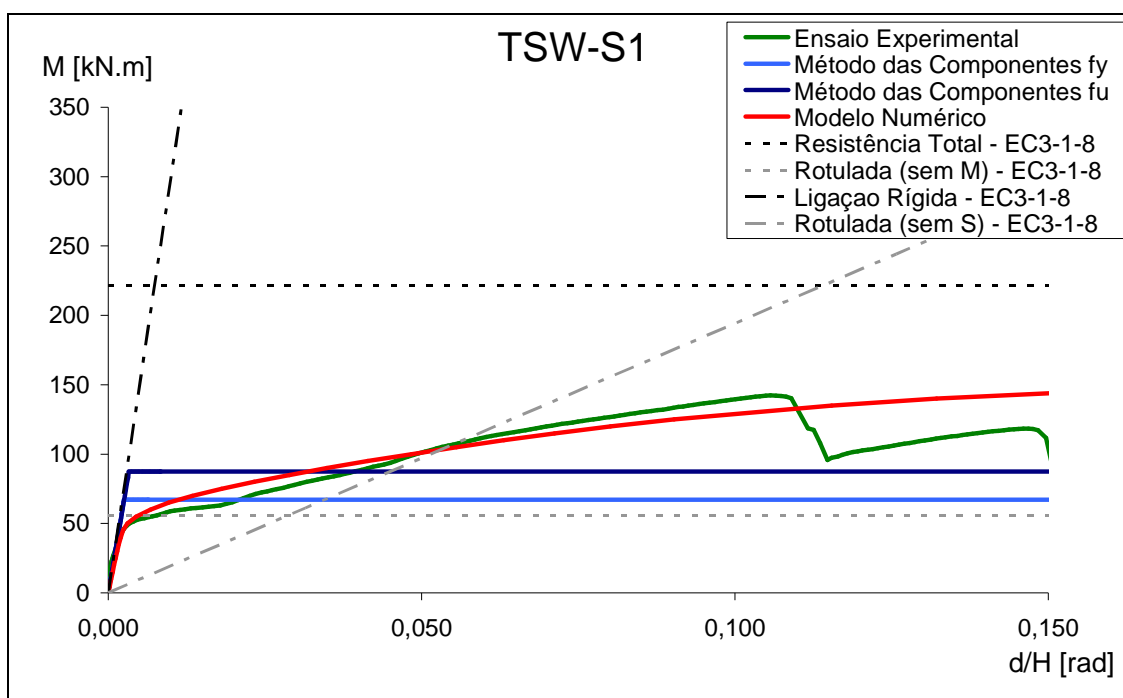


Figura 7.2 – Gráficos M-d/H da ligação TSW-S1.

Os gráficos, experimental e numérico, de TSW-S1 validam-se mutuamente apenas no ramo elástico e no valor do momento de cedência. Para valores de momento superiores a estes a boa correlação foi imposta pelo ajustamento da curva numérica à experimental (explicado no ponto 6.3 deste texto). O Método das Componentes sobrestima um pouco o momento de cedência, com o gráfico obtido com f_y , mas coloca-se abaixo do valor de rotura com f_u . Convém notar que o comportamento desta ligação não se assemelha a um comportamento elástico – perfeitamente plástico pois o patamar pós cedência possui uma inclinação acentuada. O Método das Componentes “assume”, assim, o compromisso de majorar o momento de cedência mas de minorar bastante o de rotura. A ligação é semi-rígida e de resistência parcial em todas as análises realizadas.

7.1.2 Modelos sujeitos a carregamentos cíclicos

A função dos gráficos M-d/H, que se apresentam neste ponto, é a de comparar os resultados do Método das Componentes (com *input* f_y), usados no dimensionamento e verificação de segurança de ligações, com os da rotura das ligações sujeitas a carregamentos cíclicos. Através desta comparação obtêm-se parâmetros que permitem concluir sobre a aplicabilidade do Método das Componentes à caracterização do comportamento cíclico das ligações.

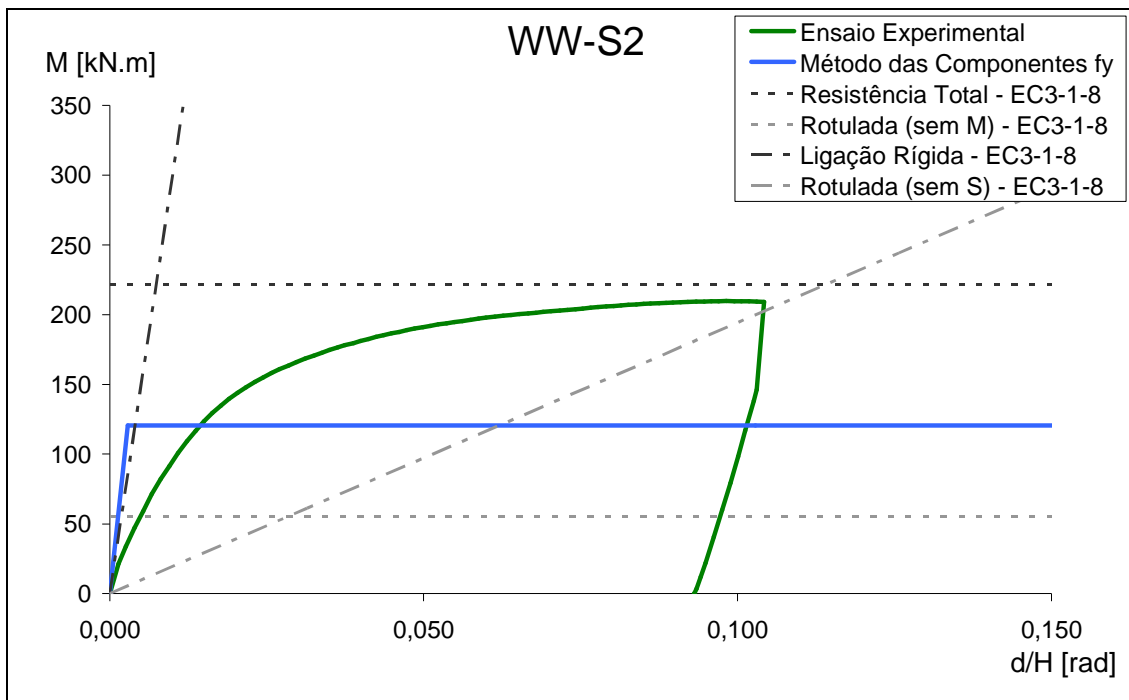


Figura 7.3 – Gráficos M-d/H da ligação WW-S2.

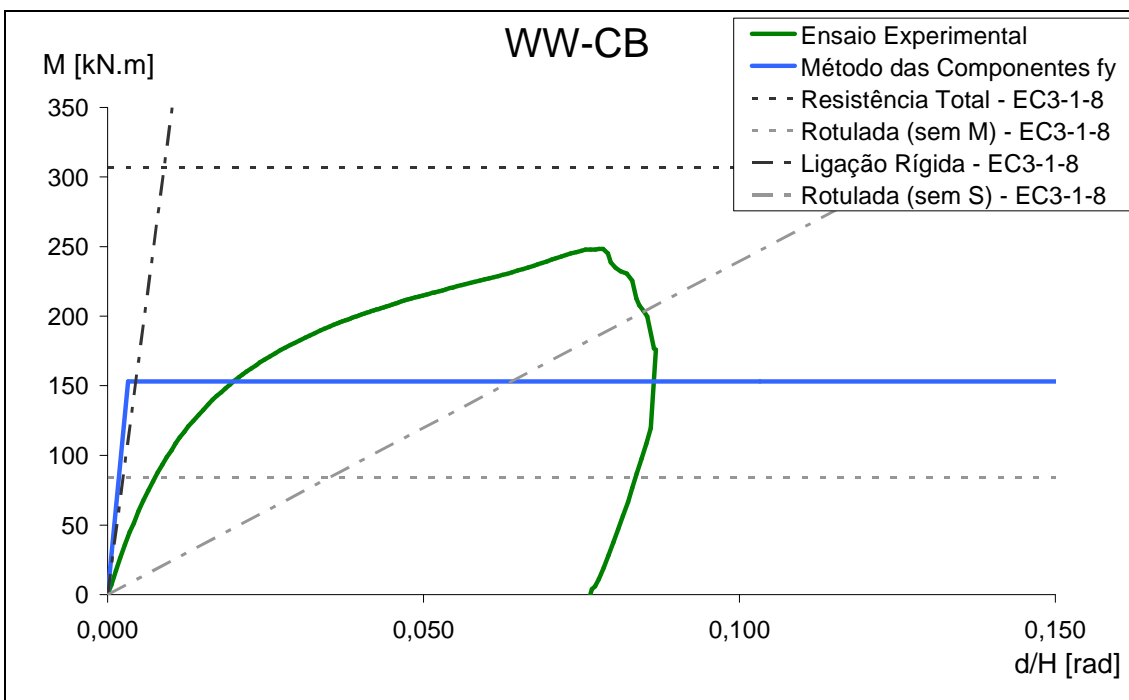


Figura 7.4 – Gráficos M-d/H da ligação WW-CB.

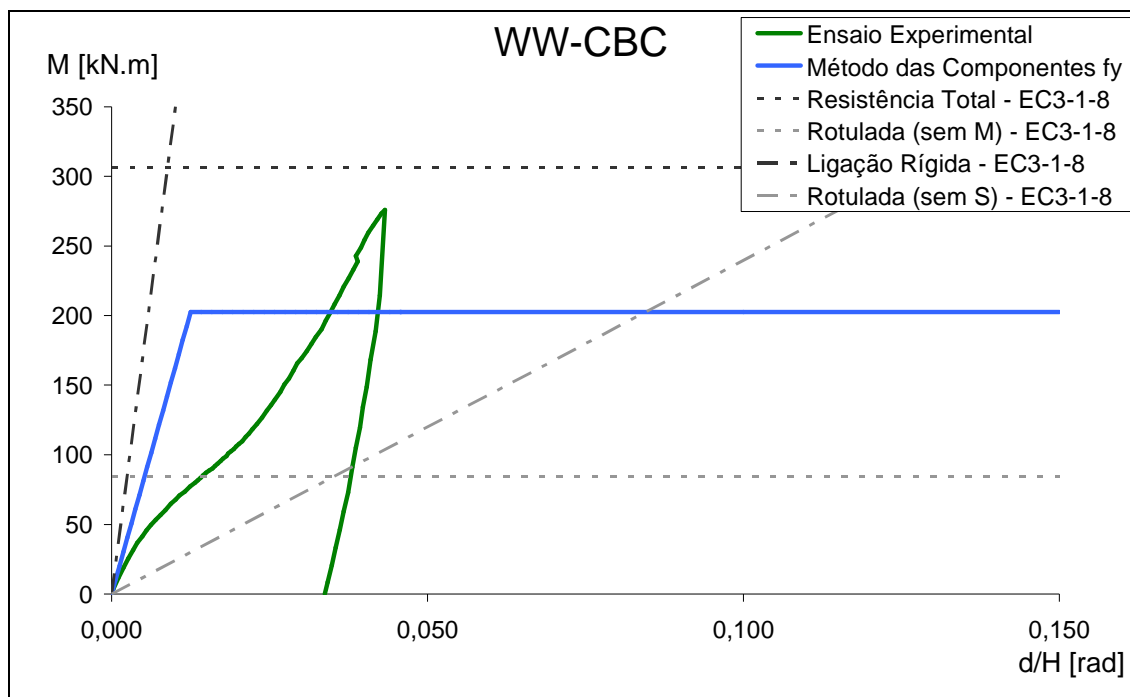


Figura 7.5 – Gráficos M-d/H da ligação WW-CBC.

As ligações soldadas sujeitas a carregamentos cíclicos são, segundo os ensaios experimentais, semi-rígidas e de resistência parcial. Segundo a análise do Método das Componentes estas ligações são de resistência parcial, WW-S2 e WW-CB rígidas e WW-CBC semi-rígida (este método considera, como já se viu, as ligações soldadas reforçadas infinitamente rígidas).

A resistência dos ensaios experimentais é maior que a obtida pelo Método das Componentes e crescente com o aumento de betão na ligação. Nota-se, no entanto, que este aumento de betão traz também uma redução da ductilidade.

A rigidez inicial, $S_{j,ini}$, é sobrestimada pelo Método das Componentes. Nas ligações de WW-S2 e WW-CB esta é infinita. Em WW-CBC a rigidez inicial do modelo experimental e do Método das Componentes possui valores semelhantes. A diferença observada nos gráficos deve-se à incapacidade da ligação ensaiada ciclicamente em manter a rigidez inicial, que decresce rapidamente com o aumento de d/H.

Conclui-se que deve ser avaliada a aplicabilidade do Método das Componentes no que diz respeito à caracterização de ligações soldadas sujeitas a carregamentos cíclicos. Esta avaliação deverá recair sobre os dois parâmetros de caracterização da ligação com especial ênfase para a rigidez, S_j .

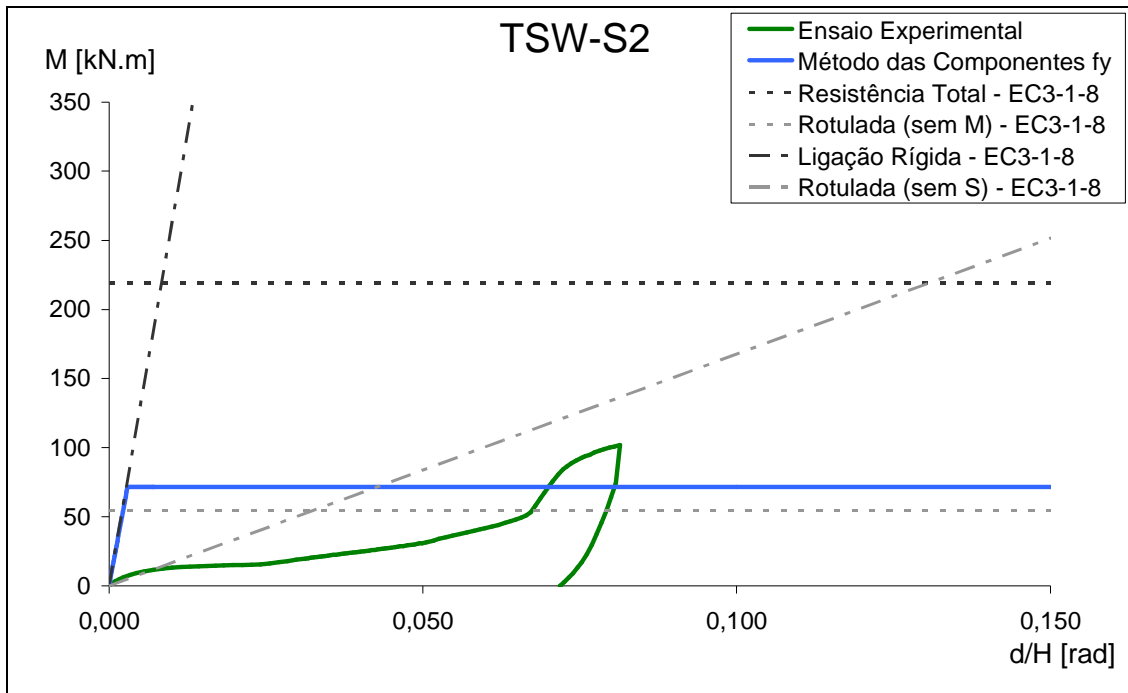


Figura 7.6 – Gráficos M-d/H da ligação TSW-S2.

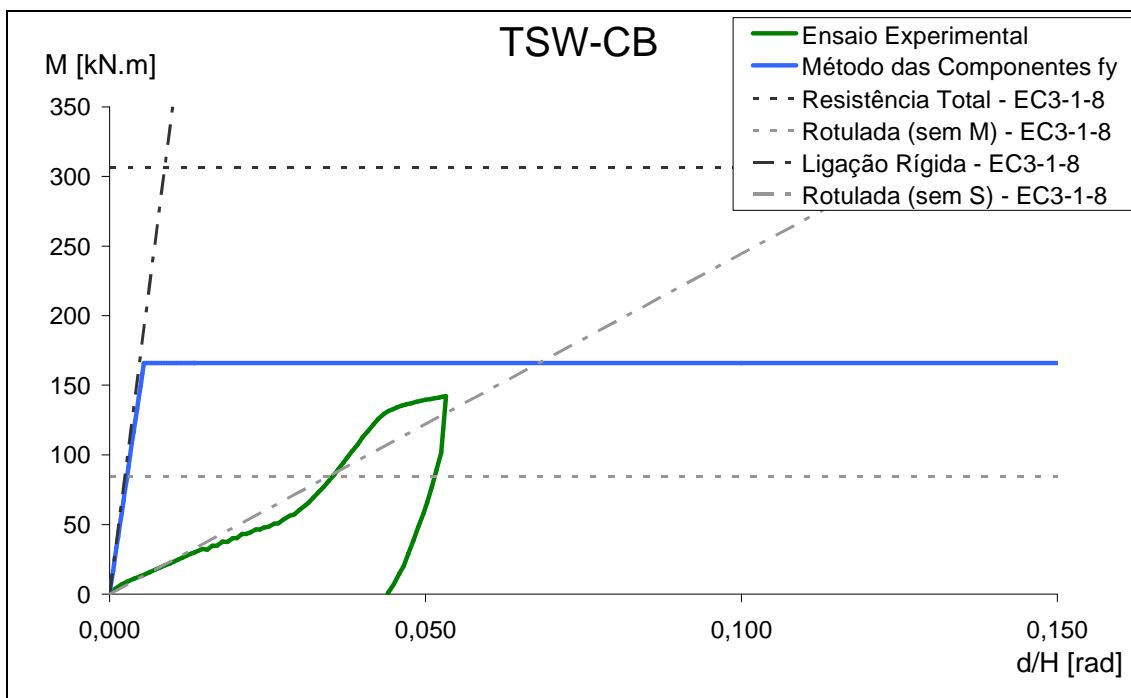


Figura 7.7 – Gráficos M-d/H da ligação TSW-CB.

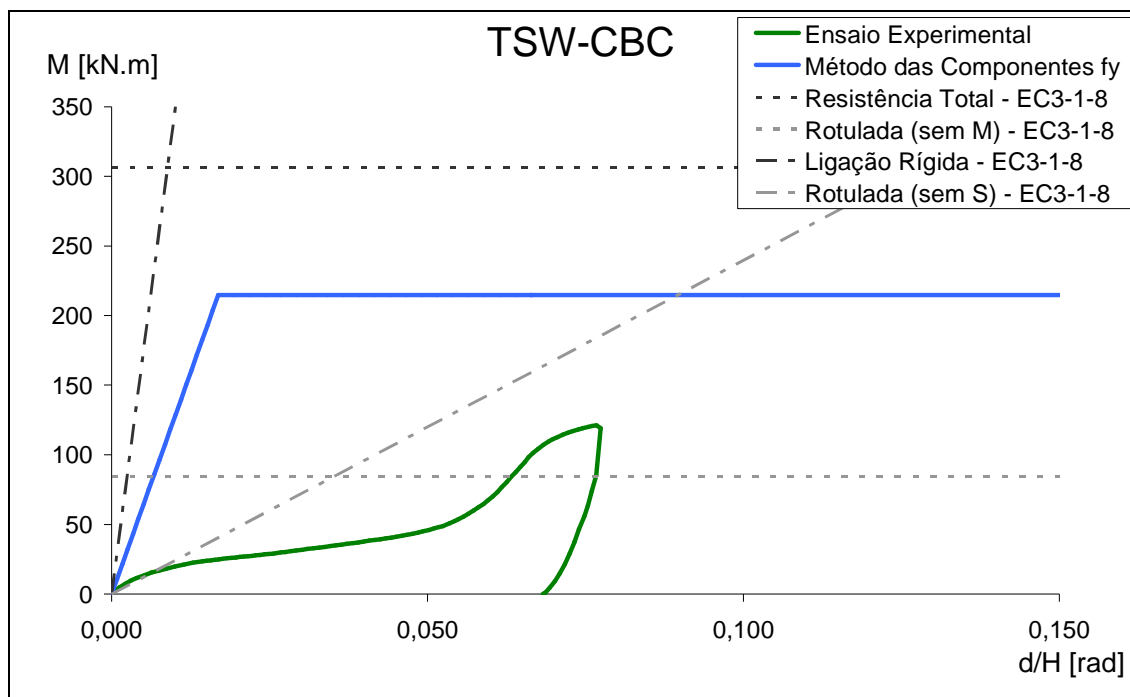


Figura 7.8 – Gráficos M-d/H da ligação TSW-CB.

As ligações com cantoneiras são, segundo o Método das Componentes, semi-rígidas e de resistência parcial. Segundo os ensaios experimentais e sem considerar o efeito do *Pinching* (atrás explicado) as ligações são rotuladas.

A rigidez dos modelos experimentais sujeitos a carregamentos cíclicos é, para as três ligações, semelhante ao limite superior das ligações rotuladas. A resistência (sem considerar o efeito de *Pinching*) varia entre 90% e 60% do valor limite superior das ligações rotuladas. A ductilidade diminui com a aplicação de betão na ligação, excepção feita à ligação TSW-CBC, cuja resposta pode ser enganadora. O aparente aumento de ductilidade de TSW-CB para TSW-CBC deve-se à definição dos critérios de rotura das ligações (ponto 4.3.7.3).

A principal conclusão que se retira destes gráficos M-d/H é que as ligações com cantoneiras são dimensionadas, de acordo com o Método das Componentes, contra a segurança no que diz respeito a carregamentos cíclicos e que possuem rigidez que origina distribuições de esforços internos das estruturas diferentes das previstas pelos projectistas.

7.2 Definição dos critérios para obtenção dos factores f_M e f_S

Definem-se, neste ponto, os critérios propostos para a definição de parâmetros f_M e f_S . Estes são úteis para a avaliação da aplicabilidade do Método das Componentes (grandezas $M_{j,Rd}$ e $S_{j,ini}$) à situação de carregamento cíclico. O parâmetro f_M é relativo a $M_{j,Rd}$ e f_S a $S_{j,ini}$.

Os critérios usados na definição de f_M e f_S são três: critério da rotação da ligação, critério da variação da resistência e critério dos múltiplos da flecha regulamentar. Cada um destes estabelece um limite de valor, quer de M quer de d/H , que imposto aos gráficos de rotura dos ensaios experimentais cíclicos permite definir um ponto. A idealização do comportamento

dinâmico das ligações é um gráfico bilinear com patamar plástico horizontal em que o ponto definido consiste na intersecção entre o comportamento elástico e o comportamento plástico.

A rigidez, obtida do gráfico M-d/H é, na prática, uma rigidez secante e é diferente de $S_{j,ini}$ pois este valor é lido no gráfico M- Φ . Após traçar a recta elástica no gráfico M-d/H todos os valores têm que ser “convertidos” em valores do gráfico M- Φ (de acordo com o referido no ponto 4.3.6 deste trabalho) antes da determinação do declive da recta elástica ($tg_{j,ini,din}$ para M-d/H e $S_{j,ini,din}$ para M- Φ).

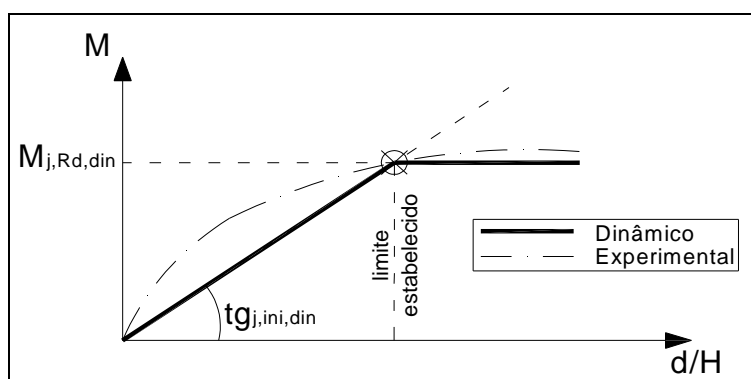


Figura 7.9 – Obtenção da idealização M-d/H corrigida de ligações.

Os factores f_M e f_S consistem nos rácios entre as grandezas obtidas do “modelo dinâmico”, $M_{j,Rd,din}$ e $S_{j,ini,din}$, e as grandezas obtidas pelo Método das Componentes, $M_{j,Rd}$ e $S_{j,ini}$. Como se verá mais à frente, alguns valores assumidos por f_M são maiores que 1. Estes são desprezados por se ter consciência que, qualquer que seja a análise realizada, a resistência (e a rigidez) das ligações não podem aumentar através da aplicação de cargas cíclicas (sismos, ventos, etc).

$$f_M = \frac{M_{j,Rd,din}}{M_{j,Rd}} \quad f_S = \frac{S_{j,ini,din}}{S_{j,ini}}$$

7.2.1 Critério da rotação da ligação

O critério da rotação da ligação baseia-se na definição de uma rotação, no gráfico M-d/H, para definir o ponto de início do patamar plástico horizontal do gráfico de caracterização dinâmica da ligação. Divide-se em dois, critério da ductilidade mínima exigida a ligações soldadas e critério da rotação máxima anterior à ocorrência de *Pinching* de ligações com cantoneiras, as razões para tal são apresentadas adiante.

7.2.1.1 Critério da ductilidade mínima exigida a ligações soldadas

Na cláusula 6.4.3(1) da EN 1993-1-8 [1] encontra-se estipulado que a capacidade de rotação de uma ligação soldada reforçada não deverá ser inferior ao valor encontrado através da expressão (6.33) do mesmo regulamento, que para as ligações em estudo adquire o valor:

$$\phi_{Cd} = 0,025 \times h_c/h_b = 0,025 \times 200/300 = 0,0167 \text{ rad}$$

Para ligações sem reforços transversais o valor que deverá ser garantido é o de $\Phi_{Cd}=0,015$ (cláusula 6.4.3(2) da EN 1993-1-8 [1]).

Toma-se, para este critério, o valor de Φ_{Cd} como início do patamar plástico por se saber que, pelo menos até este valor, a ligação resiste sem sofrer rotura.

Após converter os valores de Φ para d/H traçam-se os gráficos correspondentes à caracterização dinâmica das ligações e obtêm-se os valores de $M_{Rd,din}$ e $S_{j,ini,din}$.

Sendo a obtenção de f_s feita através do valor de $S_{j,ini}$, põe-se o problema da existência de valores infinitos desta grandeza. A necessidade de obter valores aplicáveis a ligações que o Método das Componentes considera infinitamente rígidas levou a tomar uma hipótese que não exagera por ser conservativa nem descora a segurança: caso uma ligação seja dada, pelo Método das Componentes, como infinitamente rígida considera-se que o seu valor de $S_{j,ini}$ é o do limite entre as ligações rígidas e semi-rígidas. A hipótese parece ser adequada porque acima deste limite a EN 1993-1-8 [1] permite que a ligação seja assumida como infinitamente rígida. Está-se a adoptar o menor valor, de rigidez, possível mas que se encontra dentro do intervalo permitido pela regulamentação [1,2].

7.2.1.2 Critério da rotação máxima anterior à ocorrência de *pinching*

A inexistência de um limite de rotação relativa imposto, pela regulamentação, às ligações com cantoneiras levou a que se optasse por escolher aquele que antecede a existência do efeito de *Pinching*. Garante-se assim que se está do lado da segurança e que não se “aproveita” a resistência e rigidez adicionais com origem neste efeito. Os pontos foram escolhidos visualmente sobre cada uma das curvas e os parâmetros f_M e f_s obtidos a partir destes. A rigidez das ligações com cantoneiras é finita pelo que não se torna necessária a aplicação da hipótese atrás enunciada. Apresentam-se, abaixo, os três pontos “imediatamente” anteriores ao início do fenómeno do *Pinching*.

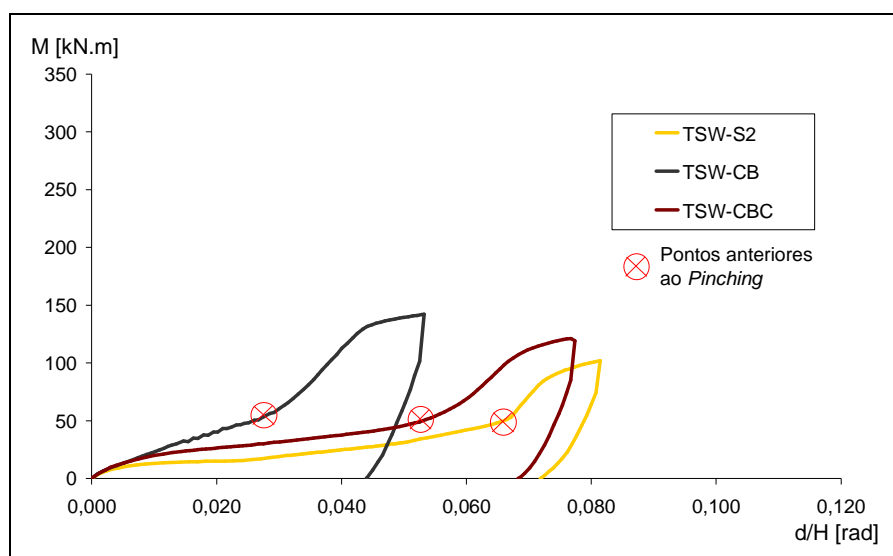


Figura 7.10 – Posição dos pontos escolhidos para anteceder o efeito de *Pinching*.

7.2.2 Critério da variação da resistência

Este critério é aplicável aos dois tipos de ligações estudadas (soldadas e com cantoneiras) e consiste em garantir que o acréscimo de resistência dos ensaios monotónicos (WW-S1 e WW-S2), face ao Método das Componentes, se mantém na comparação dos ensaios cíclicos (WW-S2, WW-CB, WW-CBC, TSW-S2, TSW-CB e TSW-CBC) com os modelos de componentes respectivos. Assim, se com o Método das Componentes se obtiver, por exemplo, 80% da resistência do ensaio experimental monotónico obrigar-se-á a que a resistência do gráfico de comportamento dinâmico seja 80% da resistência do ensaio cíclico que lhe corresponde. O valor do acréscimo de resistência de WW-S1 foi usado em WW-S2, WW-CB e WW-CBC enquanto que o de TSW-S1 foi usado em TSW-S2, TSW-CB e TSW-CBC.

Neste critério impõe-se o valor de momento flector, **M**, através dos rácios das resistências dos ensaios monotónicos e cíclico, respectivamente r_{mon} e r_{cic} . Cada um destes exprime as percentagens de resistência a que correspondem os valores obtidos, com o Método das Componentes, face aos respectivos ensaios experimentais.

$$r_{mon} = \frac{M_{j,Rd,MC,mon}}{M_{j,Rd,EXP,mon}} \quad r_{cic} = \frac{M_{j,Rd,MC,cic}}{M_{j,Rd,EXP,cic}}$$

em que:

$M_{j,Rd,MC,mon}$ e $M_{j,Rd,EXP,mon}$ são os momentos máximos obtidos pelo Método das Componentes e através dos ensaios experimentais, respectivamente, às ligações ensaiados com carregamento monotónico;

$M_{j,Rd,MC,cic}$ e $M_{j,Rd,EXP,cic}$ são os momentos máximos obtidos pelo Método das Componentes e através dos ensaios experimentais, respectivamente, às ligações ensaiados com carregamento cíclicos.

O factor f_M é o quociente entre os rácios, (o que vai originar que f_M seja de valor igual a r_{mon}). Esta operação permite que se imponha ao comportamento dinâmico a variação existente no monotónico.

$$f_M = \frac{r_{mon}}{r_{cic}}$$

A rigidez da idealização dinâmica do comportamento da ligação, $S_{j,ini,din}$, é obtida da forma explicada no ponto 7.2 deste texto. O factor f_S é dado pelo quociente:

$$f_S = \frac{S_{j,ini,din}}{S_{j,ini}}$$

Os valores de r_{mon} são dois, e apresentam-se em seguida:

$$r_{mon} = \begin{cases} M_{j,Rd,MC,mon} / M_{j,Rd,EXP,mon} = 120,8 / 206,5 = 0,585 & \text{para WW - S1} \\ M_{j,Rd,MC,mon} / M_{j,Rd,EXP,mon} = 61,8 / 142,3 = 0,434 & \text{para TSW - S1} \end{cases}$$

7.2.3 Critério dos múltiplos da flecha regulamentar

O critério que se apresenta tem como referência a maior das flechas permitidas pela regulamentação para vigas bi-apoiadas em situação de serviço. A regulamentação actual não estipula limites pelo que se utilizou os da norma ENV 1993-1-1 [3]. Nesta encontram-se estipulados vários valores de flecha máxima, $\delta_{MÁX}$, dos quais foi escolhido o valor $L/200$ (correspondente a coberturas correntes). A escolha do limite não tem especial importância pois estudam-se vários múltiplos desta (de $1 \times \delta_{MÁX}$ a $4 \times \delta_{MÁX}$).

A rotação, d/H , provocada por uma flecha de $L/200$ nas ligações viga-coluna de uma viga bi-apoiada é de $d/H=1/100$, como se pode ver na figura seguinte.

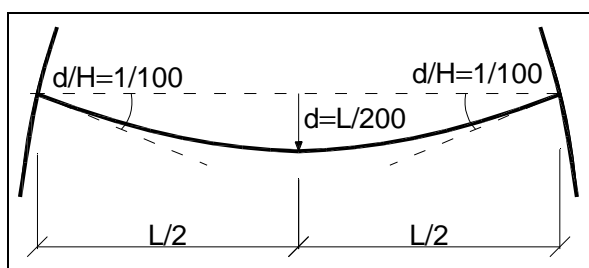


Figura 7.11 – Rotação provocada por uma flecha de $L/200$.

$$d/H = \frac{L/200}{L/2} = 1/100$$

Assim, os quatro múltiplos serão 0,01, 0,02, 0,03 e 0,04 e, para cada um destes serão determinados os valores de $M_{j,Rd,din}$, de $S_{j,ini,din}$, e conseqüentemente de f_M e f_S . O procedimento é o explicado no início do ponto 7.2 deste trabalho.

7.3 Determinação dos f_M e f_S e escolha dos critérios

Neste último ponto determinam-se os valores de f_M e f_S obtidos através de cada um dos critérios. Traçam-se os gráficos M-d/H relativos ao Método das Componentes e aos ensaios experimentais cíclicos e, traçam-se também, as propostas de comportamento dinâmico obtidas através de cada um dos critérios propostos.

A escolha dos critérios mais adequados, para ligações soldadas e com cantoneiras, e a conclusão sobre a aplicabilidade do Método das Componentes a cargas cíclicas realizam-se em seguida. Estas duas tarefas baseiam-se na observação dos gráficos e dos valores dos factores de f_M e f_S .

Os valores de todas as grandezas inerentes ao traçado dos gráficos e à obtenção de f_M e f_S encontram-se no Anexo C deste texto.

7.3.1 Ligações soldadas

Os gráficos M-d/H relativos ao Método das Componentes, aos ensaios experimentais cíclicos e à idealização do comportamento dinâmico apresentam-se, em seguida, para as ligações WW-S2, WW-CB e WW-CBC. Relembrem-se os três critérios atrás descritos:

- critério 1: critério da rotação da ligação;

- critério 2: critério da variação de resistência;
- critério 3: critério dos múltiplos da flecha regulamentar.

Conclui-se, da observação dos gráficos, ser o critério 2 o mais adequado ao estudo do comportamento dinâmico das ligações soldadas. Os gráficos obtidos através deste encontram-se realçados a cor vermelha nos gráficos abaixo representados.

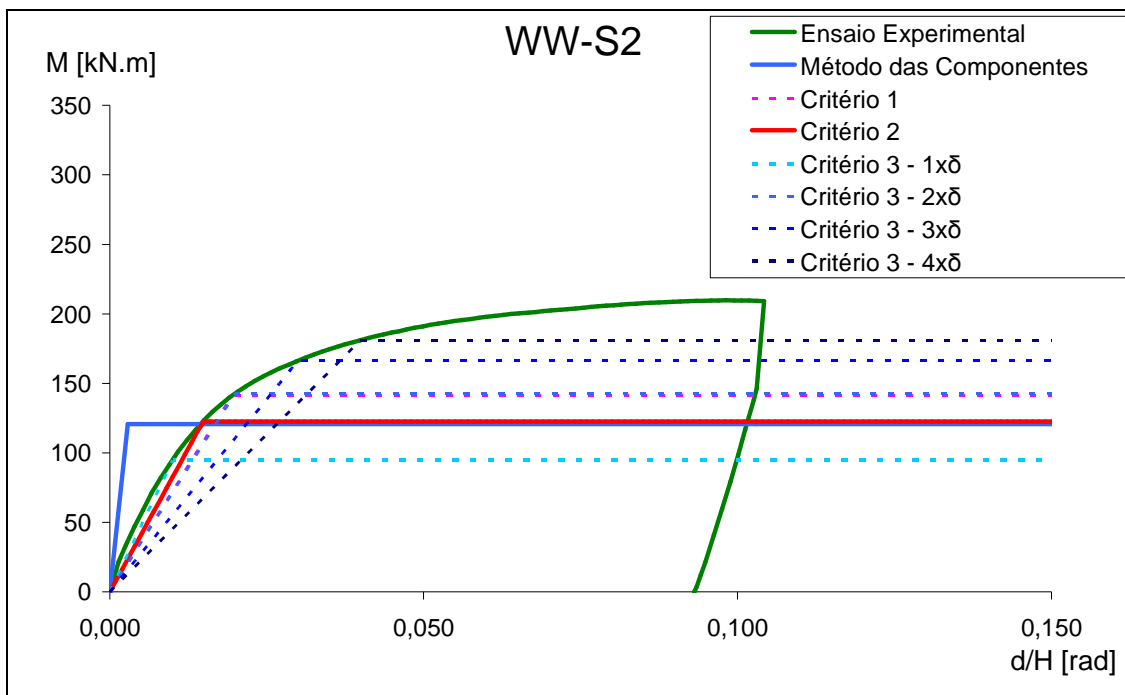


Figura 7.12 – Proposta de comportamentos M-d/H para a ligação WW-S2 segundo os vários critérios.

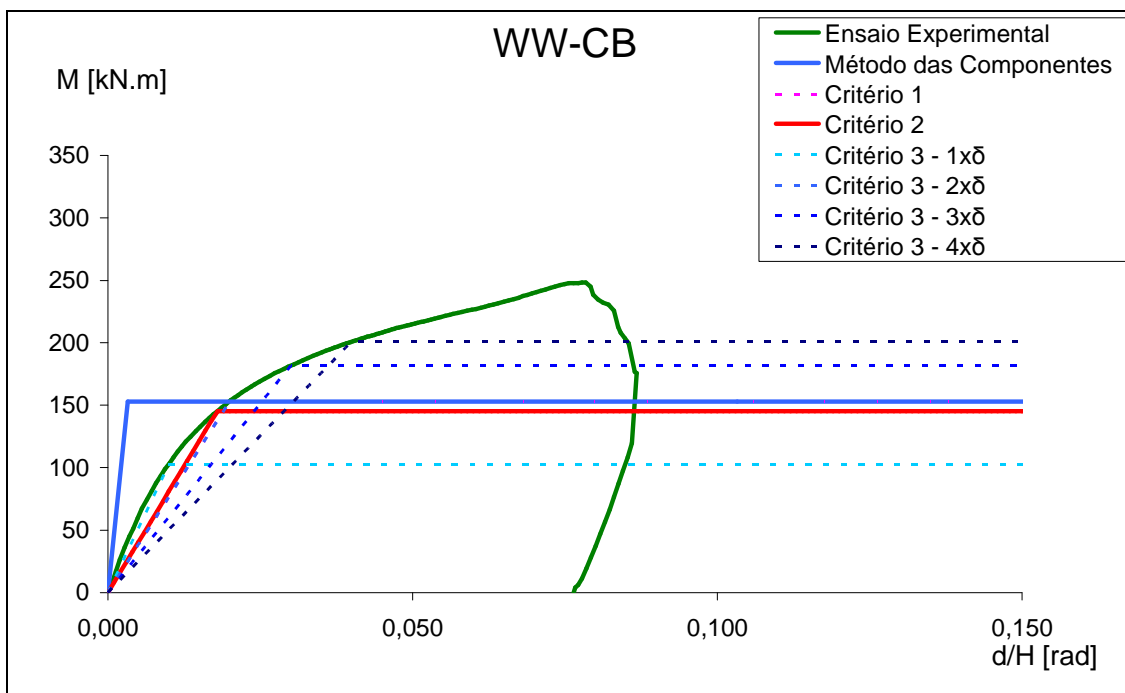


Figura 7.13 – Proposta de comportamentos M-d/H para a ligação WW-CB segundo os vários critérios.

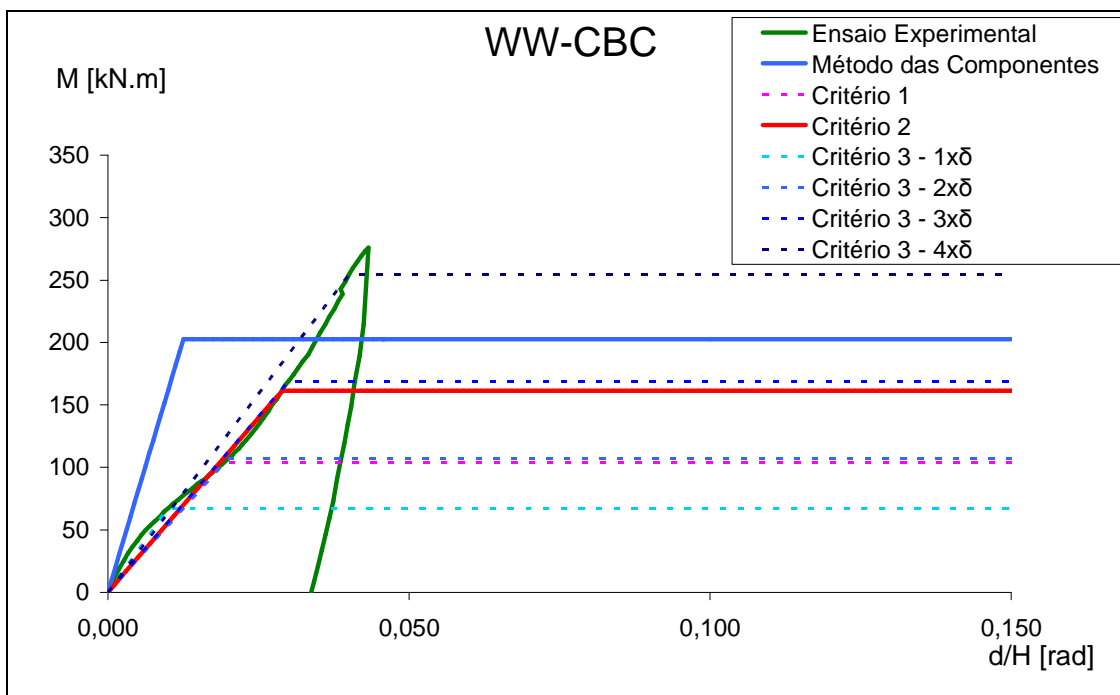


Figura 7.14 – Proposta de comportamentos M-d/H para a ligação WW-CBC segundo os vários critérios.

A observação das curvas permite verificar que os pontos de cedência dos gráficos obtidos pelo critério 2 ocorrem na zona de transição entre os regimes elástico e plástico dos gráficos experimentais (algumas dúvidas existem na ligação WW-CBC por esta estas duas zonas não se encontrarem bem definidas).

A modelação da rigidez aparenta ser correcta pois, na zona elástica, os gráficos teórico e experimental possuem boa correlação. Se a intersecção entre a recta horizontal e a recta inclinada, do gráfico teórico do comportamento dinâmico, ocorre na zona de cedência do gráfico experimental então este terá, obrigatoriamente, uma rigidez (secante) semelhante à do outro.

Os valores dos factores obtidos destes gráficos apresentam-se na tabela seguinte.

Critérios		f _M			f _S		
		WW-S2	WW-CB	WW-CBC	WW-S2	WW-CB	WW-CBC
1 - Rotação da Ligação, Φ	Critério da ductilidade mínima exigida a ligações soldadas	1,171	1,000	0,513	0,086	0,073	0,249
2 - Ensaio experimentais	Critério da variação de resistência	1,017	0,948	0,796	0,101	0,078	0,259
3 - Múltiplos da Flecha Regulamentar	1 x δ _{máx}	0,785	0,672	0,416	0,120	0,104	0,320
	2 x δ _{máx}	1,185	1,002	0,528	0,084	0,073	0,247
	3 x δ _{máx}	1,379	1,187	0,834	0,063	0,055	0,261
	4 x δ _{máx}	1,502	1,313	1,254	0,050	0,045	0,300

Tabela 7.1 – Valores de f_M e f_S obtidos para as ligações soldadas.

A análise dos valores referentes ao critério escolhido - critério 2 - levantam algumas questões sobre a análise de ligações soldadas sujeitas a carregamentos cíclicos através do Método das Componentes estipulado na regulamentação [1,2].

A diminuição da resistência da ligação sujeita a carregamento cíclico varia entre cerca de 0% e 20%, segundo o critério 2. Esta diminuição aparenta aumentar com o acréscimo de betão armado e ausência de reforços. A degradação rápida do betão sob a acção de cargas cíclicas e o aumento de resistência do aço, quando sujeito às mesmas, através de endurecimento cíclico, reforçam a afirmação anterior.

Conclui-se, assim, que a análise de ligações, realizada de acordo com a regulamentação actual, pode estar a ser feita contra a segurança. Estas conclusões estão dependentes dos ensaios experimentais estudados no âmbito deste trabalho.

Propõe-se, então, que na verificação da resistência a estados limites últimos, com carregamentos cíclicos condicionantes, o valor de $M_{j,Rd}$, obtido através de [1] e [2], seja reduzido. Tal pode ser feito através de uma redução de 80% para ligações reforçadas e cerca de 90% para não reforçadas. Este multiplicados aos $M_{j,Rd}$ obtidos do Método das Componentes, produzem valores que se adequam melhor à resistência de ligações soldadas sujeitas a carregamentos cíclicos.

A rigidez das ligações soldadas, S_j , sofre, aparentemente, uma diminuição muito acentuada com a aplicação de carregamentos cíclicos.

No caso das ligações reforçadas, que são definidas como infinitamente rígidas ($S_{j,ini} = \infty$) pelo Método das Componentes, a análise da diminuição de rigidez é feita a partir do menor valor necessário para estas sejam rígidas (como já foi explicado no ponto 7.2.1.1 deste texto). A diminuição de rigidez a aplicar aos valores fornecidos pelo Método das Componentes, para se caracterizar o comportamento dinâmico de ligações, será, então, a menor possível. Ainda assim, esta ronda os **90%**, pelo que se conclui que a diminuição de rigidez necessária para que o Método das Componentes caracterize o comportamento dinâmico de ligações terá que ser igual ou superior a esta.

No caso de ligações não reforçadas, cuja rigidez definida pelo Método das Componentes é finita, obtém-se uma redução de rigidez de **75%**.

Estes valores mostram que é questionável a aplicação do Método das Componentes para a modelação da rigidez de ligações soldadas sujeitas a carregamentos cíclicos. A aplicação de parâmetros f_s que reduzem para **0,1** e **0,25** a rigidez rotacional levanta questões sobre a aplicabilidade do Método das Componentes à modelação desta.

Deixa-se a questão em aberto e propõe-se que, caso se pretenda obter esta grandeza se actue com cautela e se efectuem reduções elevadas (75% a 90%) aos valores de rigidez obtidos para acção de cargas estáticas, $S_{j,ini}$.

A aparente incapacidade de caracterização da rigidez do comportamento dinâmico de ligações, $S_{j,ini,din}$, pode provocar, nas estruturas metálicas e mistas, distribuições de esforços inesperadas por parte dos projectistas.

7.3.2 Ligações com cantoneiras

Apresentam-se os gráficos M-d/H relativos às ligações com cantoneiras (experimentais cíclicos, Método das Componentes e propostas de caracterização do comportamento

dinâmico). Também para estas se concluiu que o critério mais adequado à determinação do comportamento das ligações sujeitas a carregamentos cíclicos é o 2 – critério da variação da resistência. Os gráficos respectivos são, mais uma vez, apresentados e realçados a cor vermelha.

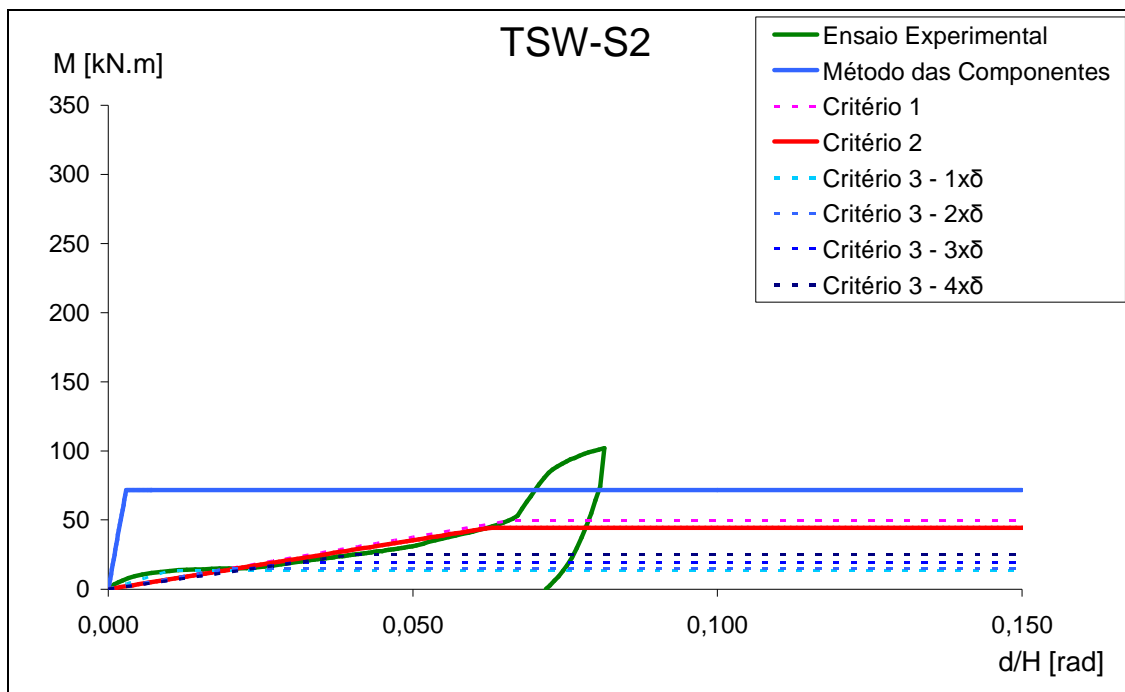


Figura 7.15 – Proposta de comportamentos M-d/H para a ligação TSW-S2 segundo os vários critérios.

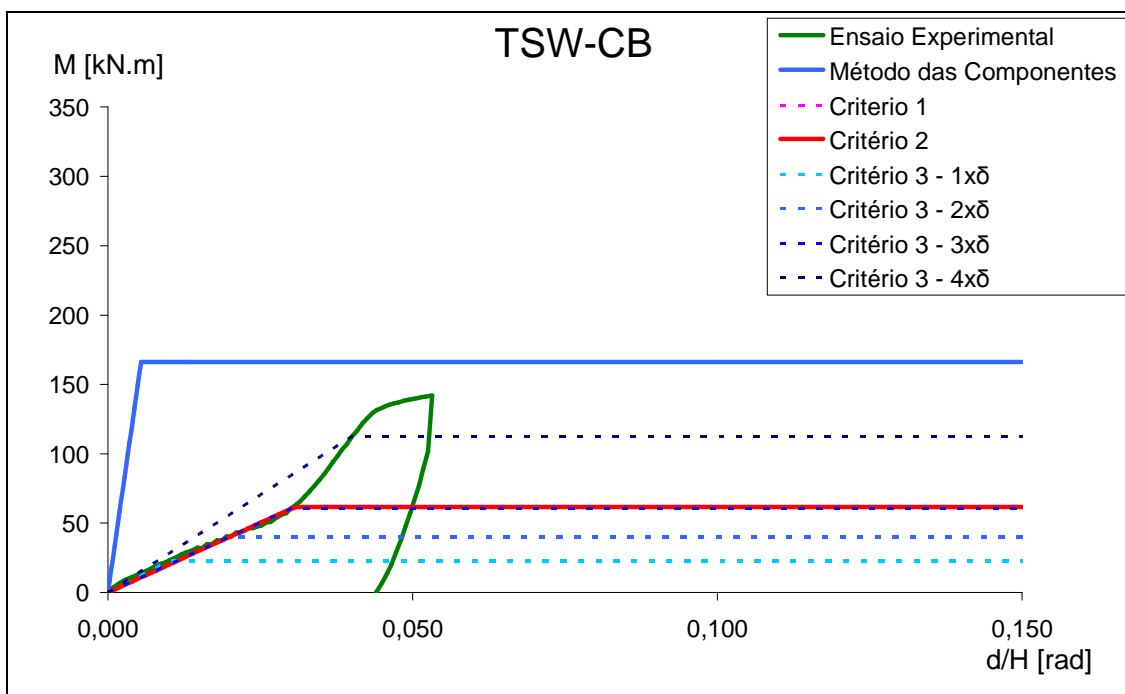


Figura 7.16 – Proposta de comportamentos M-d/H para a ligação TSW-CB segundo os vários critérios.

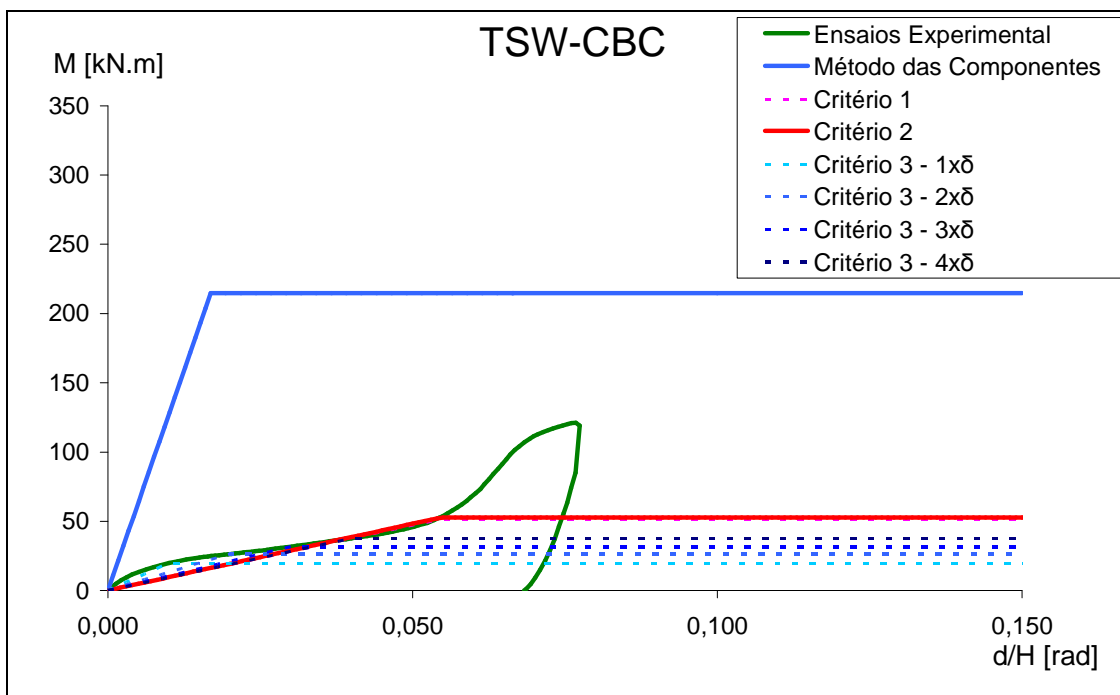


Figura 7.17 – Proposta de comportamentos M-d/H para a ligação TSW-CBC segundo os vários critérios.

A escolha do critério 2 baseia-se na boa qualidade, aparente, da modelação da rigidez e no facto dos gráficos definidos se situarem abaixo das zonas onde se faz sentir o efeito do *Pinching*.

A observação dos gráficos, por si só, permite concluir desde já que o comportamento de ligações com cantoneiras, quer ao nível da resistência, $M_{j,Rd}$, quer ao nível da rigidez, $S_{j,ini}$, parece não estar a ser bem analisado pelo Método das Componentes (tal como este é estipulado na regulamentação actual [1,2]).

Critérios		f_M			f_s		
		TSW-S2	TSW-CB	TSW-CBC	TSW-S2	TSW-CB	TSW-CBC
1 - Rotação da Ligação, Φ	Critério da rotação máxima anterior à ocorrência de <i>Pinching</i>	0,690	0,364	0,237	0,011	0,024	0,054
2 - Ensaio experimentais	Critério da variação da resistência	0,618	0,371	0,245	0,010	0,025	0,057
3 - Múltiplos da Flecha Regulamentar	1 x $\delta_{máx}$	0,183	0,138	0,156	0,019	0,029	0,119
	2 x $\delta_{máx}$	0,210	0,242	0,123	0,011	0,025	0,078
	3 x $\delta_{máx}$	0,266	0,364	0,148	0,009	0,025	0,062
	4 x $\delta_{máx}$	0,346	0,677	0,175	0,009	0,036	0,055

Tabela 7.2 – Valores de f_M e f_s obtidos para as ligações com cantoneiras.

A observação dos valores dos parâmetros f_M e f_s , obtidos segundo o critério 2, para cada uma das ligações com cantoneiras permite tirar várias conclusões importantes que são reforçadas com a observação dos parâmetros relativos aos restantes critérios.

Segundo os estudos efectuados, os valores de $M_{j,Rd}$, obtidos através do Método das Componentes, não permitem quantificar a resistência de ligações com cantoneiras sujeitas a

carregamentos cíclicos. Também nestas ligações se identificou que os reforços transversais aproximam o comportamento dinâmico e estático e que o betão produz o efeito contrário.

Para as ligações metálicas reforçadas adequa-se uma redução de cerca de 40% ($f_M=0,62$). A ligação WW-CB, mista e reforçada, requer uma redução não inferior a 65% ($f_M=0,37$) enquanto que a ligação mista não reforçada requer reduções na ordem dos 75% ($f_M=0,245$). Apesar de variarem muito em percentagem, as reduções de resistência apresentadas em caso de carregamento cíclico têm uma característica comum importante: são todas significativas. A variabilidade entre elas reforça a percepção de que a existência de betão e reforços influencia bastante o comportamento dinâmico de ligações.

Com base nos resultados obtidos verifica-se que é conveniente a realização de estudos no sentido de apropriar a aplicação do Método das Componentes à caracterização dinâmica da resistência de ligações com cantoneiras.

As conclusões relativas à rigidez, S_j , das ligações com cantoneiras reforçam as que foram tiradas relativamente às soldadas. Pensa-se que a obtenção de reduções entre os 94% e os 99%, denuncia alguma incapacidade do Método das Componentes em modelar a rigidez de ligações com cantoneiras sujeitas a cargas cíclicas, $S_{j,ini,din}$. A aplicação de parâmetros, f_s , multiplicados pelos valores do Método das Componentes, $M_{j,Rd}$ e $S_{j,ini}$, requereria valores na ordem do 5% ($f_s=0,05$).

Conclui-se que a análise dinâmica de ligações com cantoneiras através do Método das Componentes fornece, não só, valores de rigidez que induzem distribuições de esforços diferentes das pensadas pelos projectistas como também valores de resistência enganadores.

A observação dos gráficos da Figura 7.6 à Figura 7.8 e a comparação destes com os gráficos da Figura 7.15 à Figura 7.17 permite concluir que tanto as respostas cíclicas das estruturas como as propostas de caracterização dinâmica se encontram todas classificadas de rotuladas. Assim, propõe-se que as ligações com cantoneiras, em caso de carregamento cíclico, sejam consideradas rotuladas, ou seja com rigidez rotacional nula ($S_{j,ini,din}=0$). Propõe-se que a resistência de ligações com cantoneiras sujeitas a carregamentos cíclicos possa ser considerada mas com fortes reduções em função do tipo de ligação. Chama-se a atenção para a necessidade de estudos e métodos que permitam caracterizar correctamente a grandeza $M_{j,Rd,din}$.

8 Conclusões finais e desenvolvimentos futuros

Os trabalhos desenvolvidos no âmbito do estudo que se apresenta foram realizados em diversas frentes e permitiram tirar algumas conclusões que se podem classificar como conclusões com interesse para a formação individual e conclusões com interesse para o estudo e aplicação de estruturas metálicas e mistas.

As conclusões obtidas no âmbito do estudo realizado e com interesse para a formação pessoal incidem especialmente nos métodos de análise de ligações e nas ferramentas utilizadas.

No âmbito da pesquisa bibliográfica realizada concluiu-se que o Método das Componentes é concebido com o objectivo de caracterizar o comportamento estático de ligações. Este método é estipulado nas EN 1993-1-8 [1] e EN 1994-1-1 [2] mas não na EN 1998-1 [79] (relativa à segurança de estruturas sob acção de cargas sísmicas). Concluiu-se também que não existem trabalhos publicados com o objectivo de avaliar a aplicabilidade deste método a cargas dinâmicas, nomeadamente a cargas sísmicas.

No que diz respeito aos ensaios experimentais conclui-se que a aferição do comportamento estático de ligações não levanta problemas mas que o mesmo não acontece para a determinação do comportamento dinâmico. A definição da rotura de ligações sujeitas a carregamentos cíclicos com base em ensaios experimentais requer a definição de critérios de rotura baseados em grandezas como a resistência, a energia dissipada, a ductilidade e a forma dos gráficos M-d/H.

O Método das Componentes encontra-se estipulado na regulamentação mas com limitações ao nível das componentes e das ligações por apenas terem sido estudadas e regulamentadas parte destas. Das análises e cálculos realizados conclui-se que este método é um pouco conservativo com *input* f_y mas que produz valores mais próximos dos reais caso se use f_u .

A análise de ligações com elementos finitos tridimensionais é uma excelente ferramenta na medida em que fornece resultados tão precisos quanto o tempo disponível para refinar os modelos. Requerem um esforço computacional muito elevado.

As conclusões com interesse para o estudo de ligações metálicas e mistas são obtidas das análises realizadas e dos resultados destas.

No que diz respeito à análise numérica de ligações, assunto sobre o qual se têm publicado diversos trabalhos nos anos mais recentes, existem algumas conclusões importantes a tirar.

A análise numérica de ligações soldadas, nas quais estão impedidos todos os deslocamentos relativos entre as várias partes da ligação, é simples, foi realizada independentemente de ensaios experimentais e com bons resultados.

Já a modelação das ligações com cantoneiras é de grande complexidade, efeitos como o atrito, o pré-esforço nos parafusos e o ajuste destes às paredes dos respectivos furos provoca inúmeros problemas numéricos que obrigam à adopção de artifícios de modelação. Empregou-se, com sucesso, uma solução, que permite eliminar os erros numéricos devidos a estes efeitos, e que consiste no emprego de um material de preenchimento colocado entre as paredes dos furos e o fuste dos parafusos. Obtiveram-se boas correlações para relações constitutivas com configuração elasto-plástica, valores de resistência iguais à tensão última do parafuso, $f_{ub}=800$ MPa, e módulo de elasticidade: $E=30$ MPa. Estes valores encontram-se dependentes dos ensaios experimentais usados e deverão, caso se pretenda que sejam utilizados no futuro, ser calibrados com mais ensaios ou com outros modelos numéricos.

A obtenção de parâmetros que permitam avaliar o desempenho do Método das Componentes em situações de carregamento cíclico deve ser feita segundo diversos critérios cuja definição e valores dependem dos ensaios experimentais de que se disponha. De entre estes aquele que se considera caracterizar melhor o comportamento é o da variação da resistência, no entanto esta escolha pode ser subjectiva ou feita segundo parâmetros diferentes.

A classificação das ligações, em função dos resultados obtidos pelos diversos métodos de caracterização, permite, por si só, tirar duas conclusões importantes sobre o comportamento estático e dinâmico das ligações soldadas e com cantoneiras:

- as ligações soldadas passam de “quase rígidas” e “quase de resistência total” com carregamentos estáticos para francamente semi-rígidas e de resistência parcial com carregamentos cíclicos. Conclui-se que a consideração de rigidez infinita para ligações soldada reforçadas é desajustada para situações de carregamento cíclico;
- as ligações com cantoneiras passam de semi-rígidas e de resistência parcial sob acção de carregamentos estáticos para rotuladas sob acção de carregamentos cíclicos. Constata-se que, sob acção destes, se pode considerar que as ligações com cantoneiras são rótulas.

A avaliação da resistência das ligações soldadas sujeitas a carregamento cíclico permite concluir que os valores reais, de acordo com os ensaios experimentais realizados, estão entre os **80%** e os **100%** dos obtidos pelo Método das Componentes. O valor menor corresponde à ligação mista não reforçada e o maior à metálica reforçada sendo. Conclui-se também, através Tabela 7.1, que a existência de betão e a inexistência de reforços “afasta” o comportamento do Método das Componentes do real. Através dos estudos efectuados conclui-se que parece apropriada uma proposta de parâmetros na ordem de $f_M=0,8$.

A rigidez de ligações soldadas, obtida através do Método das Componentes e segundo os ensaios e estudos realizados, é **4 a 10** ($f_M=0,25$ e $f_M=0,1$) vezes maior que a dos ensaios

cíclicos, sendo o primeiro valor referente a ligações metálicas reforçadas e o segundo a ligações mistas não reforçadas. Consideram-se estes valores bastante significativos e conclui-se que é questionável a aplicação do Método das Componentes à caracterização da rigidez de ligações soldadas.

Para as ligações com cantoneiras sujeitas a carregamentos cíclicos obtêm-se parâmetros muito inferiores aos das ligações soldadas. Enquanto que os valores de f_M são de **0,62**, **0,37** e **0,25** (respectivamente para TSW-S2, TSW-CB e TSW-CBC) os de f_S situam-se todos abaixo de **5%**. De acordo com os resultados obtidos e os estudos efectuados pensa-se ser questionável a aplicação do Método das Componentes, tal como este existe na regulamentação, à caracterização e idealização do comportamento de ligações com cantoneiras. Pensa-se que mesmo com a aplicação de parâmetros, cujas propostas podem corresponder aos valores obtidos acima, reduções na ordem dos 60%, 75% e 95% deverão antes motivar estudos adicionais que permitam adequar este ou outros métodos à caracterização do comportamento dinâmico de ligações. Através da obtenção dos valores e das conclusões já retiradas da classificação de ligações conclui-se que, actualmente, o procedimento mais adequado será o de considerar, em situação de carregamento cíclico, que as ligações com cantoneiras não possuem resistência nem rigidez (rotuladas).

No que diz respeito a desenvolvimentos futuros considera-se que muito haverá a fazer sobre o assunto estudado no âmbito deste trabalho.

A calibração do modelo numérico de cantoneiras em função do ensaio experimental TSW-S1 sugere que sejam realizadas novas calibrações, em relação a outros ensaios ou modelos numéricos, para que se obtenha uma modelação de ligações com cantoneiras precisa e “quase” independente.

A escolha dos critérios segundo os quais se obtêm os parâmetros f_M e f_S pode também ser alvo de estudos futuros, quer no sentido de obter novos critérios “independentes” de análises ou ensaios experimentais, quer no sentido de tornar os critérios actuais mais válidos através do aumento do número de ensaios experimentais estudados.

A observação dos resultados e dos parâmetros sugere que o comportamento dinâmico das ligações, e logo a capacidade do Método das Componentes de o prever, depende bastante da existência de reforços e de constituintes de betão armado. Seria interessante compreender a influência destes elementos no comportamento dinâmico das ligações. O objectivo de tal tarefa será o de aferir parâmetros (f_M e f_S ou outros) que dependam da natureza das ligações, metálica ou mista, e da existência de reforços nas mesmas.

Por último interessa chamar a atenção para o facto de o estudo realizado ter interesse para outros tipos de ligações, já regulamentadas, resistentes a momento flector, como as ligações com chapa de topo, chapa de contacto, e as bases de coluna. Outros tipos de ligações como as constituídas por perfis tubulares ou por perfis em I solicitados em torno da menor

inércia terão interesse mas, por enquanto, apenas do ponto de vista académico. Tal deve-se ao facto da caracterização do seu comportamento estático não se encontrar, ainda, regulamentada.

Referências bibliográficas

- [1] EN 1993-1-8: 2005, "Design of steel structures – Part 1-8: Design of joints", CEN – Comité Européu de Normalização.
- [2] EN 1994-1-1: 2004: "Design of composite steel and concrete structures – Part 1-1: General rules and rules for buildings", CEN – Comité Européu de Normalização.
- [3] ENV 1993-1-1: 1992, "Design of Steel Structures – Part 1.1: General rules and rules for buildings".
- [4] Huber, G., "Non-Linear Calculations of Composite Sections and Semi-Continuous Joints", Ernst & Sohn, 2000, Berlim, Alemanha.
- [5] SSEDTA – Structural Steelwork Eurocodes Development of a Trans-National Approach, "Course: Eurocode 4", 2001.
- [6] SSEDTA – Structural Steelwork Eurocodes Development of a Trans-National Approach, "Course: Eurocode 3", 2001.
- [7] Gil, B., Bayo, E., "Practical and efficient approaches for semi-rigid design of composite frames", Steel and Composite Structures, Vol. 7, No. 2, pgs. 161-184, 2007.
- [8] Liew, J., Teo, T., Shanmugan, N., Yu, C., "Composite joints subject to reversal of loading – Part I: Experimental Study", Journal of Constructional Steel research, Vol. 60, pgs. 221-246, 2004.
- [9] Jaspart, J., "General Report: Session on Connections", Journal of Constructional Steel Research, Vol. 55, pgs. 69-89, 2000.
- [10] Faella, C., Piluso, V., Rizzano, G., "Structural steel semirigid connections", CRC Press, 2000.
- [11] Simões, R., "Comportamento de Ligações Mistas Viga – Pilar sob Acções Estáticas e Cíclicas", Dissertação para obtenção do grau de Doutor em Engenharia Civil, Universidade de Coimbra, 2000, Coimbra.
- [12] prEN 1994-1-1: 2001, "Design of composite steel and concrete structures – Part 1.1: General rules and rules for buildings".
- [13] Aribert, J., Lachal, A., "Experimental Investigation of Composite Connections and Global Interpretation". COST C1 – *Semi-Rigid Behaviour of Civil Engineering Structural Connections*, Proceedings of the First State of the Art Workshop, Strasbourg, pgs. 158-169, 1992.
- [14] Ahmed, B., Nethercot, D., "Design of Flush Endplate Connections in Composite Beams", The Structural Engineer, Vol. 75, No. 14, pgs. 233-244, 1997.
- [15] Li, T, Moore, D., Nethercot, D., Choo, B., "Behaviour of Flush End-Plate Composite Connections with Unbalanced Moment Variable Shear/Moment Ratios – II. Prediction of Moment Capacity", Journal of Constructional Steel Research, Vol. 38, No. 2, pgs 165-198, 1996.

- [16] Neves, L., "Comportamento Monotónico e Cíclico de Ligações de Eixo Fraco e Tubulares em Estruturas Metálicas e Mistas Aço-Betão", Dissertação para obtenção do grau de Doutor em Engenharia Civil, Universidade de Coimbra, 2004, Coimbra.
- [17] Silva, L., Lima, L., Vellasco, P., Andrade, S., "Experimental and Numerical Assessment of Beam-to-Column Joints Under Bending and Axial Force", Proceedings of the First International Conference on Steel & Composite Structures, pgs. 715-730, 2001, Pusan, Coreia.
- [18] Lima, L., Silva, L., Vellasco, P., Andrade, S., "Experimental evaluation of extended endplate beam-to-column joints subjected to bending and axial force", Engineering Structures, Vol. 26, pgs. 1333-1347, 2004.
- [19] Silva, L., Vellasco, L., Andrade, S., "Behaviour of flush end-plate beam-to-column joints under bending and axial force", Steel and Composite Structures, Vol. 4, No. 2, pgs. 77-94, 2004.
- [20] Cerfontaine, F., Jaspart, J., "Analytical study of the interaction between bending and axial force in bolted joints", Eurosteel, Proceedings of the 3rd European Conference on Steel, pgs. 997 – 1016, 2002, Coimbra, Portugal.
- [21] Silva, L., Calado, L., Simões, R., Coelho, A., "Evaluation of ductility in steel and composite beam-to-column joints: analytical evaluation", Connections in Steel Structures IV, Proceedings of the fourth international workshop, pgs. 223 – 233, 2000.
- [22] Silva, L., Coelho, A., "A ductility model for steel connections", Journal of constructional Steel Research, Vol. 57, pgs. 45-70, 2001.
- [23] Silva, L., Girão, A., Simões, R., "Analytical evaluation of the moment-rotation response of beam-to-column joints under static loading", Steel and Composite Structures, Vol. 1, No. 2, pgs. 245-268, 2002.
- [24] Gervásio, H., Silva, L., Borges, L., "Reliability assessment of the post-limit stiffness and ductility of steel joints", Journal of constructional Steel research, Vol. 60, pgs. 635-648, 2004.
- [25] Coelho, A., Silva, L., Bijlaard, F., "Ductility analysis of bolted extended end plate beam-to-column connections in the framework of the component method", Steel and Composite Structures, Vol. 6, No. 1, pgs. 33-53, 2006.
- [26] Silva, L., Santiago, A., Real, P., "A component model for the behaviour of steel at elevated temperatures", Journal of Constructional Steel Research, Vol. 57, pgs. 1169-1195, 2001.
- [27] Silva, L., Santiago, A., Real, P., "Behaviour of steel joints under fire loading", Steel and Composite Structures, Vol. 5, No. 6, pgs. 485-514, 2005.
- [28] Spyrou, S., Davison, J., Burgess, I., Plank, R., "Experimental and analytical investigation of the 'tension zone' components within a steel joint at elevated temperatures", Journal of Constructional Steel Research, Vol. 60, pgs.867-896, 2004.

- [29] Wang, W., Li, G., Dong, Y., "Experimental study and spring-component modelling of extended end-plate joints in fire", *Journal of Constructional Steel Research*, Vol. 63, pgs.1127-1137, 2007.
- [30] Rassati, G., Leon, R., Noè, S., "Component Modeling of Partially Restrained Composite Joints under Cyclic and Dynamic Loading", *Journal of Structural Engineering*, Vol. 130, No. 2, pgs. 343-351, 2004.
- [31] Chen, C. C., Chen, S. W., Chung, M. D., Lin, M. C., "Cyclic behaviour of unreinforced and rib-reinforced moment connections", *Journal of Constructional Steel Research*, No. 61, pgs. 1 – 21, 2005.
- [32] Tsai, K. C., Wu, S., Popov, E. P., "Experimental performance of seismic steel beam-column moment joints", *Journal of Structural Engineering*, ASCE, pgs. 925 – 931, 1995.
- [33] Bernuzzi, C., Zandonini, R., Zanon, P., "Experimental analysis and modelling of semi-rigid steel joints under cyclic reversal loading", *Journal of Constructional Steel Research*, Vol. 38, No. 2, pgs. 95 – 123, 1996.
- [34] Calado, L., Castiglioni, A. C., Barbaglia, P., Bernuzzi, C., "Procedure for the assessment of low-cycle fatigue resistance for steel connections", *COST-C1 – Control of the Semi-Rigid Behaviour of civil engineering structures connections*, Proceedings of the international conference, pgs. 435-444, Liège, Bélgica, 1998.
- [35] Houedec, D., Nemati, N., Zandonini, R., "Cyclic behaviour of steel end-plate connections: numerical simulation and experimentation", *COST-C1 – Control of the Semi-Rigid Behaviour of civil engineering structures connections*, Proceedings of the international conference, pgs. 445-454, Liège, Bélgica, 1998.
- [36] Shen, J., Astaneh-Asl, A., "Hysteretic behaviour of bolted-angle connections", *Journal of Constructional Steel Research*, Vol. 51, No. 3, pgs. 201 – 218, 1999.
- [37] Kukreti, A. R., Abolmaali, A. S., "Moment – rotation hysteresis behaviour of top and seat angle steel frame connections", *Journal of Structural Engineering*, ASCE, pgs. 810 – 820, 1999.
- [38] Calado, L., Mele, E., "Cyclic Behavior of steel beam-to-column joints: governing parameters of welded and bolted connections", *Connections in Steel Structures IV*, Proceedings of the fourth international workshop, pgs. 194 – 204, 2000.
- [39] Lu, L., Ricles, J. M., Mao, C., Fisher, J. W., "Critical issues in achieving ductile behaviour of welded moment connections", *Journal of Constructional Steel Research*, Vol. 55, No. 2, pgs. 325 – 341, 2000.
- [40] Stojadinovic, B., Subhash C. G., Lee K., Margarian, A. G., Choi, J., "Parametric test on unreinforced moment connections", *Journal of Structural Engineering*, Vol. 126, No. 1, pgs. 40-49, 2000.
- [41] Dubina, D., Ciutina, A., Stratan, A., "Cyclic tests on bolted steel double-sided beam-to-column joints", *Connections in Steel Structures IV*, Proceedings of the fourth international workshop, pgs. 170 – 180, 2000.

- [42] Summer, E. A., Mays, T. W., Murray, T. M., "End-plate moment connections: test results and finite element method validation", *Connections in Steel Structures IV, Proceedings of the fourth international workshop*, pgs. 82 – 93, 2000.
- [43] Bayramoglu, G., Yorgun, C., "Response of the End-Plate Connections to Cyclic Loads, Proceedings of the First International Conference on Steel & Composite Structures", pgs. 763-770, 2001, Pusan, Coreia.
- [44] Tahir, M., Mohamed, S., Hussin, M., Saim, A., "Performance of Extended End-Plate Connection Connected to Column Flange", *Proceedings of the First International Conference on Steel & Composite Structures*, pgs. 707-714, 2001, Pusan, Coreia.
- [45] Summer, E., Murray, T., "Behaviour of Extended End-Plate Connections subject to Cyclic Loading", *Journal of Structural Engineering*, Vol. 128, No. 4, pgs. 501-508, 2002.
- [46] Broderick, B., Thomson, A., "The response of flush end-plate joints under earthquake loading", *Journal of Constructional Steel Research*, Vol. 58, pgs. 1161-1175, 2002.
- [47] Lu, L., Ricles, J. M., Mao, C., Fisher, J. W., "Inelastic Cyclic Testing of Welded Unreinforced Moment Connections", *Journal of Structural Engineering*, Vol. 128, No. 4, pgs. 429-440, 2002.
- [48] Coelho, A., Bijlaard, F., Silva, L., "Experimental assessment of the ductility of extended end plate connections", *Engineering Structures*, Vol. 26, pgs. 1185-1206, 2004.
- [49] Kanchanalai, T., Suparp, S., "Experimental behaviour of steel beam-column subassemblages with semi-rigid connections", *Eurosteel, Proceedings of the 4th European Conference on Steel and Composite Structures*, pgs. 4.10 – 205 a 212, 2005, Maastricht, Holanda.
- [50] Maggi, Y., Gonçalves, R., Leon, R., Ribeiro, L., "Parametric analysis of bolted end plate connections using finite element modelling", *Journal of Constructional Steel research*, Vol. 61, pgs. 689-708, 2005.
- [51] Tristão, G., "Análise Teórica e Experimental de Ligações Viga Mista – Pilar de Extremidade com Cantoneiras de Assento e Alma", *Dissertação para obtenção do grau de Doutor em Engenharia Civil, Universidade de São Paulo*, 2006, São Carlos, Brazil.
- [52] Simões, R., Silva, L., Cruz, P., "Cyclic behaviour of end-plate beam-to-column composite joints", *Steel and Composite Structures*, Vol. 1, No. 3, pgs. 355-376, 2001.
- [53] Li, T., Nethercot, D., Choo, B., "Behaviour of Flush End – Plate Composite Connections with Unbalanced Moment and Variable Shear/Moment Ratios – I. Experimental Behaviour", *Journal of Constructional Steel Research*, Vol. 38, No. 2, pgs. 125-164, 1996.
- [54] Leon, R. T., Hajjar, J. F., Gustafson, M. A., "Seismic response of composite moment – resisting connections", *Journal of Structural Engineering, ASCE*, pgs. 868 – 876, 1998.
- [55] Calado, L., Silva, L. S., Simões, R., "Cyclic behavior of steel and composite beam-to-column joints", *Connections in Steel Structures IV, Proceedings of the fourth international workshop*, pgs. 159 – 169, 2000.

- [56] Liew, J., Teo, T., Shanmugan, N., Yu, C., "Testing of steel-concrete composite connections and appraisal of results", *Journal of Constructional Steel Research*, Vol. 56, pgs. 117-150, 2000.
- [57] Simões, R., Silva, L., Cruz, P., "Experimental behaviour of end-plate beam-to-column composite joints under monotonical loading", *Engineering Structures*, Vol. 23, pgs. 1383-1409, 2001.
- [58] Brown, N., Anderson, D., "Structural properties of composite major axis end plate connections", *Journal of Constructional Steel Research*, Vol. 57, pgs. 327-349, 2001.
- [59] Fu, F., Lam, D., "Experimental study on semi-rigid composite joints with steel beams and precast hollowcore slabs", *Journal of Constructional Steel Research*, Vol. 62, pgs. 771-782, 2006.
- [60] Bursi, O., Jaspart, J., "Benchmarks for Finite Element Modelling of Bolted Steel Connections", *Journal of Constructional Steel Research*, Vol. 43, No. 1-3, pgs. 17-42, 1997.
- [61] Bursi, O., Jaspart, J., "Calibration of a Finite Element Model for Isolated Bolted End-Plate Steel Connections", *Journal of Constructional Steel Research*, Vol. 44, No. 3, pgs. 225-262, 1997.
- [62] Bursi, O., Jaspart, J., "Basic issues in the finite element simulation of extended end plate connections", *Computers and Structures*, Vol. 69, pgs. 361-383, 1998.
- [63] Ahmed, B., Nethercot, D., "Effect of a column axial load on composite connection behaviour", *Engineering Structures*, Vol. 20, No. 1-2, pgs. 113-128, 1998.
- [64] Bose, B., Wang, Z., Sarkar, S., "Finite Element Analysis of Unstiffened Flush End-Plate Bolted Joints", *Journal of Structural Engineering*, Vol. 123, No. 12, pgs. 1614-1621, 1997.
- [65] Calado, L., Castiglione, C., Bernuzzi, C., "Seismic behaviour of welded beam-to-column joints: experimental and numerical analysis", *Connections in Steel Structures IV, Proceedings of the fourth international workshop*, pgs. 244 – 256, 2000.
- [66] Lu, L., Ricles, J., Mao, C., Fisher, J., "Effect of local details on ductility of welded moment connections", *Journal of Structural Engineering*, Vol. 127, No. 9, pgs. 1036-1044, 2001.
- [67] Citipitioglu, A., Haj-Ali, R., White, D., "Refined 3D finite element modelling of partially-restrained connections using slip", *Journal of Constructional Steel Research*, Vol. 58, pgs. 995-1013, 2002.
- [68] Abolmaali, A., Matthys, J., Farooqi, M., Choi, Y., "Development of moment-rotation model equations for flush end-plate connections", *Journal of Constructional Steel Research*, Vol. 61, pgs. 1595-1612, 2005.
- [69] Tristão, G., Gonçalves, R., Neto, J., Maggi, Y., "Beam-to-column connections numerical modelling", *Eurosteel, Proceedings of the 4th European Conference on Steel and Composite Structures*, pgs. 4.10 - 17 a 24, 2005, Maastricht, Holanda.
- [70] Xiao, R., Perneti, F., "Numerical analysis of steel and composite steel and concrete connections", *Eurosteel, Proceedings of the 4th European Conference on Steel and Composite Structures*, pgs. 4.10 - 253 a 260, 2005, Maastricht, Holanda.

- [71] Bjrhovde, R., Colson, A., Brozzetti, "Classification system for beam-to-column connections", *Journal of Structural Engineering*, Vol. 116, No. 11, pgs. 3059-3076, 1990.
- [72] Plumier, A., "Definition of a cyclic loading testing procedure for earthquake resistance evaluation of structural elements", ECCS – TC13 – Earthquake and RILEM – SLB 61, 1983, Liège, Bélgica.
- [73] Hasan, R., Kishi, N., Chen, W., "A new nonlinear connection classification system", *Journal of Constructional Steel Research*, Vol. 47, pgs. 119-140, 1998.
- [74] EN 1992-1-1: 2004, "Design of concrete structures – Part 1-1: General rules and rules for buildings", CEN – Comité Europeu de Normalização.
- [75] EN 10002, "Materiais Metálicos – Ensaio de Tração. Parte 1: Método de ensaio à temperatura ambiente", IPQ, 1990.
- [76] EN 1993-1-1: 2005, "Design of steel structures – Part 1-1: General rules and rules for buildings", CEN – Comité Europeu de Normalização.
- [77] Baniotopoulos *et al.*, "Structural according do Eurocode 3 – Frequently Asked Questions", CESTRUCO – Continuing Education in Structural Connections, 2003, Praga, República Checa.
- [78] ABAQUS v. 6.5, "On-Line Documentation", <http://ssc.uclm.es/abaqus/Documentation/docs/v6.5/index.html>, consultado entre 1 de Fevereiro de 2007 e 31 de Outubro de 2007.
- [79] EN 1998-1: 2004, "Design of structures for earthquake resistance – Part 1: General rules, seismic action and rules for buildings", CEN – Comité Europeu de Normalização.

Anexo A – Mecanismo *T-Stub* traccionado

As componentes mais importantes de ligações aparafusadas podem ser analisadas através de mecanismos *T-Stub*. Estes são constituídos por duas filas de parafusos que ladeiam uma configuração de chapas metálicas em forma de “T”. A rotura de um mecanismo *T-Stub* pode ser utilizada para simular a rotura de algumas componentes das ligações viga-coluna, metálicas e mistas: banzo da coluna sujeito à flexão, chapa de extremidade sujeita à flexão e cantoneira sujeita à flexão.

Os três modos de rotura possíveis de um mecanismo *T-Stub* são determinados com base na resistência à flexão das chapas metálicas, $M_{pl,Rd}$, e na resistência à tracção dos parafusos constituintes, $F_{t,Rd}$. A resistência à flexão das chapas onde ocorre o mecanismo *T-Stub* e dos parafusos associados influenciam o mecanismo de rotura do conjunto e, logo, a sua resistência.

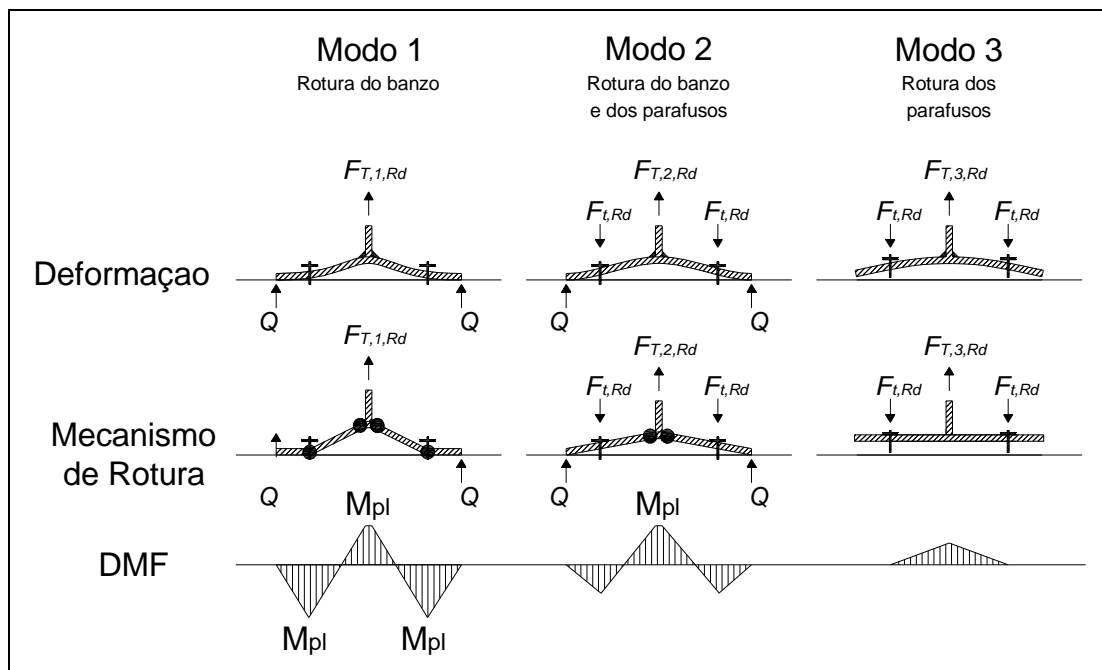


Figura A.1– Mecanismos de rotura dos mecanismos *T-Stub*.

As forças Q , mostradas na Figura A.2 podem, ou não, ocorrer. Tal dependerá, como é fácil prever, das relações entre as dimensões dos elementos constituintes do mecanismo *T-Stub*. Para definir se existem ou não forças de alavanca definem-se os alongamentos efectivo e de referência, L_b e L_b^* respectivamente, do parafuso:

$$L_b = h_f + 2 \times h_a + \frac{1}{2} \times \sum (h_c + h_p) \quad L_b^* = \frac{8,8 \times m^3 \times A_s}{\sum l_{eff,1} \times t_f^3}$$

em que:

A_s é a área traccionada de cada parafuso;

m e t_f são dimensões representadas nas figuras seguintes;

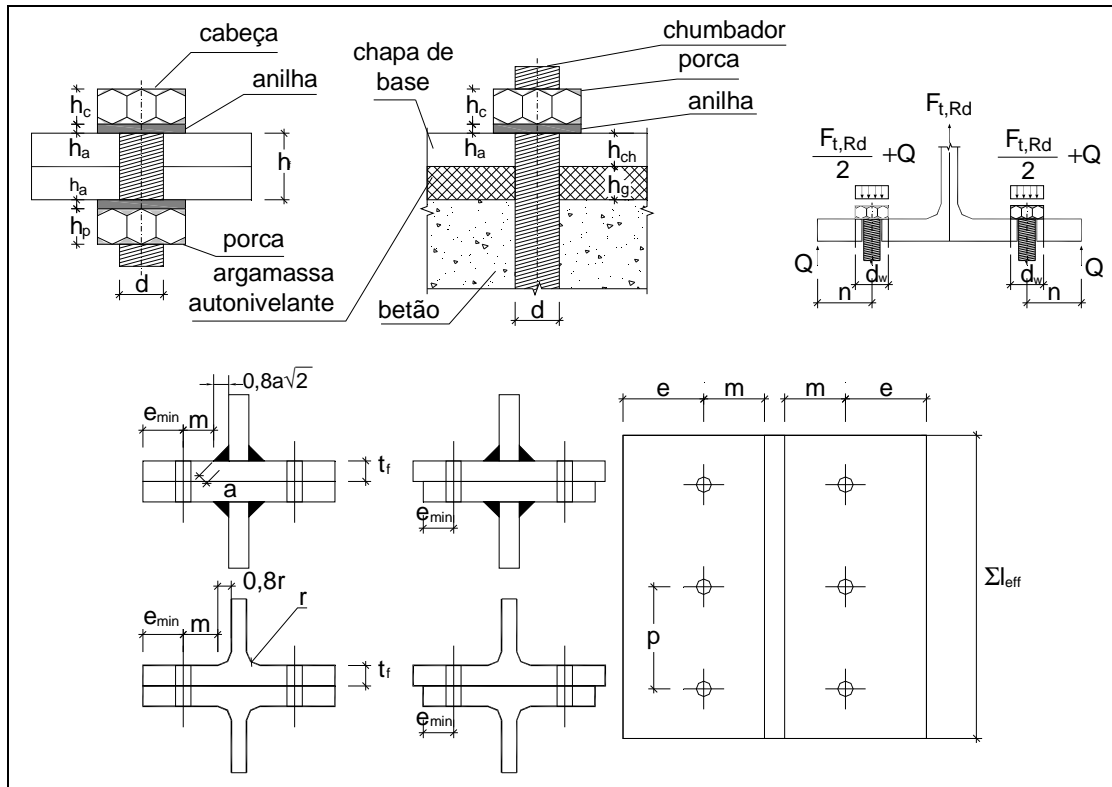


Figura A.2 – Grandezas inerentes aos mecanismos *T-Stub*.

A força resistente de um mecanismo *T-Stub* depende da existência ou não de forças de alavanca. Esta resistência é encontrada através da definição das três hipóteses de rotura e tendo como *inputs* os momentos resistentes das chapas, $M_{pl,Rd}$, e as resistências dos parafusos à tracção, $F_{t,Rd}$. Assim, não é de estranhar que a tabela seguinte, em que se fornece a resistência dos mecanismos *T-Stub*, dependa: das resistências ($M_{pl,Rd}$ e $F_{t,Rd}$), das dimensões do conjunto, do tipo de rotura e da existência de forças de alavanca. Dos dois métodos apresentados para cálculo da resistência do modo rotura 1 aconselha-se a usar o que fornecer menor valor de resistência.

Resistência de mecanismo de rotura <i>T-Stub</i> traccionado			
Com forças de alavanca, Q, i.e.: $L_b \leq L_b^*$			
Modo de rotura 1		Método 1	Método 2
	Sem chapas de reforço posteriores	$F_{T,1,Rd} = \frac{4 \times M_{pl,1,Rd}}{m}$	$F_{T,1,Rd} = \frac{(8n - 2e_w) \times M_{pl,1,Rd}}{2mn - e_w(m+n)}$
	Com chapas de reforço posteriores	$F_{T,1,Rd} = \frac{4 \times M_{pl,1,Rd} + 2 \times M_{bp,Rd}}{m}$	$F_{T,1,Rd} = \frac{(8n - 2e_w) \times M_{pl,1,Rd} + 4nM_{bp,Rd}}{2mn - e_w(m+n)}$
Modo de rotura 2	$F_{T,2,Rd} = \frac{2 \times M_{pl,2,Rd} + n \times \sum F_{t,Rd}}{m+n}$		
Modo de rotura 3	$F_{T,3,Rd} = \sum F_{t,Rd}$		
Sem forças de alavanca, Q, i.e.: $L_b > L_b^*$			
Modo de rotura 1	$F_{T,1-2,Rd} = \frac{2 \times M_{pl,1,Rd}}{m}$		
Modo de rotura 2			
Modo de rotura 3			
<p>em que:</p> $M_{pl,1,Rd} = 0,25 \times \sum l_{eff,1} \times t_f^2 \times f_y / \gamma_{M0}$ $M_{pl,2,Rd} = 0,25 \times \sum l_{eff,2} \times t_f^2 \times f_y / \gamma_{M0}$ $M_{bp,Rd} = 0,25 \times \sum l_{eff,1} \times t_{bp}^2 \times f_{y,bp} / \gamma_{M0}$ momento resistente de chapa posteriores; <p>$l_{eff,1}$ e $l_{eff,2}$ são larguras efectivas do mecanismo <i>T-Stub</i> na direcção longitudinal, a sua determinação depende da componente na qual se insere o mecanismo <i>T-Stub</i>;</p> <p>$F_{t,Rd}$ é a resistência de cada parafuso, $\sum F_{t,Rd}$ é o valor da soma de todos os parafusos do <i>T-Stub</i>;</p> <p>$n = e_{min} \leq 1,25 m$ (em que e_{min} se encontra definido nas figuras apresentadas acima);</p> <p>t_{bp} e $f_{y,bp}$ são a espessura e tensão de cedência das chapas de reforço posteriores (sobre as quais se trata em seguida);</p> <p>$e_w = d_w / 4$ em que e_w e d_w são, respectivamente, a espessura e o diâmetro exterior da anilha;</p>			

Tabela A.1– Resistência de mecanismo *T-Stub* traccionado (adaptação de [1]).

O mecanismo de *T-Stub* traccionado é utilizado em algumas das componentes de ligações viga-coluna aparafusadas, como por exemplo as ligações com cantoneiras e com chapa de topo.

Anexo B – Caracterização das componentes estudadas

Apresentam-se, neste anexo, os valores e os cálculos necessários à determinação de F_i e k_i , que constituem as grandezas que caracterizam cada uma das ligações estudadas neste trabalho. Na figura e tabela seguintes agrupam-se todas as grandezas físicas e geométricas necessárias para a compreensão dos cálculos presentes neste anexo.

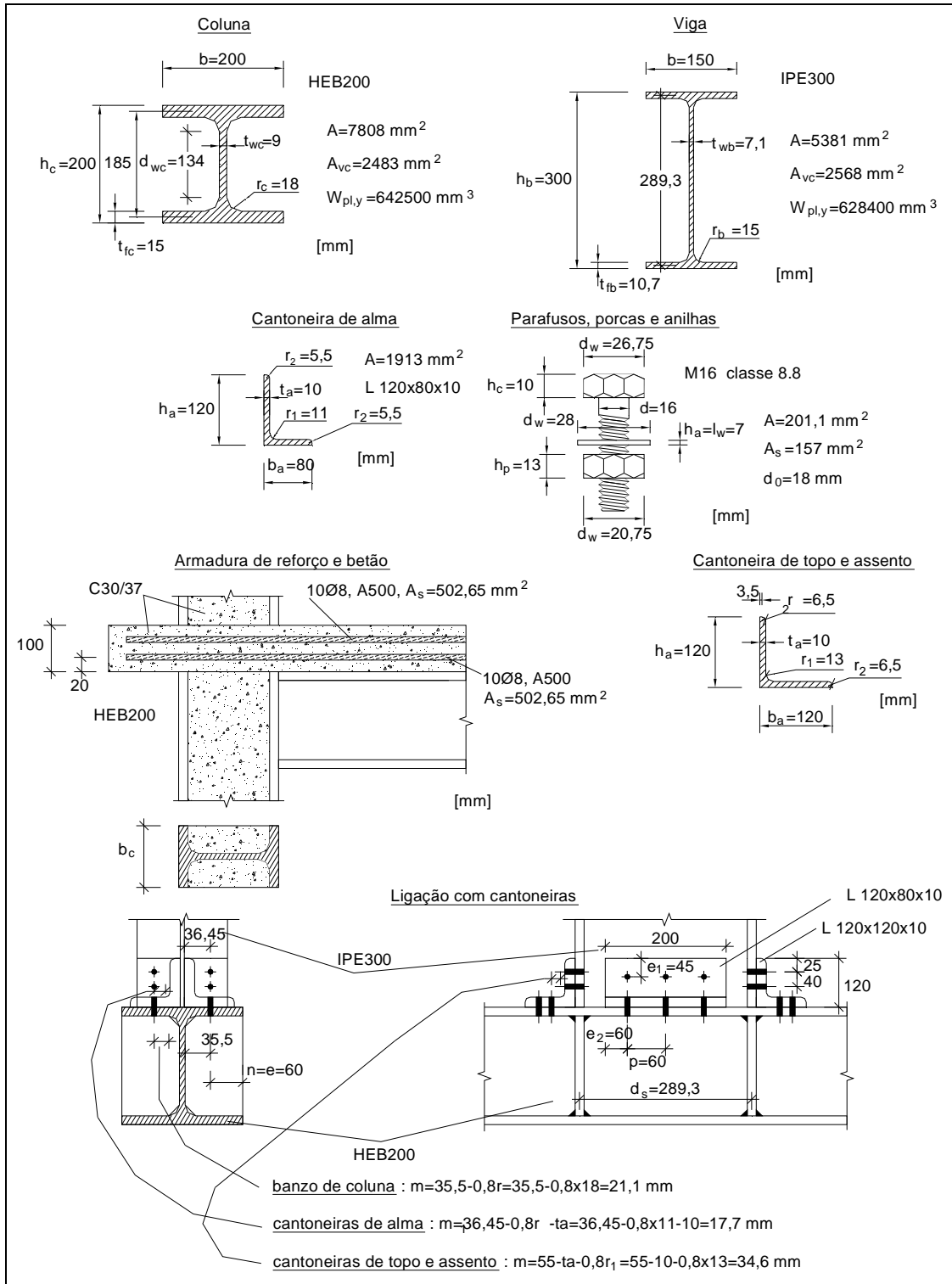


Figura B.1 - Grandezas geométricas necessárias à aplicação do Método das Componentes.

Programa Experimental	Modelo	Coluna		Viga		Cantoneiras	
		f _y [MPa]	f _u [MPa]	f _y [MPa]	f _u [MPa]	f _y [MPa]	f _u [MPa]
PE1	WW-S1 e WW-S2	326,1	434,4	352,7	451,3	-	-
PE2	WW-CB	332,5	435,3	348,7	459,5	-	-
PE2	WW-CBC	332,5	435,3	348,7	459,5	-	-
PE1	TSW-S1	326,1	434,4	352,7	451,3	287,8	420,1
PE2	TSW-S2	332,5	435,3	348,7	459,5	332,7	443,3
PE2	TSW-CB	332,5	435,3	348,7	459,5	332,7	443,3
PE2	TSW-CBC	332,5	435,3	348,7	459,5	332,7	443,3

Nota: O Módulo de elasticidade toma o valor estipulado pela EN 1993-1-1 [76]: E_a=210 GPa.

Tabela B.1 - Valores aproximados dos parâmetros de transformação.

WW-S1 e WW-S2

Componente 1 – alma da coluna sujeita ao corte

$$\left. \begin{aligned} M_{pl,fc,Rd} &= W_{pl} \times f_{yc} = \frac{b_c \times t_{fc}^2}{4} \times f_{yc} = \frac{200 \times 15^2}{4} \times 326,1 = 3,67 \text{ kN.m} \\ M_{pl,st,Rd} &= W_{pl} \times f_{yc} = \frac{b_c \times t_{st}^2}{4} \times f_{yc} = \frac{200 \times 12^2}{4} \times 326,1 = 2,35 \text{ kN.m} \end{aligned} \right\} M_{pl,fc,Rd} > M_{pl,st,Rd}$$

$$F_1 = V_{wp,Rd} + F_{1,REF} = \frac{0,9 \times f_{y,wc} \times A_{vc}}{\sqrt{3} \times \gamma_{M0}} + \frac{2 \times M_{pl,fc,Rd} + 2 \times M_{pl,st,Rd}}{d_s} \Leftrightarrow$$

$$\Leftrightarrow F_1 = V_{wp,Rd} + F_{1,REF} = \frac{0,9 \times 326,1 \times 2483}{\sqrt{3} \times 1,0} + \frac{2 \times 3,67 \times 10^6 + 2 \times 2,35 \times 10^6}{289,3} \Leftrightarrow$$

$$\Leftrightarrow F_1 = V_{wp,Rd} + F_{1,REF} = 462,35 \text{ kN}$$

$$k_1 = \infty.$$

Componente 2 – alma da coluna sujeita à compressão transversal

$$s = r_c = 18 \text{ mm}$$

$$b_{eff,c,wc} = t_{fb} + 2 \times \sqrt{2} \times a_b + 5 \times (t_{fc} + s) = 10,7 + 2 \times \sqrt{2} \times 0 + 5 \times (15 + 18) = 175,7 \text{ mm}$$

$$\bar{\lambda}_p = 0,932 \times \sqrt{b_{eff,c,wc} \times d_{wc} \times f_{y,wc} / (E_a \times t_{wc}^2)} \Leftrightarrow$$

$$\Leftrightarrow \bar{\lambda}_p = 0,932 \times \sqrt{175,7 \times 134 \times 326,1 / (210,0 \times 10^3 \times 9^2)} \Leftrightarrow$$

$$\Leftrightarrow \bar{\lambda}_p = 0,626$$

$$\bar{\lambda}_p = 0,626 \leq 0,72 \Rightarrow \rho = 1,0$$

$$\omega = \omega_1 = 1 / \sqrt{1 + 1,3 \times (b_{eff,c,wc} \times t_{wc} / A_{vc})^2} = 1 / \sqrt{1 + 1,3 \times (175,7 \times 9 / 2483)^2} = 0,81$$

$$F_2 = \min \left\{ \frac{\omega \times k_{wc} \times b_{eff,c,wc} \times t_{wc} \times f_{y,wc}}{\gamma_{M0}} ; \rho \times \frac{\omega \times k_{wc} \times b_{eff,c,wc} \times t_{wc} \times f_{y,wc}}{\gamma_{M1}} \right\} \Leftrightarrow$$

$$\Leftrightarrow F_2 = \min \left\{ \frac{0,81 \times 1 \times 175,7 \times 9 \times 326,1}{1} ; 1 \times \frac{0,81 \times 1 \times 175,7 \times 9 \times 326,1}{1} \right\} \Leftrightarrow$$

$$\Leftrightarrow F_2 = 417,7 \text{ kN}$$

$$k_2 = \infty$$

Componente 3 – alma da coluna sujeita à tracção transversal

$$b_{\text{eff},t,wc} = b_{\text{eff},c,wc} = t_{fb} + 2 \times \sqrt{2} \times a_b + 5 \times (t_{fc} + s) = 175,7 \text{ mm}$$

$$F_3 = \frac{\omega \times b_{\text{eff},t,wc} \times t_{wc} \times f_{y,wc}}{\gamma_{M0}} \Leftrightarrow F_3 = \frac{0,81 \times 175,7 \times 9 \times 326,1}{1} = 417,7 \text{ kN}$$

$$k_3 = \infty$$

Componente 7 – banzo e alma de viga comprimidos

$$F_7 = \frac{M_{b,Rd}}{(h_b - t_{fb})} \Leftrightarrow F_7 = \frac{M_{pl,Rd}}{(h_b - t_{fb})} \Leftrightarrow F_7 = \frac{W_{pl} \times f_{yb}}{(h_b - t_{fb})} \Leftrightarrow$$

$$\Leftrightarrow F_7 = \frac{628400 \times 352,7}{(300 - 10,7)} = 766,1 \text{ kN.m}$$

$$k_7 = \infty$$

WW-CB

Componente 1 – alma da coluna sujeita ao corte

$$\left. \begin{aligned} M_{pl,fc,Rd} &= W_{pl} \times f_{yc} = \frac{b_c \times t_{fc}^2}{4} \times f_{yc} = \frac{200 \times 15^2}{4} \times 332,5 = 3,74 \text{ kN.m} \\ M_{pl,st,Rd} &= W_{pl} \times f_{yc} = \frac{b_c \times t_{st}^2}{4} \times f_{yc} = \frac{200 \times 12^2}{4} \times 332,5 = 2,39 \text{ kN.m} \end{aligned} \right\} M_{pl,fc,Rd} > M_{pl,st,Rd}$$

$$F_1 = V_{wp,Rd} + F_{1,REF} = \frac{0,9 \times f_{y,wc} \times A_{vc}}{\sqrt{3} \times \gamma_{M0}} + \frac{2 \times M_{pl,fc,Rd} + 2 \times M_{pl,st,Rd}}{d_s} \Leftrightarrow$$

$$\Leftrightarrow F_1 = V_{wp,Rd} + F_{1,REF} = \frac{0,9 \times 332,5 \times 2483}{\sqrt{3} \times 1,0} + \frac{2 \times 3,74 \times 10^6 + 2 \times 2,39 \times 10^6}{289,3} \Leftrightarrow$$

$$\Leftrightarrow F_1 = V_{wp,Rd} + F_{1,REF} = 471,4 \text{ kN}$$

$$k_1 = \infty$$

Componente 2 – alma da coluna sujeita à compressão transversal

$$s = r_c = 18 \text{ mm}$$

$$b_{\text{eff},c,wc} = t_{fb} + 2 \times \sqrt{2} \times a_b + 5 \times (t_{fc} + s) = 10,7 + 2 \times \sqrt{2} \times 0 + 5 \times (15 + 18) = 175,7 \text{ mm}$$

$$\bar{\lambda}_p = 0,932 \times \sqrt{b_{\text{eff},c,wc} \times d_{wc} \times f_{y,wc} / (E_a \times t_{wc}^2)} \Leftrightarrow$$

$$\Leftrightarrow \bar{\lambda}_p = 0,932 \times \sqrt{175,7 \times 134 \times 326,1 / (210,0 \times 10^3 \times 9^2)} \Leftrightarrow$$

$$\Leftrightarrow \bar{\lambda}_p = 0,626$$

$$\bar{\lambda}_p = 0,626 \leq 0,72 \Rightarrow \rho = 1,0$$

$$k_{wc} = 1$$

$$\omega = \omega_1 = 1 / \sqrt{1 + 1,3 \times (b_{\text{eff},c,wc} \times t_{wc} / A_{vc})^2} = 1 / \sqrt{1 + 1,3 \times (175,7 \times 9 / 2483)^2} = 0,81$$

$$F_2 = \min \left\{ \frac{\omega \times k_{wc} \times b_{eff,c,wc} \times t_{wc} \times f_{y,wc}}{\gamma_{M0}} ; \rho \times \frac{\omega \times k_{wc} \times b_{eff,c,wc} \times t_{wc} \times f_{y,wc}}{\gamma_{M1}} \right\} \Leftrightarrow$$

$$\Leftrightarrow F_2 = \min \left\{ \frac{0,81 \times 1 \times 175,7 \times 9 \times 332,5}{1} ; 1 \times \frac{0,81 \times 1 \times 175,7 \times 9 \times 332,5}{1} \right\} \Leftrightarrow$$

$$\Leftrightarrow F_2 = 425,8 \text{ kN}$$

$$k_2 = \infty$$

Componente 3 – alma da coluna sujeita à tracção transversal

$$F_3 = \frac{\omega \times b_{eff,t,wc} \times t_{wc} \times f_{y,wc}}{\gamma_{M0}} \Leftrightarrow F_3 = \frac{0,81 \times 175,7 \times 9 \times 332,5}{1} = 425,8 \text{ kN}$$

$$k_3 = \infty$$

Componente 7 – banzo e alma de viga comprimidos

$$F_7 = \frac{M_{b,Rd}}{(h_b - t_{fb})} \Leftrightarrow F_7 = \frac{M_{pl,Rd}}{(h_b - t_{fb})} \Leftrightarrow F_7 = \frac{W_{pl} \times f_{yb}}{(h_b - t_{fb})} \Leftrightarrow$$

$$\Leftrightarrow F_7 = \frac{628400 \times 348,7}{(300 - 10,7)} = 757,4 \text{ kN.m}$$

$$k_7 = \infty .$$

Componente 23 – armadura longitudinal de reforço sujeita à flexão

$$F_{23} = A_{s,r} \times \frac{f_{sk}}{\gamma_s} \Leftrightarrow F_{23} = 502,65 \times \frac{500}{1,0} = 251,3 \text{ kN.m}$$

$$k_{23} = \frac{A_{s,r}}{3,6 h_b} \Leftrightarrow k_{23} = \frac{502,65}{3,6 \times 300} \Leftrightarrow k_{23} = 0,47 \text{ mm}$$

WW-CBC

Componente 2 – alma da coluna sujeita à compressão transversal

$$F_2 = \min \left\{ \frac{\omega \times k_{wc} \times b_{eff,c,wc} \times t_{wc} \times f_{y,wc}}{\gamma_{M0}} ; \rho \times \frac{\omega \times k_{wc} \times b_{eff,c,wc} \times t_{wc} \times f_{y,wc}}{\gamma_{M1}} \right\} \Leftrightarrow$$

$$\Leftrightarrow F_2 = \min \left\{ \frac{0,81 \times 1 \times 175,7 \times 9 \times 332,5}{1} ; 1 \times \frac{0,81 \times 1 \times 175,7 \times 9 \times 332,5}{1} \right\} \Leftrightarrow$$

$$\Leftrightarrow F_2 = 425,8 \text{ kN}$$

$$b_{eff,c,wc} = t_{fb} + 2 \times \sqrt{2} \times a_b + 5 \times (t_{fc} + s) = 10,7 + 2 \times \sqrt{2} \times 0 + 5 \times (15 + 18) = 175,7 \text{ mm}$$

$$k_2 = \frac{0,7 \times b_{eff,c,wc} \times t_{wc}}{d_{wc}} \Leftrightarrow k_2 = \frac{0,7 \times 175,7 \times 9}{134} = 8,26 \text{ mm}$$

Componente 3 – alma da coluna sujeita à tracção transversal

$$F_3 = \frac{\omega \times b_{eff,t,wc} \times t_{wc} \times f_{y,wc}}{\gamma_{M0}} \Leftrightarrow F_3 = \frac{0,81 \times 175,7 \times 9 \times 332,5}{1} = 425,8 \text{ kN}$$

$$b_{eff,t,wc} = b_{eff,c,wc} = t_{fb} + 2 \times \sqrt{2} \times a_b + 5 \times (t_{fc} + s) = 175,7 \text{ mm}$$

$$k_3 = \frac{0,7 \times b_{\text{eff,t,wc}} \times t_{\text{wc}}}{d_{\text{wc}}} \Leftrightarrow k_3 = \frac{0,7 \times 175,7 \times 9}{134} \Leftrightarrow k_3 = 8,26 \text{ mm}$$

Componente 4 – banzo de coluna sujeito à flexão

$$b_{\text{eff,b,fc}} = 9 + 2 \times 18 + 7 \times \left(\frac{15}{10,7} \times \frac{332,5}{348,7} \right) \times 15 = 185,4 \text{ mm}$$

$$F_4 = b_{\text{eff,b,fc}} \times t_{\text{fb}} \times f_{y,\text{fb}} / \gamma_{M0} = 185,4 \times 10,7 \times 348,7 = 691,6 \text{ kN}$$

$$k_4 = \frac{0,9 \times I_{\text{eff}} \times t_{\text{fc}}^3}{m^3} = \frac{0,9 \times 185,4 \times 15^3}{21,1^3} = 53,30 \text{ mm}$$

Componente 7 – banzo e alma de viga comprimidos

$$F_7 = \frac{M_{b,\text{Rd}}}{(h_b - t_{\text{fb}})} \Leftrightarrow F_7 = \frac{M_{\text{pl,Rd}}}{(h_b - t_{\text{fb}})} \Leftrightarrow F_7 = \frac{W_{\text{pl}} \times f_{y,b}}{(h_b - t_{\text{fb}})} \Leftrightarrow$$

$$\Leftrightarrow F_7 = \frac{628400 \times 348,7}{(300 - 10,7)} = 757,4 \text{ kN.m}$$

$$k_7 = \infty$$

Componente 22 – Betão da coluna sujeito a compressão transversal

$$k_{\text{wc,c}} = 1,3 + 3,3 \times \frac{\sigma_{\text{com,c,Ed}}}{f_{\text{cd}}} \Leftrightarrow k_{\text{wc,c}} = 1,3 + 3,3 \times \frac{0}{30} = 1,3$$

$$F_{22} = 0,85 \times k_{\text{wc,c}} \times t_{\text{eff,c}} \times (b_c - t_{\text{wc}}) \times f_{\text{cd}} \Leftrightarrow F_{22} = 0,85 \times 1,3 \times 175,7 \times (200 - 9) \times \frac{30}{1} \Leftrightarrow$$

$$\Leftrightarrow F_{22} = 1112,4 \text{ kN}$$

$$k_{22} = 0,5 \times \frac{E_{\text{cm}}}{E_a} \times \frac{t_{\text{eff,c}} \times b_c}{h_c} \Leftrightarrow k_{22} = 0,5 \times \frac{33}{210} \times \frac{175,7 \times 200}{200} = 13,81 \text{ mm}$$

Componente 23 – armadura longitudinal de reforço sujeita à flexão

$$F_{23} = A_{s,r} \times \frac{f_{\text{sk}}}{\gamma_s} \Leftrightarrow F_{23} = 502,65 \times \frac{500}{1,0} = 251,3 \text{ kN.m}$$

$$k_{23} = \frac{A_{s,r}}{3,6 h_b} \Leftrightarrow k_{23} = \frac{502,65}{3,6 \times 300} \Leftrightarrow k_{23} = 0,47 \text{ mm}$$

Determinação de $k_{\text{eff,r}}$, Z_{eq}

$$k_{\text{eff,a}} = k_{23} \quad ; \quad k_{\text{eff,b}} = k_{23}$$

$$k_{\text{eff,c}} = \frac{1}{\sum \frac{1}{k_{t,i}}} \Leftrightarrow k_{\text{eff,c}} = \frac{1}{\frac{1}{k_3} + \frac{1}{k_4}} \Leftrightarrow k_{\text{eff,c}} = \frac{1}{\frac{1}{8,26} + \frac{1}{53,3}} = 7,4 \text{ mm}$$

$$h_a = 394,7 \text{ mm}; h_b = 314,7 \text{ mm}; h_c = 289,3 \text{ mm}$$

$$z_{eq} = \frac{\sum k_{eff,r} \times h_r^2}{\sum k_{eff,r} \times h_r} \Leftrightarrow z_{eq} = \frac{k_{eff,a} \times h_a^2 + k_{eff,b} \times h_b^2 + k_{eff,c} \times h_c^2}{k_{eff,a} \times h_a + k_{eff,b} \times h_b + k_{eff,c} \times h_c} \Leftrightarrow$$

$$z_{eq} = \frac{0,47 \times 394,7^2 + 0,47 \times 314,7^2 + 7,4 \times 289,3^2}{0,47 \times 394,7 + 0,47 \times 314,7 + 7,4 \times 289,3} = 298,7 \text{ mm}$$

Componente 1 – alma da coluna sujeita ao corte

$$F_1 = \frac{0,9 \times f_{y,wc} \times A_{vc}}{\sqrt{3} \times \gamma_{M0}} \Leftrightarrow F_1 = \frac{0,9 \times 332,5 \times 2483}{\sqrt{3} \times 1,0} = 429,0 \text{ kN}$$

$$k_1 = \frac{0,38 \times 2483}{\beta \times z_{eq}} = \frac{0,38 \times 2483}{1 \times 298,7} = 3,16 \text{ mm}$$

Componente 21 – betão da coluna sujeito ao corte

$$\theta = \arctan((h_c - 2 \times t_{fc})/z_{eq}) \Leftrightarrow \theta = \arctan((200 - 2 \times 15)/287,9) = 0,53 \text{ rad}$$

$$v = 0,55 \times \left(1 + 2 \times \left(\frac{N_{Ed}}{N_{pl,Rd}} \right) \right) \Leftrightarrow v = 0,55 \times \left(1 + 2 \times \left(\frac{0}{N_{pl,Rd}} \right) \right) = 0,55 \leq 1,1$$

$$A_c = 0,8 \times (b_c - t_{wc})(h_c - 2 \times t_{fc}) \times \cos \theta \Leftrightarrow A_c = 0,8 \times (200 - 9)(200 - 2 \times 15) \times \cos 0,53 \Leftrightarrow$$

$$A_c = 22412,3 \text{ mm}^2$$

$$F_{21} = 0,85 \times v \times A_c \times f_{cd} \times \sin \theta \Leftrightarrow F_{21} = 0,85 \times 0,55 \times 22412,3 \times \frac{30}{1} \times \sin 0,53 \Leftrightarrow$$

$$\Leftrightarrow F_{21} = 158,9 \text{ kN}$$

$$k_{21} = 0,06 \times \frac{E_{cm}}{E_a} \times \frac{b_c \times h_c}{\beta \times z_{eq}} \Leftrightarrow k_{21} = 0,06 \times \frac{33}{210} \times \frac{200 \times 200}{1 \times 287,9} = 1,31 \text{ mm}$$

TSW-S1 e TSW-S2

Componente 1 – alma da coluna sujeita ao corte

$$\left. \begin{aligned} M_{pl,fc,Rd} &= W_{pl} \times f_{yc} = \frac{b_c \times t_{fc}^2}{4} \times f_{yc} = \frac{200 \times 15^2}{4} \times 326,1 = 3,67 \text{ kN.m} \\ M_{pl,st,Rd} &= W_{pl} \times f_{yc} = \frac{b_c \times t_{st}^2}{4} \times f_{yc} = \frac{200 \times 12^2}{4} \times 326,1 = 2,35 \text{ kN.m} \end{aligned} \right\} M_{pl,fc,Rd} > M_{pl,st,Rd}$$

$$F_1 = V_{wp,Rd} + F_{1,REF} = \frac{0,9 \times f_{y,wc} \times A_{vc}}{\sqrt{3} \times \gamma_{M0}} + \frac{2 \times M_{pl,fc,Rd} + 2 \times M_{pl,st,Rd}}{d_s} \Leftrightarrow$$

$$\Leftrightarrow F_1 = V_{wp,Rd} + F_{1,REF} = \frac{0,9 \times 326,1 \times 2483}{\sqrt{3} \times 1,0} + \frac{2 \times 3,67 \times 10^6 + 2 \times 2,35 \times 10^6}{289,3} \Leftrightarrow$$

$$\Leftrightarrow F_1 = V_{wp,Rd} + F_{1,REF} = 462,35 \text{ kN}$$

$$k_1 = \infty .$$

Componente 2 – alma da coluna sujeita à compressão transversal

$$s = r_c = 18 \text{ mm}$$

$$b_{eff,c,wc} = 2 \times t_a + 0,6 \times r_a + 5 \times (t_{fc} + s) \Leftrightarrow b_{eff,c,wc} = 2 \times 10 + 0,6 \times 13 + 5 \times (15 + 18) \Leftrightarrow$$

$$\Leftrightarrow b_{eff,c,wc} = 192,8 \text{ mm}$$

$$k_{wc} = 1$$

$$\begin{aligned} \bar{\lambda}_p &= 0,932 \times \sqrt{b_{\text{eff},c,wc} \times d_{wc} \times f_{y,wc} / (E_a \times t_{wc}^2)} \Leftrightarrow \\ \Leftrightarrow \bar{\lambda}_p &= 0,932 \times \sqrt{192,8 \times 134 \times 326,1 / (210,0 \times 10^3 \times 9^2)} \Leftrightarrow \\ &\Leftrightarrow \bar{\lambda}_p = 0,656 \end{aligned}$$

$$\bar{\lambda}_p = 0,656 \leq 0,72 \Rightarrow \rho = 1,0$$

$$\beta = 1 \Rightarrow \omega = \omega_1 = 1 / \sqrt{1 + 1,3 \times (b_{\text{eff},c,wc} \times t_{wc} / A_{vc})^2} = 1 / \sqrt{1 + 1,3 \times (192,8 \times 9 / 2483)^2} = 0,78$$

$$\begin{aligned} F_2 &= \min \left\{ \frac{\omega \times k_{wc} \times b_{\text{eff},c,wc} \times t_{wc} \times f_{y,wc}}{\gamma_{M0}} ; \rho \times \frac{\omega \times k_{wc} \times b_{\text{eff},c,wc} \times t_{wc} \times f_{y,wc}}{\gamma_{M1}} \right\} \Leftrightarrow \\ \Leftrightarrow F_2 &= \min \left\{ \frac{0,78 \times 1 \times 192,8 \times 9 \times 326,1}{1} ; 1 \times \frac{0,78 \times 1 \times 192,8 \times 9 \times 326,1}{1} \right\} \Leftrightarrow \\ &\Leftrightarrow F_2 = 441,4 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$k_2 = \infty$$

Componente 3 – alma da coluna sujeita à tracção transversal

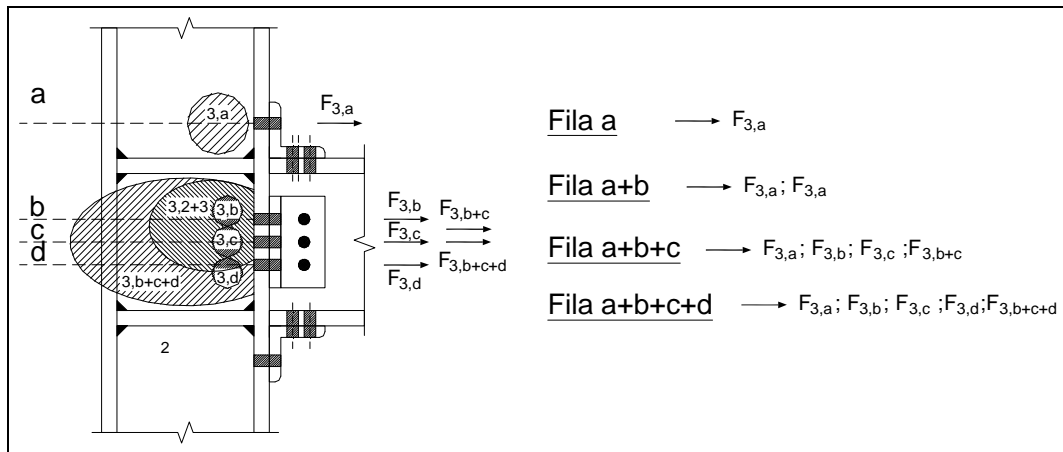


Figura B.2 - Conjuntos de resistências da componente 3.

Conjunto	$b_{\text{eff},t,wc} = \min(l_{\text{eff},1}; l_{\text{eff},2})$
3,a ; 3,b ; 3,d	$\min(2\pi m; \alpha m) = 2\pi m = 2 \times \pi \times 21,1 = 132,6 \text{ mm}$
3,c	$\min(2\pi m; \alpha m; \pi m + 2e_1, 4m + 1,25e; 2m + 0,625e + 2m + 0,625e + e_1) = 2\pi m = 2 \times \pi \times 21,1 = 132,6 \text{ mm}$
3,b+c	$\min(\alpha m + p; 0,5p + \alpha m - (2m + 0,625e)) + \min(2p; p) = 0,5p + \alpha m - (2m + 0,625e) + p = 0,5 \times 60 + 8 \times 21,1 - (2 \times 21,1 + 0,625 \times 60) + 60 = 179,1 \text{ mm}$
3,b+c+d	$2 \times \min(\alpha m + p; 0,5p + \alpha m - (2m + 0,625e)) + \min(2p; p) = 2 \times [0,5p + \alpha m - (2m + 0,625e)] + p = 2 \times [0,5 \times 60 + 8 \times 21,1 - (2 \times 21,1 + 0,625 \times 60)] + 60 = 298,2 \text{ mm}$

em que o parâmetro α se obtém do ábaco da figura 6.11 da EN 1993-1-8 e assume, para as componentes 3 e 4, o valor 8,0.

Tabela B.2 – Valores de $b_{\text{eff},c,wc}$.

Conjunto	ω
3,a ; 3,b ; 3,c; 3,d	$\omega = \omega_1 = 1/\sqrt{1+1,3 \times (b_{\text{eff},c,wc} \times t_{wc}/A_{vc})^2} = 1/\sqrt{1+1,3 \times (132,6 \times 9/2483)^2} = 0,88$
3,b+c	$\omega = \omega_1 = 1/\sqrt{1+1,3 \times (b_{\text{eff},c,wc} \times t_{wc}/A_{vc})^2} = 1/\sqrt{1+1,3 \times (179,1 \times 9/2483)^2} = 0,80$
3,b+c+d	$\omega = \omega_1 = 1/\sqrt{1+1,3 \times (b_{\text{eff},c,wc} \times t_{wc}/A_{vc})^2} = 1/\sqrt{1+1,3 \times (298,2 \times 9/2483)^2} = 0,63$

Tabela B.3 – Valores de ω .

Conjunto	$F_{3,\Sigma i}$
3,a ; 3,b ; 3,c; 3,d	$\omega \times b_{\text{eff},t,wc} \times t_{wc} \times f_{y,wc} / \gamma_{M0} = 0,88 \times 132,6 \times 9 \times 326,1/1 = 342,5 \text{ kN}$
3,b+c	$\omega \times b_{\text{eff},t,wc} \times t_{wc} \times f_{y,wc} / \gamma_{M0} = 0,8 \times 179,1 \times 9 \times 326,1/1 = 420,5 \text{ kN}$
3,b+c+d	$\omega \times b_{\text{eff},t,wc} \times t_{wc} \times f_{y,wc} / \gamma_{M0} = 0,63 \times 298,2 \times 9 \times 326,1/1 = 551,4 \text{ kN}$

Tabela B.4 – Valores de resistência da componente 3.

$$k_{3,a} = k_{3,b} = k_{3,c} = k_{3,d} = \infty$$

Componente 10 – parafuso traccionado

$$F_{10} = k_2 \times f_{ub} \times A_s / \gamma_{M2} \Leftrightarrow F_{10} = 0,9 \times 800 \times 157/1 \Leftrightarrow F_{10} = 113,0 \text{ kN}$$

$$L_b = h_f + 2 \times h_a + \frac{1}{2} \times \sum (h_c + h_p) \Leftrightarrow L_b = 25 + 2 \times 7 + \frac{1}{2} \times (10 + 13) = 50,5 \text{ mm}$$

$$k_{10} = 1,6 \times \frac{A_s}{L_b} \Leftrightarrow k_{10} = 1,6 \times \frac{157}{50,5} = 4,97 \text{ mm}$$

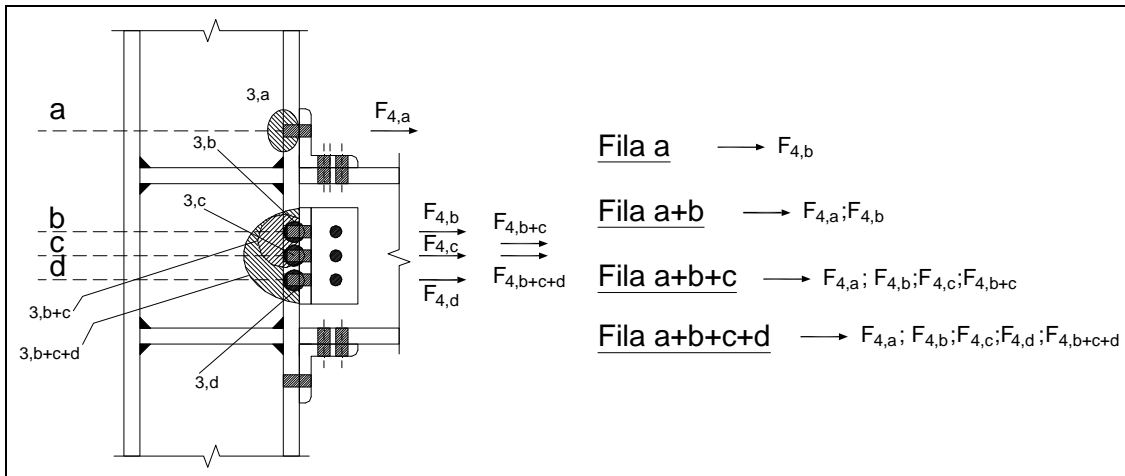


Figura B.3 –Conjuntos de resistências da componente 4.

Conjunto	$l_{\text{eff},2}$
4,a; 4,b; 4,d	$\alpha m = 8 \times 21,1 = 168,8 \text{ mm}$
4,c	$4m + 1,25e = 4 \times 21,1 + 1,25 \times 60 = 159,4 \text{ mm}$
4,b+c	$0,5p + \alpha m - (2m + 0,625e) + p =$ $= 0,5 \times 60 + 8 \times 21,1 - (2 \times 21,1 + 0,625 \times 60) + 60 = 179,1 \text{ mm}$
4,b+c+d	$2 \times [0,5p + \alpha m - (2m + 0,625e)] + p =$ $= 2 \times [0,5 \times 60 + 8 \times 21,1 - (2 \times 21,1 + 0,625 \times 60)] + 60 = 298,2 \text{ mm}$

Tabela B.5 – Valores de $b_{\text{eff},c,wc}$.

Conjunto	$M_{pl,1,Rd}$	$M_{pl,2,Rd}$
4,a; 4,b; 4,d	$0,25 \times \sum I_{eff,1} \times t_f^2 \times f_y / \gamma_{M0} =$ $= 0,25 \times 132,6 \times 15^2 \times 326,1 / 1 = 2,4 \text{ kNm}$	$0,25 \times \sum I_{eff,2} \times t_f^2 \times f_y / \gamma_{M0} =$ $= 0,25 \times 168,8 \times 15^2 \times 326,1 / 1 = 3,1 \text{ kNm}$
4,c	$0,25 \times \sum I_{eff,1} \times t_f^2 \times f_y / \gamma_{M0} =$ $= 0,25 \times 132,6 \times 15^2 \times 326,1 / 1 = 2,4 \text{ kNm}$	$0,25 \times \sum I_{eff,2} \times t_f^2 \times f_y / \gamma_{M0} =$ $= 0,25 \times 159,4 \times 15^2 \times 326,1 / 1 = 2,9 \text{ kNm}$
4,b+c	$0,25 \times \sum I_{eff,1} \times t_f^2 \times f_y / \gamma_{M0} =$ $= 0,25 \times 179,1 \times 15^2 \times 326,1 / 1 = 3,3 \text{ kNm}$	$0,25 \times \sum I_{eff,2} \times t_f^2 \times f_y / \gamma_{M0} =$ $= 0,25 \times 179,1 \times 15^2 \times 326,1 / 1 = 3,3 \text{ kNm}$
4,b+c+d	$0,25 \times \sum I_{eff,1} \times t_f^2 \times f_y / \gamma_{M0} =$ $= 0,25 \times 298,2 \times 15^2 \times 326,1 / 1 = 5,5 \text{ kNm}$	$0,25 \times \sum I_{eff,2} \times t_f^2 \times f_y / \gamma_{M0} =$ $= 0,25 \times 298,2 \times 15^2 \times 326,1 / 1 = 5,5 \text{ kNm}$

Tabela B.6 – Valores de $M_{pl,1,Rd}$ e $M_{pl,2,Rd}$.

Conjunto	L_b^*	Forças de alavanca, Q
4,a; 4,b; 4,d	$\frac{8,8 \times m^3 \times A_s}{\sum I_{eff,1} \times t_f^3} = \frac{8,8 \times 21,1^3 \times 157}{132,6 \times 15^3} = 29 \text{ mm}$	Não
4,c	$\frac{8,8 \times m^3 \times A_s}{\sum I_{eff,1} \times t_f^3} = \frac{8,8 \times 21,1^3 \times 157}{132,6 \times 15^3} = 29 \text{ mm}$	Não
4,b+c	$\frac{8,8 \times m^3 \times A_s}{\sum I_{eff,1} \times t_f^3} = \frac{8,8 \times 21,1^3 \times 157}{179,1 \times 15^3} = 21,5 \text{ mm}$	Não
4,b+c+d	$\frac{8,8 \times m^3 \times A_s}{\sum I_{eff,1} \times t_f^3} = \frac{8,8 \times 21,1^3 \times 157}{298,2 \times 15^3} = 12,9 \text{ mm}$	Não

Tabela B.7 – Valores de L_b^* e forças de alavanca.

Conjunto	$F_{4,\Sigma I}$
4,a; 4,b; 4,d	$= \min \left(\frac{2 \times M_{pl,1,Rd}}{m}; \sum F_{t,Rd} \right) = \min \left(\frac{2 \times 2,4}{21,1 \times 10^{-3}}; 2 \times 113 \right) = 2 \times 113 = 226,0 \text{ kN}$
4,c	$= \min \left(\frac{2 \times M_{pl,1,Rd}}{m}; \sum F_{t,Rd} \right) = \min \left(\frac{2 \times 2,4}{21,1 \times 10^{-3}}; 2 \times 113 \right) = 2 \times 113 = 226,0 \text{ kN}$
4,b+c	$= \min \left(\frac{2 \times M_{pl,1,Rd}}{m}; \sum F_{t,Rd} \right) = \min \left(\frac{2 \times 3,3}{21,1 \times 10^{-3}}; 4 \times 113 \right) = \frac{2 \times 3,3}{21,1 \times 10^{-3}} = 312,8 \text{ kN}$
4,b+c+d	$= \min \left(\frac{2 \times M_{pl,1,Rd}}{m}; \sum F_{t,Rd} \right) = \min \left(\frac{2 \times 5,5}{21,1 \times 10^{-3}}; 4 \times 113 \right) = \frac{2 \times 5,5}{21,1 \times 10^{-3}} = 521,3 \text{ kN}$

Tabela B.8 – Valores de $F_{4,i}$.

Componente	$l_{eff} = \min (l_{eff,1}; l_{eff,2})$	$k_{4,i}$
4,a	$\min (132,6; 168,8) = 132,6 \text{ mm}$	$\frac{0,9 \times l_{eff} \times t_{fc}^3}{m^3} = \frac{0,9 \times 132,6 \times 15^3}{21,1^3} = 42,9 \text{ mm}$
4,b	$\min (132,6; 159,4) = 132,6 \text{ mm}$	$\frac{0,9 \times l_{eff} \times t_{fc}^3}{m^3} = \frac{0,9 \times 132,6 \times 15^3}{21,1^3} = 42,9 \text{ mm}$
4,c	$\min (179,1; 179,1) = 179,1 \text{ mm}$	$\frac{0,9 \times l_{eff} \times t_{fc}^3}{m^3} = \frac{0,9 \times 179,1 \times 15^3}{21,1^3} = 57,9 \text{ mm}$
4,d	$\min (132,6; 159,4) = 132,6 \text{ mm}$	$\frac{0,9 \times l_{eff} \times t_{fc}^3}{m^3} = \frac{0,9 \times 132,6 \times 15^3}{21,1^3} = 42,9 \text{ mm}$

Tabela B.9 – Valores $k_{4,i}$.

Componente 5 – cantoneiras de alma (chapa de topo) sujeitas à flexão

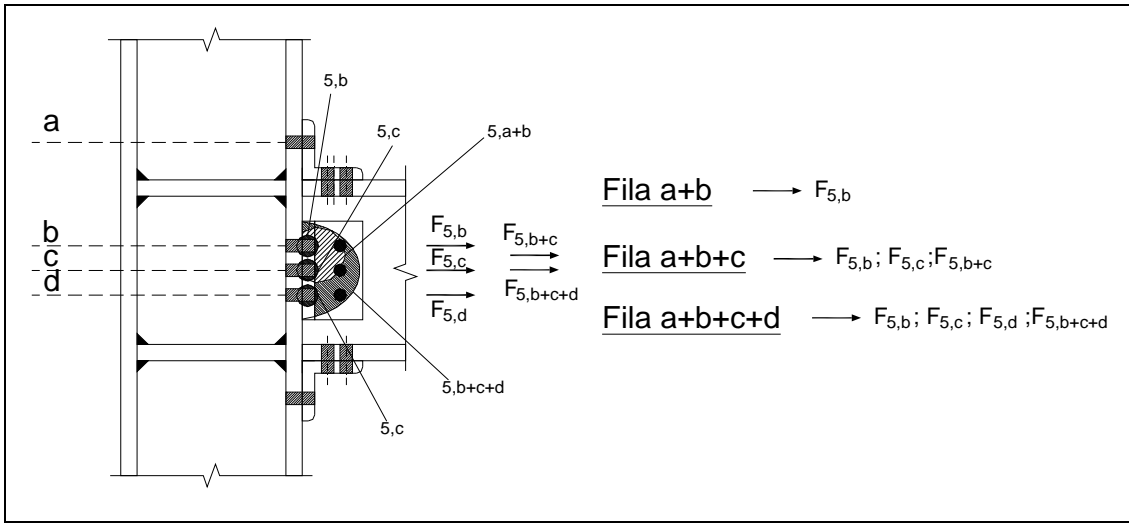


Figura B.4 – Conjuntos de resistências da componente 5.

Conjunto	$l_{eff,1}$	$l_{eff,2}$
5,b; 5,c; 5,d	$= \min(2\pi m; 4m + 1,25e) =$ $= 2\pi m = 2 \times \pi \times 17,7 = 111,2 \text{ mm}$	$4m + 1,25e =$ $4 \times 17,7 + 1,25 \times 40 = 120,8 \text{ mm}$
5,b+c	$p + \min(\pi m + p; 2m + 0,625e + 0,5p) =$ $= p + 2m + 0,625e + 0,5p =$ $60 + 2 \times 17,7 + 0,625 \times 40 + 0,5 \times 60 = 150,4 \text{ mm}$	$p + 2m + 0,625e + 0,5p =$ $= 60 + 2 \times 17,7 + 0,625 \times 40 + 0,5 \times 60 =$ $= 150,4 \text{ mm}$
5,b+c+d	$p + 2 \times \min(\pi m + p; 2m + 0,625e + 0,5p) =$ $= p + 2 \times (2m + 0,625e + 0,5p) =$ $60 + 2 \times (2 \times 17,7 + 0,625 \times 40 + 0,5 \times 60) =$ $= 240,8 \text{ mm}$	$p + 2 \times (2m + 0,625e + 0,5p) =$ $= 60 + 2 \times (2 \times 17,7 + 0,625 \times 40 + 0,5 \times 60) =$ $= 240,8 \text{ mm}$

Tabela B.10 – Valores de $l_{eff,1}$ e $l_{eff,2}$.

Conjunto	$M_{pl,1,Rd}$	$M_{pl,2,Rd}$
5,b; 5,c; 5,d	$0,25 \times \sum l_{eff,1} \times t_f^2 \times f_y / \gamma_{M0} =$ $= 0,25 \times 111,2 \times 10^2 \times 287,8 / 1 = 0,80 \text{ kNm}$	$0,25 \times \sum l_{eff,2} \times t_f^2 \times f_y / \gamma_{M0} =$ $= 0,25 \times 120,8 \times 10^2 \times 287,8 / 1 = 0,87 \text{ kNm}$
5,b+c	$0,25 \times \sum l_{eff,1} \times t_f^2 \times f_y / \gamma_{M0} =$ $= 0,25 \times 150,4 \times 10^2 \times 287,8 / 1 = 1,10 \text{ kNm}$	$0,25 \times \sum l_{eff,1} \times t_f^2 \times f_y / \gamma_{M0} =$ $= 0,25 \times 150,4 \times 10^2 \times 287,8 / 1 = 1,10 \text{ kNm}$
5,b+c+d	$0,25 \times \sum l_{eff,1} \times t_f^2 \times f_y / \gamma_{M0} =$ $= 0,25 \times 240,8 \times 10^2 \times 287,8 / 1 = 1,70 \text{ kNm}$	$0,25 \times \sum l_{eff,1} \times t_f^2 \times f_y / \gamma_{M0} =$ $= 0,25 \times 240,8 \times 10^2 \times 287,8 / 1 = 1,70 \text{ kNm}$

Tabela B.11 – Valores de $M_{pl,1,Rd}$ e $M_{pl,2,Rd}$.

Conjunto	L_b^*	Forças de alavanca, Q
5,b; 5,c; 5,d	$\frac{8,8 \times m^3 \times A_s}{\sum l_{eff,1} \times t_f^3} = \frac{8,8 \times 17,7^3 \times 157}{111,2 \times 10^3} = 68,9 \text{ mm}$	Sim
5,b+c	$\frac{8,8 \times m^3 \times A_s}{\sum l_{eff,1} \times t_f^3} = \frac{8,8 \times 17,7^3 \times 157}{150,4 \times 10^3} = 50,9 \text{ mm}$	Sim
5,b+c+d	$\frac{8,8 \times m^3 \times A_s}{\sum l_{eff,1} \times t_f^3} = \frac{8,8 \times 17,7^3 \times 157}{240,8 \times 10^3} = 31,8 \text{ mm}$	Não

Tabela B.12 – Valores de L_b^* e forças de alavanca.

Conjunto	$F_{5,\Sigma i}$
5,b; 5,c; 5,d	$= \min \left(\frac{4 \times M_{pl,1,Rd}}{m}; \frac{(8n - 2e_w) \times M_{pl,1,Rd}}{2mn - e_w(m+n)}; \frac{2 \times M_{pl,2,Rd} + n \times \sum F_{t,Rd}}{m+n}; \sum F_{t,Rd} \right) =$ $= \frac{4 \times M_{pl,1,Rd}}{m} = \frac{4 \times 0,8}{17,7 \times 10^{-3}} = 180,8 \text{ kN.m}$
5,b+c	$= \min \left(\frac{4 \times M_{pl,1,Rd}}{m}; \frac{(8n - 2e_w) \times M_{pl,1,Rd}}{2mn - e_w(m+n)}; \frac{2 \times M_{pl,2,Rd} + n \times \sum F_{t,Rd}}{m+n}; \sum F_{t,Rd} \right) =$ $= \frac{4 \times M_{pl,1,Rd}}{m} = \frac{4 \times 1,1}{17,7 \times 10^{-3}} = 248,6 \text{ kN.m}$
5,b+c+d	$= \min \left(\frac{2 \times M_{pl,1,Rd}}{m}; \sum F_{t,Rd} \right) \min \left(\frac{2 \times 1,7}{17,7 \times 10^{-3}}; 2 \times 113 \right) = 2 \times 113 = 196,1 \text{ kN}$

Tabela B.13 – Valores da resistência da componente 5, $F_{5,\Sigma i}$.

Componente	$l_{eff} = \min(l_{eff,1}; l_{eff,2})$	$k_{5,i}$
5,b	$\min(111,2; 120,8) = 111,2 \text{ mm}$	$\frac{0,9 \times l_{eff} \times t_{fc}^3}{m^3} = \frac{0,9 \times 111,2 \times 10^3}{17,7^3} = 18,0 \text{ mm}$
5,c	$\min(111,2; 120,8) = 111,2 \text{ mm}$	$\frac{0,9 \times l_{eff} \times t_{fc}^3}{m^3} = \frac{0,9 \times 111,2 \times 10^3}{17,7^3} = 18,0 \text{ mm}$
5,d	$\min(111,2; 120,8) = 111,2 \text{ mm}$	$\frac{0,9 \times l_{eff} \times t_{fc}^3}{m^3} = \frac{0,9 \times 111,2 \times 10^3}{17,7^3} = 18,0 \text{ mm}$

Tabela B.14 – Valores $k_{4,i}$.

Componente 6 – aba de cantoneira de topo sujeita à flexão

$$M_{pl,1,Rd} = M_{pl,1,Rd} = 0,25 \times \sum l_{eff,1} \times t_f^2 \times f_y / \gamma_{M0} = 0,25 \times 75 \times 10^2 \times 287,8 / 1 = 0,54 \text{ kNm}$$

Conjunto	L_b^*	Forças de alavanca, Q
6	$\frac{8,8 \times m^3 \times A_s}{\sum l_{eff,1} \times t_f^3} = \frac{8,8 \times 34,6^3 \times 157}{75 \times 10^3} = 763 \text{ mm}$	Sim

Tabela B.15 – Valores de L_b^* e forças de alavanca.

$$F_6 = \min \left(\frac{4 \times M_{pl,1,Rd}}{m}; \frac{(8n - 2e_w) \times M_{pl,1,Rd}}{2mn - e_w(m+n)}; \frac{2 \times M_{pl,2,Rd} + n \times \sum F_{t,Rd}}{m+n}; \sum F_{t,Rd} \right) =$$

$$= \frac{4 \times M_{pl,1,Rd}}{m} = \frac{4 \times 0,54}{34,6 \times 10^{-3}} = 62,4 \text{ kN.m}$$

$$k_6 = \frac{0,9 \times l_{eff} \times t_{fc}^3}{m^3} = \frac{0,9 \times 75 \times 10^3}{34,6^3} = 1,63 \text{ mm}$$

Componente 7 – banzo e alma de viga comprimidos

$$F_7 = 766,11 \text{ kN.m}; k_7 = \infty.$$

Componente 11 – parafuso sujeito ao corte

$$F_{11} = 0,6 f_{ub} A_s / 1 \Leftrightarrow F_{11} = 0,6 \times 800 \times 157 / 1 = 75,4 \text{ kN}$$

$$k_{11} = \infty$$

Componente 12 – parafuso e chapas sujeitos ao esmagamento

Componente	α_d	k_1
12,1	$\frac{p_1}{3d_0} - \frac{1}{4} = \frac{40}{3 \times 18} - \frac{1}{4} = 0,49$	$\min\{2,8 e_2/d_0 - 1,7; 2,5\} =$ $= \min\{2,8 \times 35/18 - 1,7; 2,5\} = 2,5$
12,2	$\frac{e_1}{3d_0} = \frac{25}{3 \times 18} = 0,46$	$\min\{2,8 e_2/d_0 - 1,7; 2,5\} =$ $= \min\{2,8 \times 35/18 - 1,7; 2,5\} = 2,5$
12,3	$\frac{e_1}{3d_0} = \frac{45}{3 \times 18} = 0,83$	$\min\{2,8 e_2/d_0 - 1,7; 2,5\} =$ $= \min\{2,8 \times 60/18 - 1,7; 2,5\} = 2,5$
12,4	$\frac{e_1}{3d_0} = \frac{45}{3 \times 18} = 0,83$	$\min\{1,4 p_2/d_0 - 1,7; 2,5\} =$ $= \min\{1,4 \times 60/18 - 1,7; 2,5\} = 2,5$

Tabela B.16 – Valores de α_d e k_1 .

Componente	α_b	F_{12}
12,1	$\min\left(\alpha_d; \frac{f_{ub}}{f_u}; 1,0\right) = 0,49$	$k_1 \times \alpha_d \times f_u \times d \times t/1 =$ $= 2,5 \times 0,49 \times 420,1 \times 16 \times 10/1 = 82,3 \text{ kN}$
12,2	$\min\left(\alpha_d; \frac{f_{ub}}{f_u}; 1,0\right) = 0,46$	$k_1 \times \alpha_d \times f_u \times d \times t/1 =$ $= 2,5 \times 0,46 \times 420,1 \times 16 \times 10/1 = 77,3 \text{ kN}$
12,3	$\min\left(\alpha_d; \frac{f_{ub}}{f_u}; 1,0\right) = 0,83$	$k_1 \times \alpha_d \times f_u \times d \times t/1 =$ $= 2,5 \times 0,83 \times 451,3 \times 16 \times 7,1/1 = 106,4 \text{ kN}$
12,4	$\min\left(\alpha_d; \frac{f_{ub}}{f_u}; 1,0\right) = 0,83$	$k_1 \times \alpha_d \times f_u \times d \times t/1 =$ $= 2,5 \times 0,83 \times 451,3 \times 16 \times 7,1/1 = 106,4 \text{ kN}$

Nota: as resistências $F_{12,1}$ e $F_{12,2}$ são somadas no modelo de componentes pelas mesmas razões que F_1 e F_{21} ou F_2 e F_{22} são somadas quando existe betão na alma da coluna.

Tabela B.17 – Valores de α_b e F_{12} .

$$k_{12} = \infty$$

Determinação de $k_{eff,r}$, Z_{eq}

$$h_a=360 \text{ mm}, h_b=215 \text{ mm}, h_c=155 \text{ mm}, h_d=95 \text{ mm}$$

$$k_{eff,a} = \frac{1}{\sum \frac{1}{k_{t,i}}} \Leftrightarrow k_{eff,a} = \frac{1}{\frac{1}{k_{3,a}} + \frac{1}{k_{4,a}} + \frac{1}{k_6} + \frac{1}{2k_{10}} + \frac{1}{k_{11}} + \frac{1}{k_{12}}} \Leftrightarrow$$

$$\Leftrightarrow k_{eff,a} = \frac{1}{\frac{1}{\infty} + \frac{1}{42,9} + \frac{1}{1,63} + \frac{1}{2 \times 4,97} + \frac{1}{\infty} + \frac{1}{\infty}} = 1,36 \text{ mm}$$

$$k_{eff,b} = k_{eff,d} = \frac{1}{\sum \frac{1}{k_{t,i}}} \Leftrightarrow k_{eff,b} = k_{eff,d} = \frac{1}{\frac{1}{k_{3,b}} + \frac{1}{k_{4,b}} + \frac{1}{k_{5,b}} + \frac{1}{2k_{10}} + \frac{1}{k_{11}} + \frac{1}{k_{12}}} \Leftrightarrow$$

$$\Leftrightarrow k_{eff,b} = k_{eff,d} = \frac{1}{\frac{1}{\infty} + \frac{1}{42,9} + \frac{1}{18} + \frac{1}{2 \times 4,97} + \frac{1}{\infty} + \frac{1}{\infty}} = 5,57 \text{ mm}$$

$$k_{\text{eff},c} = \frac{1}{\sum \frac{1}{k_{t,i}}} \Leftrightarrow k_{\text{eff},c} = \frac{1}{\frac{1}{k_{3,c}} + \frac{1}{k_{4,c}} + \frac{1}{k_{5,c}} + \frac{1}{2k_{10}} + \frac{1}{k_{11}} + \frac{1}{k_{12}}} \Leftrightarrow$$

$$\Leftrightarrow k_{\text{eff},c} = \frac{1}{\frac{1}{\infty} + \frac{1}{57,9} + \frac{1}{18} + \frac{1}{2 \times 4,97} + \frac{1}{\infty} + \frac{1}{\infty}} = 5,77 \text{ mm}$$

$$z_{\text{eq}} = \frac{\sum k_{\text{eff},r} \times h_r^2}{\sum k_{\text{eff},r} \times h_r} \Leftrightarrow z_{\text{eq}} = \frac{k_{\text{eff},a} \times h_a^2 + k_{\text{eff},b} \times h_b^2 + k_{\text{eff},c} \times h_c^2 + k_{\text{eff},d} \times h_d^2}{k_{\text{eff},a} \times h_a + k_{\text{eff},b} \times h_b + k_{\text{eff},c} \times h_c + k_{\text{eff},d} \times h_d} \Leftrightarrow$$

$$z_{\text{eq}} = \frac{1,36 \times 360^2 + 5,57 \times (215^2 + 95^2) + 5,77 \times 155^2}{1,36 \times 360 + 5,57 \times (215 + 95) + 5,77 \times 155} = 200,2 \text{ mm}$$

TSW-CB

Determinação de $k_{\text{eff},r}$, z_{eq}

$$h_a=405 \text{ mm}, h_b=360 \text{ mm}, h_c=325 \text{ mm}, h_d=215 \text{ mm}, h_e=155 \text{ mm}, h_f=95 \text{ mm}$$

$$k_{\text{eff},a} = k_{\text{eff},c} = \frac{1}{\sum \frac{1}{k_{t,i}}} \Leftrightarrow k_{\text{eff},a} = k_{\text{eff},c} = \frac{1}{k_{23}} = k_{23} = 0,47 \text{ mm}$$

$$k_{\text{eff},b} = \frac{1}{\sum \frac{1}{k_{t,i}}} \Leftrightarrow k_{\text{eff},b} = \frac{1}{\frac{1}{k_{3,b}} + \frac{1}{k_{4,b}} + \frac{1}{k_6} + \frac{1}{2k_{10}} + \frac{1}{k_{11}} + \frac{1}{k_{12}}} \Leftrightarrow$$

$$\Leftrightarrow k_{\text{eff},b} = \frac{1}{\frac{1}{\infty} + \frac{1}{42,9} + \frac{1}{1,63} + \frac{1}{2 \times 4,97} + \frac{1}{\infty} + \frac{1}{\infty}} = 1,36 \text{ mm}$$

$$k_{\text{eff},d} = k_{\text{eff},f} = \frac{1}{\sum \frac{1}{k_{t,i}}} \Leftrightarrow k_{\text{eff},d} = k_{\text{eff},f} = \frac{1}{\frac{1}{k_{3,d}} + \frac{1}{k_{4,d}} + \frac{1}{k_{5,d}} + \frac{1}{2k_{10}} + \frac{1}{k_{11}} + \frac{1}{k_{12}}} \Leftrightarrow$$

$$\Leftrightarrow k_{\text{eff},d} = k_{\text{eff},f} = \frac{1}{\frac{1}{\infty} + \frac{1}{42,9} + \frac{1}{18} + \frac{1}{2 \times 4,97} + \frac{1}{\infty} + \frac{1}{\infty}} = 5,57 \text{ mm}$$

$$k_{\text{eff},e} = \frac{1}{\sum \frac{1}{k_{t,i}}} \Leftrightarrow k_{\text{eff},e} = \frac{1}{\frac{1}{k_{3,e}} + \frac{1}{k_{4,e}} + \frac{1}{k_{5,e}} + \frac{1}{2k_{10}} + \frac{1}{k_{11}} + \frac{1}{k_{12}}} \Leftrightarrow$$

$$\Leftrightarrow k_{\text{eff},e} = \frac{1}{\frac{1}{\infty} + \frac{1}{57,9} + \frac{1}{18} + \frac{1}{2 \times 4,97} + \frac{1}{\infty} + \frac{1}{\infty}} = 5,77 \text{ mm}$$

$$z_{\text{eq}} = \frac{\sum k_{\text{eff},r} \times h_r^2}{\sum k_{\text{eff},r} \times h_r} \Leftrightarrow$$

$$\Leftrightarrow z_{\text{eq}} = \frac{k_{\text{eff},a} \times h_a^2 + k_{\text{eff},b} \times h_b^2 + k_{\text{eff},c} \times h_c^2 + k_{\text{eff},d} \times h_d^2 + k_{\text{eff},e} \times h_e^2 + k_{\text{eff},f} \times h_f^2}{k_{\text{eff},a} \times h_a + k_{\text{eff},b} \times h_b + k_{\text{eff},c} \times h_c + k_{\text{eff},d} \times h_d + k_{\text{eff},e} \times h_e + k_{\text{eff},f} \times h_f} \Leftrightarrow$$

$$\Leftrightarrow z_{\text{eq}} = \frac{0,47 \times (405^2 + 325^2) + 1,36 \times 360^2 + 5,57 \times (215^2 + 95^2) + 5,77 \times 155^2}{0,47 \times (405 + 325) + 1,36 \times 360 + 5,57 \times (215 + 95) + 5,77 \times 155} \Leftrightarrow$$

$$\Leftrightarrow z_{\text{eq}} = 217,0 \text{ mm}$$

TSW-CBC

Componente 2 – alma da coluna sujeita à compressão transversal

$$F_2 = \min \left\{ \frac{\omega \times k_{wc} \times b_{\text{eff},c,wc} \times t_{wc} \times f_{y,wc}}{\gamma_{M0}} ; \rho \times \frac{\omega \times k_{wc} \times b_{\text{eff},c,wc} \times t_{wc} \times f_{y,wc}}{\gamma_{M1}} \right\} \Leftrightarrow$$

$$\Leftrightarrow F_2 = \min \left\{ \frac{0,78 \times 1 \times 192,8 \times 9 \times 326,1}{1} ; 1 \times \frac{0,78 \times 1 \times 192,8 \times 9 \times 326,1}{1} \right\} \Leftrightarrow$$

$$\Leftrightarrow F_2 = 441,4 \text{ kN}$$

$$s = r_c = 18 \text{ mm}$$

$$b_{\text{eff},c,wc} = 2 \times t_a + 0,6 \times r_a + 5 \times (t_{fc} + s) \Leftrightarrow b_{\text{eff},c,wc} = 2 \times 10 + 0,6 \times 13 + 5 \times (15 + 18) \Leftrightarrow$$

$$\Leftrightarrow b_{\text{eff},c,wc} = 192,8 \text{ mm}$$

$$k_2 = \frac{0,7 \times b_{\text{eff},c,wc} \times t_{wc}}{d_{wc}} \Leftrightarrow k_2 = \frac{0,7 \times 192,8 \times 9}{134} = 9,06 \text{ mm}$$

Componente 3 – alma da coluna sujeita à tracção transversal

Conjunto	$b_{\text{eff},t,wc} = \min(l_{\text{eff},1}; l_{\text{eff},2})$
3,b	$\min(2 \pi m; \pi m + 2 e_1; 4 m + 1,25 e; 2 m + 0,625 e + e_1) =$ $= 2 m + 0,625 e + e_1 = 2 \times 21,1 + 0,625 \times 60 + 35 = 114,7 \text{ mm}$
3,d; 3,f	$\min(2 \pi m; \pi m + 2 e_1; 4 m + 1,25 e; 2 m + 0,625 e + e_1) =$ $= 2 m + 0,625 e + e_1 = 2 \times 21,1 + 0,625 \times 60 + 40 = 119,7 \text{ mm}$
3,e	$\min(2 \pi m; 4 m + 1,25 e) = 2 \pi m = 2 \times \pi \times 21,1 = 132,6 \text{ mm}$
3,d+e	$\min(\pi m + p; 2 e_1 + p; 2 m + 0,625 e + 0,5 p; e_1 + 0,5 p) + \min(2 p; p) =$ $= e_1 + 0,5 p + p = 40 + 0,5 \times 60 + 60 = 130,0 \text{ mm}$
3,d+e+f	$2 \times \min(\pi m + p; 2 e_1 + p; 2 m + 0,625 e + 0,5 p; e_1 + 0,5 p) + \min(2 p; p) =$ $= 2 \times (e_1 + 0,5 p + p) + 60 = 2 \times (40 + 0,5 \times 60) + 60 = 200,0 \text{ mm}$

em que o parâmetro α se obtém do ábaco da figura 6.11 da EN 1993-1-8 e assume, para as componentes 3 e 4, o valor 8,0.

Tabela B.18 – Valores de $b_{\text{eff},c,wc}$.

Conjunto	ω
3,b	$\omega = \omega_1 = 1 / \sqrt{1 + 1,3 \times (b_{\text{eff},c,wc} \times t_{wc} / A_{vc})^2} = 1 / \sqrt{1 + 1,3 \times (114,7 \times 9 / 2483)^2} = 0,904$
3,d; 3,f	$\omega = \omega_1 = 1 / \sqrt{1 + 1,3 \times (b_{\text{eff},c,wc} \times t_{wc} / A_{vc})^2} = 1 / \sqrt{1 + 1,3 \times (119,7 \times 9 / 2483)^2} = 0,900$
3,e	$\omega = \omega_1 = 1 / \sqrt{1 + 1,3 \times (b_{\text{eff},c,wc} \times t_{wc} / A_{vc})^2} = 1 / \sqrt{1 + 1,3 \times (132,6 \times 9 / 2483)^2} = 0,880$
3,d+e	$\omega = \omega_1 = 1 / \sqrt{1 + 1,3 \times (b_{\text{eff},c,wc} \times t_{wc} / A_{vc})^2} = 1 / \sqrt{1 + 1,3 \times (130 \times 9 / 2483)^2} = 0,880$
3,d+e+f	$\omega = \omega_1 = 1 / \sqrt{1 + 1,3 \times (b_{\text{eff},c,wc} \times t_{wc} / A_{vc})^2} = 1 / \sqrt{1 + 1,3 \times (200 \times 9 / 2483)^2} = 0,770$

Tabela B.19 – Valores de ω .

Conjunto	$F_{3,\Sigma i}$
3,b	$\omega \times b_{\text{eff},t,wc} \times t_{wc} \times f_{y,wc} / \gamma_{M0} = 0,904 \times 114,7 \times 9 \times 332,5 / 1 = 310,3 \text{ kN}$
3,d; 3,f	$\omega \times b_{\text{eff},t,wc} \times t_{wc} \times f_{y,wc} / \gamma_{M0} = 0,90 \times 119,7 \times 9 \times 332,5 / 1 = 322,4 \text{ kN}$
3,e	$\omega \times b_{\text{eff},t,wc} \times t_{wc} \times f_{y,wc} / \gamma_{M0} = 0,88 \times 132,6 \times 9 \times 332,5 / 1 = 349,2 \text{ kN}$
3,d+e	$\omega \times b_{\text{eff},t,wc} \times t_{wc} \times f_{y,wc} / \gamma_{M0} = 0,88 \times 130 \times 9 \times 332,5 / 1 = 342,3 \text{ kN}$
3,d+e+f	$\omega \times b_{\text{eff},t,wc} \times t_{wc} \times f_{y,wc} / \gamma_{M0} = 0,77 \times 200 \times 9 \times 332,5 / 1 = 460,8 \text{ kN}$

Tabela B.20 – Valores de resistência da componente 3.

Conjunto	$k_{3,i}$
3,b	$0,7 \times b_{\text{eff},t,wc} \times t_{wc} / d_{wc} = 0,7 \times 114,7 \times 9 / 134 = 5,4 \text{ mm}$
3,d; 3,f	$0,7 \times b_{\text{eff},t,wc} \times t_{wc} / d_{wc} = 0,7 \times 119,7 \times 9 / 134 = 5,6 \text{ mm}$
3,e	$0,7 \times b_{\text{eff},t,wc} \times t_{wc} / d_{wc} = 0,7 \times 132,6 \times 9 / 134 = 6,2 \text{ mm}$

Tabela B.21 – Valores do coeficiente de rigidez da componente 3.

Componente 4 – banzo da coluna sujeito à flexão

Conjunto	$l_{\text{eff},1}$	$l_{\text{eff},2}$
4,b	114,7 mm	$\min(4m + 1,25e; 2m + 0,625e + e_1) = 2 \times 21,1 + 0,625 \times 60 + 35 = 114,7 \text{ mm}$
4,d; 4,f	119,7 mm	$\min(4m + 1,25e; 2m + 0,625e + e_1) = 2 \times 21,1 + 0,625 \times 60 + 40 = 119,7 \text{ mm}$
4,e	132,6 mm	$4m + 1,25e = 4 \times 21,1 + 1,25 \times e = 159,4 \text{ mm}$
4,d+e	130 mm	$\min(2m + 0,625e + 0,5p; e_1 + 0,5p) + p = e_1 + 0,5p + p = 40 + 0,5 \times 60 + 60 = 130,0 \text{ mm}$
4,d+e+f	200 mm	$2 \times \min(2m + 0,625e + 0,5p; e_1 + 0,5p) + p = 2 \times (e_1 + 0,5p + p) = 2 \times (40 + 0,5 \times 60) + 60 = 200,0 \text{ mm}$

Tabela B.22 – Valores de $l_{\text{eff},1}$ e $l_{\text{eff},2}$.

Conjunto	$M_{pl,1,Rd}$	$M_{pl,2,Rd}$
4,b	$0,25 \times \sum l_{\text{eff},1} \times t_f^2 \times f_y / \gamma_{M0} = 0,25 \times 114,7 \times 15^2 \times 332,5 / 1 = 2,15 \text{ kNm}$	$0,25 \times \sum l_{\text{eff},2} \times t_f^2 \times f_y / \gamma_{M0} = 0,25 \times 114,7 \times 15^2 \times 332,5 / 1 = 2,15 \text{ kNm}$
4,d; 4,f	$0,25 \times \sum l_{\text{eff},1} \times t_f^2 \times f_y / \gamma_{M0} = 0,25 \times 119,7 \times 15^2 \times 332,5 / 1 = 2,24 \text{ kNm}$	$0,25 \times \sum l_{\text{eff},2} \times t_f^2 \times f_y / \gamma_{M0} = 0,25 \times 119,7 \times 15^2 \times 332,5 / 1 = 2,24 \text{ kNm}$
4,e	$0,25 \times \sum l_{\text{eff},1} \times t_f^2 \times f_y / \gamma_{M0} = 0,25 \times 132,6 \times 15^2 \times 332,5 / 1 = 2,48 \text{ kNm}$	$0,25 \times \sum l_{\text{eff},2} \times t_f^2 \times f_y / \gamma_{M0} = 0,25 \times 159,4 \times 15^2 \times 332,5 / 1 = 2,98 \text{ kNm}$
4,d+e	$0,25 \times \sum l_{\text{eff},1} \times t_f^2 \times f_y / \gamma_{M0} = 0,25 \times 130 \times 15^2 \times 332,5 / 1 = 2,43 \text{ kNm}$	$0,25 \times \sum l_{\text{eff},2} \times t_f^2 \times f_y / \gamma_{M0} = 0,25 \times 130 \times 15^2 \times 332,5 / 1 = 2,43 \text{ kNm}$
4,d+e+f	$0,25 \times \sum l_{\text{eff},1} \times t_f^2 \times f_y / \gamma_{M0} = 0,25 \times 200 \times 15^2 \times 332,5 / 1 = 3,74 \text{ kNm}$	$0,25 \times \sum l_{\text{eff},2} \times t_f^2 \times f_y / \gamma_{M0} = 0,25 \times 200 \times 15^2 \times 332,5 / 1 = 3,74 \text{ kNm}$

Tabela B.23 – Valores de $M_{pl,1,Rd}$ e $M_{pl,2,Rd}$.

Conjunto	L_b^*	Forças de alavanca, Q
4,b	$\frac{8,8 \times m^3 \times A_s}{\sum l_{eff,1} \times t_f^3} = \frac{8,8 \times 21,1^3 \times 157}{114,7 \times 15^3} = 33,5 \text{ mm}$	Não
4,d; 4,f	$\frac{8,8 \times m^3 \times A_s}{\sum l_{eff,1} \times t_f^3} = \frac{8,8 \times 21,1^3 \times 157}{119,7 \times 15^3} = 32,1 \text{ mm}$	Não
4,e	$\frac{8,8 \times m^3 \times A_s}{\sum l_{eff,1} \times t_f^3} = \frac{8,8 \times 21,1^3 \times 157}{132,6 \times 15^3} = 29 \text{ mm}$	Não
4,d+e	$\frac{8,8 \times m^3 \times A_s}{\sum l_{eff,1} \times t_f^3} = \frac{8,8 \times 21,1^3 \times 157}{130 \times 15^3} = 29,5 \text{ mm}$	Não
4,d+e+f	$\frac{8,8 \times m^3 \times A_s}{\sum l_{eff,1} \times t_f^3} = \frac{8,8 \times 21,1^3 \times 157}{200 \times 15^3} = 19,2 \text{ mm}$	Não

Tabela B.24 – Valores de L_b^* e forças de alavanca.

Conjunto	$F_{4,\Sigma i}$
4,b	$= \min\left(\frac{2 \times M_{pl,1,Rd}}{m}; \sum F_{t,Rd}\right) = \min\left(\frac{2 \times 2,15}{21,1 \times 10^{-3}}; 2 \times 113\right) = \frac{2 \times 2,15}{21,1 \times 10^{-3}} = 203,8 \text{ kN}$
4,d; 4,f	$= \min\left(\frac{2 \times M_{pl,1,Rd}}{m}; \sum F_{t,Rd}\right) = \min\left(\frac{2 \times 2,24}{21,1 \times 10^{-3}}; 2 \times 113\right) = \frac{2 \times 2,24}{21,1 \times 10^{-3}} = 212,3 \text{ kN}$
4,e	$= \min\left(\frac{2 \times M_{pl,1,Rd}}{m}; \sum F_{t,Rd}\right) = \min\left(\frac{2 \times 2,48}{21,1 \times 10^{-3}}; 2 \times 113\right) = \frac{2 \times 2,48}{21,1 \times 10^{-3}} = 226,0 \text{ kN}$
4,d+e	$= \min\left(\frac{2 \times M_{pl,1,Rd}}{m}; \sum F_{t,Rd}\right) = \min\left(\frac{2 \times 2,43}{21,1 \times 10^{-3}}; 4 \times 113\right) = \frac{2 \times 2,43}{21,1 \times 10^{-3}} = 230,3 \text{ kN}$
4,d+e+f	$= \min\left(\frac{2 \times M_{pl,1,Rd}}{m}; \sum F_{t,Rd}\right) = \min\left(\frac{2 \times 3,74}{21,1 \times 10^{-3}}; 4 \times 113\right) = \frac{2 \times 3,74}{21,1 \times 10^{-3}} = 354,5 \text{ kN}$

Tabela B.25 – Valores de resistência da componente 4.

Componente	$l_{eff} = \min(l_{eff,1}; l_{eff,2})$	$k_{4,i}$
4,b	$\min(114,7; 114,7) = 114,7 \text{ mm}$	$\frac{0,9 \times l_{eff} \times t_{fc}^3}{m^3} = \frac{0,9 \times 114,7 \times 15^3}{21,1^3} = 37,1 \text{ mm}$
4,d; 4,f	$\min(119,7; 119,7) = 119,7 \text{ mm}$	$\frac{0,9 \times l_{eff} \times t_{fc}^3}{m^3} = \frac{0,9 \times 119,7 \times 15^3}{21,1^3} = 38,7 \text{ mm}$
4,e	$\min(132,6; 159,14) = 132,6 \text{ mm}$	$\frac{0,9 \times l_{eff} \times t_{fc}^3}{m^3} = \frac{0,9 \times 132,6 \times 15^3}{21,1^3} = 42,8 \text{ mm}$

Tabela B.26 – Valores do coeficiente de rigidez da componente 4.

Componente 22 – Betão da coluna sujeito a compressão transversal

$$k_{wc,c} = 13 + 3,3 \times \frac{\sigma_{com,c,Ed}}{f_{cd}} \Leftrightarrow k_{wc,c} = 13 + 3,3 \times \frac{0}{30} = 13$$

$$F_{22} = 0,85 \times k_{wc,c} \times t_{eff,c} \times (b_c - t_{wc}) \times f_{cd} \Leftrightarrow F_{22} = 0,85 \times 13 \times 175,7 \times (200 - 9) \times \frac{30}{1} \Leftrightarrow F_{22} = 1112,4 \text{ kN}$$

$$k_{22} = 0,5 \times \frac{E_{cm}}{E_a} \times \frac{t_{eff,c} \times b_c}{h_c} \Leftrightarrow k_{22} = 0,5 \times \frac{33}{210} \times \frac{175,7 \times 200}{200} = 13,81 \text{ mm}$$

Componente 23 – armadura longitudinal de reforço sujeita à tracção

$$F_{23} = A_{s,r} \times \frac{f_{sk}}{\gamma_s} \Leftrightarrow F_{23} = 502,65 \times \frac{500}{1,0} = 251,3 \text{ kN.m}$$

$$k_{23} = \frac{A_{s,r}}{3,6 h_b} \Leftrightarrow k_{23} = \frac{502,65}{3,6 \times 300} \Leftrightarrow k_{23} = 0,47 \text{ mm}$$

Determinação de $k_{eff,r}$, Z_{eq}

$h_a=405 \text{ mm}$, $h_b=360 \text{ mm}$, $h_c=325 \text{ mm}$, $h_d=215 \text{ mm}$, $h_e=155 \text{ mm}$ e $h_f=95 \text{ mm}$.

$$k_{eff,a} = k_{eff,c} = \frac{1}{\sum \frac{1}{k_{t,i}}} \Leftrightarrow k_{eff,a} = k_{eff,c} = \frac{1}{\frac{1}{k_{23}}} = k_{23} = 0,47 \text{ mm}$$

$$k_{eff,b} = \frac{1}{\sum \frac{1}{k_{t,i}}} \Leftrightarrow k_{eff,b} = \frac{1}{\frac{1}{k_{3,b}} + \frac{1}{k_{4,b}} + \frac{1}{k_6} + \frac{1}{2k_{10}} + \frac{1}{k_{11}} + \frac{1}{k_{12}}} \Leftrightarrow$$

$$\Leftrightarrow k_{eff,b} = \frac{1}{\frac{1}{5,4} + \frac{1}{42,9} + \frac{1}{1,63} + \frac{1}{2 \times 4,97} + \frac{1}{\infty} + \frac{1}{\infty}} = 1,08 \text{ mm}$$

$$k_{eff,d} = k_{eff,f} = \frac{1}{\sum \frac{1}{k_{t,i}}} \Leftrightarrow k_{eff,d} = k_{eff,f} = \frac{1}{\frac{1}{k_{3,d}} + \frac{1}{k_{4,d}} + \frac{1}{k_{5,d}} + \frac{1}{2k_{10}} + \frac{1}{k_{11}} + \frac{1}{k_{12}}} \Leftrightarrow$$

$$\Leftrightarrow k_{eff,d} = k_{eff,f} = \frac{1}{\frac{1}{5,6} + \frac{1}{38,7} + \frac{1}{18} + \frac{1}{2 \times 4,97} + \frac{1}{\infty} + \frac{1}{\infty}} = 2,77 \text{ mm}$$

$$k_{eff,e} = \frac{1}{\sum \frac{1}{k_{t,i}}} \Leftrightarrow k_{eff,e} = \frac{1}{\frac{1}{k_{3,e}} + \frac{1}{k_{4,e}} + \frac{1}{k_{5,e}} + \frac{1}{2k_{10}} + \frac{1}{k_{11}} + \frac{1}{k_{12}}} \Leftrightarrow$$

$$\Leftrightarrow k_{eff,e} = \frac{1}{\frac{1}{6,2} + \frac{1}{42,8} + \frac{1}{18} + \frac{1}{2 \times 4,97} + \frac{1}{\infty} + \frac{1}{\infty}} = 2,93 \text{ mm}$$

$$Z_{eq} = \frac{\sum k_{eff,r} \times h_r^2}{\sum k_{eff,r} \times h_r} \Leftrightarrow$$

$$\Leftrightarrow Z_{eq} = \frac{k_{eff,a} \times h_a^2 + k_{eff,b} \times h_b^2 + k_{eff,c} \times h_c^2 + k_{eff,d} \times h_d^2 + k_{eff,e} \times h_e^2 + k_{eff,f} \times h_f^2}{k_{eff,a} \times h_a + k_{eff,b} \times h_b + k_{eff,c} \times h_c + k_{eff,d} \times h_d + k_{eff,e} \times h_e + k_{eff,f} \times h_f} \Leftrightarrow$$

$$\Leftrightarrow Z_{eq} = \frac{0,47 \times (405^2 + 325^2) + 1,08 \times 360^2 + 2,77 \times (215^2 + 95^2) + 2,93 \times 155^2}{0,47 \times (405 + 325) + 1,08 \times 360 + 2,77 \times (215 + 95) + 2,93 \times 155} \Leftrightarrow$$

$$\Leftrightarrow Z_{eq} = 239,7 \text{ mm}$$

Componente 1 – alma da coluna sujeita ao corte

$$F_1 = \frac{0,9 \times f_{y,wc} \times A_{vc}}{\sqrt{3} \times \gamma_{M0}} \Leftrightarrow F_1 = \frac{0,9 \times 332,5 \times 2483}{\sqrt{3} \times 1,0} = 429,0 \text{ kN}$$

$$k_1 = \xi \frac{0,38 \times A_{vc}}{\beta \times z_{eq}} \Leftrightarrow k_1 = 1 \times \frac{0,38 \times 2483}{1 \times 239,7} = 3,94 \text{ mm}$$

Componente 21 – betão da coluna sujeito ao corte

$$\theta = \arctan((h_c - 2 \times t_{fc})/z_{eq}) \Leftrightarrow \theta = \arctan((200 - 2 \times 15)/239,7) = 0,62 \text{ rad}$$

$$v = 0,55 \times \left(1 + 2 \times \left(\frac{N_{Ed}}{N_{pl,Rd}} \right) \right) \Leftrightarrow v = 0,55 \times \left(1 + 2 \times \left(\frac{0}{N_{pl,Rd}} \right) \right) = 0,55 \leq 1,1$$

$$A_c = 0,8 \times (b_c - t_{wc})(h_c - 2 \times t_{fc}) \times \cos \theta \Leftrightarrow A_c = 0,8 \times (200 - 9)(200 - 2 \times 15) \times \cos 0,62 \Leftrightarrow$$

$$A_c = 21141,3 \text{ mm}^2$$

$$F_{21} = 0,85 \times v \times A_c \times f_{cd} \times \sin \theta \Leftrightarrow F_{21} = 0,85 \times 0,55 \times 21141,3 \times \frac{30}{1} \times \sin 0,62 \Leftrightarrow$$

$$\Leftrightarrow F_{21} = 172,3 \text{ kN}$$

$$k_{21} = 0,06 \times \frac{E_{cm}}{E_a} \times \frac{b_c \times h_c}{\beta \times z_{eq}} \Leftrightarrow k_{21} = 0,06 \times \frac{33}{210} \times \frac{200 \times 200}{1 \times 239,7} = 1,57 \text{ mm}$$

Anexo C – Grandezas inerentes à determinação de f_M e f_S

Os valores relativos à determinação dos parâmetros f_M e f_S encontram-se, nas tabelas seguintes. Estas são dispostas em função dos critérios e do tipo de ligações estudadas.

Critério 1: Critério da rotação da ligação

Ligações Soldadas	WW-S2	WW-CB	WW-CBC
Φ_{Cd} [rad]	0,0167	0,0167	0,0150
$(d/H)_{Cd}$ [rad]	0,0195	0,0199	0,0192
$M_{j,Rd,din}$ [kN.m]	141,4	153,0	104,1
$t_{gj,ini,din}$ [kN.m]	7248,5	7680,3	5406,0
$S_{j,ini,din}$ [kN.m]	8738,2	9178,9	6096,8
$M_{j,Rd}$ [kN.m]	120,7	153,0	202,7
$S_{j,ini}$ [kN.m]	101784,2	126193,3	24449,9
f_M	1,171	1,000	0,513
f_S	0,086	0,073	0,249

Tabela C.1 – Valores inerentes à determinação dos factores do critério 1 para ligações soldadas.

Ligações com cantoneiras	TSW-S2	TSW-CB	TSW-CBC
$(d/H)_{Pinching}$ [rad]	0,066	0,030	0,054
$M_{Pinching}$ [kN.m]	49,43	60,50	50,90
$t_{gj,ini,din}$ [kN.m]	753,51	2016,67	942,59
$S_{j,ini,din}$ [kN.m]	769,02	2104,67	961,59
$S_{j,ini}$ [kN.m]	70363,71	83541,29	17347,47
$M_{j,Rd}$ [kN.m]	71,65	166,13	214,71
f_M	0,690	0,364	0,237
f_S	0,011	0,024	0,054

Tabela C.2 – Valores inerentes à determinação dos factores do critério 1 para ligações com cantoneiras.

Critério 2: Critério da variação da resistência

Ligações soldadas	WW-S2	WW-CB	WW-CBC
$M_{j,Rd,EXP,mon}$ [kN.m]	206,55	206,55	206,55
$M_{j,Rd,MC,mon}$ [kN.m]	120,80	120,80	120,80
r_{mon}	0,585	0,585	0,585
$M_{j,Rd,EXP,cic}$ [kN.m]	209,80	248,20	275,95
$M_{j,Rd,MC,cic}$ [kN.m]	120,71	153,04	202,68
r_{cic}	0,575	0,617	0,734
f_M	1,017	0,948	0,796
$M_{j,Rd,din} = f_M \times M_{j,Rd,MC,cic}$ [kN.m]	122,70	145,15	161,38
$(d/H)_{din}$ [rad]	0,015	0,018	0,029
$t_{gj,ini,din}$ [kN.m]	8258,72	8098,76	5585,93
$S_{j,ini,din}$ [kN.m]	10249,65	9782,92	6326,53
$S_{j,ini}$ [kN.m]	101784,22	126193,27	24449,93
f_S	0,101	0,078	0,259

Tabela C.3 – Valores inerentes à determinação dos factores do critério 2 para ligações soldadas.

Ligações com cantoneiras	TSW-S2	TSW-CB	TSW-CBC
$M_{j,Rd,EXP,mon}$ [kN.m]	142,29	142,29	142,29
$M_{j,Rd,MC,mon}$ [kN.m]	61,80	61,80	61,80
r_{mon}	0,434	0,434	0,434
$M_{j,Rd,EXP,cic}$ [kN.m]	101,93	141,99	121,07
$M_{j,Rd,MC,cic}$ [kN.m]	71,65	166,13	214,71
r_{cic}	0,703	1,170	1,773
f_M	0,618	0,371	0,245
$M_{j,Rd,din} = f_M \times M_{j,Rd,MC,cic}$ [kN.m]	44,27	61,67	52,59
$(d/H)_{din}$ [rad]	0,063	0,031	0,055
$t_{gj,ini,din}$ [kN.m]	707,44	2011,44	964,74
$S_{j,ini,din}$ [kN.m]	721,10	2098,98	984,65
$S_{j,ini}$ [kN.m]	438690,00	630966,37	24449,93
f_s	0,010	0,025	0,057

Tabela C.4 – Valores inerentes à determinação dos factores do critério 2 para ligações com cantoneiras.

Critério 3: Critério dos múltiplos da flecha regulamentar

	$(d/H)_{din}$ [rad]	$M_{j,Rd}$ [kN.m]	$M_{j,Rd,din}$ [kN.m]	$S_{j,ini}$ [kN.m]	$t_{gj,ini,din}$ [kN.m]	$S_{j,ini,din}$ [kN.m]	f_M	f_s
WW-S2	0,01	120,71	94,80	101784,22	9480,41	12200,96	0,785	0,120
	0,02	120,71	143,00	101784,22	7150,09	8595,61	1,185	0,084
	0,03	120,71	166,44	101784,22	5547,86	6380,40	1,379	0,063
	0,04	120,71	181,25	101784,22	4531,16	5071,66	1,502	0,050
WW-CB	0,01	153,04	102,89	126193,27	10288,83	13168,98	0,672	0,104
	0,02	153,04	153,31	126193,27	7665,58	9157,80	1,001	0,073
	0,03	153,04	181,66	126193,27	6055,30	6949,86	1,187	0,055
	0,04	153,04	200,96	126193,27	5024,11	5624,82	1,313	0,045
WW-CBC	0,01	232,60	67,26	24449,93	6726,19	7829,89	0,416	0,320
	0,02	202,68	107,03	24449,93	5351,50	6027,48	0,528	0,247
	0,03	202,68	169,01	24449,93	5633,67	6387,84	0,834	0,261
	0,04	202,68	254,15	24449,93	6353,84	7329,85	1,254	0,300

Tabela C.5 – Valores inerentes à determinação dos factores do critério 3 para ligações soldadas.

	$(d/H)_{din}$ [rad]	$M_{j,Rd}$ [kN.m]	$M_{j,Rd,din}$ [kN.m]	$S_{j,ini}$ [kN.m]	$t_{gj,ini,din}$ [kN.m]	$S_{j,ini,din}$ [kN.m]	f_M	f_s
TSW-S2	0,01	71,65	13,12	70363,71	1311,96	1359,74	0,183	0,019
	0,02	71,65	15,02	70363,71	751,17	766,59	0,210	0,011
	0,03	71,65	19,03	70363,71	634,36	645,33	0,266	0,009
	0,04	71,65	24,81	70363,71	620,14	630,62	0,346	0,009
TSW-CB	0,01	166,13	22,94	83541,29	2294,06	2408,63	0,138	0,029
	0,02	166,13	40,24	83541,29	2011,83	2099,40	0,242	0,025
	0,03	166,13	60,43	83541,29	2014,50	2102,31	0,364	0,025
	0,04	166,13	112,43	83541,29	2810,71	2984,65	0,677	0,036
TSW-CBC	0,01	127,22	19,79	17347,47	1978,86	2064,48	0,156	0,119
	0,02	214,71	26,38	17347,47	1318,76	1356,24	0,123	0,078
	0,03	214,71	31,69	17347,47	1056,33	1080,24	0,148	0,062
	0,04	214,71	37,67	17347,47	941,74	960,70	0,175	0,055

Tabela C.6 – Valores inerentes à determinação dos factores do critério 3 para ligações com cantoneiras.

