



MINISTÉRIO DA EDUCAÇÃO E DO DESPORTO
Universidade Federal de Ouro Preto – Escola de Minas
Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil

ANÁLISE NUMÉRICA TRIDIMENSIONAL DE LIGAÇÕES VIGA-COLUNA COM CHAPA DE TOPO NA DIREÇÃO DO EIXO DE MENOR INÉRCIA DO PILAR

AUTOR: Eng. WILLIAM OLIVEIRA BESSA

ORIENTADOR: Prof. Dr. Luiz Fernando Loureiro Ribeiro

Dissertação apresentada ao Programa de Pós-Graduação do Departamento de Engenharia Civil da Escola de Minas da Universidade Federal de Ouro Preto, como parte integrante dos requisitos para obtenção do título de Mestre em Engenharia Civil, área de concentração: Construção Metálica

Ouro Preto, Abril de 2004

Bessa, William Oliveira.

B557a Análise numérica tridimensional de ligações viga-coluna com chapa de topo na direção do eixo de menor inércia do pilar. / William Oliveira Bessa.
- Ouro Preto: UFOP, 2004.

xx, 150p. : il. color.; tabs.; graf.

Dissertação (Mestrado) – Universidade Federal de Ouro Preto.
Escola de Minas. Departamento de Engenharia Civil. Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil.

1. Engenharia Civil - Teses. 2. Estruturas metálicas - Teses. 3. Ligações parafusadas - Teses. I. Universidade Federal de Ouro Preto. Departamento de Engenharia Civil. Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil. II. Título.

CDU: 624.014.2

Catálogo: sisbin@sisbin.ufop.br

*“Vigie seus pensamentos,
porque eles se tornarão palavras;*

*Vigie suas palavras,
porque elas se tornarão seus atos;*

*Vigie seus atos,
porque eles se tornarão seus hábitos;*

*Vigie seus hábitos,
porque eles se tornarão seu caráter;*

*Vigie seu caráter;
porque ele será o seu destino”.*

AGRADECIMENTOS

A minha mãe, Cleusa, por todo apoio e incentivo na realização desta etapa de minha vida. Obrigado pelas orações e pela compreensão nos momentos ausentes.

As minhas irmãs, Cristiane e Luciane, pela amizade e incentivo. Ao meu cunhado, Renato e ao meu tio Jonas, pela presença em todos os momentos.

Ao meu orientador, Prof. Luiz Fernando, pelos ensinamentos, assistência e dedicação prestadas ao longo desse ano.

Ao Yuri Ivan Maggi, pela valiosa contribuição e disponibilidade em ajudar-me em todos os momentos ao longo do desenvolvimento do trabalho.

Aos amigos, Anderson, Alex, Fernando, Gisandra, João Paulo, Jhojan e Lucimar pelo incentivo ao longo dessa jornada. Obrigado pela eterna amizade.

Aos professores Antônio Maria Claret de Gouvêia, Ernani Carlos de Araújo, Geraldo Donizetti de Paula e Walter Dornelas, pela convivência e colaboração ao longo desse ano.

Aos amigos que fiz em Ouro Preto: Alessandra, Daividson, José Bernardo, Marcelo e Roberto. Obrigado pela presença e apoio nos momentos difíceis.

A Luciana Cotta Mancini pela grata convivência e amizade ao longo do mestrado.

A todos os colegas de mestrado, em especial ao Bruno, Fabiana e Lucas; e as colegas do LARin: Adriana e Fabíola. Obrigado pela força e amizade.

A CAPES pela ajuda financeira.

RESUMO

Nos últimos anos uma grande atenção tem sido dada ao estudo do comportamento estrutural das ligações nas estruturas metálicas, devido à grande variedade de configurações e dispositivos que podem ser utilizados para conectar vigas e colunas, dando origem a novos procedimentos de dimensionamento, tais como o “Component Method”, aplicável às ligações viga-coluna com chapa de topo. Entretanto, a maioria dos trabalhos e estudos realizados dedicam-se quase que exclusivamente as ligações no eixo de maior inércia.

Essa ênfase deixou uma lacuna na possibilidade de consideração do real comportamento momento-rotação das ligações em que a viga é conectada na alma do pilar, impelindo os calculistas a trabalharem com a consideração de que tais ligações comportam-se como rótulas, além de basearem-se em considerações empíricas quanto ao comportamento da alma do pilar.

Neste trabalho apresenta-se o desenvolvimento de uma análise numérica, via Métodos dos Elementos Finitos, do comportamento de ligações viga-coluna com chapa de topo, segundo o eixo de menor inércia dos pilares. São analisadas diferentes configurações, variando-se, alternadamente, a espessura e a altura da alma do pilar, a espessura da chapa de topo e o diâmetro dos parafusos.

Os resultados obtidos são comparados com os fornecidos pelo “Component Method”, em termos de capacidade resistente dos componentes (chapa de topo e parafusos) e com os obtidos através de métodos analíticos, quanto à capacidade resistente e à rigidez inicial da alma do pilar. Apresenta-se ainda, uma avaliação da distribuição da força de tração nos parafusos e, por último, uma comparação do comportamento momento-rotação dos modelos numéricos com a classificação do EUROCODE 3 (2000), baseada no critério da rigidez.

Palavras-chave: ligações parafusadas, chapa de topo, ligação no eixo de menor inércia.

ABSTRACT

In the recent years much attention has been given to the study of steel beam-to-column connection behaviour, due to the great variety of configurations and types of these important structural elements. However, almost of these studies are dedicated to the major-axis connections, which let a lack in the assessment and use of real moment-rotation behaviour of minor-axis connections.

Because of this fact, the designers always consider like pinned connections, using empirical considerations regarding the column web behaviour.

This work presents the development of a 3-D finite element analysis of minor-axis steel beam-to-column end plate connections. Different configurations were analyzed, varying column web thickness and height, end plate thickness and bolt diameter.

The obtained results were compared with those supplied by the “Component Method”, in terms of the moment resistance capacity of the components (end plate and bolts) and with the obtained through analytic methods, in terms of resistant capacity and initial stiffness of the column web. It’s still presented an evaluation of the average axial forces in the bolts and, finally, a comparison of the moment-rotation behaviour of the numerical models with the classification according to the criterion of rigidity, given by EUROCODE 3 (2000).

Keywords: bolt connections, end plate, minor axis connections.

ÍNDICE

RESUMO	V
ABSTRACT	VI
LISTA DE FIGURAS	XI
LISTA DE TABELAS	XIX
1 – INTRODUÇÃO	1
1.1 - Aspectos Gerais.....	1
1.2 - Objetivos	2
1.3 – Escopo do Trabalho	4
2 – CONSIDERAÇÕES INICIAIS	6
2.1 - Comportamento Semi-Rígido da Ligações	6
2.2 - Ligações Viga-Coluna na Direção do Eixo de Menor Inércia.....	7
2.3 - Classificação da Ligações	9
2.3.1 - Classificação do EUROCODE 3 (2000)	9
2.3.2 - Classificação da AISC/LFRD (2001).....	13
2.3.3 - Classificação de NETHERCOT (1998)	14
2.3.3.1 - Ligações Totalmente Conectadas	15
2.3.3.2 - Ligações Flexíveis	16
2.3.3.3 - Ligações Parcialmente Conectadas	17
2.3.3.4 - Ligações Não-Estruturais	18
2.3.3.5 - Resumo da Classificação	17
2.4 - Comportamento das Ligações na Direção do Eixo de Menor Inércia	18
2.5 - Prescrições do EUROCODE 3 para Ligações Viga-Coluna na Direção do Eixo de Menor Inércia	22

3 – REVISÃO BIBLIOGRÁFICA	24
3.1 - Introdução	24
3.2 - Método dos Componentes	25
3.2.1 - Metodologia de Dimensionamento.....	25
3.2.2 - Resistência da Zona Tracionada.....	27
3.2.2.1 - Resistência Potencial das Linhas de Parafusos na Zona Tracionada.....	27
3.2.2.2 - Resistência à Flexão da Chapa de Topo.....	28
3.2.2.3 - Resistência à Tração da Alma da Viga.....	29
3.2.2.4 - Verificação da Distribuição Plástica das Forças	30
3.2.3 - Resistência da Zona Comprimida	31
3.2.4 - Cálculo do Momento Resistente.....	32
3.2.5 - Resistência ao Esforço Vertical.....	33
3.2.6 - Verificação da Soldas	33
3.3 - Modelo de Gomes	34
3.3.1 - Colapso Local	34
3.3.1.1 - Mecanismo de Flexão	34
3.3.1.2 - Mecanismo de Puncionamento	37
3.3.1.3 - Mecanismo Combinado de Flexão e Puncionamento	37
3.3.1.4 - Correção Devido ao Critério de Von-Mises.....	39
3.3.2 - Colapso Global	40
3.3.3 - Momento Último.....	41
3.3.4 - Estudo da Rigidez do Modelo de Gomes	41
3.3.4.1 - Rigidez Inicial s_i	43
3.3.4.2 - Rigidez Rotacional s_i^θ	46
3.3.4.3 - Rigidez Secante s_j	47
3.3.4.4 - Rigidez de Membrana s_m	49

4 – MODELOS NUMÉRICOS	51
4.1 - Critérios Utilizados na Análise Numérica.....	52
4.1.1 - Não-Linearidade Física.....	52
4.1.2 - Descontinuidade Geométrica	53
4.2 - Escolha dos Modelos	54
4.3 - Preparação dos Modelos Numéricos.....	54
4.3.1 - Características Geométricas dos Modelos.....	55
4.3.2 - Elementos Finitos Utilizados	60
4.3.2.1 - Elemento Volumétrico.....	61
4.3.2.2 - Elementos de Contato	62
4.3.2.3 - Elemento de Barra	64
4.3.3 - Características dos Materiais.....	65
4.3.4 - Definição da Malha de Elementos Finitos.....	66
4.3.4.1 - Viga e Chapa de Topo	66
4.3.4.2 - Alma do Pilar	68
4.3.4.3 - Parafusos.....	69
4.3.4.4 - Elementos de Contato	69
4.3.4.5 - Condições de Contorno	70
4.3.4.6 - Carregamento	72
4.4 – Processamento dos Modelos Numéricos.....	74
5 – RESULTADOS DA ANÁLISE NUMÉRICA	76
5.1 – Distribuição de Tensões na Viga.....	79
5.1.1 - Distribuição de Tensões Normais.....	79
5.1.2 - Distribuição de Tensões Cisalhantes	85
5.2 - Pilares com Alma Muito Esbelta.....	86
5.3 – Pilares com Alma Medianamente Esbelta.....	91
5.4 – Pilares com alma de Pequena Esbeltez	96
5.5 – Tensões na Alma do Pilar	104

5.6 – Altura do Pilar nos Modelos Numéricos	107
6 – COMPARAÇÃO DOS RESULTADOS	111
6.1 – Modelos para Previsão da Rigidez Inicial S_i	112
6.2 – Análise das Forças nos Parafusos	120
6.3 – Classificação da Ligações pelo EUROCODE 3 (2000)	124
7 – CONCLUSÕES	130
7.1 – Considerações sobre a Metodologia Utilizada	131
7.2 – Considerações sobre os Resultados Obtidos	133
7.3 – Recomendações para o Desenvolvimento de Trabalhos Futuros	134
REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS	137
ANEXO	143

LISTA DE FIGURAS

2 – CONSIDERAÇÕES INICIAIS	6
Figura 2.1 Ligação direta da viga com as mesas do pilar ou através de reforço da alma do pilar.....	8
Figura 2.2 Diferentes configurações para ligação direta entre a viga e a alma do pilar – Fonte: Neves (1996).....	8
Figura 2.3 Limites de resistência para classificação das ligações viga-coluna – Fonte: EUROCODE 3 (2000).....	10
Figura 2.4 Relação entre a rigidez necessária da ligação e a rigidez relativa entre os elementos da ligação - Adaptada de Nethercot et al. (1998).....	16
Figura 2.5 Sistema de classificação de Nethercot et al. (1998) – Adaptada de Nethercot et al. (1998).....	18
Figura 2.6 Mecanismos na alma do pilar – Fonte: Lima (1999).....	19
Figura 2.7 Curvas $F - \delta$ correspondentes aos ensaios de Chen e Lui (1988) – Fonte: Neves (1996).....	20
Figura 2.8 Curvas $M - \theta$ correspondentes aos ensaios de Jaspart e Goyet (1988) – Fonte: Neves (1996).....	21
Figura 2.9 Comportamento da alma do pilar - curva $M - \theta$ - Fonte: Gomes (1990).....	22
Figura 2.10 Dupla ligação viga-coluna na alma do pilar – Fonte: Lima (1999).....	23
3 – REVISÃO BIBLIOGRÁFICA	24
Figura 3.1 Zonas de verificação – Adaptado de Romano (2001).....	25
Figura 3.2 Verificações da resistência – Adaptado de Romano (2001).....	26

Figura 3.3 Etapas de cálculo para determinação das forças nos parafusos – Adaptado de Romano (2001)	28
Figura 3.4 Modos de Colapso – Adaptado de Maggi (2000).....	29
Figura 3.5 Largura efetiva da alma da viga resistente à tração – Fonte: Romano (2001).....	30
Figura 3.6 Distribuição plástica da forças – Adaptado de Romano (2001).....	31
Figura 3.7 Equilíbrio horizontal das forças – Adaptado de Romano (2001).....	32
Figura 3.8 Mecanismos na alma do pilar – Fonte: Lima (1999).....	33
Figura 3.9 Dimensão $b \times c$ (mesa da viga) de uma ligação soldada – Fonte: Lima (1999).....	35
Figura 3.10 Mecanismo Local do Modelo de Gomes – Fonte: Neves (1996).....	35
Figura 3.11 Zonas de tração e compressão de uma ligação parafusada – Fonte: Lima (1999).....	37
Figura 3.12 Colapso por flexão e puncionamento combinados. Fonte: Lima (1999).....	38
Figura 3.13 Mecanismo de plastificação global do Modelo de Gomes. Fonte: Neves (1996).....	41
Figura 3.14 Restrição das mesas à rotação da alma do pilar. Fonte: Neves (1996).....	43
Figura 3.15 Alma do pilar carregada em uma área rígida $b \times c$. Fonte: Lima (1999).....	44
Figura 3.16 Variação da rigidez inicial adimensional com a área carregada e com a restrição oferecida pelas mesas $\mu = 50$ - Fonte: Neves (1996).....	46
Figura 3.17 Determinação da rigidez rotacional S_i^θ - Fonte: Neves (1996).....	47
Figura 3.18 Aproximação bi-linear do comportamento pós-plástico da alma do pilar fora de seu plano – Fonte: Neves(1996)	50

4 – MODELOS NUMÉRICOS	51
Figura 4.1 Representação do diagrama multilinear adotado	53
Figura 4.2 Dimensões (em mm) e propriedades geométricas da seção transversal escolhida para a viga dos modelos numéricos (Perfil W 360 x 44).....	56
Figura 4.3 Geometria esquemática da chapa de topo - Adaptado de Maggi (2000).....	57
Figura 4.4 Gabaritos das chapas de topo para cada diâmetro de parafusos – (Dimensões em mm).....	57
Figura 4.5 Geometria esquemática da coluna.....	58
Figura 4.6 Dimensões padronizadas dos parafusos ASTM – A325 - Adaptado de Maggi (2000).....	59
Figura 4.7 Esquema da simulação do parafuso - Adaptado de Maggi (2000).....	59
Figura 4.8 Elemento volumétrico SOLID45. Fonte: ANSYS Help System Release 6.0.....	61
Figura 4.9 Representação esquemática dos elementos de contato. Fonte: ANSYS Help System Release 6.0.....	63
Figura 4.10 Representação do elemento de barra. Fonte: ANSYS Help System Release 6.0.....	64
Figura 4.11 Malha de elementos finitos para viga e chapa de topo - Modelo Mc2p2ch2	66
Figura 4.12 Acoplamento dos nós na seção de interseção BEAM-SOLID	67
Figura 4.13 Detalhe do furo e malha nas interseções.....	68
Figura 4.14 Malha do pilar.....	68
Figura 4.15 Malha do conjunto parafuso/porca	69
Figura 4.16 Posicionamento dos elementos de contato	70
Figura 4.17 Posicionamento dos vínculos na mesa do pilar.....	71

Figura 4.18 Vinculação de continuidade do pilar nas extremidades	72
Figura 4.19 Carregamento aplicado à extremidade livre da viga	73
Figura 4.20 Visão geral do modelo numérico Mc2p2ch2.....	74
5 – RESULTADOS DA ANÁLISE NUMÉRICA	76
Figura 5.1 Seção AA' de referência para os deslocamentos relativos alma/chapa.....	78
Figura 5.2 Determinação da rotação da ligação.....	78
Figura 5.3 Posição das seções transversais na viga.....	79
Figura 5.4 Tensões normais na mesa tracionada da viga, na seção de interseção com a chapa de topo (Modelo Mc2p2ch2).....	80
Figura 5.5 Tensões normais na mesa tracionada da viga, na seção H/2 a partir da chapa de topo (Modelo Mc2p2ch2).	80
Figura 5.6 Tensões normais na mesa comprimida da viga, na seção de interseção com a chapa de topo (Modelo Mc2p2ch2).....	81
Figura 5.7 Tensões normais na mesa comprimida da viga, na seção H/2 a partir da chapa de topo (Modelo Mc2p2ch2).....	81
Figura 5.8 Comparação dos valores das tensões longitudinais médias, na seção H/2 da mesa superior da viga (Modelo Mc2p2ch2)	82
Figura 5.9 Tensões normais na alma da viga, nas seções de interseção com a chapa de topo e H/2(Modelo Mc2p2ch2).....	83
Figura 5.10 Tensões normais na alma da viga, nas seções a chapa de topo (Modelo Mc2p2ch2).....	83
Figura 5.11 Tensões normais na alma da viga, na seção H/2 (Modelo Mc2p2ch2).	84
Figura 5.12 Distribuição de tensões normais na viga para o modelo Mc2p2ch2. ..	84

Figura 5.13 Distribuição de tensões cisalhantes na seção de interseção da viga com a chapa de topo do modelo Mc2p2ch2.	86
Figura 5.14 Distribuição de tensões cisalhantes na seção H/2 da viga do modelo Mc2p2ch2.	86
Figura 5.15 Tensões longitudinais, em kN/cm^2 , na alma do pilar (Modelo Mc4p2ch2).	88
Figura 5.16 Regiões de plastificação (tensões em kN/cm^2), na alma do pilar (Modelo Mc4p2ch2).	88
Figura 5.17 Tensões longitudinais, em kN/cm^2 , e regiões de plastificação nos parafusos tracionados (Modelo Mc4p2ch2).	89
Figura 5.18 Curvas momento-rotação dos modelos Mc4p2ch1 e Mc4p2ch2.	89
Figura 5.19 Deslocamentos relativos alma/chapa de topo na seção AA' (Modelos Mc4p2ch1 e Mc4p2ch2).	90
Figura 5.20 Curvas momento-rotação dos modelos Mc3p2ch2 e Mc4p2ch2.	91
Figura 5.21 Curvas momento-rotação dos modelos Mc2p2ch1 e Mc2p2ch2.	93
Figura 5.22 Deslocamentos relativos alma/chapa de topo na seção AA' (Modelos Mc2p2ch1 e Mc2p2ch2).	93
Figura 5.23 Tensões longitudinais, kN/cm^2 , na coluna (Modelo Mc2p2ch2).	94
Figura 5.24 Regiões de plastificação (tensões em kN/cm^2), na alma da coluna (Modelo Mc2p2ch2).	95
Figura 5.25 Regiões de plastificação (tensões em kN/cm^2) nos parafusos das linha 1 e 2 para solicitação de 37% acima do momento teórico de plastificação (Modelo Mc2p2ch2).	96
Figura 5.26 Curvas momento-rotação dos modelos Mc1p2ch1, Mc1p2ch2 e Mc1p2ch3.	98
Figura 5.27 Deslocamentos relativos alma/chapa de topo na seção AA' (Modelos Mc1p2ch1, Mc1p2ch2 e Mc1p2ch3).	98

Figura 5.28	Curvas momento-rotação dos modelos Mc1p2ch2 e Mc1p3ch2.....	99
Figura 5.29	Deslocamentos relativos alma/chapa de topo na seção AA'	
	(Modelos Mc1p2ch2 e Mc1p3ch2).....	100
Figura 5.30	Tensões longitudinais (em kN/cm ²) na coluna do Modelo	
	Mc1p3ch2.....	100
Figura 5.31	Distribuição de tensões (em kN/cm ²) nos parafusos racionados	
	(Modelos Mc1p2ch1 e Mc1p2ch3).....	101
Figura 5.32	Tensões longitudinais (em kN/cm ²) na chapa de topo (Modelos	
	Mc1p2ch2 e Mc1p3ch2).....	102
Figura 5.33	Regiões de plastificação (tensões em kN/cm ²) na chapa de topo	
	(Modelos Mc1p2ch2 e Mc1p3ch2).....	102
Figura 5.34	Modos de colapso previstos no EUROCODE 3 (2000).....	103
Figura 5.35	Seções BB', DD' e EE' para análise das tensões na alma.....	104
Figura 5.36	Tensões S _y na seção EE' da alma do pilar (Modelo Mc2p2ch2).....	105
Figura 5.37	Tensões S _z nas seções BB' e DD' da alma do pilar (Modelo	
	Mc2p2ch2).....	106
Figura 5.38	Visão geral do modelo Mc2p2ch2 com continuidade do pilar.....	108
Figura 5.39	Comportamento momento-rotação do modelo Mc2p2ch2 na	
	condição de pilar simplificado e completo.	109

6 – COMPARAÇÃO DOS RESULTADOS..... 111

Figura 6.1	Determinação da rigidez rotacional S _i ^θ - Fonte: Neves (1996).....	113
Figura 6.2	Seções BB' e CC' de referência para análise das deformações do	
	pilar.....	117
Figura 6.3	Deformadas do pilar do modelo Mc2p2ch2 nas seções BB' e CC'.....	118

Figura 6.4 Deformadas do pilar do modelo Mc1p2ch2 na condição de mesa livre e restringida.....	119
Figura 6.5 Deformadas do pilar do modelo Mc4p2ch2 na condição de mesa livre e restringida.....	119
Figura 6.6 Distribuição tradicional da força de tração nos parafusos.....	120
Figura 6.7 Tensões longitudinais (em kN/cm ²) nos parafusos tracionados do modelo Mc2p2ch2 (Plano paralelo à alma da viga).....	122
Figura 6.8 Tensões longitudinais (em kN/cm ²) nos parafusos tracionados do modelo Mc2p2ch2 (Plano paralelo à mesa da viga).....	122
Figura 6.9 Tensões longitudinais (em kN/cm ²) nos parafusos tracionados do modelo Mc1p2ch2 (Plano paralelo à alma da viga).....	123
Figura 6.10 Limites para classificação das ligações viga-coluna de acordo com a rigidez– Fonte: EUROCODE 3 (2000).....	123
Figura 6.11 Classificação dos modelos Mc4p2ch1 e Mc4p2ch2 na condição de mesa livre segundo o EUROCODE 3 (2000).....	125
Figura 6.12 Classificação do modelo Mc4p2ch2 (mesa livre e restringida) segundo o EUROCODE 3 (2000).....	126
Figura 6.13 Classificação dos modelos Mc2p2ch1 e Mc2p2ch2 na condição de mesa livre segundo o EUROCODE 3 (2000).....	126
Figura 6.14 Classificação do modelo Mc2p2ch2 na condição de mesa livre e restringida segundo o EUROCODE 3 (2000).....	127
Figura 6.15 Classificação dos modelos Mc1p2ch1, Mc1p2ch2 e Mc1p2ch3 na condição de mesa livre segundo o EUROCODE 3 (2000).....	127
Figura 6.16 Classificação do modelo Mc1p2ch2 na condição de mesa livre e restringida segundo o EUROCODE 3 (2000).....	128

ANEXO	143
Figura A.1 Geometria do modelo Mc2p2ch2.....	144
Figura A.2 Valor de α para a resistência da chapa de topo..	150

LISTA DE TABELAS

3 – REVISÃO BIBLIOGRÁFICA	24
Tabela 3.1 Verificações de resistência	27
Tabela 3.2 Valores de η em função de β	49
4 – MODELOS NUMÉRICOS	51
Tabela 4.1 Dimensões comerciais da chapa de topo e dos parafusos.....	54
Tabela 4.2 Dimensões da seção dos perfis utilizados no pilar	58
Tabela 4.3 Dimensões dos parafusos e porcas (mm)	59
Tabela 4.4 Características geométricas das ligações e designações dos modelos numéricos correspondentes.....	60
Tabela 4.5 Características dos materiais – E, f_y e f_u em kN/cm^2	65
Tabela 4.6 Variação de temperatura e força de protensão	73
5 – RESULTADOS DA ANÁLISE NUMÉRICA	76
Tabela 5.1 Momento aplicado nos modelos numéricos (kNcm).....	77
Tabela 5.2 Características geométricas dos modelos da classe 3 (dimensões em mm).....	87
Tabela 5.3 Momentos resistente e último dos modelos da classe 3 (kNcm).....	87
Tabela 5.4 Características geométricas dos modelos da classe 2 (dimensões em mm).....	92

Tabela 5.5 Momentos resistente e último dos modelos da classe 2 (kNcm).....	92
Tabela 5.6 Características geométricas dos modelos da classe 1 (dimensões em mm).....	97
Tabela 5.7 Momentos resistente e último dos modelos da classe 1 (kNcm).....	97
6 – COMPARAÇÃO DOS RESULTADOS	111
Tabela 6.1 Modelos com alma muito esbelta – Comparação dos valores da rigidez inicial (kNcm/rad).....	114
Tabela 6.2 Modelos com alma medianamente esbelta – Comparação dos valores da rigidez inicial (kNcm/rad).....	114
Tabela 6.3 Modelos com alma de pequena esbeltez – Comparação dos valores da rigidez inicial (kNcm/rad).....	114
Tabela 6.4 Modelos com flange restringido – Valores da rigidez inicial (kNcm/rad)	115
Tabela 6.5 Aumento da rigidez inicial devido à restrição do flange da coluna.....	116
Tabela 6.6 Forças nos parafusos tracionados para o modelo Mc1p2ch2.	121
Tabela 6.7 Forças nos parafusos tracionados para o modelo Mc2p2ch2.	121
ANEXO	143
Tabela A.1 Resultados do dimensionamento da região tracionada.....	147

INTRODUÇÃO

1.1 – Aspectos Gerais

As estruturas metálicas, de um modo geral, têm seu comportamento global fortemente influenciado pelo tipo de ligação entre seus elementos. Esta influência é ainda mais relevante devido à grande variedade de configurações e dispositivos que podem ser utilizados para conectar vigas e colunas, introduzindo, dessa forma, descontinuidades geométricas que, associadas a não linearidades físicas dos materiais, levam ao comportamento não linear da estrutura como um todo.

Na análise estrutural convencional, pressupõe-se a estrutura como sendo um conjunto de barras unidimensionais, interligadas através de pontos nodais cujo comportamento é considerado idealmente rígido ou rotulado. Neste enfoque, os nós que mantêm a continuidade rotacional, não modificando o ângulo relativo entre os elementos depois de impostas as deformações decorrentes da atuação dos carregamentos, são classificados como rígidos, verificando-se a integral transmissão do momento fletor entre os elementos conectados. Em contrapartida, os nós onde não ocorre nenhuma transmissão de momento fletor, são classificados como rotulados.

Em decorrência dos efeitos locais que as ligações podem introduzir nas estruturas, é intuitivo observar que a consideração do comportamento das ligações como rígidas ou flexíveis é incompatível com a realidade, sendo necessária a consideração de um novo tipo: as ligações semi-rígidas, definidas como aquelas que apresentam comportamento intermediário, tanto em termos de continuidade rotacional, quanto de transmissão dos momentos fletores.

Como uma consequência direta, a prática de dimensionamento das estruturas tem buscado a incorporação dos conceitos do comportamento semi-rígido das ligações, para melhor representar sua influência na análise estrutural, de modo a obter-se estruturas mais econômicas.

Assim, nas últimas décadas, grande atenção tem sido dada ao estudo do comportamento estrutural das ligações viga-coluna em estruturas metálicas, observando-se, nos últimos anos, a introdução de novos procedimentos de dimensionamento em manuais e normas técnicas, como é o caso do EUROCODE 3 que incorporou o Método dos Componentes (“Component Method”), aplicável à determinação da rigidez rotacional e do momento resistente das ligações viga-coluna com chapa de topo.

No Brasil, com maior ênfase a partir da década passada, alguns trabalhos de investigação do tema têm sido desenvolvidos, analisando-se o comportamento das ligações por intermédio de estudos analíticos, numéricos e experimentais, porém quase exclusivamente dedicados as ligações segundo a direção do eixo de maior inércia dos pilares, dentre os quais destacam-se os estudos desenvolvidos por Ribeiro(1998), Maggi(2000) e Romano(2001). Dentre os trabalhos relacionados a ligações na alma do pilar podemos citar Queiroz(1995).

Essa ênfase, porém, deixou uma lacuna quanto à possibilidade de consideração do real comportamento das ligações em que a viga é conectada à alma do pilar, ou seja, ligações na direção do eixo de menor inércia do pilar, impelindo os calculistas a trabalharem com a consideração de que tais ligações comportam-se como rótulas, sem levar em consideração sua característica de semi-rigidez, sua influência no comportamento global das estruturas e baseando-se em considerações empíricas quanto ao comportamento da alma do pilar.

1.2 – Objetivos

Dentro do contexto apresentado, o presente trabalho tem como objetivo o desenvolvimento de estudos preliminares, via análise numérica, do comportamento de

ligações viga-coluna com chapa de topo na direção do eixo de menor inércia dos pilares, para o estabelecimento de comparações com os resultados fornecidos por alguns dos diferentes métodos de dimensionamento de ligações com chapa de topo existentes

Devido à grande quantidade de parâmetros envolvidos, a análise numérica é justificada na medida em que permite o estudo da influência de todos esses parâmetros, de uma forma mais econômica e também mais adequada ao estabelecimento de modelos analíticos de fácil aplicação prática, além de possibilitar a análise de determinados efeitos que, por inacessibilidade da instrumentação ou por impossibilidade de monitoramento, não podem ser mensurados em análises experimentais.

Entretanto, é de suma importância frisar-se que os resultados obtidos por intermédio de análises numéricas como a utilizada no presente trabalho, necessitam de comprovação e validação experimental para que seus resultados possam ser adequadamente utilizados e incorporados à prática de projeto e dimensionamento.

Nesse sentido, também é objetivo deste estudo a obtenção de informações que possam auxiliar o desenvolvimento de uma futura etapa experimental, principalmente no que tange ao estabelecimento da instrumentação mais adequada à análise dos comportamentos detectados na análise numérica, de modo a conseguir-se resultados que possam validar e/ou introduzir ajustes nos modelos analíticos desenvolvidos a partir dos resultados fornecidos pela análise numérica.

Ressalta-se, contudo, que não foram consideradas as seguintes situações:

- i. Enrijecimento da alma do pilar;
- ii. Solicitação de compressão no pilar.

Embora estas situações levem a uma mudança de comportamento da ligação e, em especial da alma do pilar (principalmente devido a perda de sua resistência decorrente da presença do esforço normal de compressão no pilar), a opção de não consideração destas situações foi motivada pela necessidade de restringir-se o número de variáveis que influenciam o comportamento das ligações face ao caráter preliminar deste estudo, além. Além disso, analisou-se apenas a situação de viga conectada a um dos lados do pilar.

1.3 – Escopo do Trabalho

As simulações numéricas foram realizadas através do software ANSYS, programa comercial amplamente conhecido e utilizado para análise com elementos finitos.

Os capítulos que compõem este trabalho estão dispostos de maneira a esclarecer aspectos relativos ao comportamento das ligações com chapa de topo na alma do pilar, fornecendo um panorama sobre as classificações existentes, bem como apresentar a metodologia utilizada para a preparação dos modelos numéricos, as análises e comparações pertinentes dos resultados obtidos pela análise numérica com os resultados fornecidos pelos modelos analíticos conhecidos.

Como ponto de partida para o desenvolvimento deste trabalho, o Capítulo 2 é dedicado à apresentação de **Considerações Iniciais** pertinentes ao tema, abordando-se: a análise do comportamento semi-rígido das ligações; com aspectos voltados à sua viabilidade econômica; conceitos e comportamento das ligações com chapa de topo na direção de menor inércia do pilar; classificação das ligações e prescrições do EUROCODE 3 (2000) para ligações na alma.

Após a introdução destas considerações iniciais, no Capítulo 3 apresenta-se a **Revisão Bibliográfica**, cujo objetivo é discutir-se, de maneira objetiva, o embasamento teórico e as verificações propostas pelo método adotado pelo EUROCODE 3 (2000) para os componentes da ligação, exceto a alma do pilar, cuja análise em termos de resistência é feita através do Modelo de Gomes (1990). Apresenta-se, também, um estudo sobre os aspectos de sua rigidez, para todas as etapas de carregamento, realizado por Neves (1996), em complementação ao estudo de Gomes (1990).

No Capítulo 4 descreve-se pormenorizadamente a metodologia utilizada na preparação dos **Modelos Numéricos**, envolvendo: critérios de pré-dimensionamento; características e dimensões geométricas dos modelos; tipos de elementos finitos utilizados; constituição da malha de elementos finitos, condições de contorno e etapas de carregamento.

No Capítulo 5, **Resultados da Análise Numérica**, faz-se uma descrição dos resultados obtidos numericamente, ressaltando-se a influência da variação dos principais parâmetros (espessura da chapa de topo, diâmetro dos parafusos e dimensões da alma do

pilar) em termos da capacidade resistente, da rigidez e dos estados limites últimos verificados nos modelos numéricos.

No Capítulo 6, **Comparação dos Resultados**, procura-se estabelecer um paralelo entre os resultados obtidos numericamente com o mecanismo resistente da alma do pilar, dado pelo Modelo de Gomes (1990) e com o estudo da rigidez da alma, determinado analiticamente por Neves (1996). Apresenta-se, ainda, uma avaliação das forças médias nos parafusos tracionados, para algumas etapas de carregamento, segundo a variação do tipo do pilar e mecanismos de plastificação observados e, por último, uma comparação do comportamento momento-rotação dos modelos numéricos com a classificação segundo o critério da rigidez, dado pelo EUROCODE 3 (2000).

A parte final deste trabalho é constituída pelo Capítulo 7, **Considerações Finais**, onde são apresentadas diversas considerações sobre o trabalho, em geral, e sobre os resultados obtidos em particular, com ênfase para observações relativas à continuidade dos estudos sobre o tema em questão.

Este trabalho inclui, ainda, um anexo, onde são detalhados os cálculos utilizados para o dimensionamento dos modelos de ligações utilizados na análise numérica.

CONSIDERAÇÕES INICIAIS

2.1 – Comportamento Semi-Rígido das Ligações

A utilização da rigidez de uma ligação na análise estrutural é um meio de obter-se indicações da influência de seu comportamento na resposta global da estrutura, podendo indicar se as considerações simplificadas (ligação rígida, semi-rígida ou rotulada) são condizentes com o seu comportamento real, além de constituir-se em uma importante ferramenta para a avaliação da adequação das soluções propostas quanto à estabilidade da estrutura.

As ligações reais, de um modo geral, apresentam um comportamento intermediário ao das ligações idealizadas como rígidas ou flexíveis, sendo descrito por uma relação momento-rotação não-linear, inserindo-se assim como um terceiro elemento estrutural além das vigas e pilares.

A consideração das características reais de resistência e de deformabilidade das ligações pode conduzir a uma substancial diminuição do custo global das estruturas metálicas, através da diminuição do peso da estrutura (devido à simplificações ou mesmo eliminação de sistemas de contraventamento) ou pela redução da parcela referente à mão-de-obra (simplificação do trabalho de confecção e montagem das ligações).

Segundo Neves (1996), a obtenção das vantagens descritas acima depende dos seguintes fatores:

- Relação custo da mão-de-obra/custo do aço;
- Grau de contraventamento (contraventada ou não contraventada);

- Base de cálculo.

O citado autor realizou um estudo para quantificar o ganho econômico proporcionado pela adoção de ligações semi-rígidas em seu país, Portugal, com base em estudos semelhantes realizados em outros países europeus, adotando as seguintes considerações:

- a) Estruturas de dois tipos: contraventada e não contraventada, de mesma geometria e carregamento.
- b) Os elementos adotados foram perfis I laminados a quente (HE para colunas e IPE para as vigas), conectados segundo o eixo de maior inércia do pilar.
- c) Não foram considerados os custos de projeto, transporte dos elementos e de execução de sistemas contraventamentos.

Os resultados obtidos, de modo geral, apontaram para um resultado vantajoso quanto à consideração do comportamento semi-rígido das ligações, obtendo-se uma economia de cerca de 5% e 2% do preço global da estrutura para, respectivamente, estruturas não contraventadas e contraventadas.

O mencionado autor ressalta que a redução do preço global da estrutura pode ser ainda mais significativo com o aumento do custo da mão-de-obra. Este parâmetro depende da realidade de cada país e explica, em parte, a diferença dos resultados obtidos nesse estudo em Portugal para os outros países da Europa.

Outra ressalva importante é que para ligações no eixo de menor inércia, a economia tende a ser maior, já que a ligação desenvolve momentos significativos e tem uma considerável rigidez, conforme será visto no item 2.4.

2.2 – Ligações Viga-Coluna na Direção do Eixo de Menor Inércia

Uma ligação na direção do eixo de menor inércia é aquela em que a principal sollicitação de flexão é relativa ao eixo de menor inércia da seção do pilar. Contrariamente ao que se verifica com as ligações na direção do eixo de maior inércia, são poucos os estudos desenvolvidos sobre esse assunto.

Dependendo da geometria, o colapso de uma ligação na direção do eixo de menor

inércia pode ser conseqüência de um mecanismo plástico na alma do pilar, de funcionamento ou da ruína dos elementos da ligação.

Basicamente, podemos distinguir dois tipos de ligações viga-coluna na direção do eixo de menor inércia do pilar:

- Aqueles em que a alma do pilar não contribui, ou contribui pouco, para a resistência à flexão da ligação. Isso se dá pelo fato da viga estar diretamente conectada as mesas do pilar, ou quando este tem sua alma reforçada (figura 2.1).

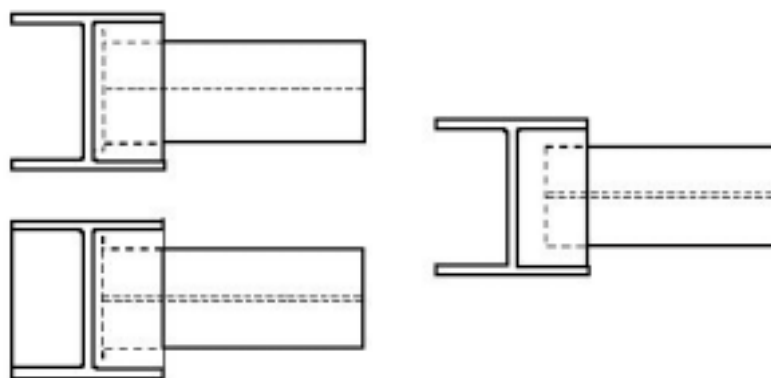


Figura 2.1: Ligação direta da viga com as mesas do pilar ou através de reforço da alma do pilar.

- Aqueles em que a viga está diretamente conectada à alma do pilar, admitindo-se que esta possua características adequadas para o desempenho esperado (figura 2.2). Os tipos de configurações indicados abaixo são caracterizados por sua simplicidade, sendo geralmente utilizadas para ligações em apenas um dos lados do pilar e freqüentemente classificada como rotulada.

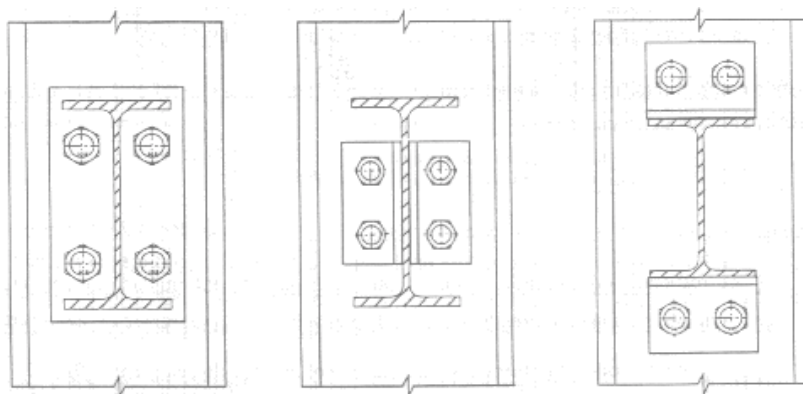


Figura 2.2: Diferentes configurações para ligação direta entre a viga e a alma do pilar – Fonte: Neves (1996).

O objetivo deste trabalho é a análise de ligações com este último tipo de configuração, já que, apesar das vantagens citadas anteriormente, poucas pesquisas foram dedicadas ao estudo do seu comportamento momento-rotação, como é o caso dos estudos desenvolvidos, nos Estados Unidos, por Chen e Lui (1988).

Segundo Neves (1996), na Europa, a Universidade de Liège foi, até o início da década passada, o único centro de investigação desse assunto. A partir da década passada, o Grupo de Construções Metálicas e Mistas de Engenharia Civil da Universidade de Coimbra, em Portugal, realizou um programa de estudos experimentais e simulações numéricas com configurações de ligações viga-coluna na direção do eixo de menor inércia do pilar. Dentre os trabalhos realizados destacam-se os de Gomes (1990), Gomes et al. (1996) e Neves (1996).

No Brasil, Lima (1999) realizou ensaios no Laboratório de Estruturas da PUC – Rio, trabalhando com três configurações de ligações semi-rígidas com dupla cantoneira de alma e de apoio.

De um modo geral, os ensaios realizados nos trabalhos citados acima têm permitido evidenciar o caráter acentuado do comportamento não linear da curva $M - \phi$.

2.3 – Classificação das Ligações

Neste trabalho serão abordadas três propostas de classificação:

- EUROCODE 3 (2000);
- AISC/LFRD (2001);
- NETHERCOT (1998).

2.3.1 – Classificação do EUROCODE 3 (2000)

A classificação proposta no EUROCODE 3 (2000) é baseada na capacidade de carga dos elementos estruturais, levando-se em conta o comportamento global da estrutura, sendo que a rigidez das ligações é expressa como uma fração da rigidez do elemento que está sendo conectado.

Segundo este enfoque, tanto a rigidez como a resistência da ligação, quando comparadas à rigidez da viga que está conectada, considera na estrutura o efeito de seu

comportamento não linear. Dessa forma, o sistema de classificação proposto utiliza parâmetros de rigidez e resistência separadamente.

Quanto à rigidez, quando comparadas à rigidez do elemento conectado, as ligações podem ser:

Rígidas quando é garantida a continuidade da estrutura, sendo que suas deformações devem ser de tal forma a não reduzir mais que 5% de sua resistência. As ligações rígidas devem transmitir integralmente momentos fletores, além das forças normais e cortantes calculadas de acordo com os modelos teóricos convencionais.

Rotuladas quando sofrem rotações sem absorver momentos fletores de valor significativo, sendo capazes de transmitir apenas força cortante e, eventualmente, força normal.

Semi-rígidas quando o comportamento momento-rotação está situado entre os limites estabelecidos pelas ligações rígidas e rotuladas (ou flexíveis), proporcionando um certo grau de interação entre os elementos conectados para absorver os esforços.

Os limites de classificação das ligações rígidas, semi-rígidas e rotuladas, segundo o EUROCODE 3 (2000), estão indicados na figura 2.3, em função da rigidez inicial da ligação $S_{j,ini}$.

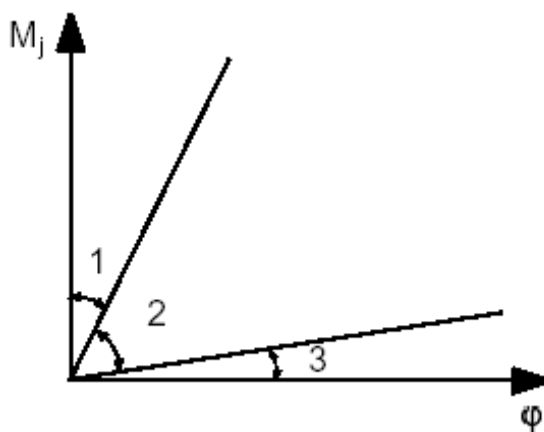


Figura 2.3: Limites de resistência para classificação das ligações viga-coluna – Fonte: EUROCODE 3 (2000).

Na figura 2.3, cada região é delimitada pelas seguintes condições:

$$\text{Rígida: } S_{j,ini} \geq \frac{K_b \cdot I_b \cdot E}{L_b} \quad (2.1)$$

Semi-rígida: todas as ligações situadas na zona 2.

$$\text{Rotulada: } S_{j,ini} \leq \frac{0,5 \cdot I_b \cdot E}{L_b} \quad (2.2)$$

sendo M_j = momento na ligação;

φ = rotação relativa entre os elementos da ligação;

K_b = parâmetro adimensional, função do valor médio de I_b/L_b para todas as vigas superiores do pavimento analisado, dado por:

- $K_b = 8$ para estruturas cujo contraventamento reduz os deslocamentos horizontais em pelo menos 80% (estruturas contraventadas).
- $K_b = 25$ para demais estruturas (estruturas não-contraventadas), assegurando-se que, para cada pavimento, $K_b / K_c \geq 0,1$.

K_c = parâmetro adimensional, função valor médio de I_c/L_c para todos os pilares do pavimento;

I_b = momento de inércia da viga;

I_c = momento de inércia da coluna;

L_b = comprimento da viga;

L_c = comprimento da coluna;

E = módulo de elasticidade do aço.

Em relação à resistência, as ligações podem ser classificadas como *rotuladas*, *parcialmente e completamente resistentes*, comparando-se o momento resistente da ligação $M_{j,Rd}$ com o momento resistente das peças conectadas.

Dessa forma, define-se:

Ligações Rotuladas: ligações projetadas para transferir somente forças normais e cortantes, sem absorver valores significativos de momentos fletores. A capacidade de rotação das ligações rotuladas deve permitir a formação de todas as rótulas plásticas necessárias ao estabelecimento do mecanismo de colapso. Deve ser considerada rotulada a ligação cujo momento resistente $M_{j,Rd}$ não exceder a 0,25 do momento resistente de uma ligação completamente resistente, desde que seja garantida suficiente

capacidade de rotação.

Ligações Completamente Resistentes: ligações que apresentam capacidade de resistir a momentos fletores superiores, cerca de 1,2 vezes, ao momento resistente de plastificação da peça conectada $M_{pl,Rd}$. Para essa consideração, é necessário que a rotação relativa entre os membros da ligação seja praticamente desprezível, verificando-se a formação de rótula plástica em um dos elementos adjacentes à ligação.

Ligações Parcialmente Resistentes: aquelas cuja rigidez não deve ser menor que o necessário para transmitir os momentos fletores e forças de projeto, porém com valores inferiores às respectivas capacidades resistentes dos elementos conectados. Visto que, neste caso, a rótula plástica será formada na ligação, a capacidade de rotação de uma ligação parcialmente resistente deve permitir a completa formação da rótula plástica na ligação, antes que seja atingida a solicitação máxima de projeto.

O critério de classificação das ligações viga-coluna dado pelo EUROCODE 3 (2000) é definido com base na resistência ao momento (rotulada, semi-rígida e rígida), não considerando sua capacidade de rotação, embora seja necessário checar a capacidade de rotação para ligações rotuladas e parcialmente resistentes e, também, para ligações completamente resistentes se o momento resistente de projeto é menor que $1,2 \cdot M_{pl,Rd}$.

Nos últimos anos, os critérios de classificação do EUROCODE 3 (2000) têm sido alvo de estudos com o objetivo de verificar a validade de seus limites, segundo diferentes configurações estruturais, bem como a influência da capacidade de rotação das ligações nas deformações, estabilidade e resistência das estruturas. Embora a classificação das ligações segundo sua capacidade rotacional não esteja no escopo do EUROCODE 3 (2000), esses estudos vêm demonstrando a importância de sua consideração, principalmente no caso das ligações rotuladas e semi-rígidas.

Gomes (2002), através da análise de sub-estruturas contraventadas e não-contraventadas, demonstrou que os limites de classificação das ligações do EUROCODE 3 (2000) não são satisfatórios, apresentando uma redução da resistência da ligação (observados os limites de classificação estabelecidos) maior que o limite imposto pelo próprio EUROCODE 3 (2000).

O citado trabalho apresenta também um proposta de classificação das ligações

levando-se em consideração a capacidade rotacional, dividindo as ligações segundo três classes:

- Classe 1: ligações que geram rótula plástica com a necessária capacidade de deformação para análise plástica;
- Classe 2: ligações que desenvolvem seu momento resistente plástico mas com limitada capacidade rotacional;
- Classe 3: ligações cujo momento resistente é limitado por ruptura frágil ou instabilidade.

Este trabalho propõe também a classificação das ligações rotuladas segundo apenas o critério de capacidade rotacional.

2.3.2 – Classificação da AISC/LFRD (2001)

As especificações americanas classificam as ligações em dois tipos:

- **FR** (*fully restrained*) – são chamadas ligações completamente restringidas as ligações que possuem rigidez suficiente para manter os ângulos entre os elementos conectados, garantindo a continuidade da estrutura e a restrição das rotações relativas ou admitem restrição no mínimo igual a 90% da rotação teórica verificada sob condição de rótula ideal.
- **PR** (*partially restrained*) – abrange as ligações cuja rigidez é considerada insuficiente para manter inalterado o ângulo entre os elementos conectados, ou seja, as rotações relativas entre os elementos conectados não são totalmente restringidas.

O AISC/LFRD (2001) possui um sistema de classificação simplificado e que inclui também verificações quanto à capacidade rotacional das ligações, e não apenas em relação à sua rigidez e resistência. Além disso, com base no método dos estados limites, também indica a consideração da rigidez e da resistência da ligação e dos elementos conectados.

2.3.3 – Classificação de Nethercot (1998)

Um outro sistema de classificação para ligações viga-coluna, no qual as características de rigidez e de resistência das ligações são consideradas simultaneamente

foi proposto por NETHERCOT et al. (1998).

Este sistema refere-se ao comportamento esperado da ligação, sendo classificadas como:

Totalmente conectadas: devem ter alta resistência e alta rigidez;

Parcialmente conectadas: moderada resistência e rigidez;

Ligações flexíveis: baixa resistência ou baixa rigidez; e

Ligações não-estruturais: ligações que não possuem suficiente capacidade de rotação.

O método utilizado por Nethercot et al. (1998) procura criar um sistema de classificação que elimine resultados ambíguos, quanto às categorias que podem abranger as ligações. Este modelo também reconhece a necessidade de corresponder às respostas dadas pelas ligações aos estados limites de utilização e últimos, incluindo o comportamento da ligação na análise do comportamento global da estrutura.

Segundo as observações feitas por Nethercot et al. (1998) sobre a metodologia dos outros sistemas de classificação, a resistência e a rigidez das ligações são consideradas suficientemente grandes de modo a não afetar a capacidade resistente e a deformação nos elementos conectados. Desta maneira, essas características não deveriam ser consideradas como critérios para a classificação das ligações, uma vez que, ao serem adotados, separadamente, critérios para a resistência e rigidez, no que diz respeito aos estados limites últimos e aos estados limites de utilização, pode-se obter resultados ambíguos, levando uma ligação a ocupar mais de uma categoria.

Se uma ligação tem uma grande capacidade de absorver momentos, mas uma baixa rigidez, em termos relativos, não será possível para essa ligação desenvolver sua capacidade máxima, devido às deformações que pode sofrer. Ou seja, se uma ligação não tem rigidez suficiente, sua máxima resistência deve ser observada com cuidado para um dimensionamento adequado.

Em suma, o método de Nethercot et al. (1998) faz com que os resultados obtidos sejam enquadrados em uma única categoria, representando com melhor consistência as considerações a serem feitas sobre o comportamento da ligação.

A seguir, será apresentado o desenvolvimento do método, levando-se em consideração os estados limites últimos, para cada tipo de categoria proposta.

2.3.3.1 – Ligações totalmente conectadas

As ligações totalmente conectadas poderiam permitir a tradicional consideração de ligação rígida, considerando-se a continuidade rotacional e transmissão total do momento fletor, salvo por algumas observações.

A análise tradicional requer que a capacidade resistente da ligação ao momento fletor deve ser, pelo menos, igual à capacidade da viga; enquanto a rigidez da ligação deve ser suficiente para possibilitar que esta desenvolva essa capacidade de absorver os momentos. Assim, uma vez que o máximo momento resistente da viga conectada é conhecido, o critério para a capacidade resistente da ligação já está resolvido.

Já o critério para a rigidez da ligação depende, também, da rigidez dos elementos que estão sendo conectados, cuja obtenção não é direta. Assumindo-se que o momento absorvido na ligação seja maior que 95% do desenvolvido nos elementos conectados - consideração que vem da análise tradicional - a mínima rigidez requerida, na ligação, para ligações totalmente conectadas pode ser obtida por:

$$K = \frac{38\alpha}{(2 + \alpha)} \frac{EI}{L} \quad (2.3)$$

onde: K = rigidez da ligação;

EI/L = rigidez do elemento conectado;

α = taxa de rigidez entre elementos conectados.

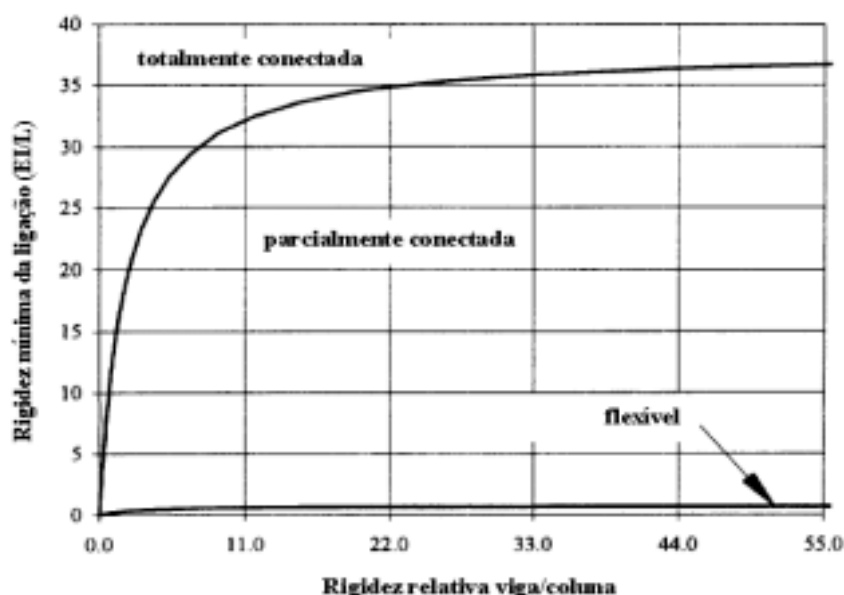


Figura 2.4: Relação entre a rigidez necessária da ligação e a rigidez relativa entre os elementos da ligação - Adaptada de Nethercot et al. (1998).

Para uma ligação cuja rigidez não é inferior à dada pela equação (2.3) e com capacidade de resistir ao momento igual à capacidade resistente da viga conectada, a ligação pode ser considerada como **totalmente conectada**.

A relação entre a rigidez da ligação (\mathbf{K}) e a taxa de rigidez dos elementos conectados (α) está apresentada na figura 2.4.

2.3.3.2 – Ligações flexíveis

Considerando-se que as ligações flexíveis não desenvolvem momentos significativos, deve-se limitar a rigidez da ligação ou a capacidade de absorver os momentos.

Segundo as classificações anteriormente descritas, a capacidade de absorver momentos deve ser inferior a 25% do momento oriundo da análise tradicional para elementos com ligações rígidas.

Assim, da mesma maneira com que se estabeleceu a relação para a rigidez da ligação e a rigidez relativa entre os elementos conectados para as ligações totalmente conectadas, a expressão para a rigidez da ligação torna-se:

$$K = \frac{0,67\alpha}{(2 + \alpha)} \frac{EI}{L} \quad (2.4)$$

A relação entre \mathbf{K} e α também está apresentada na figura 2.4, constatando-se que a rigidez da ligação é muito pequena e quase não é afetada pela relação de rigidez entre viga-coluna.

Assim, uma ligação cuja rigidez é inferior à dada pela expressão (2.4), ou cuja capacidade de absorver momentos é inferior a 25% da capacidade resistente da viga conectada, é classificada como **flexível**.

Como consideração adicional, deve-se notar que, para desenvolver um momento inferior a 25%, a ligação deve ter suficiente capacidade de rotação.

Para as ligações flexíveis, Nethercot et al. (1998) estimam que a mínima capacidade rotacional pode ser obtida por:

$$\theta_r = \left[0,344 + 0,56I \left(\frac{M_d - M_y}{M_p - M_y} \right)^2 \right] \frac{M_d L}{EI} \quad (2.5)$$

onde: M_d = momento de cálculo;

M_y = momento de início do escoamento; e

M_p = momento último (plastificação).

2.3.3.3 – Ligações parcialmente conectadas

Da análise apresentada nos itens 2.3.3.1 e 2.3.3.2, infere-se que qualquer ligação que não satisfaça as condições para uma ligação completamente conectada ou uma ligação flexível, será definida como ligação **parcialmente conectada**, desde que tenha capacidade rotacional adequada, definindo-se a capacidade rotacional das ligações parcialmente conectadas, segundo Nethercot et al. (1998), por:

$$\theta_r = \left[0,344 - 0,212 \frac{M_c}{M_d} + 0,56I \left(\frac{M_d - M_y}{M_p - M_y} \right)^2 \frac{I}{\sqrt{I + M_c/M_d}} \right] \frac{M_d L}{EI} \quad (2.6)$$

onde: M_c = momento de cálculo da ligação;

M_d = momento de cálculo;

M_y = momento de início do escoamento; e

M_p = momento último (plastificação).

2.3.3.4 – Ligações não-estruturais

As ligações não-estruturais são aquelas que não podem ser enquadradas nas situações descritas nos itens anteriores. Nos casos mais comuns, são ligações que não possuem capacidade rotacional adequada para serem classificadas segundo as categorias já analisadas, não possuindo suficiente ductilidade e sendo, portanto, susceptíveis a ruptura frágil.

2.3.3.5– Resumo da classificação

O sistema de classificação apresentado por Nethercot et al. (1998) para os estados limites últimos, é resumido na figura 2.5.

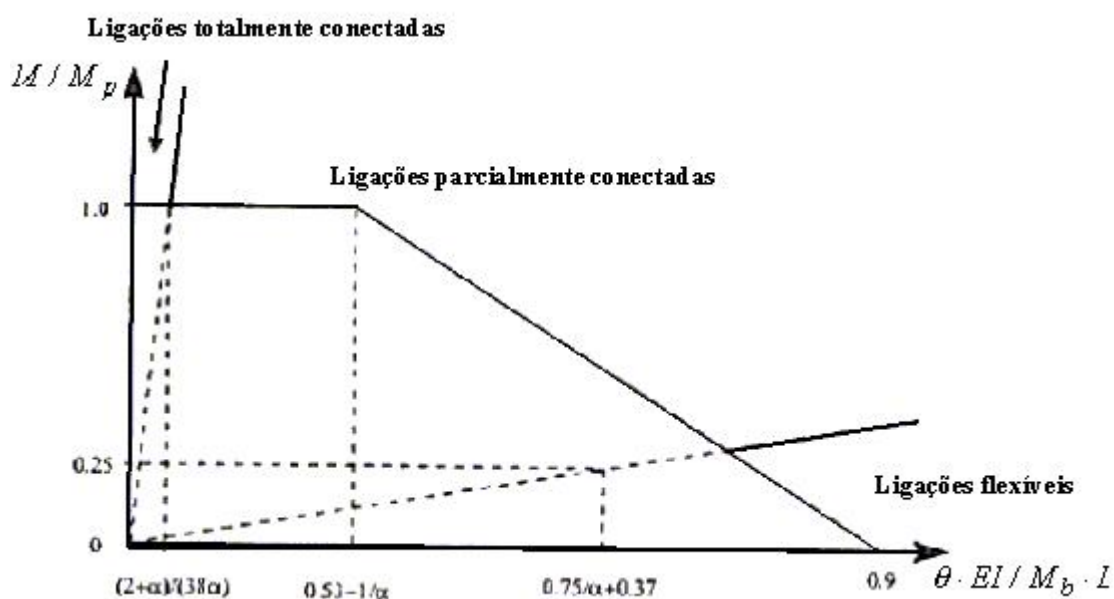


Figura 2.5: Sistema de classificação de Nethercot et al. (1998) – Adaptada de Nethercot et al. (1998).

2.4 – Comportamento das Ligações na Direção do Eixo de Menor Inércia do Pilar

Os ensaios realizados por Jaspart (1991) e Gomes e Jaspart (1994) evidenciam o caráter não-linear da curva $M - \phi$ das ligações conectadas diretamente à alma do pilar, tendo sido observado que o colapso deste tipo de configuração de ligação está, normalmente, associada a mecanismos plásticos ou de puncionamento na alma do pilar.

Tais mecanismos de colapso são influenciados pelo parâmetro μ (relacionado à esbeltez da alma), dado pela expressão (2.7), e definido por Gomes (1990) como a relação entre a largura da zona carregada e a espessura da alma do pilar.

$$\mu = \frac{L}{t_{wc}} \tag{2.7}$$

onde: L = vão teórico da alma do pilar ($L = d + 0,5 \cdot r$);

t_{wc} = espessura da alma do pilar;

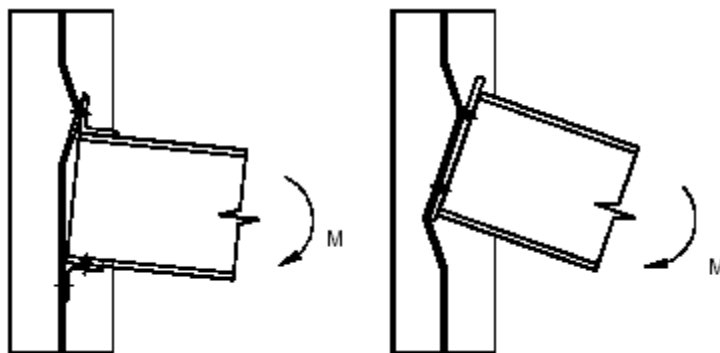
r = raio de laminação do pilar.

Os mecanismos plásticos de colapso da ligação dividem-se em dois grupos:

mecanismos globais e locais. Para o mecanismo local, a linha de charneira plástica localiza-se apenas na zona de compressão ou de tração, figura 2.6a, enquanto no mecanismo global a linha de charneira envolve ambas as zonas de compressão e tração, figura 2.6b.

A deformação total da ligação é dada pela soma de duas parcelas:

- Deformação dos elementos da ligação, isto é, cantoneiras, chapa de topo, parafusos, etc.
- Deformação da alma do pilar fora de seu plano, produzida pela ação das forças que constituem o binário correspondente ao momento fletor equivalente (figura 2.6).



(a) Mecanismo local

(b) Mecanismo global

Figura 2.6: Mecanismos na alma do pilar – Fonte: Lima (1999).

Dessa forma, a rotação total da ligação é obtida pela soma de duas parcelas:

$$\phi = \phi_{lig} + \phi_{alma\ coluna} \quad (2.8)$$

onde ϕ_{lig} corresponde à deformação dos componentes da ligação (chapa de topo, parafusos, viga e enrijecedores) na extremidade de uma viga, calculada segundo as prescrições do EUROCODE 3 (2000), e

$\phi_{alma\ coluna}$ representa a deformação da alma do pilar fora de seu plano.

O EUROCODE 3 (2000) não apresenta indicações para a avaliação do comportamento desse parâmetro, mas os seus limites de resistência (carga última, momento de plastificação, rigidez e capacidade de rotação), podem ser obtidos através do modelo proposto por Gomes (1990) e validado por Neves (1996), o qual será analisado, mais detalhadamente, no capítulo 3.

Os ensaios realizados por Chen e Lui (1988), cujo esquema é representado na figura 2.7, mostram a influência da deformação da alma fora de seu plano na determinação da rigidez da ligação. Nestes ensaios as curvas A e B correspondem, respectivamente, à situação em que a placa carregada tem uma dimensão cerca de 50% da largura da alma e da quase totalidade dessa largura.

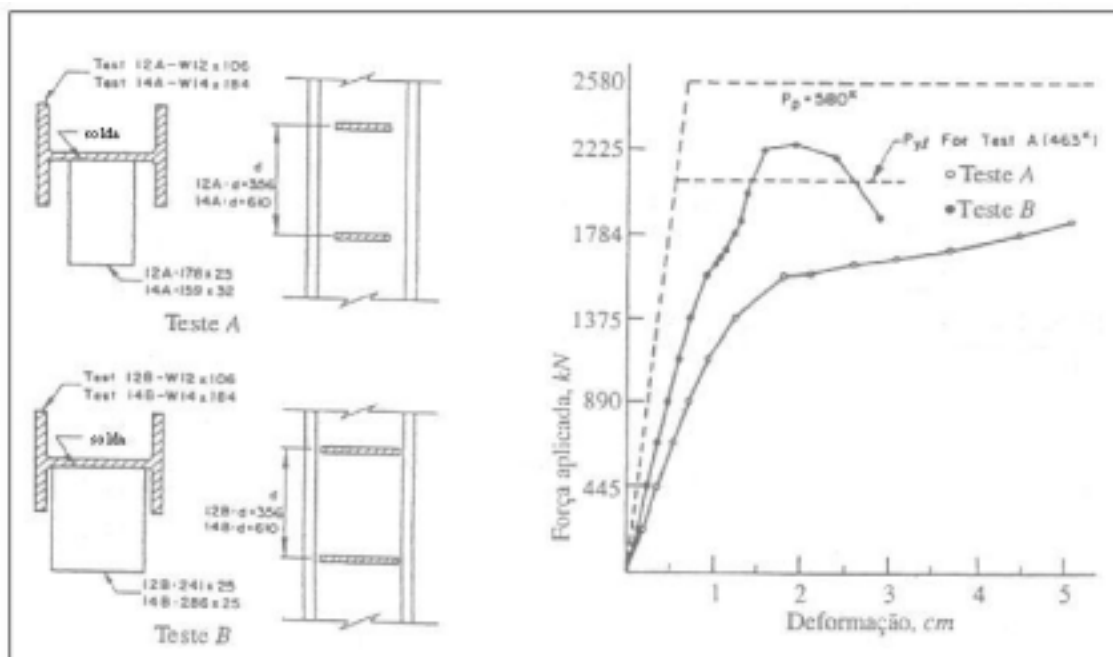


Figura 2.7: Curvas $F - \delta$ correspondentes aos ensaios de Chen e Lui (1988) – Fonte: Neves (1996).

Observa-se um aumento da rigidez da ligação com o aumento dessa dimensão e que, no teste B, o colapso ocorreu pela formação de um mecanismo plástico enquanto, no teste A, o colapso deu-se pelo puncionamento da alma do pilar. A curva tracejada representa a reta correspondente à deformabilidade de todos os elementos da ligação exceto deformação da alma do pilar fora de seu plano.

Essa influência fundamental pode ainda ser observada na figura 2.8, obtida experimentalmente por Jaspert e Goyet (1988), que permitiu separar as várias componentes de deformabilidade da ligação.

No primeiro ensaio, Chen e Lui (1988), utilizou-se viga soldada diretamente à alma do pilar enquanto que no segundo, Jaspert e Goyet (1988), a viga foi conectada ao pilar através de cantoneiras de alma.

Observa-se, nas curvas apresentadas na figura 2.8, que o momento fletor

correspondente ao estado limite último é de difícil identificação pois, após a plastificação da alma, o momento aplicado pode continuar a crescer, com uma rigidez não desprezível.

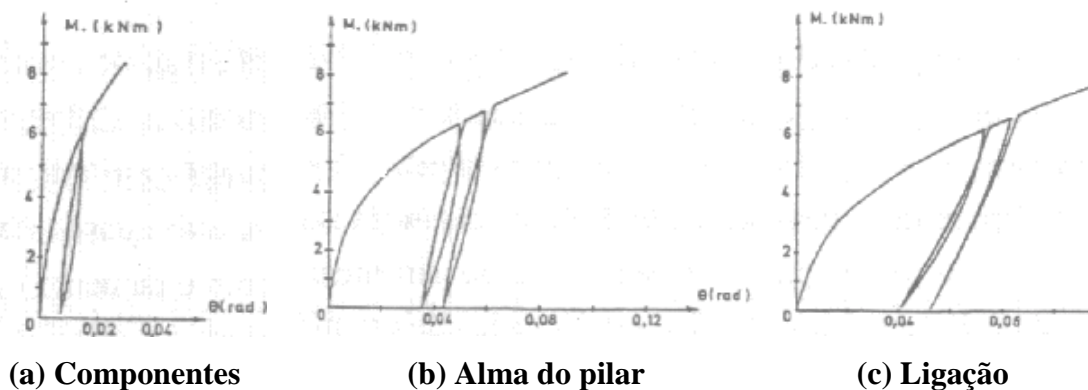


Figura 2.8: Curvas $M - \theta$ correspondentes aos ensaios de Jaspart e Goyet (1988) – Fonte: Neves (1996).

Esse comportamento foi inicialmente atribuído ao encruamento do aço, mas Neves (1996) demonstrou que para almas muito esbeltas (relação largura/espessura elevada), a rigidez devida ao encruamento é desprezível quando comparada com o efeito de 2ª ordem. Por isso, no caso da figura 2.8, em que a relação é aproximadamente igual a 36, o aumento da resistência deve-se ao efeito de membrana da alma.

Essa resistência adicional da alma do pilar, observada em muitos dos ensaios realizados por Gomes e Jaspart (1994), é válida para a avaliação da carga de plastificação dessa componente, mas pode não o ser em relação ao comportamento global da ligação, pois a sua consideração pode ocasionar o colapso frágil dos parafusos e soldas. A falta de regras aplicáveis, em relação a este tipo de ligação, faz com que elas sejam consideradas como articuladas.

Gomes e Jaspart (1994), porém, baseados nos resultados de um programa de ensaios, isolou a deformação da alma do pilar da deformação dos demais componentes, comparando as curvas $M - \theta$ obtidas nesses ensaios com a classificação apresentada no Anexo J – Revisado do EUROCODE 3 (1993), concluindo que a maioria das ligações testadas seria classificada como “semi-rígida de resistência parcial”, havendo casos em que poderiam ser classificadas como ligações “rígidas de resistência total”.

O comportamento típico da curva $M - \theta$ da alma do pilar, solicitada fora de seu

plano, é representado na figura 2.9.

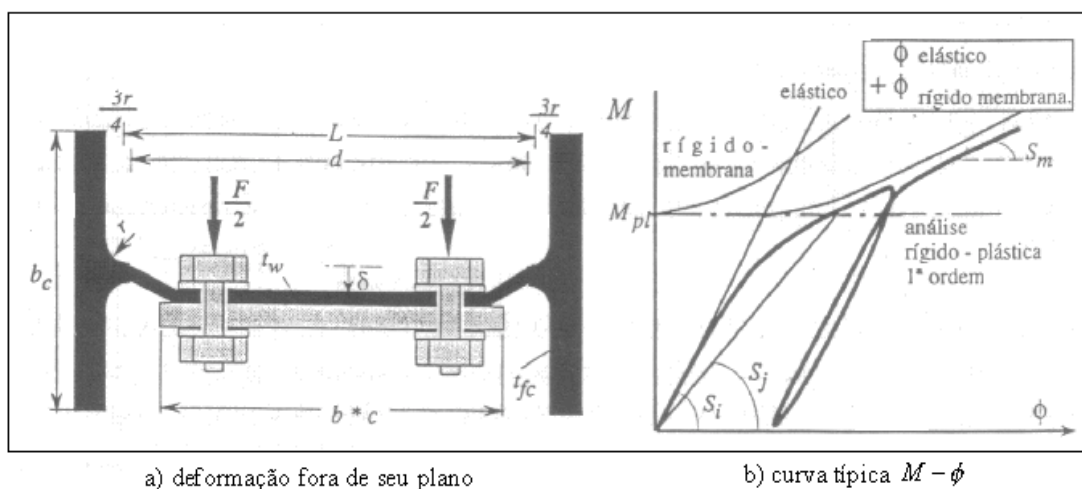


Figura 2.9: Comportamento da alma do pilar - curva $M - \theta$ - Fonte: Gomes (1990)

O trecho inicial da curva é elástico-linear caracterizado pela rigidez inicial S_i . Aumentando-se o carregamento, ocorre a plastificação progressiva da alma e, para análise de 1º ordem, considerando-se o material perfeitamente plástico, a rigidez vai decrescendo até tender assintoticamente para zero, à medida em que o momento aproxima-se de seu valor de plastificação (M_{pl}). Na presença de efeitos de 2ª ordem, esta rigidez tenderá para a rigidez de membrana (S_m) e o aumento de deformação é possível apenas com o aumento do momento aplicado além de (M_{pl}).

Portanto, a caracterização completa desta componente de deformabilidade de ligações semi-rígidas na alma do pilar, passa pelo estabelecimento das rigidezes (inicial, secante e de membrana), momento plástico e capacidade de rotação.

O estabelecimento desses parâmetros será apresentado no estudo do Modelo de Gomes, a ser discutido e analisado no capítulo 3.

2.5 – Prescrições do EUROCODE 3 para Ligações Viga-Coluna na Direção do Eixo de Menor Inércia

O EUROCODE 3 (2000), no item 6.1.1 (6), considera que os critérios de dimensionamento e verificação para ligações viga-coluna na direção do eixo de maior inércia, baseados na metodologia do “Component Method”, são válidos também para

ligações no eixo de menor inércia desde que não haja transferência de momentos para alma do pilar, ou seja, $M_{b1,Sd} = M_{b2,Sd}$ (figura 2.10).

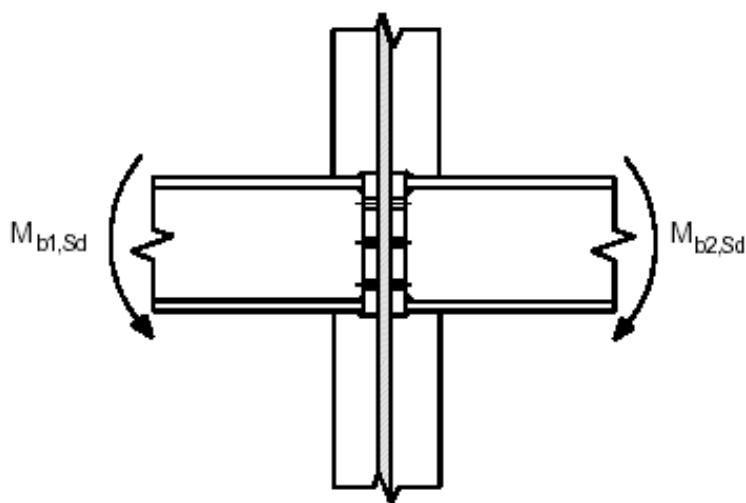


Figura 2.10: Dupla ligação viga-coluna na alma do pilar – Fonte: Lima (1999).

A alma do pilar apresenta, então, apenas a primeira parcela da expressão (2.8) correspondente à deformabilidade dos elementos da ligação.

Dessa forma, o EUROCODE 3 (2000) não apresenta métodos analíticos simplificados capazes de caracterizar a curva $M - \phi$ da alma do pilar carregada fora de seu plano, fornecendo apenas os critérios para verificação do comportamento dos demais componentes, limitando-se à verificação relativa a esforços normais e cisalhantes. No capítulo 3 será discutido o Método dos Componentes, adotado pelo EUROCODE 3 (2000) para a caracterização completa do comportamento dos componentes da ligação, bem como o Modelo de Gomes, pelo qual pode-se determinar as principais características (carga última, momento de plastificação e rigidez) do modelo de ligação na alma do pilar.

REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

3.1 – Introdução

A resistência das ligações com chapa de topo na alma do pilar, como comentado no capítulo anterior, deve ser analisada segundo o comportamento de duas componentes: os elementos da ligação (chapa de topo, parafusos e viga) e a alma do pilar.

Os critérios de resistência dos elementos da ligação adotados são os previstos na metodologia de dimensionamento do EUROCODE 3 (2000), denominada “Método dos Componentes”. A evolução das pesquisas sobre ligações com chapa de topo na mesa do pilar foi analisada por Romano (2001), incluindo o estudo das considerações adotadas por essa metodologia e a comparação de alguns exemplos com os resultados obtidos por meio de um programa computacional.

Para a ligação na alma do pilar, os critérios de verificação da resistência da ligação são tomados a partir da resistência ao colapso da alma do pilar, que corresponde ao elemento mais frágil da ligação e é responsável pela maior parcela de sua deformação total. Esses critérios de verificação são tomados a partir do Modelo de Gomes (Gomes, 1990).

De maneira geral, a resistência da ligação é obtida a partir do Modelo de Gomes para flexão da alma do pilar e o comportamento dos demais componentes (chapa de topo, parafusos e viga) é verificado segundo os critérios do Método dos Componentes do EUROCODE 3 (2000).

Neste capítulo serão estudados o Modelo de Gomes e os critérios de verificação

da resistência dos componentes da ligação, segundo o Método dos Componentes, para ligações com chapa de topo na alma do pilar.

3.2 – Método dos Componentes

3.2.1 – Metodologia de Dimensionamento

O modelo de dimensionamento apresentado no EUROCODE 3 (2000), também denominado “Método dos Componentes”, baseia-se, essencialmente, na distribuição plástica das forças de tração nas linhas de parafusos. Isto significa que a força em qualquer linha é determinada por sua resistência potencial, e não somente por seu braço de alavanca em relação ao centro de rotação, característica da tradicional distribuição triangular. Assim, as linhas em regiões próximas às mesas da viga ou a enrijecedores, resistem a maiores parcelas de força.

A essência do método está no conceito de que a resposta da ligação é determinada pelas propriedades mecânicas dos seus componentes, considerando-a não como um todo, mas como uma série de elementos básicos caracterizados, para ligações na alma do pilar, como 2 regiões distintas: *zona tracionada* e *zona comprimida* (figura 3.1).

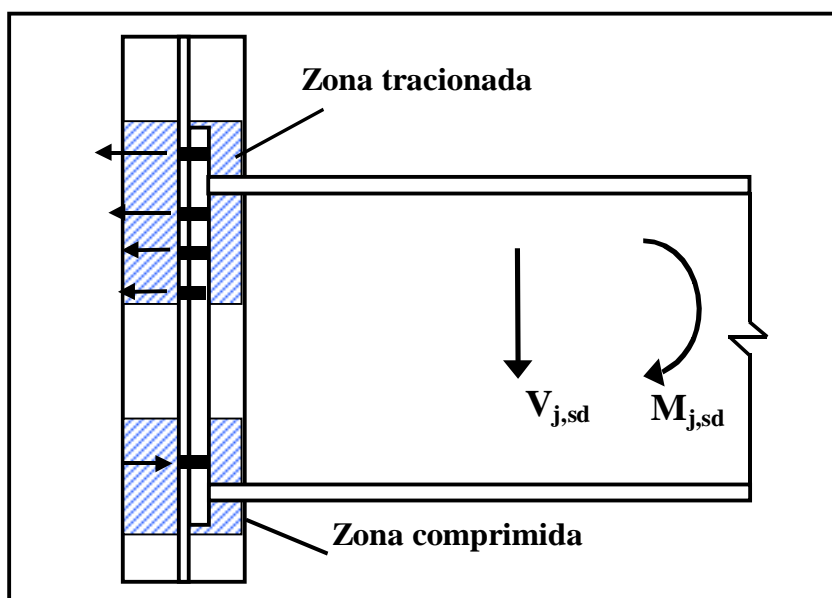


Figura 3.1: Zonas de verificação – Adaptado de Romano (2001).

Como nos métodos mais consagrados, o modelo também dá prioridade aos

parafusos mais afastados que, mecanicamente, resistem a maiores parcelas de tração, mas distingue-se dos demais pelo fato de considerar cada lado da conexão separadamente, fazendo uma precisa alocação das forças com base na capacidade resistente de cada componente, ao invés de, arbitrariamente, alocar forças em cada linha pela distribuição triangular.

Na região tracionada, determina-se a resistência potencial à tração de cada linha de parafusos. Tais resistências potenciais, para ligações na alma do pilar são determinadas pela resistência à flexão da chapa de topo, pela resistência à tração dos parafusos e da alma da viga. As demais verificações estão apresentadas na figura 3.2 e detalhadas na tabela 3.1. Ressalta-se a não verificação das soldas de composição do pilar e da viga devido à utilização, neste trabalho, de perfis laminados.

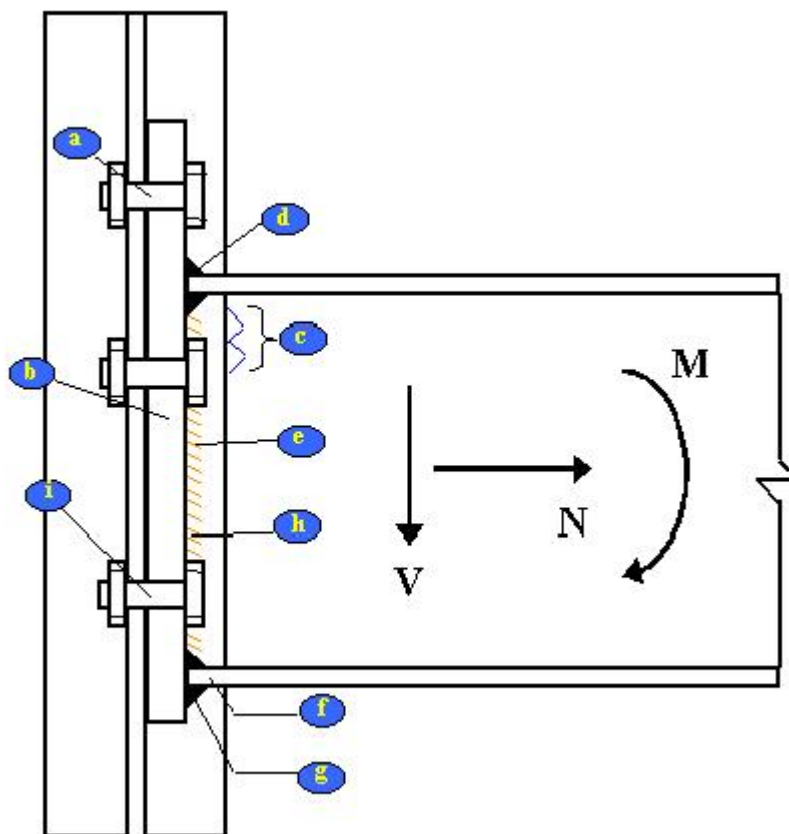


Figura 3.2: Verificações da resistência – Adaptado de Romano (2001).

Calculadas as resistências das zonas tracionada e comprimida, estabelece-se o equilíbrio das forças, considerando-se sempre a possível presença de esforços normais

adjacentes à ligação.

Determinadas as forças finais em cada linha de parafusos, determina-se o momento resistente pelo somatório do produto das forças em cada linha por sua respectiva distância ao centro de rotação, admitindo-se que este esteja localizado no plano médio da mesa comprimida da viga. Para a verificação da capacidade resistente dos componentes são necessárias as verificações apresentadas na tabela 3.1.

Tabela 3.1: Verificações de resistência.

Região	Referência	Verificação
Tracionada	a	Tração nos parafusos
	b	Flexão da chapa de topo
	c	Tração na alma da viga
	d	Solda da mesa da viga / chapa de topo
	e	Solda alma da viga / chapa de topo
Comprimida	f	Compressão da mesa da viga
	g	Solda mesa da viga / chapa de topo
Cisalhamento Vertical	h	Solda alma da viga / chapa de topo
	i	Cisalhamento dos parafusos

3.2.2 – Resistência da Zona Tracionada

3.2.2.1 – Resistência Potencial das Linhas de Parafusos na Zona Tracionada

O potencial resistente à tração de cada linha de parafusos P_{ri} , é limitado pela resistência à flexão da chapa de topo, pela capacidade resistente dos parafusos e pela resistência à tração da alma da viga.

Os potenciais de resistência das linhas de parafusos $P_{r1}, P_{r2}, P_{r3}, \dots, P_{rn}$, são calculados partindo-se da linha 1, tomada como a linha mais distante do centro de rotação. Posteriormente calcula-se o potencial resistente da linha 2 e assim sucessivamente, sendo que a cada estágio as linhas inferiores não são consideradas.

O cálculo do potencial resistente à tração de cada linha de parafusos deve ser feito considerando-se esta linha isoladamente e, posteriormente, em combinação com as linhas superiores, conforme mostra a figura 3.3.

Para o cálculo do potencial de resistência à tração de cada linha de parafusos P_{ri} ,

ou grupo de parafusos, toma-se o mais crítico dos seguintes componentes:

- Chapa de topo;
- Alma da viga.

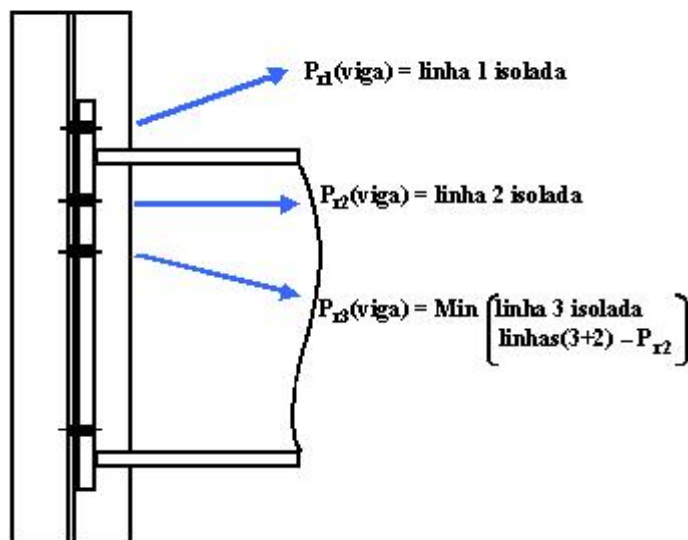


Figura 3.3: Etapas de cálculo para determinação das forças nos parafusos – Adaptado de Romano (2001).

Diferentemente do que ocorre para as ligações na mesa do pilar, o potencial de resistência de cada linha de parafusos para ligações na alma do pilar é calculado somente para o lado da viga e não para cada lado da ligação (viga e pilar), já não são prescritas, neste método, verificações quanto a flexão da alma do pilar.

Outro aspecto importante a ser salientado é que as linhas de parafusos separadas por enrijecedores ou pela mesa tracionada da viga não devem ser consideradas como grupo de parafusos. A determinação do potencial resistente à tração, nesses casos, é feita considerando-se apenas a sua contribuição como elemento resistente isolado.

As ligações na alma do pilar, por apresentarem como característica principal grande capacidade de deformação, geralmente não impedem que os parafusos atinjam sua máxima resistência potencial (P_{Ri}), possibilitando assim que os parafusos desenvolvam sua contribuição à distribuição plástica das forças.

3.2.2.2 – Resistência à Flexão da Chapa de Topo

A resistência à flexão da chapa de topo é determinada a partir da resistência de perfis “T” equivalentes caracterizados por comprimentos efetivos (L_{eff}), obtidos de

acordo com a prescrições do item 6.2.6.5 do EUROCODE 3 (2000).

Tais perfis “T” equivalentes são verificados em relação a 3 possíveis modos de colapso, apresentados na figura 3.4:

- **Modo 1**, a força de alavanca Q alcança seu valor máximo e causa formação da rótula plástica na linha de parafusos da chapa de topo;
- **Modo 2**, formação da rótula plástica na interseção flange/alma do perfil “T” equivalente e simultânea ruptura dos parafusos;
- **Modo 3**, não considera a existência das forças de alavanca, ocorrendo colapso pela ruptura isolada dos parafusos.

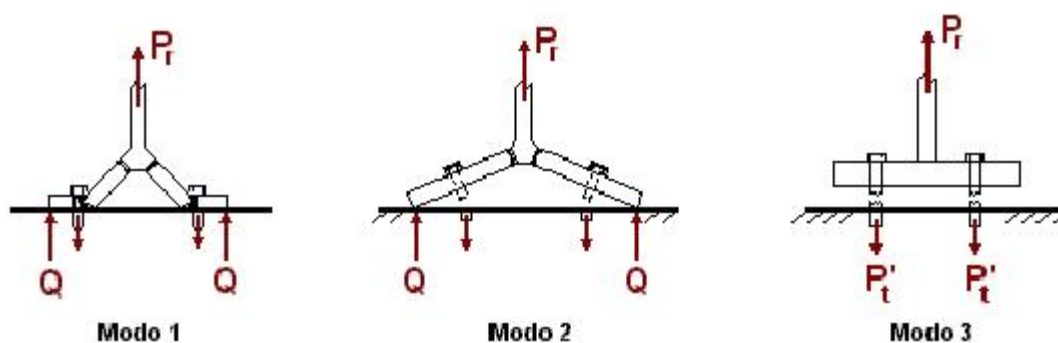


Figura 3.4: Modos de Colapso – Adaptado de Maggi (2000).

O estudo e a evolução das pesquisas a respeito do conceito de perfil “T” equivalente, bem como a sua determinação, a partir das diferentes configurações de charneiras plásticas segundo as recomendações do EUROCODE 3 (2000), foi apresentada, detalhadamente, por Romano (2001) sendo que os conceitos e considerações embutidos nessa metodologia não constituem objetivos do presente trabalho, ressaltando-se que a resistência à flexão da chapa de topo para cada linha de parafuso (P_{ri}) é tomada como a menor dentre as obtidas para os três possíveis modos de colapso.

3.2.2.3 – Resistência à Tração da Alma da Viga

Eventualmente, a resistência potencial à tração das linhas de parafusos, analisadas isoladamente ou em grupo com as demais linhas componentes da região tracionada da ligação, pode ser limitada pela capacidade resistente à tração da alma da viga.

A capacidade resistente à tração da alma da viga é determinada considerando-se, a

cada estágio de verificação, que as tensões de tração dissipam-se formando um ângulo máximo de 60° , partindo-se dos parafusos em direção ao plano médio da alma da viga (figura 3.5).

A largura efetiva resistente à tração ($b_{\text{eff,wt}}$) possibilita a determinação da capacidade resistente à tração da alma da viga correspondente a cada linha de parafusos, estando esta fundamentada na consideração de que as tensões atuantes na parcela da alma considerada não excedem a tensão de escoamento.

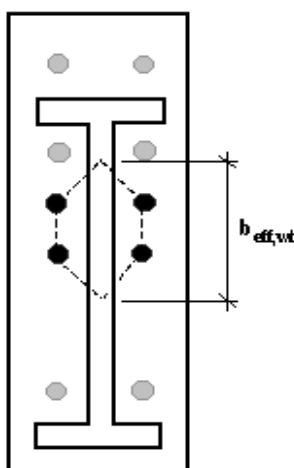


Figura 3.5: Largura efetiva da alma da viga resistente à tração – Fonte: Romano (2001).

O EUROCODE 3 (2000) indica que a obtenção da largura efetiva resistente à tração ($b_{\text{eff,wt}}$) da alma da viga deve ser feita analogamente à determinação do comprimento do perfil “T” equivalente para a flexão da chapa de topo, apresentado no item 6.2.6.5, para os parafusos atuando individualmente ou em grupo.

Os demais parâmetros necessários à obtenção da resistência à tração da alma da viga são a sua espessura e a tensão de escoamento do aço.

3.2.2.4 – Verificação da Distribuição Plástica das Forças

Após a determinação da resistência potencial (P_{Ri}) de cada linha de parafusos, é necessário verificar se a capacidade de deformação da ligação (ductilidade) é suficiente para permitir o desenvolvimento das forças plásticas nos parafusos.

Para isso, o EUROCODE 3 (2000) estabelece um limite máximo, função do diâmetro dos parafusos e da razão entre a tensão última à tração dos parafusos e a tensão

de escoamento do aço, para a espessura da chapa de topo (3.1) e alma do pilar (3.2)

(a) chapa de topo

$$t_{ch} < \frac{d_p}{1.9} \cdot \sqrt{\frac{f_{up}}{f_{y,ch}}} \quad (3.1)$$

(b) alma do pilar

$$t_{wc} < \frac{d_p}{1.9} \cdot \sqrt{\frac{f_{up}}{f_{y,c}}} \quad (3.2)$$

Quando a espessura máxima é excedida, tanto pela chapa de topo quanto pela espessura da alma do pilar, a ligação não possui capacidade de deformação suficiente para garantir a contribuição máxima dos parafusos à distribuição plástica das forças. Nestas situações o potencial de resistência das linhas de parafusos é limitado à distribuição triangular de forças, tendo-se o plano médio da mesa comprimida da viga como centro de rotação (figura 3.6). Esta verificação somente é necessária em ligações com mais de 2 linhas de parafusos na região tracionada.

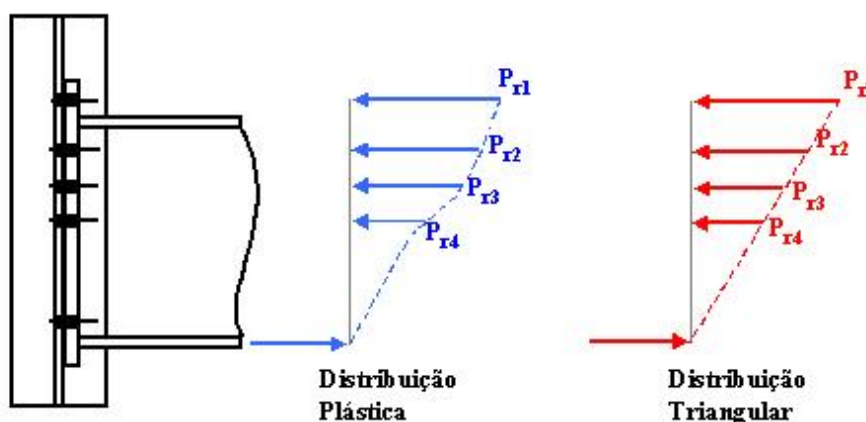


Figura 3.6: Distribuição plástica da forças – Adaptado de Romano (2001).

3.2.3 – Resistência da Zona Comprimida

Para os elementos contidos na zona comprimida da ligação na alma do pilar com chapa de topo, é necessário determinar-se a capacidade resistente ao esmagamento da mesa da viga.

O EUROCODE 3 (2000), no item 6.2.6.7, apresenta a verificação da mesa da viga quanto à compressão, dada pela expressão (3.3):

$$F_{c,fb,Rd} = M_{c,Rd} / (h - t_{fb}) \quad (3.3)$$

onde: h – altura da viga;

t_{fb} – espessura mesa da viga;

$M_{c,Rd}$ – momento resistente da viga (momento de plastificação).

Dessa forma, obtêm-se a capacidade resistente da zona de compressão (P_c).

3.2.4 – Cálculo do Momento Resistente

Para a determinação do momento resistente dos componentes da ligação ($M_{j,rd}$) é preciso estabelecer-se o equilíbrio horizontal de forças. Para tanto, é necessário avaliar três situações distintas, caracterizadas pela presença ou não de força axial na ligação. Na primeira situação a ligação é solicitada apenas pelo momento fletor e pelo esforço cortante; a segunda é caracterizada pela presença de força axial de compressão e a terceira pela presença de força axial de tração.

Neste trabalho será verificada apenas a primeira situação de solicitação, com a ausência de força axial na ligação. Assim, o equilíbrio horizontal é estabelecido satisfazendo-se a igualdade dada pela expressão (3.4).

$$F_c = \sum_{i=1}^n P_{ri} \quad (3.4)$$

onde F_c é a capacidade resistente da zona comprimida (P_c).

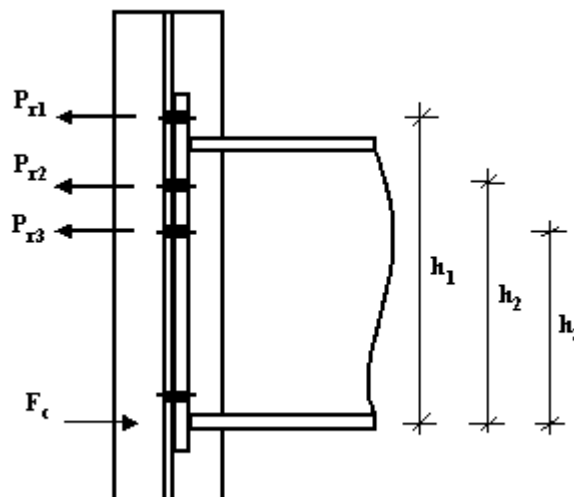


Figura 3.7: Equilíbrio horizontal das forças – Adaptado de Romano (2001).

Caso não seja atendida a condição de igualdade ($\sum P_{Ri} > F_c$), as forças nas linhas de parafusos, a partir da linha mais próxima do centro de rotação, devem ser reduzidas até que se satisfaça a condição de igualdade (figura 3.7).

Atendida a condição de igualdade, define-se a máxima força admissível para cada linha de parafusos (P_{Ri}) calculando-se o momento resistente da ligação ($M_{j,Rd}$) pela expressão (3.5).

$$M_{j,Rd} = \sum P_{Ri} \cdot h_i \quad (3.5)$$

onde h_i é a distância de cada linha de parafusos ao centro de rotação.

3.2.5 – Resistência ao Esforço Vertical

O cálculo da resistência ao esforço vertical é baseado na consideração de que os parafusos da região tracionada podem, dentro de certos limites, contribuir no mecanismo resistente ao esforço cortante vertical.

O EUROCODE 3 (2000) não apresenta nenhuma verificação quanto à resistência do esforço cortante vertical da ligação. A verificação utilizada neste trabalho fundamenta-se nas prescrições da NBR 8800 (1986) quanto à resistência de cálculo dos parafusos para a interação tração-cisalhamento, considerando-se que os parafusos na região tracionada estão completamente solicitados e contribuem com 25% de sua resistência regular.

A capacidade de resistência ao esforço cortante vertical ($V_{j,Rd}$), assim como o momento resistente ($M_{j,Rd}$), também é influenciada pela presença de forças axiais de tração. Neste trabalho será analisada a situação com ausência de força normal.

3.2.6 – Verificação das Soldas

Devem ser tomadas as precauções necessárias para que a solda entre as mesas e a chapa de topo não constitua um elemento determinante no dimensionamento, garantindo a completa transmissão dos esforços, sem impedir a deformação das regiões adjacentes..

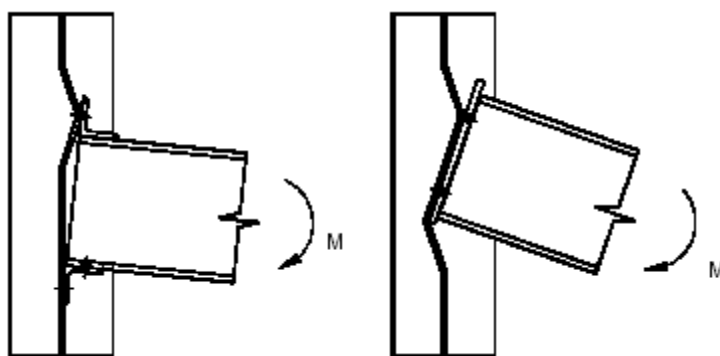
Portanto, a condição de resistência para a solda entre as mesas e a chapa de topo baseia-se na resistência de cálculo à tração da mesa da viga, sendo dada em função de suas dimensões e da tensão de escoamento do metal base.

Em relação à solda entre a alma da viga e a chapa de topo, usualmente considera-

se a transmissão apenas da força cortante, embora a metodologia de dimensionamento do EUROCODE 3, analisada por Romano (2001), admita a contribuição da alma da viga na transmissão das forças de tração.

3.3 – Modelo de Gomes

Constitui de um modelo analítico para o cálculo da capacidade resistente da alma do pilar submetido a flexão e, foi obtido a partir de ensaios experimentais e de algumas modelagens numéricas realizadas por Gomes (1990). Neste, a alma do pilar, funciona como uma placa submetida a um binário de forças F , cujo colapso está associado à formação de um mecanismo de plastificação local ou global (figura 3.8).



(a) Mecanismo local

(b) Mecanismo global

Figura 3.8: Mecanismos na alma do pilar – Fonte: Lima (1999).

3.3.1 – Colapso Local

3.3.1.1 – Mecanismo de Flexão

A força F é aplicada através de um retângulo que se considera rígido (figura 3.9), de dimensões $b \times c$. Para uma ligação soldada, essas dimensões são definidas pela geometria da ligação (dimensões da mesa da viga) e, no caso de ligação parafusada, o retângulo é definido, em função do diâmetro médio dos parafusos e da distância média entre eles. Esta aproximação, que consiste em considerar o mecanismo de colapso da figura 3.10c em vez do mecanismo da figura 3.10a, conduz a erros desprezíveis.

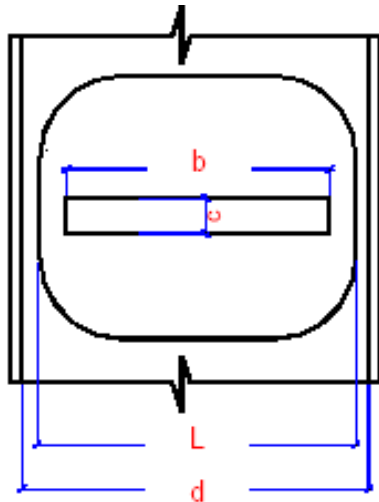


Figura 3.9: Dimensão b x c (mesa da viga) de uma ligação soldada – Fonte: Lima (1999).

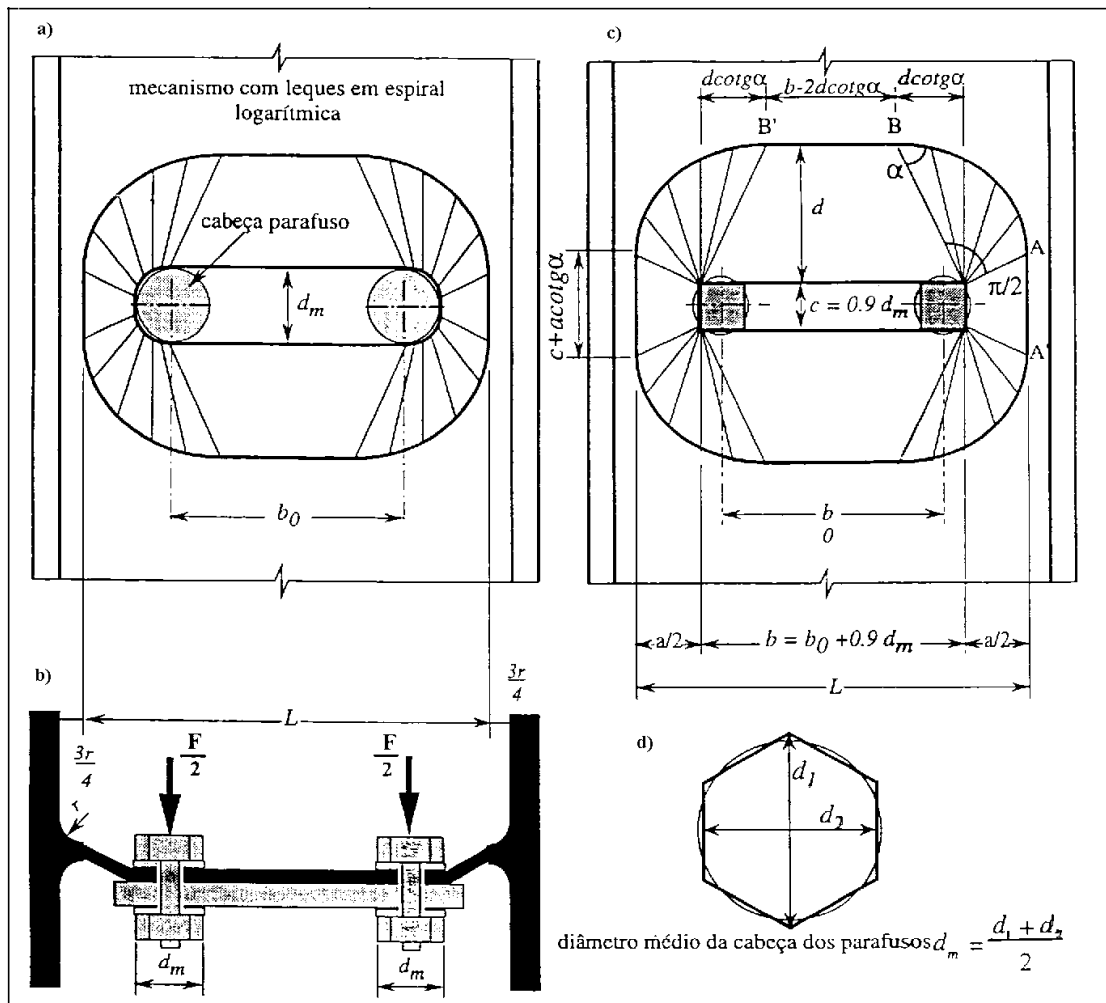


Figura 3.10: Mecanismo Local do Modelo de Gomes – Fonte: Neves (1996).

O mecanismo básico de colapso é obtido através do método de charneira plástica, sendo a força que corresponde ao mecanismo indicado na figura 3.10 (c) dada por:

$$F_{pl} = 4 \cdot \pi \cdot m_{pl} \cdot \left[1 + \frac{4}{\pi} \cdot \cot g^2 \alpha + \frac{2 \cdot c}{\pi \cdot a} \right] \quad (3.6)$$

onde m_{pl} é o momento plástico por unidade de comprimento da alma do pilar, dado pela expressão 3.7

$$m_{pl} = \frac{t_w^2 \cdot f_y}{4}; \quad (3.7)$$

$$\alpha \text{ é solução de } \frac{b}{L-b} = 2 \cdot \cot g \alpha \cdot e^{\frac{\pi}{2} \cot g \alpha}; \quad (3.8)$$

$$L = d - 1,5 \cdot r \quad (3.9)$$

Para facilitar o cálculo, utiliza-se uma fórmula aproximada dada pela equação 3.10:

$$F_{pl} = \frac{4 \cdot \pi \cdot m_{pl}}{\left(1 - \frac{b}{L}\right)} \cdot \left(\sqrt{1 - \frac{b}{L}} + \frac{2 \cdot c}{\pi \cdot L} \right) \quad (3.10)$$

Para o caso de ligação parafusada, o diâmetro utilizado para a cabeça do parafuso é definido conforme a figura 3.10d. A carga de colapso na zona de tração é a mesma para a ligação soldada, substituindo-se esta zona por um retângulo equivalente de dimensões **b** e **c** (figura 3.11).

$$b = b_0 + 0,9 \cdot d_m \quad (3.11)$$

$$c = c_0 + 0,9 \cdot d_m \quad (3.12)$$

Dessa forma, a equação 3.10 é utilizada para calcular a carga plástica devido à flexão para os dois casos de ligação (soldada e parafusada). Neves (1996) analisou a variação da carga plástica F_{pl} em função das dimensões $b \times c$ da área carregada e, conforme o esperado, um aumento dessa área acarretou no aumento de F_{pl} , sendo mais significativo quando $\beta = b/L$ for superior à 0,5.

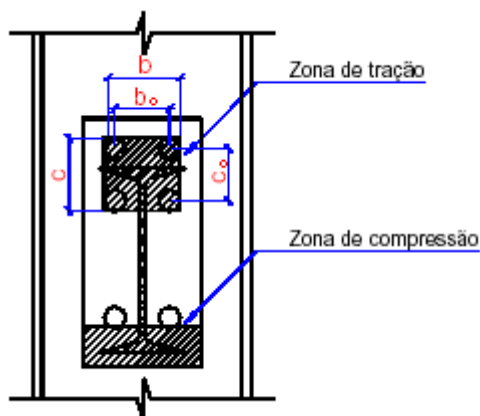


Figura 3.11: Zonas de tração e compressão de uma ligação parafusada – Fonte: Lima (1999).

3.3.1.2 – Mecanismo de Puncionamento

Ensaio realizados por vários pesquisadores, entre eles Gomes e Jaspert (1994) e Jaspert e Goyet (1988), permitiram identificar a existência de mecanismos de puncionamento (puro ou acompanhado da formação de um mecanismo de flexão) quando a dimensão da área carregada ultrapassa determinados limites.

Para ligações soldadas na alma do pilar, o perímetro de puncionamento é o retângulo de dimensões bxc e a carga é dada pela equação:

$$F_{punc} = 2 \cdot (b + c) \cdot t_w \cdot \frac{f_y}{\sqrt{3}} \quad (3.13)$$

Para ligações parafusadas, o puncionamento da alma do pilar, ao redor da cabeça de cada parafuso deve ser verificada. Para n parafusos na zona tracionada, a carga de puncionamento é dada por:

$$F_{punc} = n \cdot \pi \cdot d_m \cdot \frac{t_w \cdot f_y}{\sqrt{3}} \quad (3.14)$$

3.3.1.3 – Mecanismo Combinado de Flexão e Puncionamento

Os mecanismos combinados de flexão e puncionamento não ocorrem apenas nas linhas de charneira (linha contínua da figura 3.12), mas também na linha de puncionamento (linha tracejada da figura 3.12).

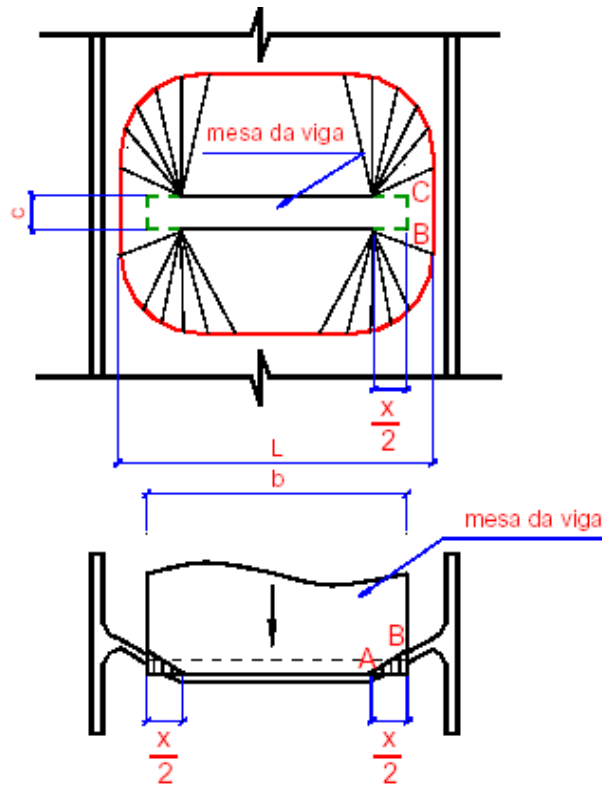


Figura 3.12: Colapso por flexão e punção combinados
Fonte: Lima (1999).

A carga de colapso associada à formação de tal mecanismo é dada por:

$$F_{Q2} = 4 \cdot m_{pl} \cdot \left[\frac{\pi \cdot \sqrt{L \cdot (a+x)} + 2 \cdot c}{a+x} + \frac{1,5 \cdot c \cdot x + x^2}{\sqrt{3} \cdot t_w \cdot (a+x)} \right] \quad (3.15)$$

O primeiro termo da equação (3.15) corresponde à parte de flexão do mecanismo, obtido pela aplicação da equação 3.10 ao retângulo de dimensões bxc , e o segundo à força de punção desenvolvida nas linhas tracejadas da figura 3.11.

Os demais parâmetros para obter-se a carga de colapso são:

$$a = L - b \quad (3.16)$$

$$\begin{cases} \text{se } b \leq b_m & x = 0 \\ \text{se } b \geq b_m & x = -a + \sqrt{a^2 - 1,5 \cdot a \cdot c + \frac{\sqrt{3} \cdot t_w}{2} \cdot [\pi \cdot \sqrt{L \cdot (a+x_0)} + 4 \cdot c]} \end{cases} \quad (3.17)$$

$$x_0 = L \cdot \left[\left(\frac{t}{L} \right)^{\frac{2}{3}} + 0,23 \cdot \frac{c}{L} \cdot \left(\frac{t}{L} \right)^{\frac{1}{3}} \right] \cdot \left(\frac{b - b_m}{L - b_m} \right) \quad (3.18)$$

$$b_m = L \left[1 - 0,82 \cdot \frac{t_w^2}{c^2} \cdot \left(1 - \sqrt{1 + 2,8 \cdot \frac{c}{t_w \cdot L}} \right)^2 \right] \geq 0 \quad (3.19)$$

As equações 3.10 e 3.15 são iguais quando $x = 0$ (sem puncionamento), significando que o mecanismo combinado transforma-se em mecanismo de flexão pura. Isto ocorre quando $b \leq b_m$ onde b_m é um valor particular de b que determina o limite entre os dois mecanismos. Quando $b \geq b_m$, a equação 3.15 fornece uma carga plástica muito menor que a obtida através da equação 3.10, limitando assim o uso dessa expressão.

3.3.1.4 – Correção devida ao Critério de Von-Mises

A carga de plastificação pelo método da linha de charneira plástica difere da solução baseada no critério de escoamento de Von-Mises.

Essa observação foi realizada por Gomes (1990) que, utilizando o programa de elementos finitos não-lineares FINELG, efetuou uma série de simulações numéricas para estudar a deformação da alma do pilar carregada por um retângulo de dimensões bxc . Assim, o autor comparou os dois métodos citados no parágrafo anterior estabelecendo um critério de zona carregada mínima.

Nas simulações numéricas, Gomes (1990) analisou a variação da carga de colapso por flexão (equação 3.15) em função da área de uma placa carregada rígida de dimensões bxc verificando que a equação 3.15 revelou-se segura, coincidindo os resultados das simulações numéricas com o critério de escoamento de Von-Mises quando:

$$\frac{(b+c)}{L} \geq 0,5 \quad (3.20)$$

Dessa forma, a expressão final para o mecanismo de flexão, bem como para o mecanismo combinado de flexão e puncionamento, deve incluir um fator de correção k , dado por:

$$k = \begin{cases} 1 & \text{se } \frac{(b+c)}{L} \geq 0,5 \\ 0,7 + 0,6 \cdot \frac{(b+c)}{L} & \text{se } \frac{(b+c)}{L} \leq 0,5 \end{cases} \quad (3.21)$$

Assim, o mecanismo de colapso local é o mecanismo associado à menor carga plástica, dada por:

$$F_{local} = \min(F_{punc}; k \cdot F_{Q2}) \quad (3.22)$$

3.3.2 – Colapso Global

Ocorre para os mecanismos de flexão ou de flexão e puncionamento combinados, considerando-se a ação simultânea das forças F originadas do binário $M = F \cdot h$, aplicado à alma do pilar e representado na figura 3.13, a carga de colapso global é dada por:

$$F_{global} = \frac{k \cdot F_{Q2}}{2} + m_{pl} \cdot \left(\frac{2 \cdot b}{h} + \pi + 2 \cdot \rho \right) \quad (3.23)$$

onde: k e F_{Q2} são dados, respectivamente pelas equações 3.21 e 3.15;

h = distância entre os centros das zonas tracionada e comprimida (figura 3.12)

O parâmetro ρ pode assumir os seguintes valores:

$$\left\{ \begin{array}{l} \rho = \frac{h}{L-b} \quad \text{se } 1 \leq \frac{h}{L-b} \leq 10 \\ \rho = 1 \quad \text{para } \frac{h}{L-b} < 1 \\ \rho = 10 \quad \text{para } \frac{h}{L-b} > 10 \end{array} \right. \quad (3.24)$$

O mecanismo de colapso global envolve tanto a zona de tração quanto a de compressão. Este mecanismo é assumido simétrico em relação a um eixo vertical ou horizontal no plano da alma do pilar. A simetria horizontal não é uma solução exata quando as dimensões $b \times c$ da zona de compressão são diferentes das dimensões da zona de tração. Nesse caso, a equação 3.23 poderia ser aplicada separadamente para cada uma das zonas, obtendo-se as cargas nas respectivas zonas e tomando-se, para a carga de plastificação, um valor obtido por intermédio de uma interpolação entre as duas.

Entretanto as duas zonas são freqüentemente assumidas como sendo iguais e a equação 3.23 é aplicada apenas uma vez.

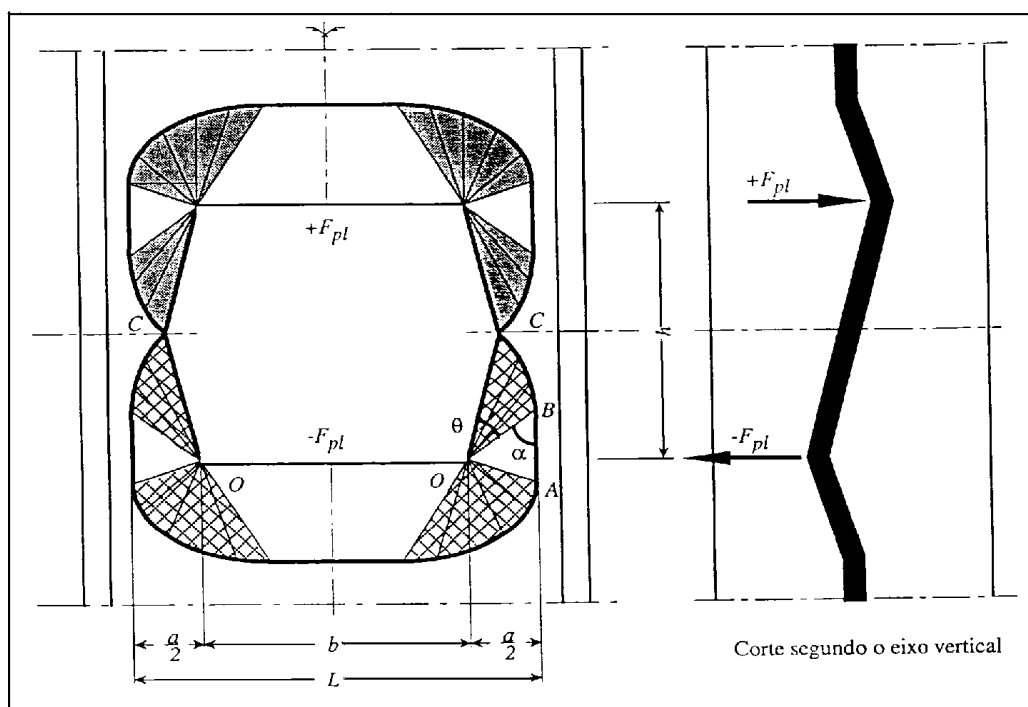


Figura 3.13: Mecanismo de plastificação global do Modelo de Gomes
Fonte: Neves (1996).

3.3.3 – Momento Último

O momento plástico, M_{pl} é dado por:

$$M_{pl} = h \cdot \min(F_{local}; F_{global}) \tag{3.25}$$

sendo h à distância entre os centros de tração e compressão (figura 3.13).

Pode-se assumir que se a viga apenas transmite momento ao pilar (nenhuma força axial na viga), as forças de tração e compressão são iguais. Assim, calculada a força de tração pode-se determinar a dimensão c da zona de compressão, de modo a obter-se a mesma carga plástica.

3.3.4 – Estudo da Rigidez no Modelo de Gomes

A caracterização do comportamento de uma ligação passa pela determinação da rigidez, em todos os níveis de atuação, da capacidade resistente e da capacidade de rotação que, no caso em estudo, refere-se à alma do pilar.

Como comentado no item 2.4 do capítulo anterior, pode-se se identificar três rigidezes características, de acordo com o nível de solicitação:

- Rigidez inicial ou elástica, S_i ;
- Rigidez secante S_j a um determinado momento fletor M (ou força F), em particular M_{pl} e F_{pl} .
- Rigidez de membrana, S_m , característica do comportamento em presença de grandes deformações, cuja utilidade principal é a avaliação da resistência adicional da alma do pilar.

O comportamento da ligação é representado por uma lei simplificada, resultante da multi-linearização de toda curva $M - \phi$, caracterizada por $S_{j,ini}$, S_m e M_{pl} (ou F_{pl}).

Neves (1996), em continuidade aos estudos de Gomes (1990), realizou um estudo paramétrico do comportamento da alma do pilar para a determinação das componentes de rigidez, através de simulações numéricas no programa de elementos finitos LUSAS.

De maneira geral, as variáveis consideradas no estudo da deformabilidade da alma do pilar são:

- Tipo de mecanismo de colapso: mecanismo de colapso local ou global (figura 3.8).
- Restrição oferecida pelas mesas do pilar à rotação da alma: podendo ocorrer, basicamente, duas situações:
 - *Mesas impedidas* - vigas conectadas as mesas do pilar, podendo a alma ser considerada engastada na ligação com a mesa (figura 3.14a);
 - *Mesas livres* – rotação livre das mesas do pilar, sem conexão com nenhuma peça (figura 3.14b), de modo que a ligação da alma as mesas não possa ser considerada um engastamento perfeito. A perda de rigidez dessa circunstância deve ser avaliada.
- Dimensões $b \times c$ da área carregada; considerada rígida.
- Características geométricas da seção da alma do pilar.

Para avaliar a perda de rigidez da alma devido à liberdade de rotação da mesa do

pilar, Neves (1996) utilizou um parâmetro adimensional Ψ proporcional à restrição oferecida pelas mesas à rotação da alma nos pontos de ligação.

O parâmetro Ψ é dado pela equação 3.26, sendo função das características geométricas do perfil do pilar.

$$\Psi = \frac{\left(\frac{L}{t_{wc}}\right)}{\left(\frac{b_c}{L}\right) \cdot \left(\frac{t_{fc}}{t_{wc}}\right)^3} \quad (3.26)$$

Por intermédio de um estudo paramétrico, Neves (1996) analisou a variação desse parâmetro para perfis IPE e HE da série europeia o que permitiu adotar $\Psi = 0$ e $\Psi = 22$, respectivamente para as condições de mesas livres e impedidas.

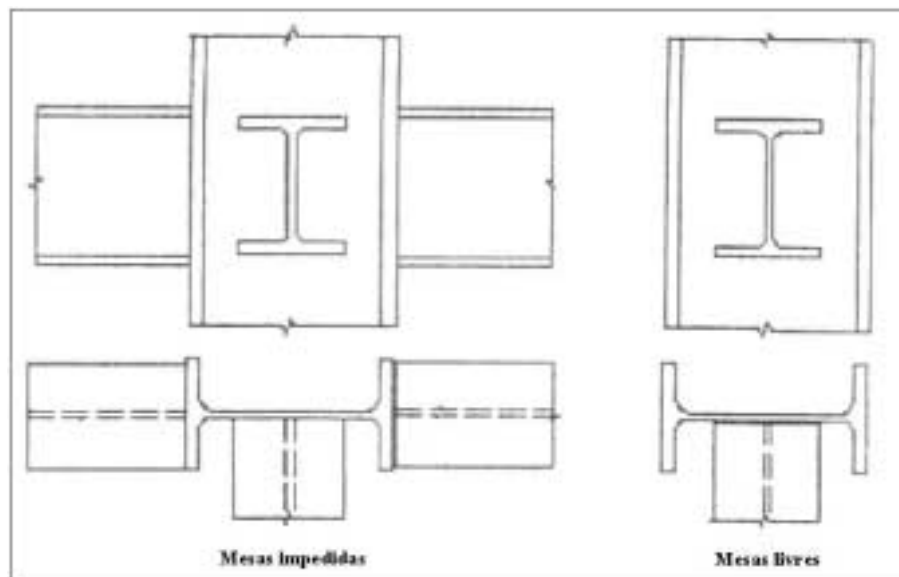


Figura 3.14: Restrição das mesas à rotação da alma do pilar
Fonte: Neves (1996).

3.3.4.1 – Rigidez Inicial S_i

Através dos resultados obtidos por Neves (1996), considerou-se que a alma do pilar pode ser modelada como uma placa engastada na ligação com as mesas e livre nas outras duas bordas. Este modelo, apresentado na figura 3.15, tem comprimento igual a L (figura 3.9) e largura efetiva, I_{ef} , em função das dimensões da área carregada.

$$I_{ef} = c + (L - b) \cdot tg\theta \quad (3.27)$$

$$\text{ou } \frac{I_{ef}}{L} = \alpha + (1 - \beta) \cdot tg\theta \quad (3.28)$$

onde: b e c são as dimensões da área carregada

$$\alpha = \frac{c}{L} \text{ e } \beta = \frac{b}{L} \quad (3.29)$$

θ é o ângulo mostrado na figura 3.15

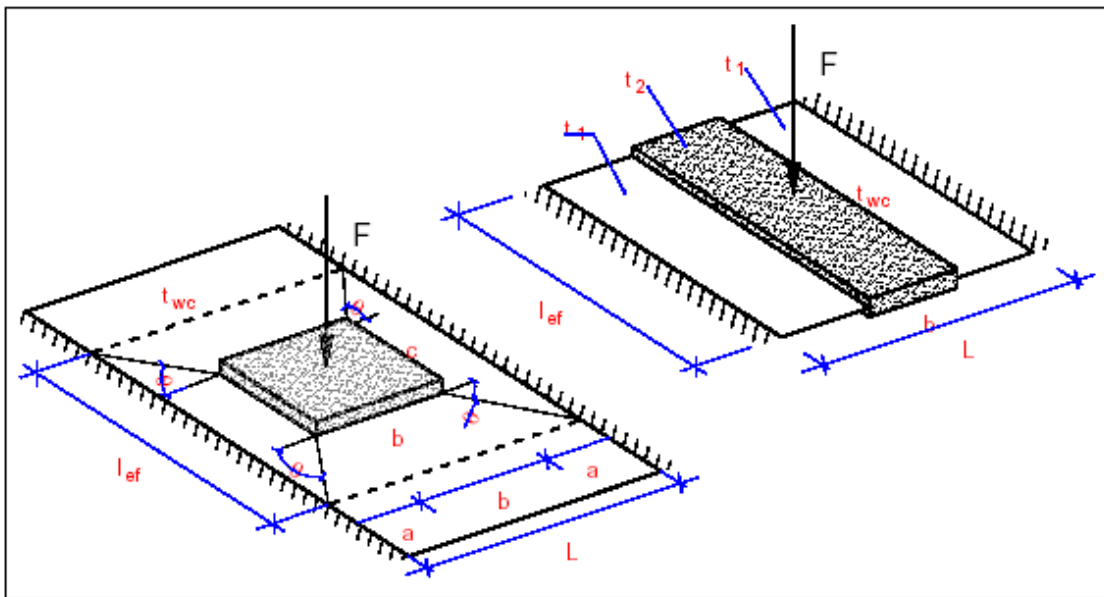


Figura 3.15: Alma do pilar carregada em uma área rígida $b \times c$
Fonte: Lima (1999).

A rigidez inicial da faixa adotada na figura 3.15, considerando-se ambas as deformações devido à flexão e ao cisalhamento, é e expressa pela equação 3.30:

$$S_i = \frac{2 \cdot E \cdot I_{ef} \cdot t_{wc}}{a^3 + 2 \cdot (1 + \nu) \cdot a \cdot t_{wc}^2} \quad (3.30)$$

$$\text{onde: } a = \frac{L}{2} \cdot (L - b) \quad (3.31)$$

t_{wc} = espessura da alma do pilar;

ν = Coeficiente de Poisson;

E = Módulo de Elasticidade.

Substituindo-se os valores I_{ef} e a na equação 3.30, e adotando-se para o

coeficiente de Poisson $\nu = 0,3$, obtém-se a equação 3.32 em função de dois coeficientes k_1 e k_2 :

$$S_i = \frac{E \cdot t_{wc}^3}{L^2} \cdot 16 \cdot \frac{\alpha + (1 - \beta) \cdot \operatorname{tg} \theta}{(1 - \beta)^3 + \frac{10,4 \cdot (k_1 - k_2 \cdot \beta)}{\mu^2}} \quad (3.32)$$

onde: $\mu = \frac{L}{t_{wc}}$ (3.33)

O termo $10,4 \cdot (k_1 - k_2 \cdot \beta)$ representa a contribuição do esforço de cisalhamento na rigidez inicial. A introdução dos coeficientes, k_1 e k_2 , é justificada pela influência dos efeitos de cisalhamento para pequenos valores de μ nas simulações numéricas avaliadas por Neves (1996). Os valores mais convenientes para estes coeficientes são: $k_1 = 1,50$ e $k_2 = 1,63$.

O ângulo θ que depende da largura da faixa a ser adotada no modelo, é resultado da igualdade entre a rigidez inicial obtida pelas simulações numéricas do Método dos Elementos Finitos e a obtida através do modelo de faixa.

$$\theta = \operatorname{tg}^{-1} \cdot \left[\frac{S_{j,a \ dim}^{Sim}}{16} \cdot \left((1 - \beta)^2 + \frac{10,4}{\mu} \cdot \frac{(k_1 - k_2 \cdot \beta)}{(1 - \beta)} \right) - \frac{\alpha}{1 - \beta} \right] \quad (3.34)$$

Devido à complexidade da equação 3.34, uma aproximação pode ser efetuada com a utilização da equação 3.35:

$$\theta = 35 - 10 \cdot \beta \quad (3.35)$$

Nas simulações numéricas realizadas por Neves (1996), a perda de rigidez devido à rotação das mesas torna-se mais significativa com o aumento da área carregada (figura 3.16), representada pelo parâmetro $\alpha = c/L$. O autor propôs a seguinte relação para a previsão da rigidez inicial da alma do pilar carregada fora de seu plano e com as mesas livres à rotação:

$$S_{i,rot} = k_{rot} \cdot S_i \quad (3.36)$$

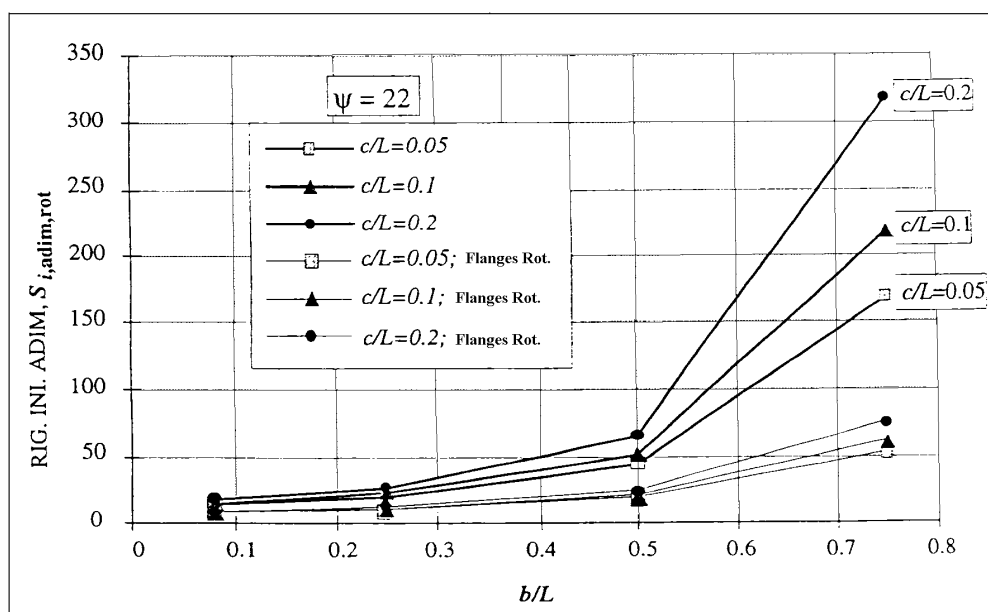


Figura 3.16: Variação da rigidez inicial adimensional com a área carregada e com a restrição oferecida pelas mesas $\mu = 50$ - Fonte: Neves (1996).

Na equação 3.36, S_i é o valor da rigidez inicial quando as mesas estão totalmente restringidas (isto é, $\psi = 0$) e $S_{i,rot}$ representa o valor correspondente as mesas com liberdade de rotação (para $\psi = 22$). O coeficiente k_{rot} é dado pela equação (3.37).

$$K_{rot} = 0,57 - 0,23 \cdot \beta - 0,32 \cdot \alpha - 0,39 \cdot \alpha \cdot \beta \tag{3.37}$$

3.3.4.2 – Rigidez Rotacional S_i^θ

No item anterior, foi apresentada a forma de obtenção da rigidez inicial da alma do pilar quando submetida a uma carga F , que provoca um afundamento δ (rigidez translacional). No entanto, é mais comum avaliarmos uma ligação em termos de sua rigidez rotacional, isto é, o momento fletor que é necessário para provocar uma rotação de 1 rad.

Esta rigidez foi obtida por Neves (1996), a partir da rigidez translacional na situação em que a viga não está submetida a esforço axial significativo (mesma consideração do EUROCODE 3, 2000), considerando o momento fletor M substituído por um binário de forças F , separadas pela distância h entre os centros de gravidade das áreas de compressão e tração (figura 3.17).

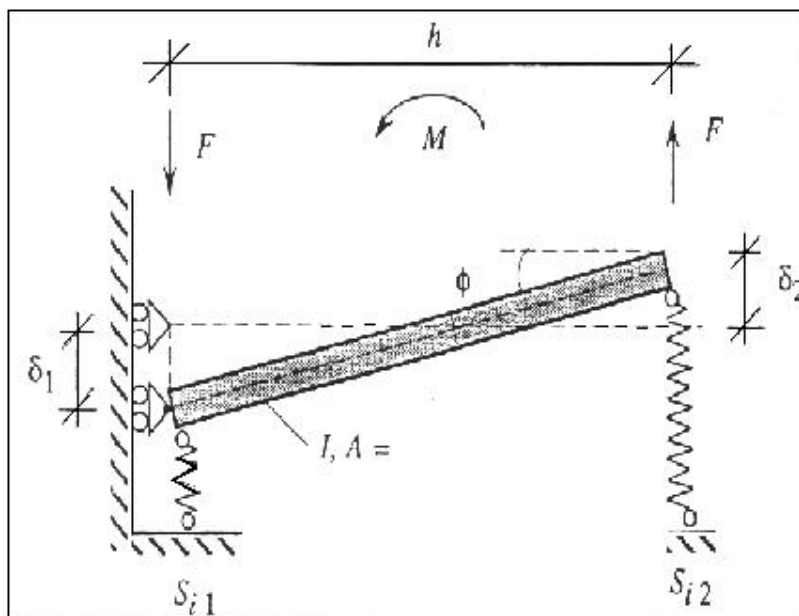


Figura 3.17: Determinação da rigidez rotacional S_i^θ - Fonte: Neves (1996).

A rotação total é dada pela expressão 3.38 e a rigidez inicial rotacional pela expressão 3.39, sendo S_{i1} a rigidez translacional na zona de compressão e S_{i2} a rigidez translacional na zona de tração. Essas parcelas de rigidez não são necessariamente iguais e são obtidas das equações 3.32 e 3.36, respectivamente nas situações em que as mesas estão impedidas e livres de rotacionar.

$$\theta = \frac{F}{h} \cdot \left(\frac{1}{S_{i1}} + \frac{1}{S_{i2}} \right) \quad (3.38)$$

$$S_i^\theta = \frac{h^2}{\frac{1}{S_{i1}} + \frac{1}{S_{i2}}} \quad (3.39)$$

3.3.4.3 – Rigidez Secante S_j

A rigidez secante de uma ligação pode ser obtida a partir da rigidez inicial, S_i , através de um coeficiente η , segundo o EUROCODE 3 (2000), tal forma que:

$$S_j = \frac{S_i}{\eta} \quad (3.40)$$

Neves (1996) investigou os valores desse parâmetro η para ligações na alma do

pilar, já que o EUROCODE 3 (2000) não abrange este tipo de ligação. Nessas investigações, foi possível verificar que a relação entre a rigidez inicial e a rigidez secante S_i/S_j :

- Aumenta, de forma não constante, com o aumento do comprimento da área carregada b . Isto é, η aumenta com $\beta = b/L$.
- O parâmetro $\alpha = c/L$ não tem influência significativa sobre o parâmetro η .
- O aumento dos efeitos de segunda ordem (consequência do aumento da esbeltez da alma do pilar μ) aproxima a rigidez secante da inicial, diminuindo o parâmetro η . Verificou-se ainda que se pode considerar esse parâmetro independente da esbeltez da alma do pilar.
- A possibilidade de rotação da mesas afeta a rigidez secante em menor escala do que a rigidez inicial. Verificou-se ainda que a relação de η para situação de mesas com rotação impedida e o valor correspondente na situação com liberdade de rotação, η_{rot} , é praticamente constante.

Neves (1996) propôs, então, que a equação 3.40 seja aplicada se as mesas não sofrem rotação ou se os pilares são constituídos por perfis da série HE menores ou iguais a HEA-400, HEB-500 ou HEM-600.

Se as mesas sofrem rotação ou os pilares são constituídos por perfis da série IPE ou da série HE superiores aos limites anteriormente indicados, a rigidez secante deve ser obtida com a utilização da equação 3.41:

$$S_j = \left\{ \frac{S_i}{\eta_{rot}} \right. \quad (3.41)$$

$$\text{Sendo: } \eta_{rot} = \frac{2}{3} \cdot \eta \quad (3.42)$$

O parâmetro η é dado no quadro 3.2 em função de $\beta = b/L$. Para valores intermediários, procede-se a interpolação linear:

Quadro 3.2: Valores de η em função de β .

β	η
< 0,25	2
0,50	3
0,75	5

3.3.4.4 – Rigidez de Membrana S_m

No item 2.4 foi discutido o efeito da resistência superior à plástica – sobrerresistência – da alma do pilar submetida à flexão, traduzida, para grandes deformações, por um aumento da carga F maior que F_{pl} .

Esse comportamento “pós-plástico”, devido a um efeito de 2ª ordem do tipo “membrana” deverá ser quantificado, uma vez que essa sobrerresistência poderá fazer com que o colapso ocorra pelos componentes da ligação.

Para avaliar a sobrerresistência da alma do pilar devido ao efeito de membrana, Neves (1996) propôs a adoção de uma lei bi-linear no sistema de eixos $F/F_{pl} - \delta/t$, como apresentado na figura 3.18.

A reta (1) caracterizada pela parte retilínea final da curva $F/F_{pl} - \delta/t$ é traduzida pela equação 3.43:

$$\frac{F}{F_{pl}} = f_1 + f_2 \cdot \left(\frac{\delta}{t} \right) \quad \text{se } \frac{\delta}{t} \geq 1 \quad \text{e} \quad \frac{F}{F_{pl}} \geq 1 \quad (3.43)$$

Os coeficientes adimensionais f_1 e f_2 representam, respectivamente, a ordenada na origem e a rigidez adimensional de membrana, $S_{m,adim}$, ou inclinação da reta.

A reta (2) é caracterizada através da equação 3.44:

$$\frac{F}{F_{pl}} = 0,9 + (f_1 + f_2 - 0,9) \cdot \left(\frac{\delta}{t} \right) \quad \text{se } \frac{\delta}{t} \leq 1 \quad \text{e} \quad \frac{F}{F_{pl}} \geq 1 \quad (3.44)$$

A proposta de Neves (1996) baseia-se no conhecimento de f_1 e da rigidez adimensional de membrana f_2 , tendo como característica importante a independência de qualquer outra rigidez. A aplicação deste modelo necessita também do estabelecimento

de um valor razoável para $\frac{\delta}{t}$, o que foi estabelecido por Neves (1996) para perfis série IPE e HE da série europeia, em função de β , μ e $\frac{h}{b}$.

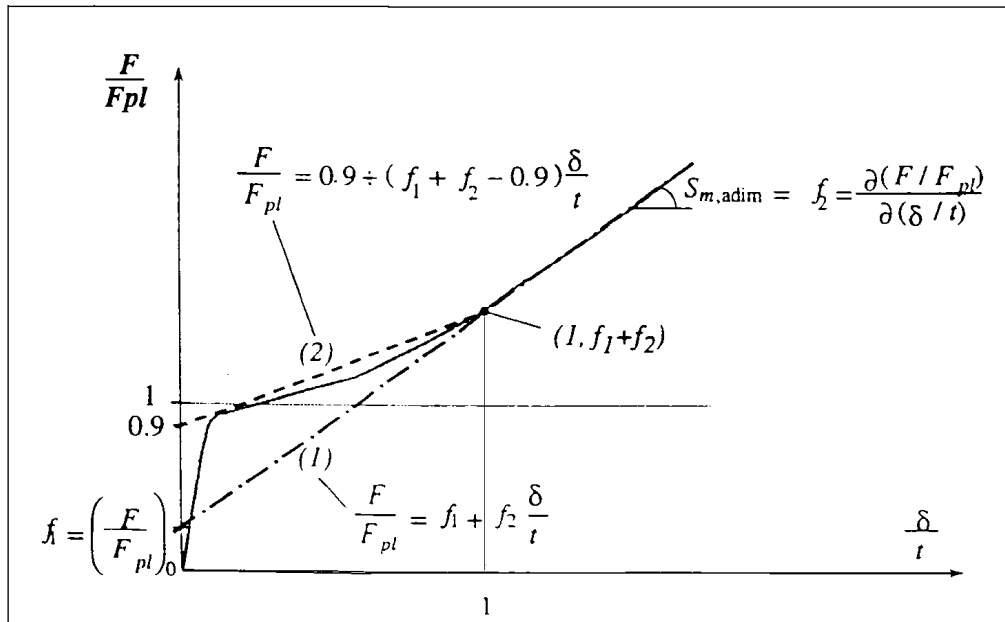


Figura 3.18: Aproximação bi-linear do comportamento pós-plástico da alma do pilar fora de seu plano – Fonte: Neves(1996).

Os valores de f_1 e f_2 são dados por 3.45:

$$\begin{cases} f_1 = 0,24 \cdot \beta - 0,012 \cdot \mu + 0,72 \\ f_2 = 0,55 + 1,07 \cdot \alpha + 0,85 \end{cases} \quad (3.45)$$

Assim, a rigidez de membrana S_m é o valor da inclinação da reta na curva $F - \delta$, obtido através da aplicação de:

$$S_m = \frac{\partial F}{\partial \delta} \quad \text{para } \delta \geq t \quad (3.46)$$

MODELOS NUMÉRICOS

O presente capítulo é dedicado à apresentação das etapas de desenvolvimento dos modelos numéricos analisados com a utilização do software comercial ANSYS (versão 6.0), incluindo-se comentários e observações quanto às particularidades das análises realizadas e ressaltando-se as hipóteses e simplificações adotadas.

De acordo com os objetivos deste trabalho, os modelos numéricos foram preparados buscando-se a representação do comportamento das ligações viga-coluna com chapa de topo, segundo o eixo de menor inércia do pilar, da forma mais realista possível.

Para atender a essa finalidade, as características geométricas dos modelos em elementos finitos foram estabelecidas a partir de critérios de pré-dimensionamento e definidas com base nos parâmetros mais relevantes segundo Neves(1996), cuja metodologia de verificação foi analisada no capítulo anterior, de modo a tornar possível uma comprovação da confiabilidade da análise numérica.

Para a elaboração dos modelos numéricos foi utilizada a metodologia e as considerações dos modelos desenvolvidos por Maggi (2000), cujo trabalho envolveu a análise numérica de ligações viga-coluna com chapa de topo na mesa do pilar.

Da mesma forma, para tornar representativos os modelos numéricos, tornou-se essencial a definição de algumas características da análise numérica, tais como a definição do comportamento do material, o tipo de análise a ser considerada e os tipos de elementos finitos a serem utilizados. Essas características serão detalhadas adiante.

Convém salientar que todos os modelos possuem as mesmas considerações no que diz respeito às características da análise e simplificações adotadas, diferenciando-se

apenas pelas características geométricas – espessura e dimensões da chapa de topo e alma do pilar, diâmetro e dimensões dos parafusos.

4.1 – Critérios Utilizados na Análise Numérica

Diante da complexidade do comportamento estrutural do tipo de ligação em estudo e dos resultados que se pretende obter, especificamente a rigidez da ligação e os estados limites a que está submetida, busca-se uma análise que represente da melhor forma possível o comportamento real da ligação.

Assim, embora seja factível a representação da ligação considerando-se apenas elementos planos, como no estudo realizado por Neves (1996), optou-se pela utilização de modelos tridimensionais, visando-se a obtenção de resultados que possam vir a ser confrontados também com aqueles fornecidos em uma futura fase de estudos experimentais do tipo de ligação em questão.

Da mesma forma, foram levadas em consideração as características de não-linearidade, tanto física quanto geométrica, bem como aspectos relacionados à possibilidade de existência de vigas transversais conectadas às mesas (ou flanges) do pilar e também a questão relativa à protensão aplicada aos parafusos.

4.1.1 – Não-linearidade física

Visando uma melhor consideração das características dos materiais envolvidos na ligação, foram adotados diagramas multi-lineares para a representação do comportamento tensão-deformação do aço e dos parafusos.

Dessa forma, adotou-se um modelo representativo do diagrama multi-linear, consistente com o material utilizado, designado por *Multi-linear Isotropic Hardening Plasticity* (MISO) no software ANSYS. Este modelo consiste em segmentos de retas consecutivos que permitem definir o comportamento elástico, a plastificação e o comportamento pós-elástico do material, de acordo com os valores de parâmetros fornecidos pelo usuário. Neste trabalho, foram adotados os modelos de Sherbourne (1996a e b) para representação da viga, chapa e pilar (figura 4.1a) e parafusos (figura

4.1b). A escolha desses modelos foi feita devido a sua já comprovada representatividade para a análise numérica de ligações parafusadas com chapa de topo, como atestado por Maggi e Gonçalves (2003) e Sherbourne & Bahaari (1997a e 1997b), entre outros.

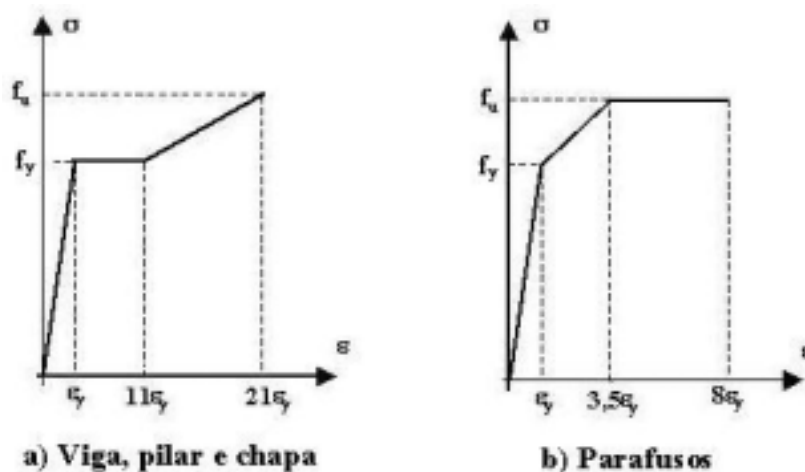


Figura 4.1: Representação do diagrama multi-linear adotado.

Feita a escolha do modelo, a representação do material é definida pelo conjunto de pontos da curva, dados pelos pares tensão - deformação. Como procurou-se utilizar modelos numéricos que possibilitassem futuras confrontações com resultados obtidos experimentalmente, as características dos pares tensão - deformação foram obtidos a partir da caracterização do material fornecida pelo fabricante dos perfis utilizados neste trabalho.

4.1.2 – Não-linearidade geométrica

A concepção dos modelos numéricos, com a utilização de elementos finitos tridimensionais, por si só, já indica a necessidade de levar-se em consideração os efeitos da não-linearidade geométrica, o que também é consistente com uma futura etapa de realização de estudos experimentais.

Além disso, a consideração do comportamento não-linear geométrico também impõe-se devido à necessidade de considerar-se a interação entre os diversos elementos componentes da ligação, com a utilização de elementos finitos especiais com os quais é possível simular o contato entre parafusos, porcas, chapa de topo e alma do pilar. As características dos elementos utilizados para essa finalidade serão descritas mais adiante.

4.2 – Escolha dos Modelos

Os modelos numéricos foram obtidos a partir de pré-dimensionamento de ligações parafusadas com chapa de topo na alma do pilar, utilizando-se as prescrições da norma brasileira NBR 8800 (1986), para definir as características geométricas da ligação (dimensões e distância dos parafusos às extremidades da chapa) e, identificar os elementos críticos e os possíveis modos de colapso correspondentes.

Foram adotados perfis laminados da AÇOMINAS, utilizando-se perfis I para as vigas e H para os pilares. A escolha desses perfis para a modelagem numérica foi baseada nas características geométricas do pilar mais relevantes para o estudo do comportamento deste tipo de ligação (esbeltez e espessura da alma).

Foi utilizada a mesma viga em todas as simulações numéricas com o intuito de obter-se uma melhor precisão no que diz respeito à influência das características geométricas dos demais componentes da ligação em relação aos modos de colapso, à rigidez e à distribuição dos esforços.

Para a chapa de topo e parafusos, tomou-se, respectivamente, as espessuras e os diâmetros comerciais indicados na tabela 4.1.

Tabela 4.1: Dimensões comerciais da chapa de topo e dos parafusos.

t_{ch} (chapa de topo)	ϕ parafusos
16 mm	16 mm
19 mm	19 mm
22.4 mm	22 mm
25	25 mm

4.3 – Preparação dos Modelos Numéricos

A montagem dos modelos numéricos consistiu, basicamente, de algumas fases distintas que podem ser dispostas da seguinte forma:

- Montagem da geometria do modelo;
- Escolha dos tipos de elementos finitos a serem utilizados;

- Definição das características dos materiais envolvidos;
- Preparação da malha de elementos finitos;
- Definição das condições de contorno no modelo; e
- Aplicação do carregamento.

Apesar de distintas, todas estas fases encontram-se correlacionadas à medida que interferem umas nas outras. Pode-se citar como exemplo, neste caso, a grande importância que existe na montagem da geometria para a preparação da malha de elementos finitos, onde uma boa escolha na primeira pode facilitar sensivelmente a execução da segunda.

As partes que compõem a ligação estudada são, de maneira geral, viga, chapa de topo soldada à viga, pilar e parafusos, estes utilizados juntamente com porcas para aperto. Entretanto, uma vez que o objetivo deste trabalho resume-se à análise do comportamento da ligação como um todo, optou-se por uma simplificação dos modelos numéricos, suprimindo-se a representação da solda de conexão da viga à chapa de topo, assumindo-se uma perfeita continuidade entre esses elementos.

Para o estudo da ligação e de seu comportamento estrutural não é necessária, nem conveniente, a sua inserção em uma estrutura completa. Desta maneira, uma nova simplificação pode ser introduzida nos modelos numéricos, eliminando-se a representação do pilar como um todo e restringindo-se a sua modelagem ao trecho correspondente à localização da chapa de topo conectada, juntamente com um dado comprimento, acima e abaixo da região citada, de modo a minimizar-se a influência das condições de apoio impostas às extremidades do trecho do pilar utilizado.

Com o objetivo de otimizar o processamento do modelo numérico, também aproveitou-se a simetria geométrica da ligação, segundo o plano médio da alma da viga, representando-se apenas a metade da altura da alma do pilar, juntamente com o seu flange. Alguns detalhes a respeito do comentado acima serão apresentados nos itens dedicados à descrição da geometria dos modelos numéricos analisados.

4.3.1 – Características Geométricas dos Modelos

A necessidade de validação da análise numérica, via futura confrontação com

resultados obtidos experimentalmente, bem como a conveniência, ainda na atual fase do estudo, de aferições preliminares mediante comparação com resultados provenientes de modelos analíticos, foram os fatores predominantes na definição das características geométricas dos modelos analisados.

Assim, a partir da tabela de perfis laminados atualmente produzidos pela AÇOMINAS, buscou-se selecionar perfis para as vigas e pilares que, simultaneamente, fossem compatíveis com a possibilidade de reprodução experimental; fossem representativos de ligações usuais em estruturas de edifícios de andares múltiplos e ainda estivessem de acordo com as premissas básicas utilizadas para o desenvolvimento das expressões analíticas estabelecidas no estudo de Gomes (1990).

Com base nesses pressupostos, as dimensões dos elementos componentes da ligação são detalhadas a seguir.

A figura 4.2 ilustra a seção transversal da viga, com suas respectivas dimensões e propriedades geométricas, utilizada em todos os modelos analisados, admitindo-se a viga em balanço, com comprimento $L_x = 1,50\text{m}$.

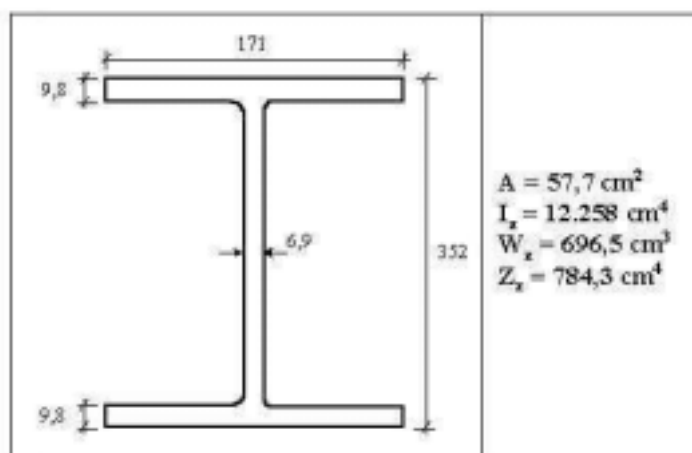


Figura 4.2: Dimensões (em mm) e propriedades geométricas da seção transversal escolhida para a viga dos modelos numéricos (Perfil W 360 x 44).

A geometria da chapa de topo depende, basicamente, do diâmetro dos parafusos utilizados na ligação e das dimensões da viga (altura e largura da mesa), respeitadas as recomendações normativas referentes às distâncias entre furos e entre esses e as bordas da chapa. Assim, de acordo com a representação esquemática da configuração básica da chapa de topo, apresentada na figura 4.3, foram definidas as dimensões a serem

utilizadas nos modelos, em função do diâmetro dos parafusos utilizados, como mostrado na figura 4.4, para parafusos de 16, 19, 22 e 25mm.

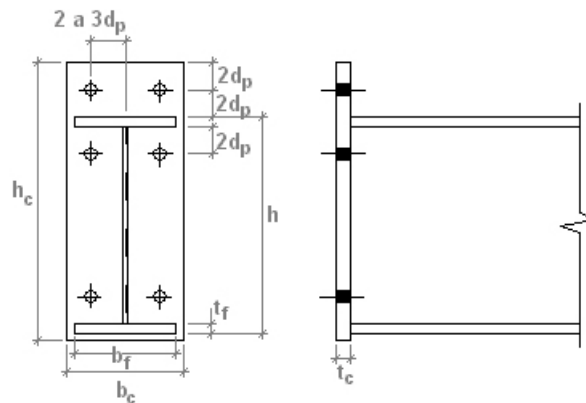


Figura 4.3: Geometria esquemática da chapa de topo - Adaptado de Maggi (2000).

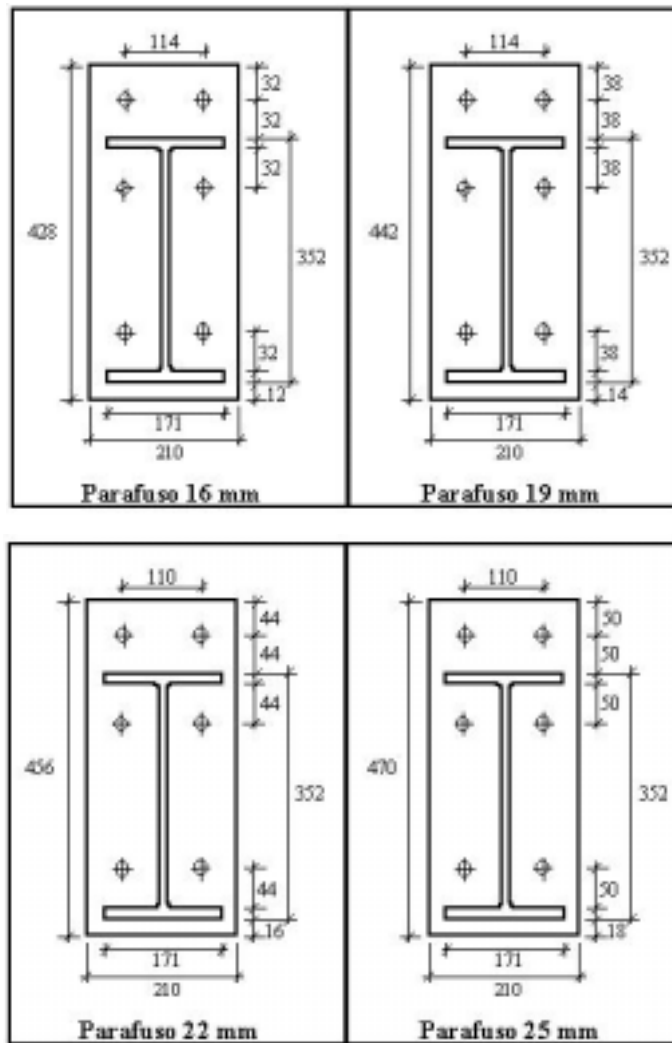


Figura 4.4: Gabaritos das chapas de topo em função do diâmetro dos parafusos (Dimensões em mm).

Em todos modelos estudados, foi considerada apenas a situação de ligação com chapa de topo estendida com 6 (seis) parafusos, sendo 4 (quatro) na região tracionada e 2 (dois) na região comprimida.

Tanto na chapa de topo quanto na alma do pilar, foi considerada uma folga de 1mm no diâmetro dos furos, conforme prescreve a NBR 8800 (1986).

O principal parâmetro para a definição dos pilares a serem utilizados nos modelos numéricos foi a esbeltez da alma (λ_w), definida pela relação entre a altura e a espessura da mesma. A figura 4.5 apresenta, esquematicamente, os principais parâmetros da seção transversal, indicando-se os perfis adotados e suas respectivas dimensões na tabela 4.2.

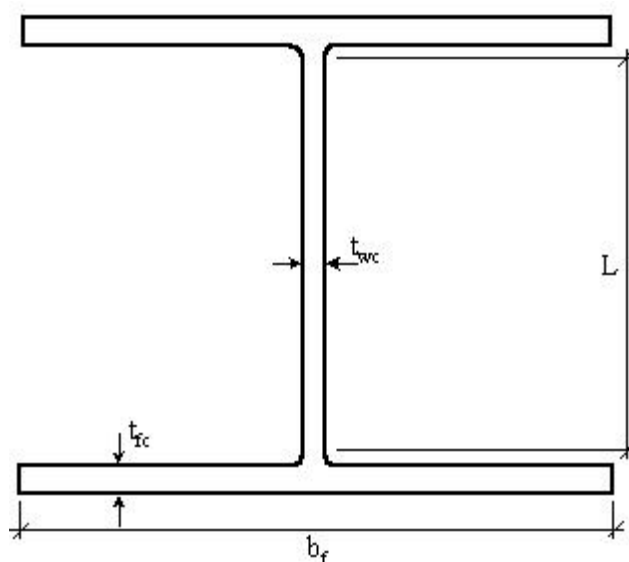


Figura 4.5: Geometria esquemática do pilar.

Tabela 4.2: Dimensões da seção dos perfis utilizados no pilar

Coluna	L	t_{wc}	λ_w	t_{fc}	b_f
HP 310 x 110	245 mm	15,4 mm	15,91	15,5 mm	310 mm
HP 310 x 97	245 mm	9,9 mm	24,77	15,4 mm	305 mm
W 410 x 46.1	357 mm	9,7 mm	36,80	11,2 mm	140 mm
W 530 x 82	477 mm	9,5 mm	50,25	13,3 mm	209 mm

A ligação do conjunto chapa/viga com o pilar é feita com parafusos de alta resistência, ASTM-A325, cujas dimensões são apresentadas na tabela 4.3, de acordo com a representação mostrada na figura 4.6.

Tabela 4.3: Dimensões dos parafusos e porcas (mm).

ϕ	Parafuso		Porca	
	F	H_b	W	H_n
16,0	27,0	10,0	27,0	16,0
19,0	31,75	12,0	31,75	18,7
22,0	36,50	14,0	36,50	21,9
25,0	41,27	15,5	41,27	25,0

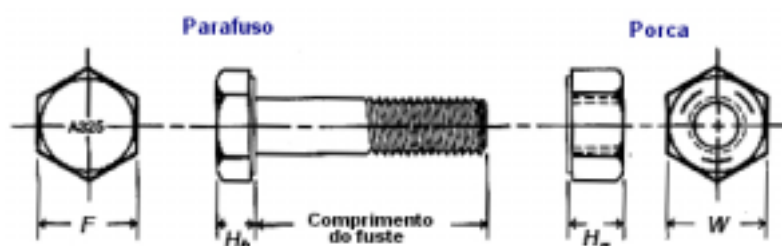


Figura 4.6: Dimensões padronizadas dos parafusos ASTM – A325
Adaptado de Maggi (2000).

A discretização do parafuso e da porca foi feita considerando-se o conjunto atuando como um único elemento, sendo o comprimento do fuste do parafuso igual ao somatório das espessuras da chapa de topo e alma do pilar, como apresentado na figura 4.7, considerando-se, ainda, uma folga de 1mm entre os parafusos e as paredes dos furos da chapa de topo e da alma do pilar.

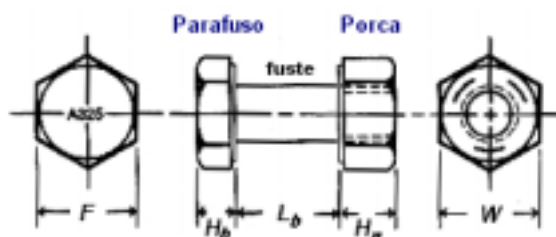


Figura 4.7 – Esquema da simulação do parafuso -
Adaptado de Maggi (2000).

A tabela 4.4 apresenta as características geométricas das ligações analisadas neste trabalho, incluindo a designação dos correspondentes modelos numéricos, concebida para indicar o tipo de perfil utilizado no pilar, o diâmetro dos parafusos e a espessura da chapa de topo.

Assim, o modelo **Mc1p1ch1**, por exemplo, indica:

- **c1** – o tipo de perfil utilizado para a **coluna**, de acordo com a ordem indicada na tabela 4.2 (no caso, o perfil HP 310x110);

- **p1** – o diâmetro do **parafuso**, de acordo com a ordem indicada na tabela 4.1 (no caso, 16mm);
- **ch1** – a espessura da **chapa de topo**, de acordo com a ordem indicada na tabela 4.1 (no caso, 16mm).

Tabela 4.4: Características geométricas das ligações e designações dos modelos numéricos correspondentes.

Modelo	Coluna				Chapa		Parafuso	
	Bitola	t_{wc}	L	λ_w	t_{ch}	Altura	ϕ_{paraf}	L_{fuste}
Mc1p2ch1	HP 310 x 110	15,4	245	15,40	16	442	19	31,4
Mc1p2ch2	HP 310 x 110	15,4	245	15,40	19	442	19	34,4
Mc1p2ch3	HP 310 x 110	15,4	245	15,40	22	442	19	37,4
Mc1p3ch2	HP 310 x 110	15,4	245	15,40	19	456	22	34,4
Mc2p2ch1	HP 310 x 97	9,9	245	24,77	16	442	19	25,9
Mc2p2ch2	HP 310 x 97	9,9	245	24,77	19	442	19	28,9
Mc3p2ch2	W 410 x 46.1	9,7	357	36,80	19	442	19	28,7
Mc4p2ch1	W 530 x 82	9,5	477	50,25	16	442	19	25,5
Mc4p2ch2	W 530 x 82	9,5	477	50,25	19	442	19	28,5

4.3.2 – Elementos Finitos Utilizados

A escolha dos tipos de elementos finitos a serem utilizados na preparação dos modelos depende, principalmente, das características da geometria e das considerações a serem feitas na representação da ligação, além do atendimento à imperiosa necessidade de precisão nos resultados e conveniência de minimização do esforço computacional a ser distendido na análise numérica do modelo

Desta maneira, e função das características das ligações em estudo, escolheu-se três tipos de elementos. O primeiro tipo, volumétrico, para a representação da geometria do modelo; um segundo, de "contato", para a representação das discontinuidades geométricas; utilizando-se, ainda, um elemento bidimensional de barra para produzir um acréscimo ao comprimento efetivamente discretizado da viga. A utilização deste elemento visa, fundamentalmente, à obtenção de redução do número de elementos do modelo, sem o comprometimento de seu desempenho, adotados os devidos cuidados relativos ao acoplamento dos graus de liberdade na interseção dos dois tipos de elemento.

4.3.2.1 – Elemento Volumétrico

A modelagem da malha de elementos finitos para todos os componentes da geometria foi feita com elementos sólidos (volumétricos). No ANSYS, existe uma grande variedade de elementos, para os mais diversos fins. O escolhido para essa análise foi o elemento finito denominado **SOLID45**, cuja representação esquemática é apresentada na figura 4.8.

O elemento **SOLID45** possui 8 nós, cada um com liberdade de translação nas direções X, Y e Z. Possui também características de plasticidade, admitindo a utilização de diagrama multi-linear para representação do comportamento tensão – deformação do material utilizado, o que condiz com as necessidades deste trabalho.

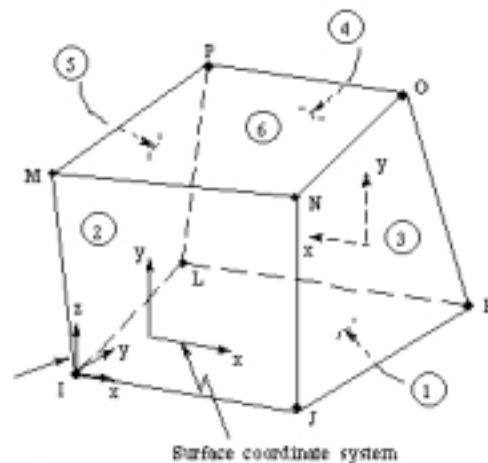


Figura 4.8 – Elemento volumétrico SOLID45.
Fonte: ANSYS Help System Release 6.0.

Apesar de existirem elementos finitos mais refinados, dotados de nós situados em pontos intermediários de suas arestas e maior número de graus de liberdade, optou-se pelo **SOLID45** uma vez que a geometria do modelo numérico é regular – o que viabiliza a utilização de elementos sem nós intermediários – e os resultados de rotações podem ser calculados através dos resultados fornecidos pelas translações dos nós, não havendo necessidade de graus de liberdade que representem as rotações nos elementos.

Outra observação importante diz respeito à utilização do elemento volumétrico em detrimento do elemento de casca. Apesar dos elementos de casca produzirem uma boa representação do modelo com uma quantidade menor de elementos – o que produziria uma economia no tempo de processamento – a sua representatividade quanto à

simulação da espessura da chapa de topo e da mesa do pilar fica comprometida, principalmente pela consideração dos parafusos. Uma vez que os parafusos são protendidos, como será apresentado adiante, é necessário considerar a distribuição de tensões ao longo da espessura da chapa de topo, o que não é possível com a utilização de elementos de casca.

4.3.2.2 – Elementos de Contato

A ligação viga-coluna, responsável pela transmissão dos momentos fletores e forças cortantes da viga para o pilar, possui um comportamento previsível em termos da identificação das regiões em que há compressão da chapa de topo contra a alma do pilar (região comprimida da viga) e de regiões em que há um descolamento da chapa de topo com relação à coluna (região tracionada). Nessas regiões, devido às forças de tração, a chapa de topo é mantida presa à alma do pilar através da atuação dos parafusos e porcas de conexão.

Uma das formas de modelar essas regiões, uma vez que não devem haver restrições quanto ao deslocamento da alma do pilar, principalmente na direção das forças de tração e compressão oriundas do momento fletor, é a utilização de elementos de contato entre as regiões que literalmente estão em "contato" umas com as outras.

Os elementos finitos de contato estabelecem novos termos na matriz de rigidez fornecendo informações ao processo da análise numérica quanto a pontos ou regiões distintas que deverão gerar pressões quando comprimidas umas contra as outras, ou níveis de abertura quando houver separação. Assim, o elemento de contato possui a característica de apresentar grande rigidez à compressão e nenhuma à tração.

Para a análise numérica do modelo foram escolhidos dois elementos de contato denominados, no ANSYS, de **TARGE170** e **CONTA173**, que estabelecem a interação entre superfícies em contato.

O elemento **TARGE170** é utilizado para representar as superfícies “target” (alvo) dos elementos 3-D que deverão trabalhar em associação com os elementos “contact” (elementos de contato, propriamente ditos). Os elementos “target” são contínuos e delimitam, portanto, as superfícies deformáveis do corpo, representando a superfície alvo do par de contato.

O elemento **CONTA173** é usado para representar o contato e o deslizamento entre as superfícies alvo (**TARGE170**) de elementos 3-D e as superfícies deformáveis definidas por este elemento. O contato ocorre quando a superfície do elemento “contact” penetra em um dos elementos do segmento “target”, sendo a superfície de ambos elementos definida por 4 ou 3 nós, conforme ilustra a figura 4.9.

Os elementos da superfície de contato são associados com os elementos da superfície alvo através do compartilhamento da mesma constante real.

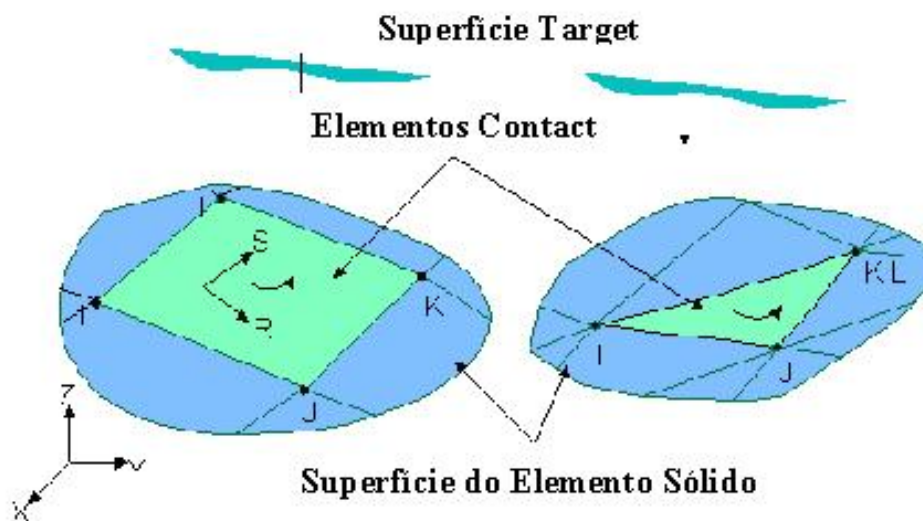


Figura 4.9: Representação esquemática dos elementos de contato.
Fonte: ANSYS Help System Release 6.0

A resistência à penetração dos elementos de contato é dada pelo fator **FKN** que define a rigidez normal de contato. A variação deste fator no ANSYS é dada pelo intervalo 0,01 – 10. Pequenos valores para esse fator implicam em maior facilidade de convergência, porém com maior penetração. Testes preliminares mostraram uma interação satisfatória entre as superfícies de contato para valores de 1,0 a 10 sem o comprometimento do desempenho computacional.

A rigidez do contato tangencial **FKT** é proporcional à rigidez normal e definida pelo ANSYS de modo automático.

O fator **FTOLN** define um valor de tolerância à penetração a ser considerada na direção normal à superfície dos elementos. A escala desse fator é baseada na espessura do elemento e deve ser menor que 1,0 (geralmente inferior a 0,2).

4.3.2.3 – Elemento de Barra

Conforme comentado anteriormente, foi utilizado também um elemento bidimensional de barra para representar um acréscimo ao comprimento da viga constituído por elementos sólidos. Este procedimento foi adotado para diminuir-se o número de elementos nas regiões onde apenas a transmissão de esforços é preponderante (próximo à extremidade da viga) sem o comprometimento da análise na região da ligação.

Para obter o comportamento desejado, foi utilizado o elemento bidimensional **BEAM3**, representado na figura 4.10, composto por dois nós, cada um com três graus de liberdade (translação nas duas direções do plano e rotação na direção perpendicular ao plano do elemento).

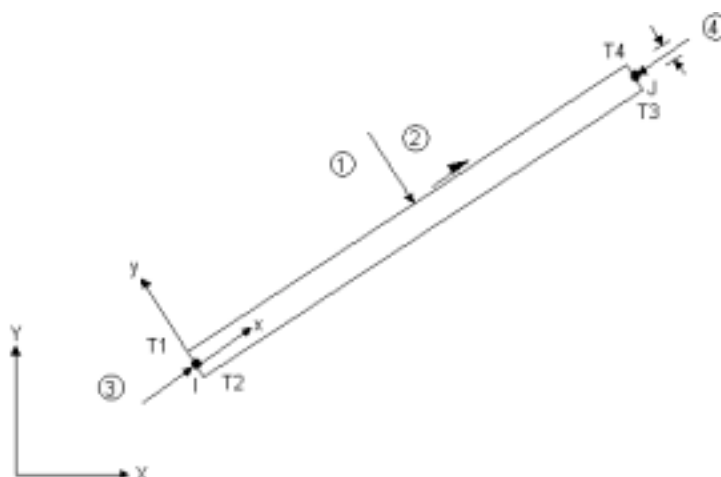


Figura 4.10: Representação do elemento de barra.

Fonte: ANSYS Help System Release 6.0.

O elemento **BEAM3** é definido através da área da seção transversal, inércia rotacional, altura da seção e propriedades do material. Nas simulações numéricas realizadas, foram utilizadas apenas as propriedades do aço no regime elástico uma vez que na região representada pelo elemento de barra os esforços atuantes não são suficientes para que seja atingido o regime não-elástico.

A continuidade dos esforços dos elementos de barra (**BEAM3**) para os elementos volumétricos (**SOLID45**) na viga é garantida pelo acoplamento dos graus de liberdade nos nós de interseção dos dois tipos de elemento.

4.3.3 – Características dos Materiais

Foram utilizados, na análise numérica, dois tipos de materiais para representar os componentes da ligação.

Para a caracterização do comportamento dos materiais da viga, pilar, chapa de topo e parafusos adotou-se o diagrama multi-linear, já comentado no item 4.1.1, cujas constantes são utilizadas para todos os modelos e estão indicadas na tabela 4.5, para cada componente da ligação.

Tabela 4.5: Características dos materiais – E, f_y e f_u em kN/cm².

	Viga e pilar	Chapa de Topo	Parafuso e Porca
E	20500	20500	20500
f_y	34,5	34,5	63,5
ϵ_1	0,001682	0,001682	0,003097
f_y	34,5	34,5	82,5
ϵ_2	0,01851	0,01851	0,010841
f_u	34,5	34,5	82,5
ϵ_3	0,035322	0,035322	0,02478

Para a viga, pilar e chapa de topo, considerou-se o mesmo tipo de material, adotando-se os valores de E, f_y e f_u indicados no catálogo da AÇOMINAS, sendo os valores das deformações específicas ϵ_1 , ϵ_2 e ϵ_3 , determinados conforme o modelo de Sherbourne (1996), considerando-se $\epsilon_1 = \epsilon_y = f_y/E$ e:

- para a viga, pilar e a chapa de topo:

$$\epsilon_2 = 11\epsilon_1 \text{ e } \epsilon_3 = 21\epsilon_1$$

- para o parafuso:

$$\epsilon_2 = 3,5\epsilon_1 \text{ e } \epsilon_3 = 8\epsilon_1$$

Um terceiro tipo de material foi utilizado para representar os elementos de contato. Essa consideração deve ser feita de modo a atender às características do elemento finito escolhido para representar a interação entre os componentes da ligação. Desse modo, considerou-se um material elástico linear, adotando-se para o módulo de elasticidade longitudinal um valor igual ao dos outros materiais envolvidos (**E = 20500kN/cm²**).

4.3.4 - Definição da Malha de Elementos Finitos

A definição da malha de elementos finitos é parte essencial da análise, na qual a geometria é moldada com os elementos finitos previamente escolhidos.

Neste item serão apresentados alguns detalhes das malhas geradas para os componentes da ligação e referentes aos elementos de contato.

4.3.4.1 - Viga e chapa de topo

A malha de elementos finitos que compõe a viga e a chapa de topo está representada na figura 4.11, observando-se que a concepção do modelo numérico, como já comentado, leva em consideração a simetria a partir do plano médio da alma da viga. Os nós de interseção entre a viga e a chapa de topo pertencem aos dois componentes, visto que a chapa de topo é soldada à viga, formando um bloco único.

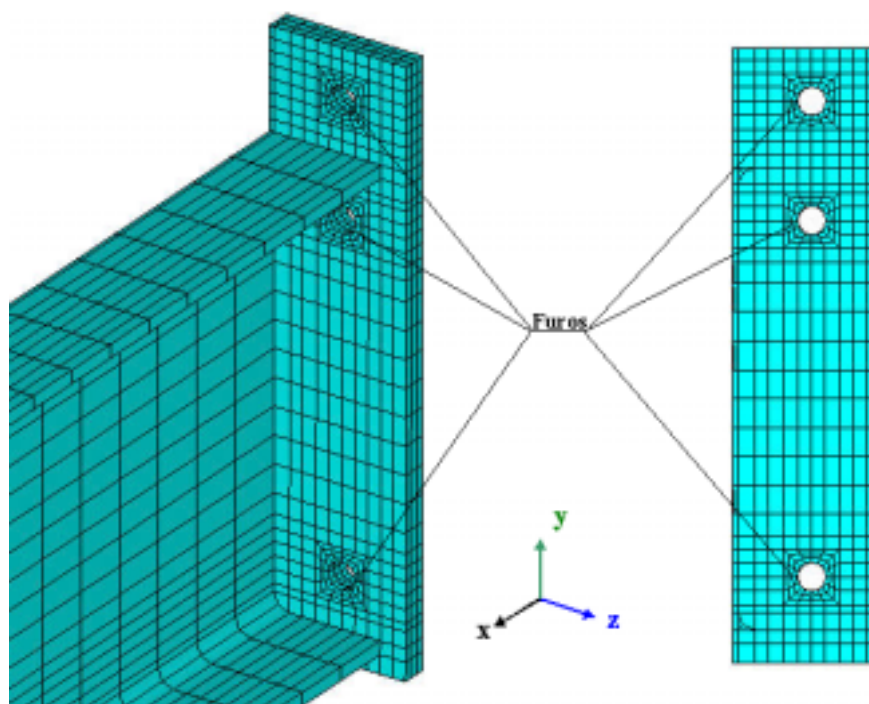


Figura 4.11: Malha de elementos finitos para viga e chapa de topo.

Para a análise, como já mencionado, utilizou-se **1,50m** como comprimento total do vão livre da viga, utilizando-se elementos finitos tridimensionais na faixa de comprimento equivalente a **2H** (sendo H a altura da viga) a partir da ligação e o elemento de barra no trecho restante.

A continuidade dos esforços foi garantida através do acoplamento dos graus de liberdade na seção de interseção dos dois tipos de elementos, de modo a garantir a transmissão dos deslocamentos e rotações dos elementos de barra para os tridimensionais, mostrado na figura 4.12.

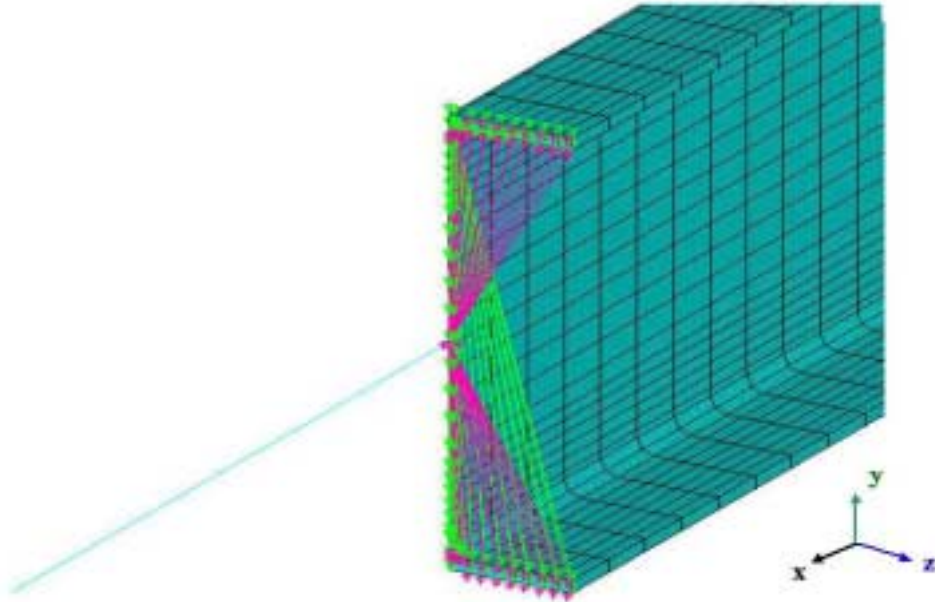


Figura 4.12: Acoplamento dos nós na seção de interseção BEAM-SOLID.

Esse acoplamento foi executado considerando-se as condições representadas pelas equações (4.1) e (4.2):

$$U_{y(\text{SOLID})} = U_{y(\text{BEAM})}; \quad (4.1)$$

$$U_{x(\text{SOLID})} = U_{x(\text{BEAM})} + \text{ROT}_z(\text{BEAM}) \cdot d_{y(\text{BEAM-SOLID})} \quad (4.2)$$

Os parâmetros U_x e U_y correspondem aos deslocamentos segundo as direções X e Y dos nós dos elementos SOLID e BEAM; ROT_z é a rotação, em torno do eixo Z, do nó do elemento BEAM e d_y é a distância, medida segundo a direção Y, entre o nó do elemento BEAM e os demais nós dos elementos SOLID situados na seção transversal, sendo o nó do elemento BEAM considerado como nó de referência.

Na figura 4.13 é apresentado um detalhe do furo na chapa de topo. Como foram consideradas as folgas, previstas na montagem, o diâmetro dos furos é 1mm maior que o diâmetro dos parafusos considerados.

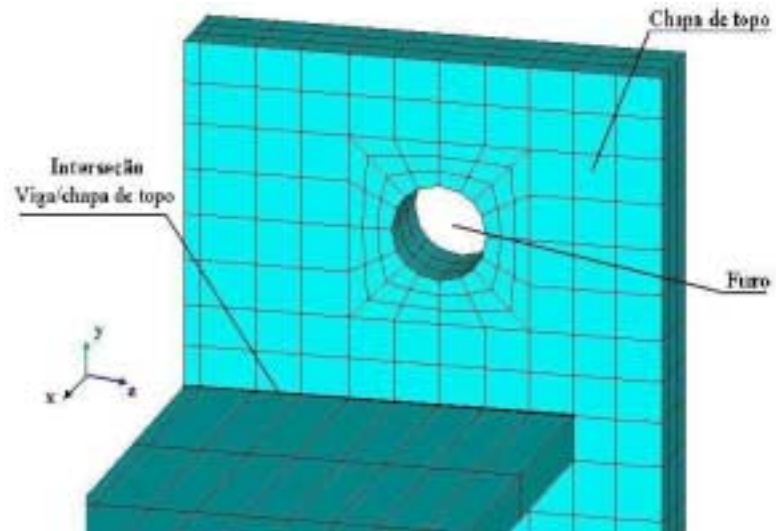


Figura 4.13: Detalhe do furo e malha nas interseções.

4.3.4.2 – Alma do Pilar

Ainda levando-se em consideração a simetria segundo o plano X-Y, o pilar foi representada através de um trecho de alma (correspondente à região de contato com a chapa de topo) e da mesa conectada a ela (figura 4.14).

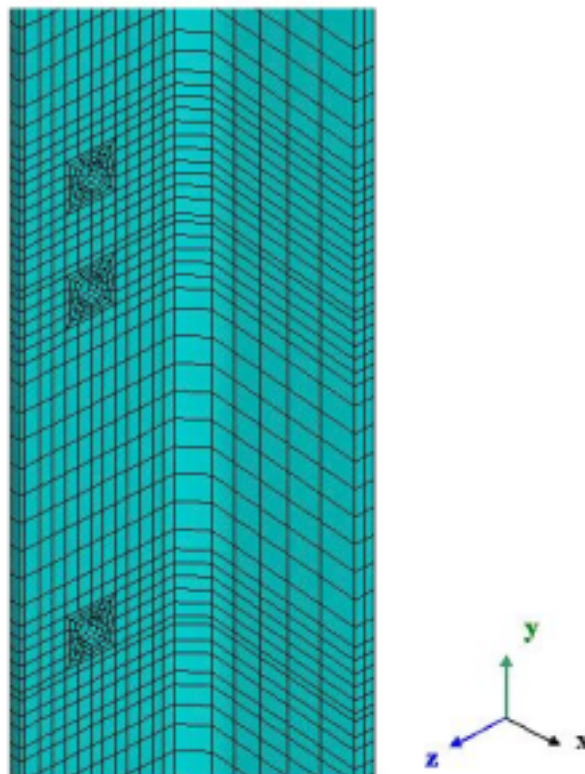


Figura 4.14: Malha do pilar.

A altura do pilar foi estendida, acima e abaixo da viga, com comprimentos equivalentes a 1,5 vezes da altura da viga, com discretização utilizando elementos finitos tridimensionais ao longo de toda a altura. Detalhes sobre a consideração do apoio e suas vinculações serão abordados no item referente às condições de contorno e carregamento.

Seguindo a configuração da chapa de topo, a alma do pilar também possui os furos correspondentes, na mesma posição.

4.3.4.3 – Parafusos

Para a análise numérica, como estabelecido na geometria esquematizada na figura 4.4, considerou-se os parafusos e porcas como sendo elementos únicos. Essa consideração é possível devido à natureza do carregamento que se pretende aplicar e ao comportamento do conjunto parafuso/porca, como será analisado mais adiante.

Considerando-se as informações contidas na tabela 4.4, para cada modelo tem-se um parafuso com comprimento específico de fuste. De modo geral, a malha do conjunto parafuso/porca pode ser visualizada na figura 4.15.

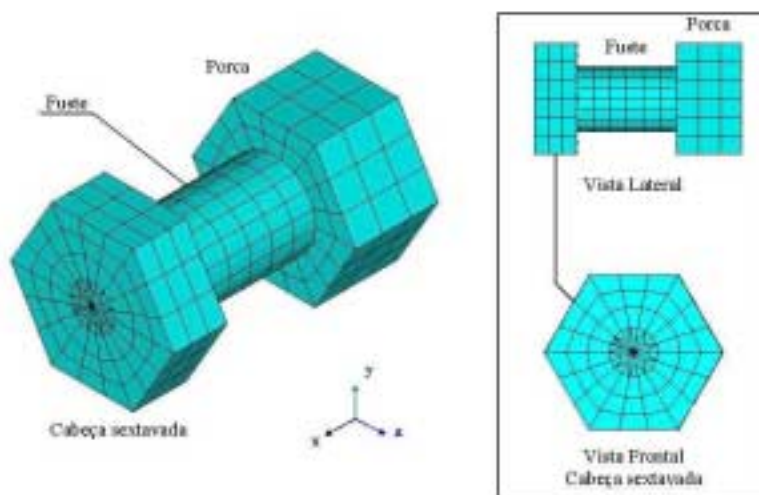


Figura 4.15: Malha do conjunto parafuso/porca.

4.3.4.4 – Elementos de Contato

Os elementos de contato foram utilizados para representar todas as possíveis

interações entre os componentes da ligação representados no modelo numérico. Pode-se resumir, então, os seguintes pares de contato entre superfícies.

- Contato 1: superfície posterior da chapa de topo com a superfície anterior da alma do pilar;
- Contato 2: superfície posterior da cabeça do parafuso com a superfície anterior da chapa de topo;
- Contato 3: superfície anterior da porca com a superfície posterior da alma do pilar;
- Contato 4: superfície do fuste dos parafusos com as paredes dos furos da chapa de topo e da alma do pilar.

De acordo com a numeração dos contatos apresentada, a figura 4.16 apresenta a localização das superfícies, em uma vista lateral do modelo.

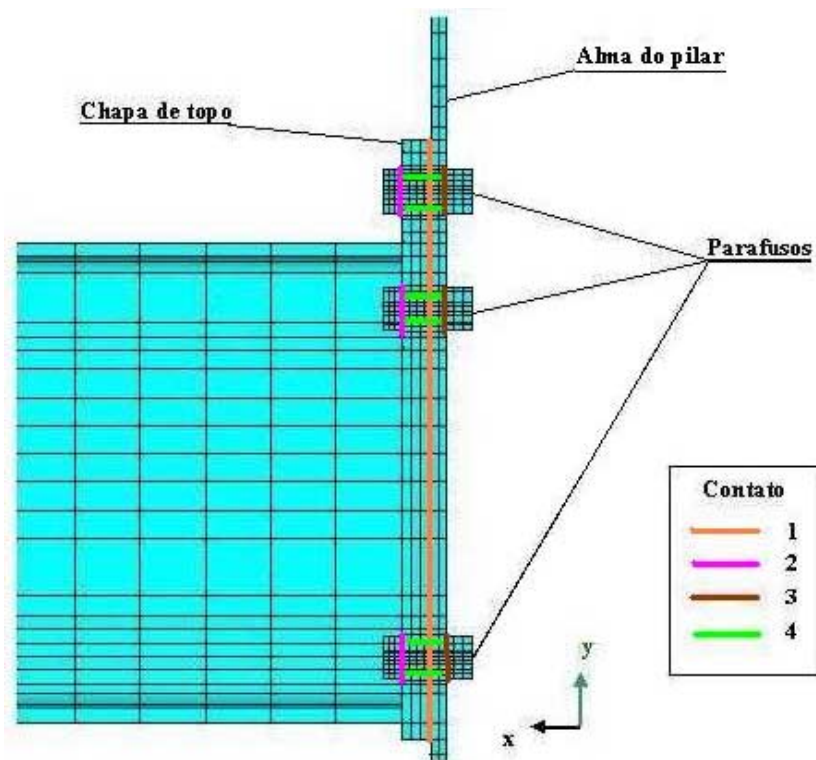


Figura 4.16: Posicionamento dos elementos de contato.

4.3.4.5 – Condições de Contorno

Para a simulação do apoio da ligação utilizou-se a alma do pilar livre (sem

enrijecedores) com a respectiva mesa, na qual está conectada a chapa de topo e a viga, por meio de parafusos.

Nos modelos com restrição de deslocamento da mesa do pilar, ou seja, para a situação de existirem vigas conectadas às mesas, adotou-se o procedimento de simular essa restrição através do impedimento de translação dos pontos nodais em toda a área da mesa do pilar correspondente à presença de uma chapa de topo com dimensões similares à da ligação na alma do pilar (figura 4.17).

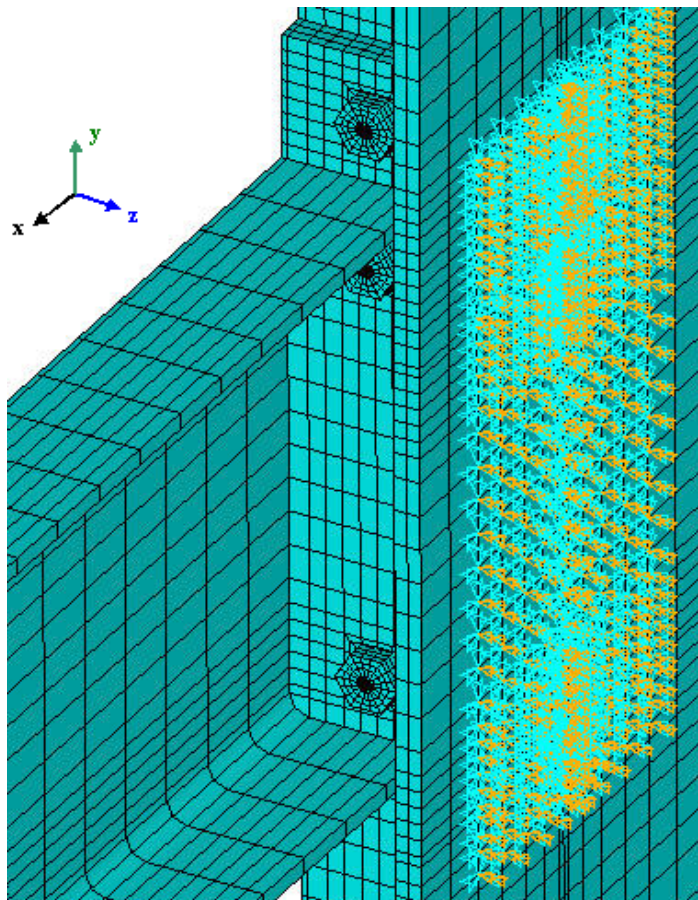


Figura 4.17: Posicionamento dos vínculos na mesa do pilar.

Nas extremidades inferior e superior do pilar foram impostas as restrições de impedimento à translação nas três direções (figura 4.18).

Outra vinculação imposta aos modelos foi o impedimento do deslocamento segundo a direção transversal ao plano médio da alma da viga, para considerar a simetria do modelo.

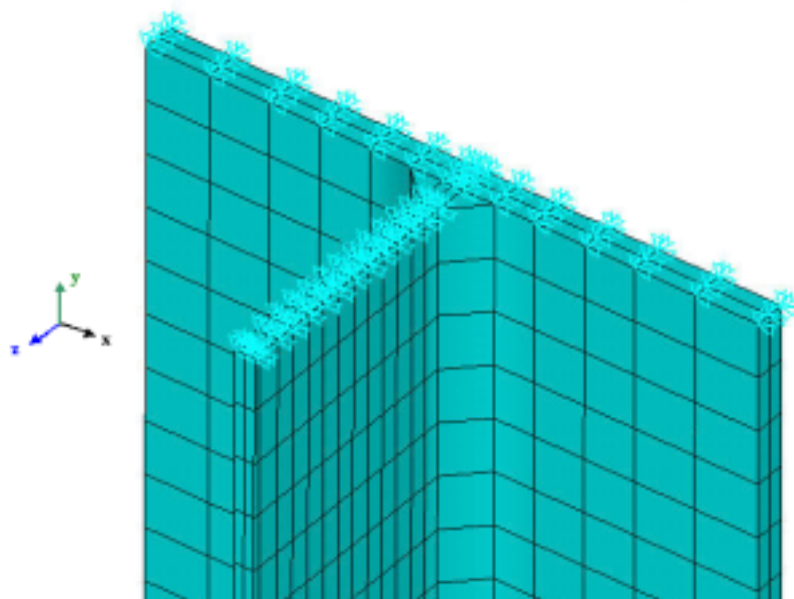


Figura 4.18: Vinculação de continuidade do pilar nas extremidades.

É importante observar também que a viga e a chapa de topo não possuem restrições quanto a deslocamentos relativos, sendo tais restrições proporcionadas pelo contato com os parafusos e com a alma do pilar.

4.3.4.6 – Carregamento

A introdução do carregamento, nos modelos numéricos, foi feita em duas fases distintas, a saber:

- i. protensão dos parafusos; e
- ii. carregamento da viga.

A primeira fase teve por finalidade simular o aperto de montagem (protensão) introduzido nos parafusos, de acordo com as recomendações normativas. Devido às características da análise e à configuração adotada para os parafusos e vínculos de apoio, a protensão foi feita através de um carregamento auxiliar, aplicando-se uma variação negativa de temperatura aos elementos que compõem o fuste dos parafusos.

Desse modo, como resultado da aplicação desse carregamento, os parafusos sofrem encurtamentos que, sendo impedidos pela chapa de topo e pela alma do pilar, simulam o comportamento devido à protensão, ou seja, são introduzidas tensões

positivas no fuste e pressões de contato entre a chapa de topo e a alma do pilar.

As variações de temperatura utilizadas foram calculadas de modo a resultar em uma força de protensão equivalente a **125kN** para os parafusos de 19mm de diâmetro e a **175kN** para os de 22mm, de acordo com as recomendações da NBR – 8800 (1986), obtendo-se os valores apresentados na tabela 4.6.

Tabela 4.6: Variação de temperatura e força de protensão.

Diâmetro do parafuso	Força de Protensão	Variação de Temperatura
19 mm	125 kN	-320 °C
22 mm	175 kN	-360 °C

Terminada a fase de protensão inicia-se o carregamento propriamente dito do modelo, através da aplicação de uma força vertical, de cima para baixo, à extremidade livre da viga, como mostrado na figura 4.19.

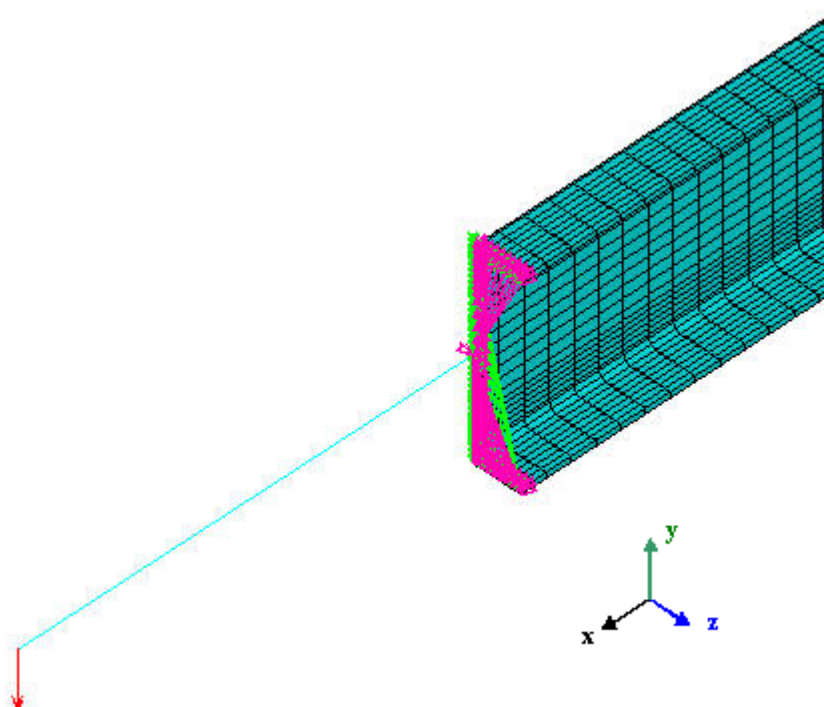


Figura 4.19: Carregamento aplicado à extremidade livre da viga.

O valor máximo da carga vertical foi estabelecido, para cada modelo, de modo a

gerar na ligação um momento fletor total cerca de 30% superior ao momento de plastificação teórico da alma do pilar ou dos parafusos, conforme o mais crítico. Em todos os casos, o momento de plastificação teórico da seção transversal da viga foi superior às duas situações anteriores.

As verificações, segundo o EUROCODE 3 (2000) e o Modelo de Gomes (1990), para determinação do momento resistente e da rigidez inicial da ligação são apresentadas, para o modelo Mc2p2ch2, no anexo deste trabalho.

Uma visão geral do modelo Mc2p2ch2 é apresentada na figura 4.20, onde estão representados todos os componentes da ligação.

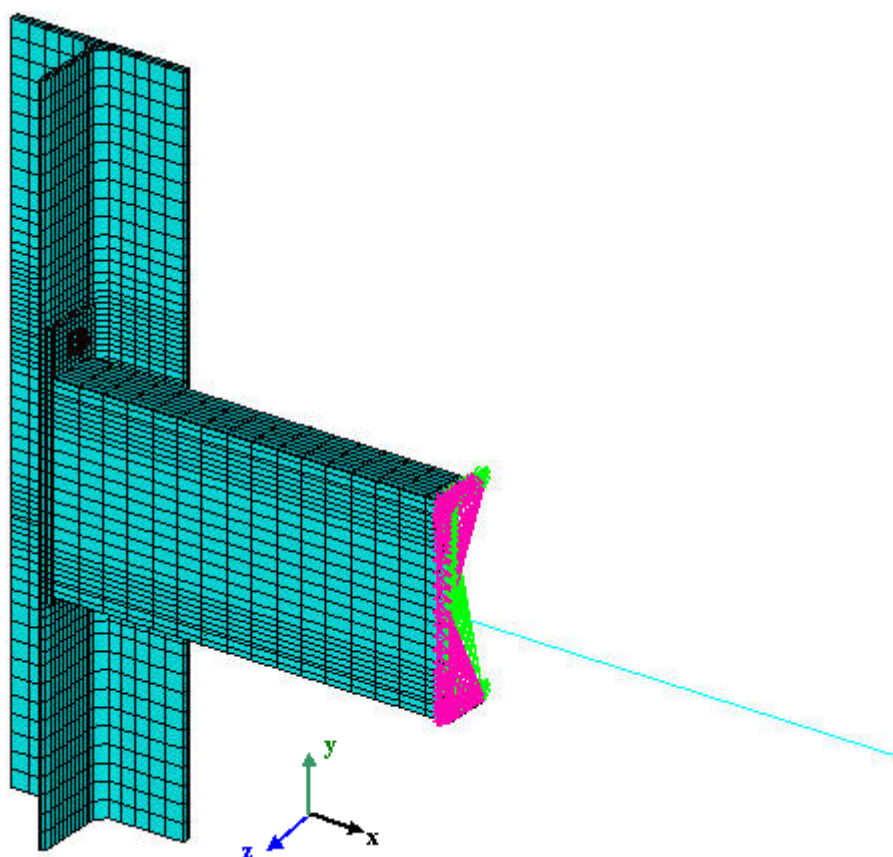


Figura 4.20: Visão geral do modelo numérico Mc2p2ch2.

4.4 – Processamento dos Modelos Numéricos

Os modelos numéricos foram processados considerando-se as não-linearidades

físicas e geométricas, como já mencionado em itens anteriores.

Assim, com base na experiência dos modelos desenvolvidos por Maggi(2000) e em verificações efetuadas neste trabalho, as análises numéricas foram realizadas utilizando-se o processo padrão de Newton-Raphson, com controle do número de iterações e do tamanho do passo de carga e verificação da convergência por meio da norma de energia.

O tamanho de cada etapa do carregamento (protensão e aplicação do momento), foi definido indicando-se a amplitude máxima e mínima de cada incremento de carga para cada etapa, sendo o controle do aumento ou diminuição de cada incremento efetuado de forma automática pelo programa, em função do não atendimento às condições de convergência.

Dessa forma, a análise numérica é interrompida quando não é atingido o critério de convergência para o menor incremento de carga, em uma dada etapa de aplicação do carregamento, após o número máximo de iterações especificado.

Os resultados utilizados na verificação, bem como a comparação entre os resultados obtidos nas análises numéricas e os previstos no Modelo de Gomes (1990) serão abordados nos capítulos 5 e 6.

RESULTADOS DA ANÁLISE NUMÉRICA

Apresentam-se, neste capítulo, os resultados referentes à análise numérica desenvolvida no âmbito deste trabalho. Tendo em vista que não é possível nem conveniente apresentar todos os resultados obtidos numericamente, foram escolhidos os mais representativos, de modo a possibilitar a análise das ligações, objetivando a verificação de seu comportamento – principalmente sob o aspecto da rigidez – e dos fatores que o influenciam, em particular observando-se a influência da esbeltez e da variação da espessura da alma do pilar.

De acordo com este enfoque, serão analisados e discutidos os resultados referentes aos deslocamentos relativos entre chapa de topo e alma do pilar, curva momento-rotação, tensões longitudinais e de plastificação na alma, parafusos e chapa de topo e a distribuição de tensões na viga.

Além disso, na apresentação dos resultados dos modelos numéricos, serão adicionados, quando conveniente, resultados analíticos provenientes da resistência dos materiais e das hipóteses básicas de cálculo, convencionalmente adotadas para o dimensionamento das ligações parafusadas com chapa de topo na alma do pilar.

O valor do carregamento total aplicado em cada modelo numérico teve como referência o momento de plastificação teórico, obtido analiticamente segundo o mais crítico dentre os componentes da ligação e a alma do pilar. O parâmetro mais relevante na determinação desse momento de plastificação é a alma, especialmente sua esbeltez.

Dessa forma, para a apresentação dos resultados, os modelos numéricos foram divididos em três categorias, cada qual com uma ordem de grandeza para a esbeltez da alma, sendo a **classe 1** para almas de esbeltez baixa (até 20), **classe 2** para almas

medianamente esbeltas (de 20 a 30) e **classe 3** para almas esbeltas (acima de 30). A tabela 5.1 indica o momento de plastificação teórico da ligação (obtido para cada modelo segundo o mais crítico considerando-se as capacidades da alma e dos componentes) e o momento máximo efetivamente aplicado, convencionado como aproximadamente 30 % superior ao primeiro.

Tabela 5.1: Momento aplicado nos modelos numéricos (kNcm).

Classe	Modelo	M_{pl} (comp)	M_{pl} (alma)	M_{pl} (lig)	M_{apl}
1	Mc1p2ch1	13.613,90	15.921,40	13.613,90	16.500,00
	Mc1p2ch2	13.613,90	15.921,40	13.613,90	16.500,00
	Mc1p2ch3	13.613,90	15.921,40	13.613,90	16.500,00
	Mc1p3ch2	15.068,19	16.160,60	15.068,19	19.500,00
2	Mc2p2ch1	8.222,00	6.580,00	6.580,00	9.000,00
	Mc2p2ch2	8.222,00	6.580,00	6.580,00	9.000,00
3	Mc3p2ch2	7.309,00	4.626,10	4.626,10	6.000,00
	Mc4p2ch1	7.011,20	3.832,80	3.832,80	4.600,00
	Mc4p2ch2	7.011,20	3.832,80	3.832,80	4.600,00

A título de observação, o valor do momento teórico de plastificação da viga é $M_{pl} = Z_x \cdot f_y = 27.058,4 \text{ kNcm}$.

Ressalta-se, ainda, que este capítulo tem como objetivo apresentar e comentar os resultados obtidos nas análises numéricas desenvolvidas. A classificação das ligações analisadas, de acordo com o EUROCODE 3 (2000); as comparações entre os resultados numéricos e as considerações do modelo teórico proposto por Gomes (1990) serão apresentadas no Capítulo 6.

Neste capítulo, portanto, são apresentados os resultados obtidos em relação aos deslocamentos relativos entre a alma do pilar e a chapa de topo, considerados em uma seção passando pelo centro dos furos, como mostrado na figura 5.1.

Outro parâmetro relevante para a caracterização do comportamento da ligação diz respeito à curva momento-rotação, importante para o estudo dos aspectos ligados à sua rigidez e aos fatores que a influenciam.

O cálculo deste parâmetro foi obtido a partir da diferença y do deslocamento vertical de dois nós, próximos entre si, localizados na mesa inferior da viga e pela

distância L entre eles, conforme ilustra a figura 5.2. O primeiro desses nós está na interseção da viga com a chapa de topo e o segundo, a uma distância de cerca de 10cm. Dessa forma, a rotação da ligação foi calculada para cada incremento de carga obtendo-se assim o histórico momento-rotação da ligação em cada modelo numérico.

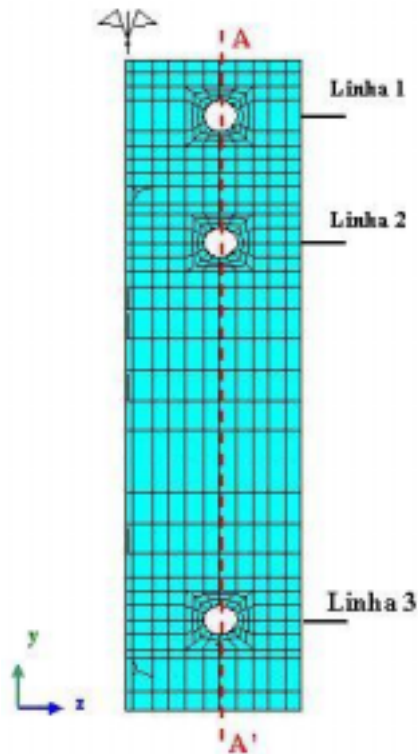


Figura 5.1: Seção AA' de referência para os deslocamentos relativos alma/chapa.

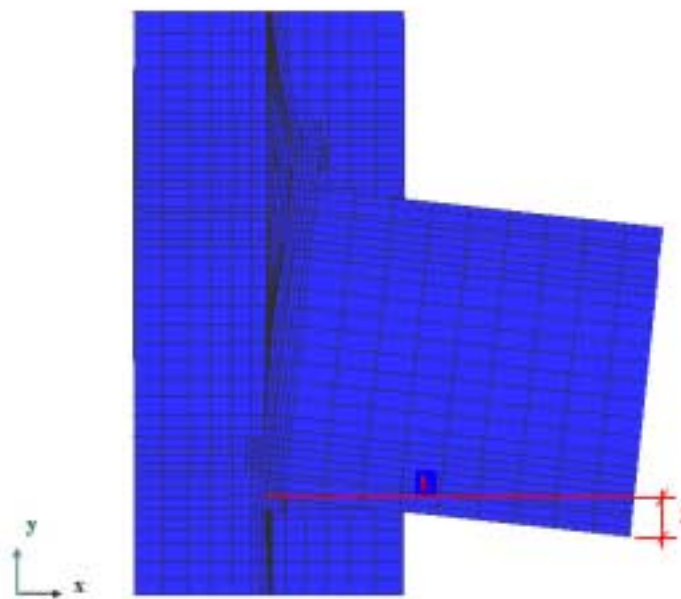


Figura 5.2: Determinação da rotação da ligação.

5.1 – Distribuição de tensões na viga

A análise das tensões na viga teve como objetivo fundamental a comparação com os valores analíticos esperados, obtidos por meio da teoria de flexão simples, como forma de analisar a confiabilidade dos resultados numéricos.

Para tanto, serão apresentados, para o modelo Mc2p2ch2 (coluna HP 310 x 97, $t_{ch} = 19\text{mm}$ e $\phi_{paraf} = 19\text{mm}$), os resultados referentes à distribuição de tensões normais nas mesas e na alma, bem como a distribuição das tensões cisalhantes na alma da viga, para um momento fletor de **7.500kNcm** na ligação (**1,15M_{pl}**).

5.1.1 – Distribuição das Tensões Normais

Para a análise da distribuição de tensões nas mesas da viga foram consideradas a seção de interseção com a chapa de topo e uma outra, situada a **H/2** da primeira (figura 5.3), sendo **H** a altura da viga.

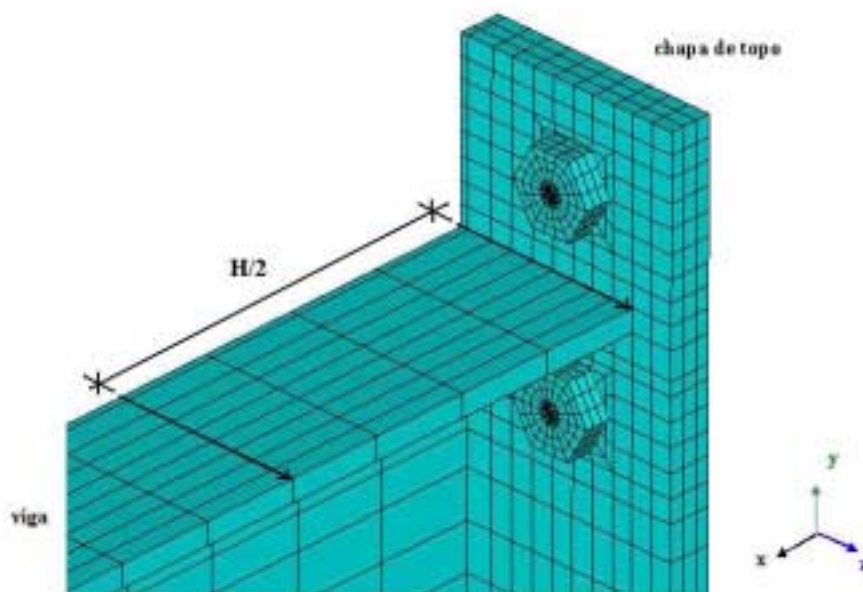


Figura 5.3: Posição das seções transversais na viga.

As distribuições de tensões normais na mesa superior, para a seção de interseção viga/chapa de topo, considerando-se diferentes níveis de solicitação na ligação, são apresentadas na figura 5.4 para o modelo Mc2p2ch2 ($t_{ch} = 19\text{mm}$, $\phi_p = 19\text{mm}$).

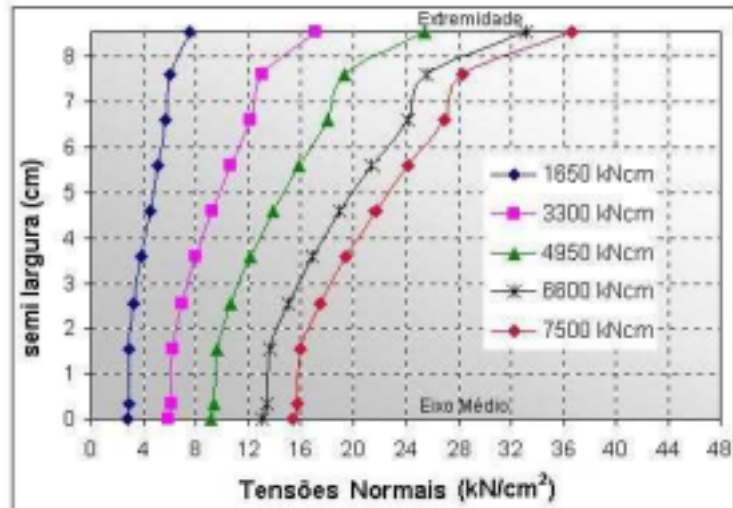


Figura 5.4: Tensões normais na mesa tracionada da viga, na seção de interseção com a chapa de topo (Modelo Mc2p2ch2).

Observa-se que a variação das tensões normais ao longo da semi-largura da mesa é dada devido à influência do enrijecimento proporcionado pela mesa do pilar. Esta variação, tanto maior quanto mais elevada a solicitação, chegou a representar, no modelo em questão, tensões na borda da mesa com valor próximo ao da tensão limite de escoamento do material ($f_y = 34,5\text{kN/cm}^2$), correspondendo a cerca de **2,3** vezes o valor observado no ponto correspondente ao plano médio da alma.

Esse comportamento, como era de se esperar, não é observado para a distribuição de tensões na seção **H/2** (figura 5.5), com tensões uniformes ao longo de toda semi-largura da mesa da viga.

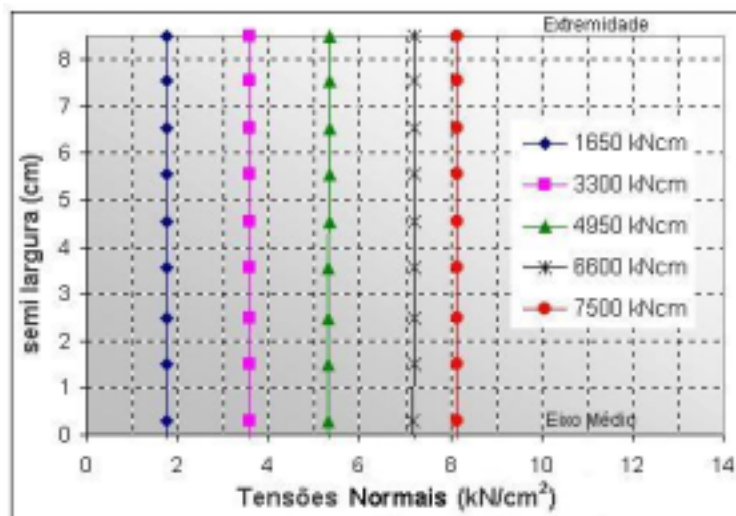


Figura 5.5: Tensões normais na mesa tracionada da viga, na seção H/2 a partir da chapa de topo (Modelo Mc2p2ch2).

Para a seção $H/2$, a distribuição de tensões normais apresenta um comportamento uniforme, condizente com a teoria de flexão, ressaltando-se que os níveis de momento fletor indicados na figura 5.5 correspondem à solicitação na ligação e representam valores equivalentes ao M_{pl} teórico da ligação (6.600kNcm) e valores intermediários (1650, 3300 e 4950kNcm) correspondentes, respectivamente, a 25%, 50% e 75% de M_{pl} .

Comportamento similar é observado também para as tensões na mesa comprimida da viga, como mostrado nas figuras 5.6 e 5.7.

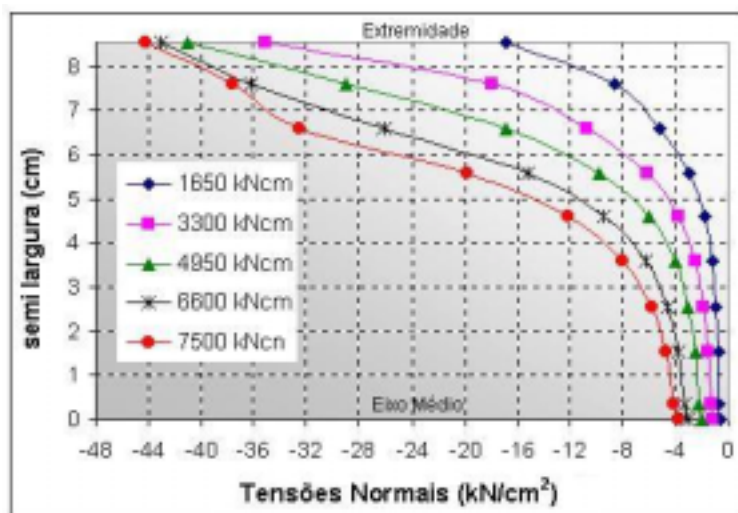


Figura 5.6: Tensões normais na mesa comprimida da viga, na seção de interseção com a chapa de topo (Modelo Mc2p2ch2).

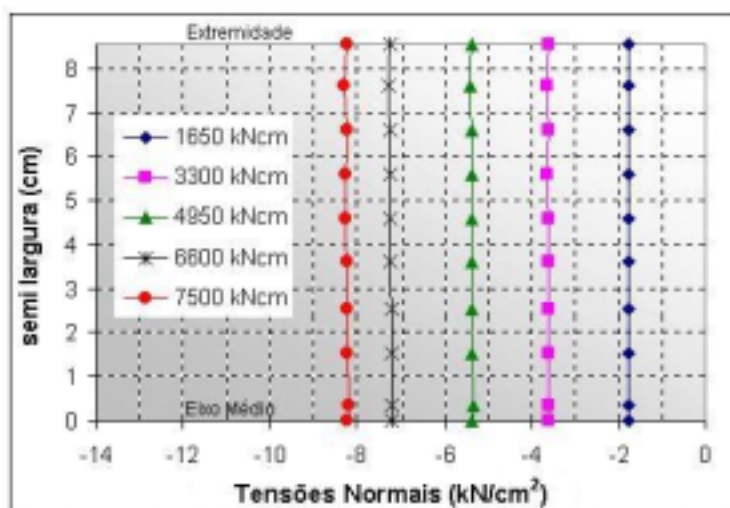


Figura 5.7: Tensões normais na mesa comprimida da viga, na seção $H/2$ a partir da chapa de topo (Modelo Mc2p2ch2).

A comparação das distribuições apresentadas nas figuras 5.4 e 5.6 mostram que variação dos valores das tensões na borda e no plano médio da alma da mesa comprimida é superior à verificada na mesa tracionada e que os valores máximos são mais elevados, chegando a ultrapassar a tensão limite de escoamento do material. Este comportamento, observado em todos os modelos analisados, indica que, para este tipo de ligação, devido à flexibilidade da alma do pilar, a distribuição das tensões longitudinais não é uniforme entre as mesas da viga, com tendência a uma maior concentração na região da mesa comprimida..

Entretanto, analisando-se as distribuições de tensões apresentadas na figura 5.5 e 5.7, constata-se um comportamento condizente com as hipóteses básicas da teoria da flexão, caracterizando a consistência da modelação utilizada neste trabalho.

Este aspecto também é observado na figura 5.8 que apresenta, para a seção **H/2**, a comparação entre as tensões médias obtidas numericamente e os valores calculados com base na teoria da flexão simples.

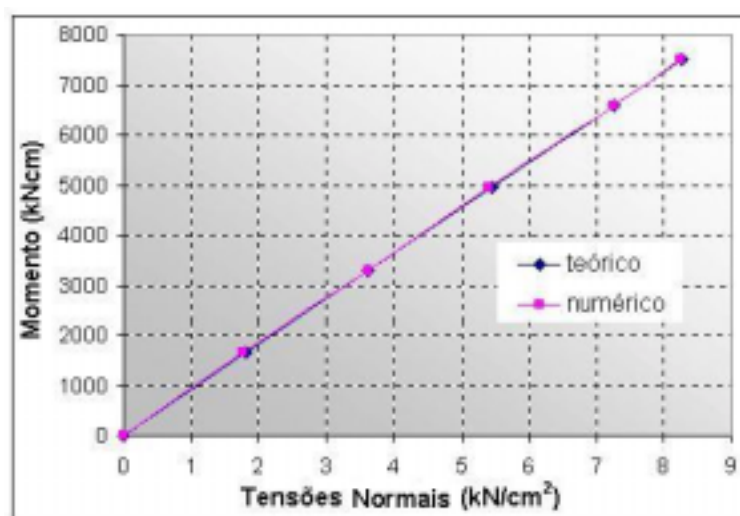


Figura 5.8: Comparação dos valores das tensões normais médias, na seção H/2 da mesa superior da viga (Modelo Mc2p2ch2).

Da análise dos resultados obtidos nos modelos de cada classe (modelos com o mesmo perfil da coluna), verificou-se que tanto a variação da espessura da chapa de topo quanto do diâmetro dos parafusos não influenciam, de forma significativa, os valores médios de tensão obtidos segundo as distribuições observadas nas mesas superior e inferior.

A exemplo do que se verifica nas mesas, também é interessante analisar as

distribuições de tensões normais na alma da viga, ao longo de sua altura.

A figura 5.9 mostra as tensões normais na alma da viga na seção de interseção com a chapa e na seção equivalente à distância da metade da altura da viga, para um carregamento equivalente ao momento fletor de 7500kNcm na ligação, apresentando-se, ainda nas figuras 5.10 e 5.11, as distribuições referentes a diferentes níveis de sollicitação.

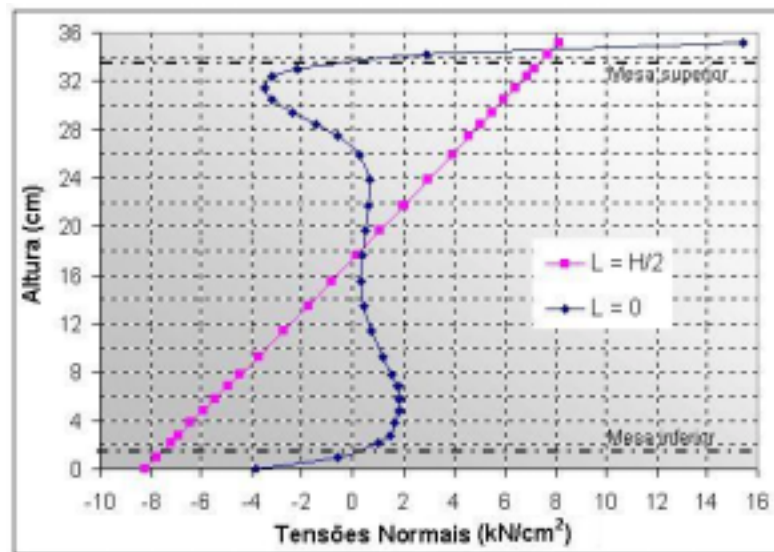


Figura 5.9: Tensões normais na alma da viga, nas seções de interseção com a chapa de topo e H/2(Modelo Mc2p2ch2).

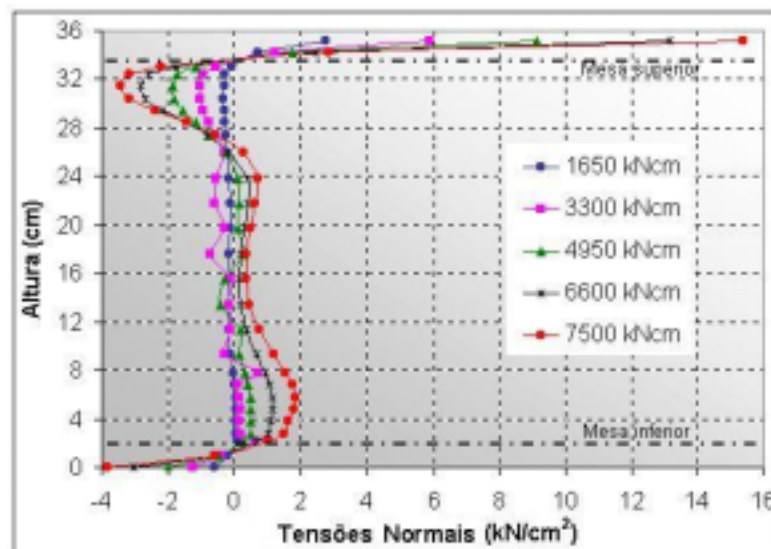


Figura 5.10: Tensões normais na alma da viga, na seção de interseção com a chapa de topo (Modelo Mc2p2ch2).

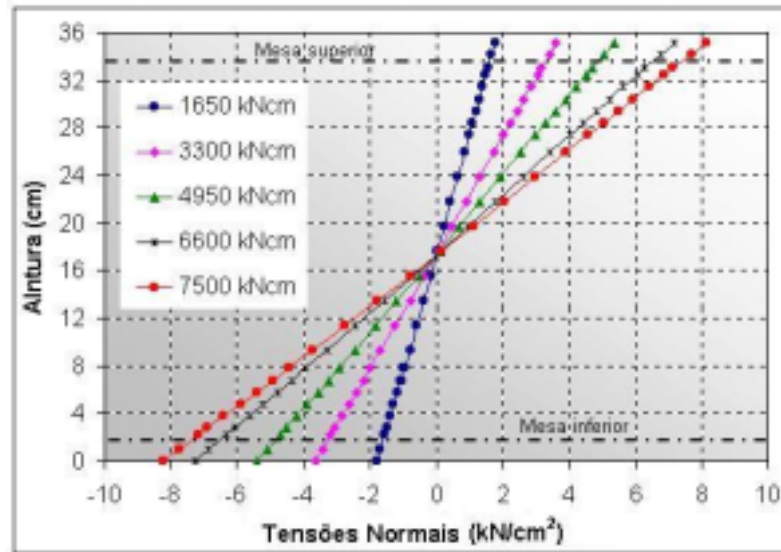


Figura 5.11: Tensões normais na alma da viga, na seção H/2 (Modelo Mc2p2ch2).

Observando a figura 5.10, verifica-se a evolução dos valores da tensão normal à medida em que a solicitação cresce, sendo possível acompanhar a concentração das tensões de tração na região superior da viga, na seção de interseção com a chapa de topo para o modelo Mc2p2ch2 ($t_{ch} = 19\text{mm}$; $\phi_p = 19\text{mm}$).

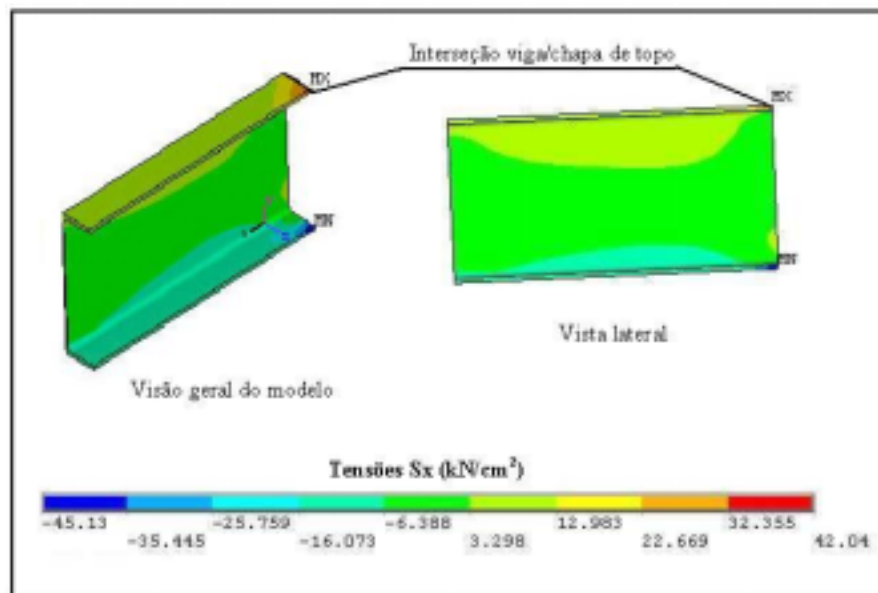


Figura 5.12: Distribuição de tensões normais na viga para o modelo Mc2p2ch2.

As tensões normais atuantes na viga para os modelos numéricos com este pilar

apresentaram valores inferiores à plastificação, observa-se a distorção das tensões na alma do pilar na seção de interseção com a chapa de topo e, que as tensões são lineares e simétricas na seção $H/2$ (figura 5.11).

A figura 5.12 ilustra a distribuição de tensões normais na viga para o modelo Mc2p2ch2.

Para modelos com pilar de alma menos esbelta (modelos Mc1p2ch1 e Mc1p2ch2), onde níveis maiores de tensões atuaram na viga, devido ao aumento do carregamento, observou-se este mesmo comportamento de concentração de tensões normais na alma da viga, na interseção com a chapa de topo. Em tais modelos, observou-se um início de plastificação na extremidade da mesa comprimida da viga, para o carregamento último, na interseção com a chapa de topo.

5.1.2 – Distribuição das Tensões de Cisalhamento

Em virtude do tipo de carregamento utilizado nos modelos numéricos, pela aplicação de forças verticais na extremidade da viga, também é possível observar o desenvolvimento de tensões cisalhantes devido à força cortante, principalmente ao longo da altura da alma.

A figura 5.13 apresenta, a distribuição de tensões cisalhantes na seção de interseção da viga com a chapa de topo para uma força aplicada, na extremidade livre da viga, de **25kN**. Tal força produz um momento fletor, na ligação (interseção viga/chapa), igual a **7.500kNcm**.

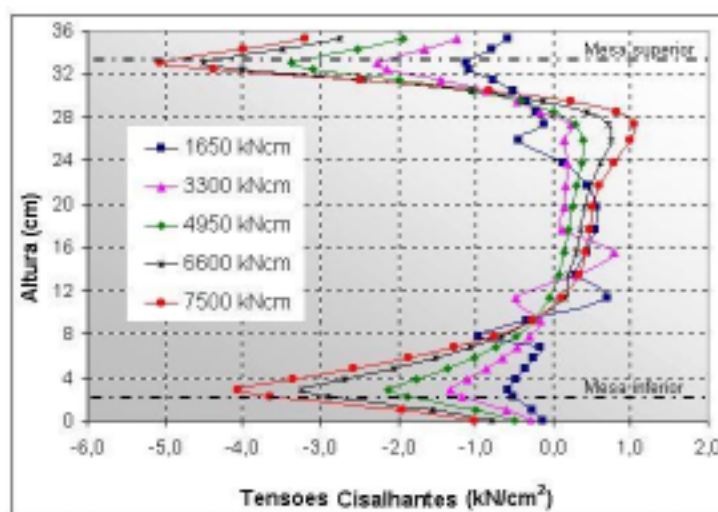


Figura 5.13: Distribuição de tensões cisalhantes na seção de interseção da viga com a chapa de topo do modelo Mc2p2ch2.

Analisando-se a figura 5.13 é possível observar uma grande distorção de tensões para a seção de interseção viga/chapa de topo. À medida em que as seções se afastam da chapa, a distribuição de tensões cisalhantes tende a um comportamento clássico, apresentando valores máximos na altura média da viga (**17,6 cm**) conforme mostra a figura 5.14.

Tomando-se, os carregamentos equivalentes às forças cortantes de **50kN (7.500kNcm)** e **33kN (4950kNcm)**, apresentam-se na figura 5.14 as distribuições de tensões de cisalhamento na seção **H/2** da alma da viga. Comparando-se as distribuições obtidas na análise numérica, ao longo de toda a altura da alma da viga, com o esperado, a partir da teoria da Resistência dos Materiais ($\tau = V \cdot Q / I \cdot b$), obteve-se uma diferença de apenas **5%** (**2,42kN/cm²** e **2,30kN/cm²**, respectivamente para os resultados da análise numérica e da formulação teórica), considerando-se o carregamento equivalente à força cortante de **50kN**.

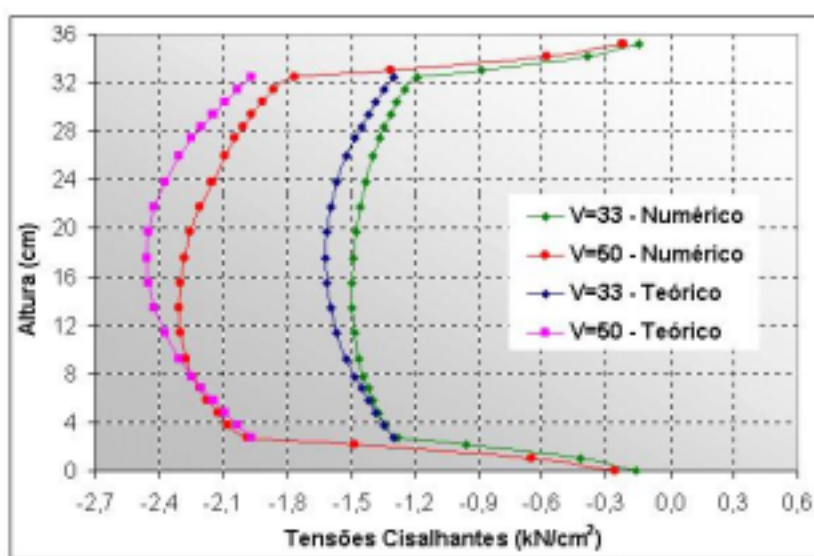


Figura 5.14: Comparação das tensões cisalhantes na seção H/2 da viga do modelo Mc2p2ch2.

5.2 – Pilares com alma muito esbelta

Na tabela 5.2 são apresentadas as características geométricas dos modelos numéricos analisados, para ligações com pilares de alma esbelta, denominadas de classe

3, escolhidos com o objetivo de avaliar-se a influência da espessura da chapa de topo em termos de resistência e rigidez, bem como identificar os mecanismos de plastificação e os estados limites envolvidos.

O momento teórico de plastificação da alma foi inferior ao dos demais componentes da ligação (parafusos e chapa) para todos os modelos, como apresentado na tabela 5.3, onde também é indicada a sollicitação aplicada a cada modelo.

Tabela 5.2: Características geométricas dos modelos da classe 3 (dimensões em mm).

Modelo	Coluna				Chapa		Parafuso	
	Bitola	t_{wc}	L	λ_w	t_{ch}	Altura	ϕ_{paraf}	L_{fuste}
Mc3p2ch2	W 410 x 46.1	9,7	357	36,80	19	442	19	28,7
Mc4p2ch1	W 530 x 82	9,5	477	50,25	16	442	19	25,5
Mc4p2ch2	W 530 x 82	9,5	477	50,25	19	442	19	28,5

Tabela 5.3: Momentos resistente e último dos modelos da classe 3 (kNcm).

Modelo	M_{pl} (comp)	M_{pl} (alma)	M aplicado
Mc3p2ch2	7.309,00	4.626,10	6.000,00
Mc4p2ch1	7.011,20	3.832,80	4.600,00
Mc4p2ch2	7.011,20	3.832,80	4.600,00

Para os três modelos numéricos, observou-se o surgimento de regiões com plastificação na alma do pilar, como previsto pelo Modelo de Gomes, evoluindo a partir da região posterior da alma, nas proximidades da porca do parafuso mais tracionado, estendendo-se através da espessura da alma e ocasionando puncionamento da mesma.

As figuras 5.15 e 5.16 ilustram, respectivamente, a distribuição das tensões longitudinais (direção normal ao plano da alma do pilar) e as regiões de plastificação na alma do pilar do modelo Mc4p2ch2, para a situação de sollicitação equivalente a 107% do momento teórico de plastificação.

Observou-se também, elevada concentração de tensões longitudinais na porca dos parafusos tracionados, com intensidade maior no parafuso da linha 1, indicando assim o alto nível de tensões de contato atuantes nessa região, provocando a plastificação parcial do parafuso e o esmagamento do furo. A figura 5.17 ilustra essas regiões do parafuso e

o comportamento descrito acima, para o mesmo nível de carregamento das situações anteriores.

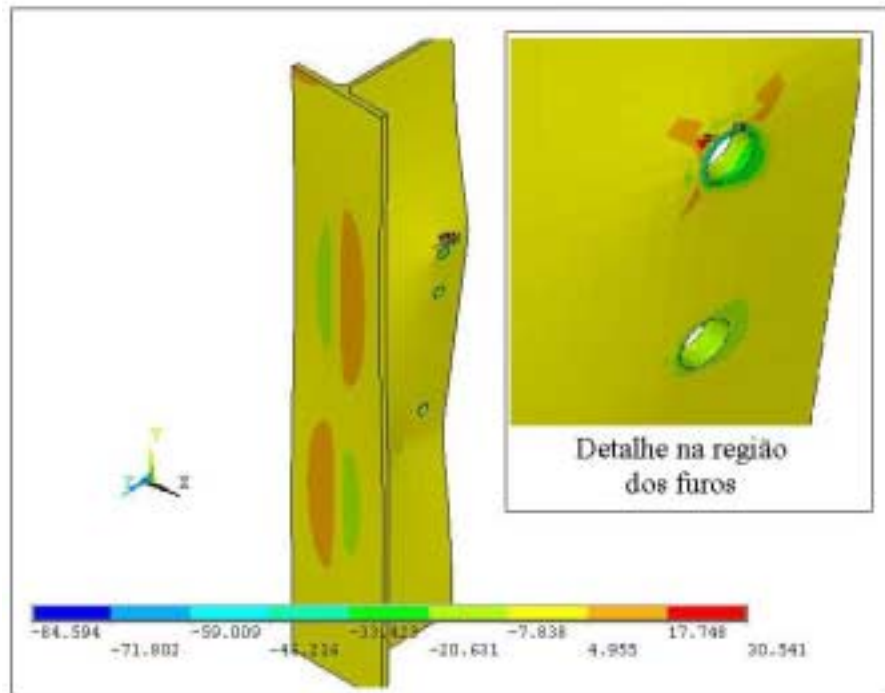


Figura 5.15: Tensões longitudinais, em kN/cm^2 , na alma do pilar (Modelo Mc4p2ch2).

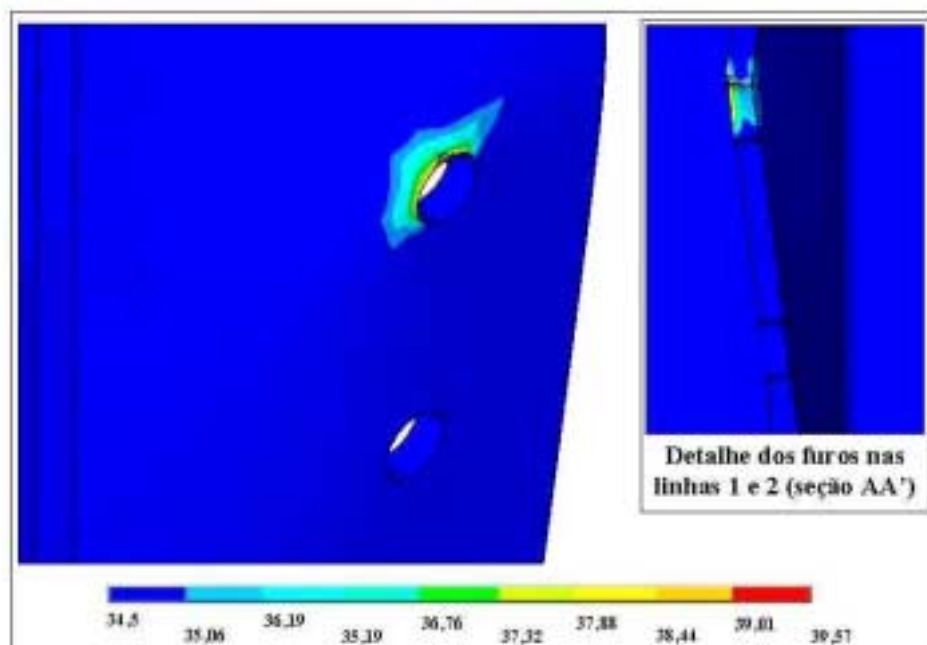


Figura 5.16: Regiões de plastificação (tensões em kN/cm^2), na alma do pilar (Modelo Mc4p2ch2).

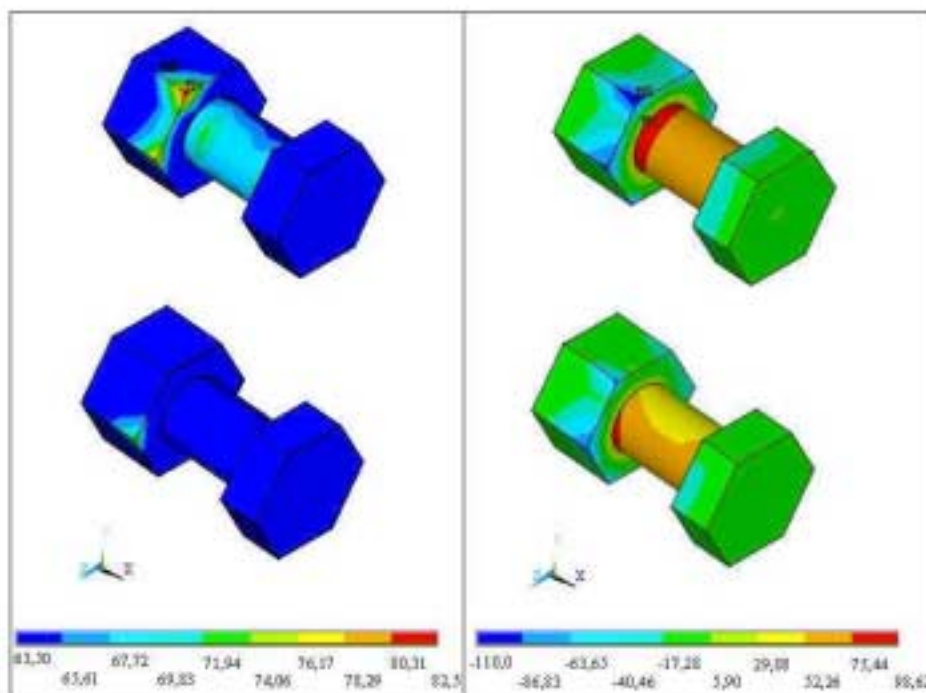


Figura 5.17: Tensões longitudinais, em kN/cm^2 , e regiões de plastificação nos parafusos tracionados (Modelo Mc4p2ch2).

Os resultados obtidos para os modelos com elevada esbeltez da alma do pilar mostraram a baixa resistência e rigidez da ligação, como era de se esperar, com elevada concentração de esforços na alma do pilar, na região de transmissão dos esforços (proximidades dos parafusos tracionados).

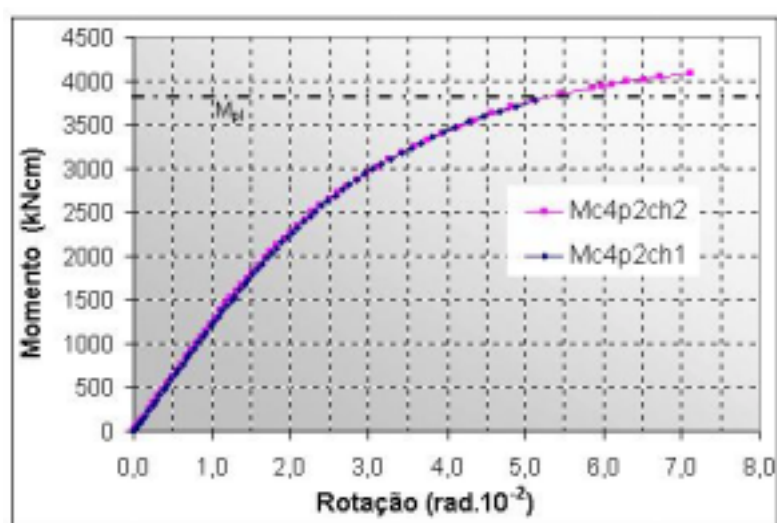


Figura 5.18: Curvas momento-rotação dos modelos Mc4p2ch1 e Mc4p2ch2.

A variação da espessura da chapa de topo, de 16mm para 19mm, nos modelos com esbeltez de alma igual a 50,25 (Mc4p2ch1 e Mc4p2ch2, respectivamente), como mostrado na figura 5.18, não demonstrou qualquer influência tanto na resistência quanto na rigidez da ligação. A única variação ocorrida deu-se em termos do carregamento último apresentado pelos dois modelos, respectivamente **3870,63kNcm** e **4084,68kNcm**, valores porém muito próximos de **3838,80kNcm** obtido por intermédio do Modelo de Gomes.

A questão da variação da chapa de topo também pode ser observada em termos do deslocamento relativo alma/chapa na seção do eixo central dos parafusos (figura 5.19) para os dois modelos, constatando-se valores nulos para este parâmetro na região dos parafusos tracionados das linhas 2 e 3, mas com valores negativos na região da linha 1, devido ao puncionamento da alma.

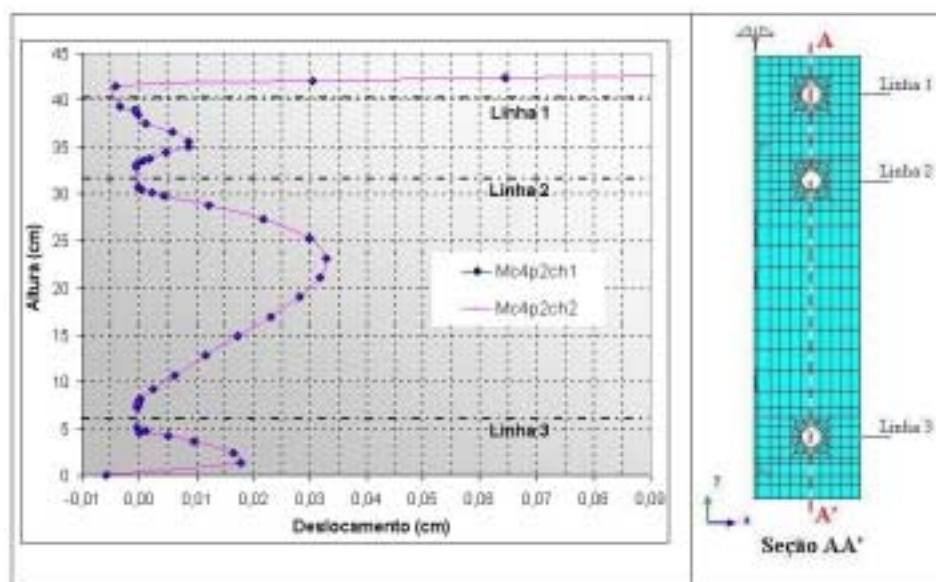


Figura 5.19: Deslocamentos relativos alma/chapa de topo na seção AA' (Modelos Mc4p2ch1 e Mc4p2ch2).

Relativamente aos modelos Mc4p2ch2 e Mc3p2ch2, a redução da esbeltez da alma do pilar de 50,25 para 36,8 (diminuição do comprimento L), para a mesma espessura da chapa e mesmo diâmetro dos parafusos, observou-se aumento da rigidez inicial e da capacidade resistente da ligação, com redução das rotações (figura 5.20).

Comparando os resultados obtidos entre os modelos Mc4p2ch2 e Mc3p2ch2, observa-se que o valor teórico do momento de plastificação da ligação, para o modelo

Mc3p2ch2, situa-se em numa região inferior da relação momento – rotação, aproximando-se da tendência da curva característica prevista pelo Modelo de Gomes.

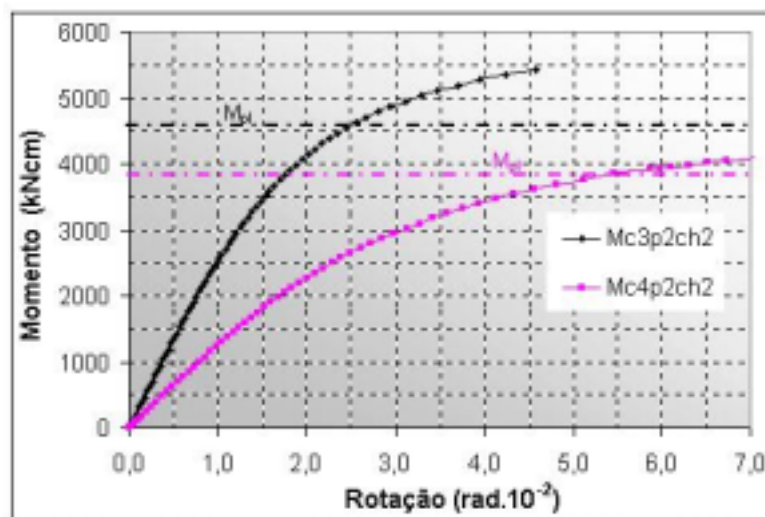


Figura 5.20: Curvas momento-rotação dos modelos Mc3p2ch2 e Mc4p2ch2.

Esses resultados indicam que, quanto maior a esbeltez da alma, menor o grau de restrição imposto pela mesa do pilar à alma, fazendo com que este elemento seja responsável por uma parcela cada vez maior da resistência do conjunto, o que ocasiona aumento das deformações e conseqüente diminuição da capacidade resistente.

As observações aqui relacionadas sobre o comportamento das ligações em que a alma do pilar apresenta elevada esbeltez levaram à desconsideração de casos com elevação do diâmetro dos parafusos, uma vez que a alma do pilar continuaria a ser o elemento crítico para a resistência da ligação. Quanto a utilização de parafusos com diâmetros inferiores (16mm), os resultados analíticos mostraram que o momento de plastificação da alma continuaria sendo a situação mais crítica.

5.3 – Pilares com alma medianamente esbelta

As características dos modelos numéricos da classe 2 (pilares de alma medianamente esbelta) analisados são apresentadas na tabela 5.4, juntamente com as dimensões da chapa de topo e dos parafusos. Foram analisados dois modelos numéricos

com o objetivo de avaliar o ganho de resistência e rigidez devido ao enrijecimento da chapa de topo, bem como identificar os mecanismos de plastificação e os estados limites.

O momento teórico de plastificação da alma, assim com no caso de almas muito esbeltas, foi inferior ao dos demais componentes da ligação (parafusos e chapa) para os dois modelos, como indicado na tabela 5.5, juntamente com a solicitação de cada modelo.

Tabela 5.4: Características geométricas dos modelos da classe 2 (dimensões em mm).

Modelo	Coluna				Chapa		Parafuso	
	Bitola	t_{wc}	L	λ_w	t_{ch}	Altura	ϕ_{paraf}	L_{fuste}
Mc2p2ch1	HP 310 x 97	9,9	245	24,77	16	442	19	25,9
Mc2p2ch2	HP 310 x 97	9,9	245	24,77	19	442	19	28,9

Tabela 5.5: Momentos resistente e último dos modelos da classe 2 (kNcm).

Modelo	M_{pl} (comp)	M_{pl} (alma)	M aplicado
Mc2p2ch1	8.222,00	6.580,00	9.000,00
Mc2p2ch2	8.222,00	6.580,00	9.000,00

Para os dois modelos numéricos, conforme previsto no Modelo de Gomes, observou-se o estado limite de plastificação da alma do pilar na região próxima aos parafusos tracionados, com o conseqüente alargamento dos furos e puncionamento da alma, principalmente no parafuso da linha 1.

Em relação ao aumento da espessura da chapa de topo, assim como no caso anterior, não foi observada alteração significativa na resistência ou na rigidez da ligação, conforme mostra a figura 5.21. O carregamento último apresentado pelos modelos numéricos foi de **9000kNcm**, 37% superior ao momento de plastificação teoricamente previsto.

Na figura 5.21, a partir do ponto correspondente a M_{pl} , pode-se também identificar uma acentuada e progressiva diminuição da relação momento – rotação, indicativa da presença de efeitos de 2ª ordem na alma do pilar, com a rigidez da ligação tendendo para uma rigidez de membrana S_m , de acordo com a curva característica

prevista no Modelo de Gomes (1990).

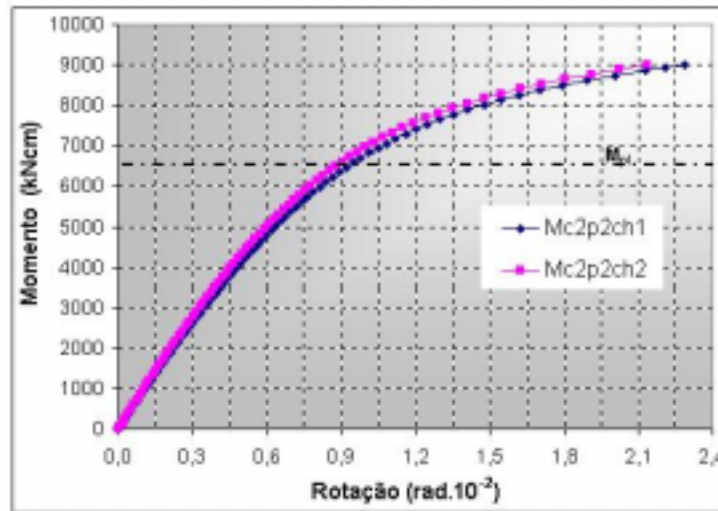


Figura 5.21: Curvas momento-rotação dos modelos Mc2p2ch1 e Mc2p2ch2.

Também como no caso anterior, o comportamento dos modelos numéricos da classe 2 analisados, em termos de deslocamento relativo alma/chapa (figura 5.22), não apresentou diferenças significativas com o aumento da espessura da chapa, com valores nulos na proximidade de todos os parafusos, demonstrando que o comportamento da alma do pilar foi determinante no comportamento da ligação como um todo.

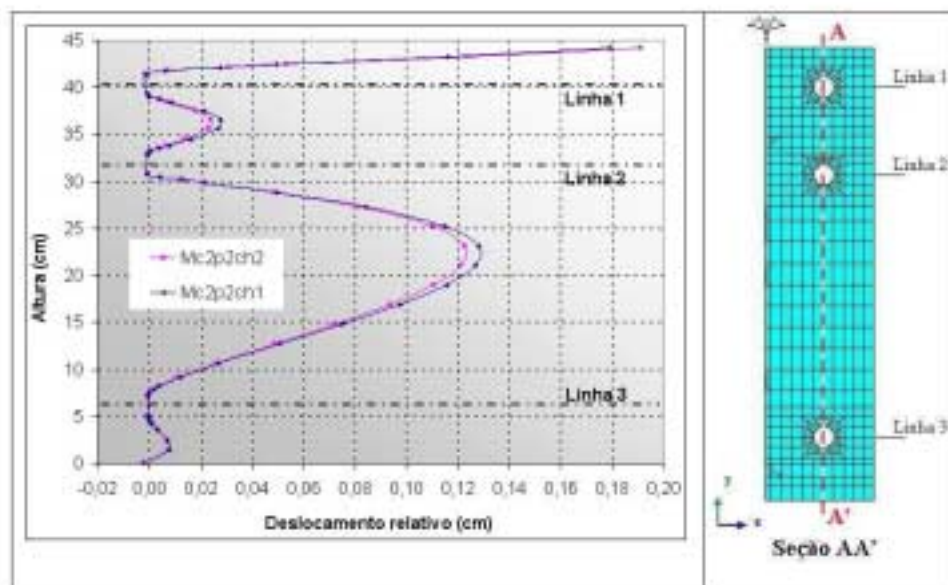


Figura 5.22: Deslocamentos relativos alma/chapa de topo na seção AA' (Modelos Mc2p2ch1 e Mc2p2ch2).

Desse modo, os resultados obtidos apontam para a possibilidade de economia, em termos globais em uma estrutura, através da utilização de chapas menos espessas e parafusos com diâmetros menores, sem o comprometimento da resistência e da rigidez da ligação, desde que seja garantida suficiente resistência ao cisalhamento e que as reduções de diâmetro e espessura indicadas não alterem a situação de ser a alma do pilar o elemento crítico em termos de colapso da ligação.

Na figura 5.23 estão representadas as distribuições de tensões longitudinais no pilar, para uma sollicitação correspondente a **37%** acima do momento teórico de plastificação da alma do pilar, observando-se a concentração de tensões na alma, na região dos parafusos tracionados e também a transmissão de tensões longitudinais para a mesa, o que demonstra o grau de restrição que este oferece à alma e, naturalmente, à ligação como todo.

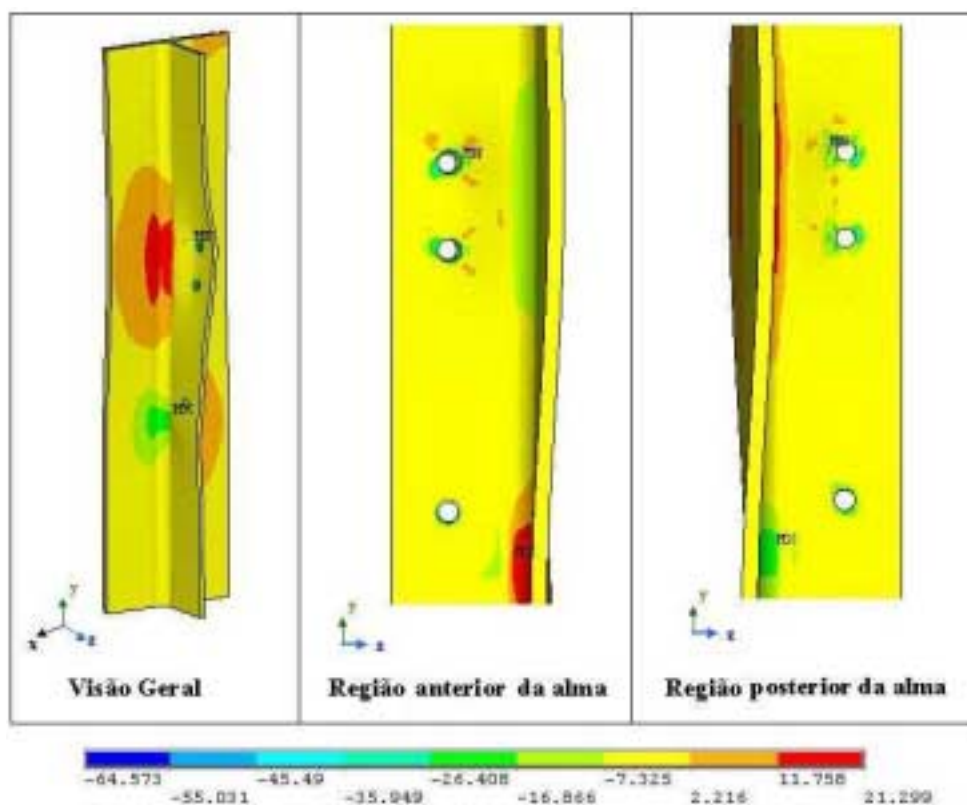


Figura 5.23: Tensões longitudinais, kN/cm^2 , no pilar (Modelo Mc2p2ch2).

Na figura 5.24 são apresentadas as regiões de plastificação na alma do pilar, com destaque para a região próxima aos furos dos parafusos tracionados, observando-se o

puncionamento da alma e o alargamento dos furos.

Percebe-se, ainda, uma alteração no posicionamento dessas regiões, em relação ao caso anterior (vide figura 5.16), uma vez que fica caracterizada uma maior concentração de tensões na região situada entre a borda do furo e na interseção alma/mesa do pilar, ou seja, indicando uma forte influência da flexão em torno de um eixo paralelo ao plano médio da alma da viga.

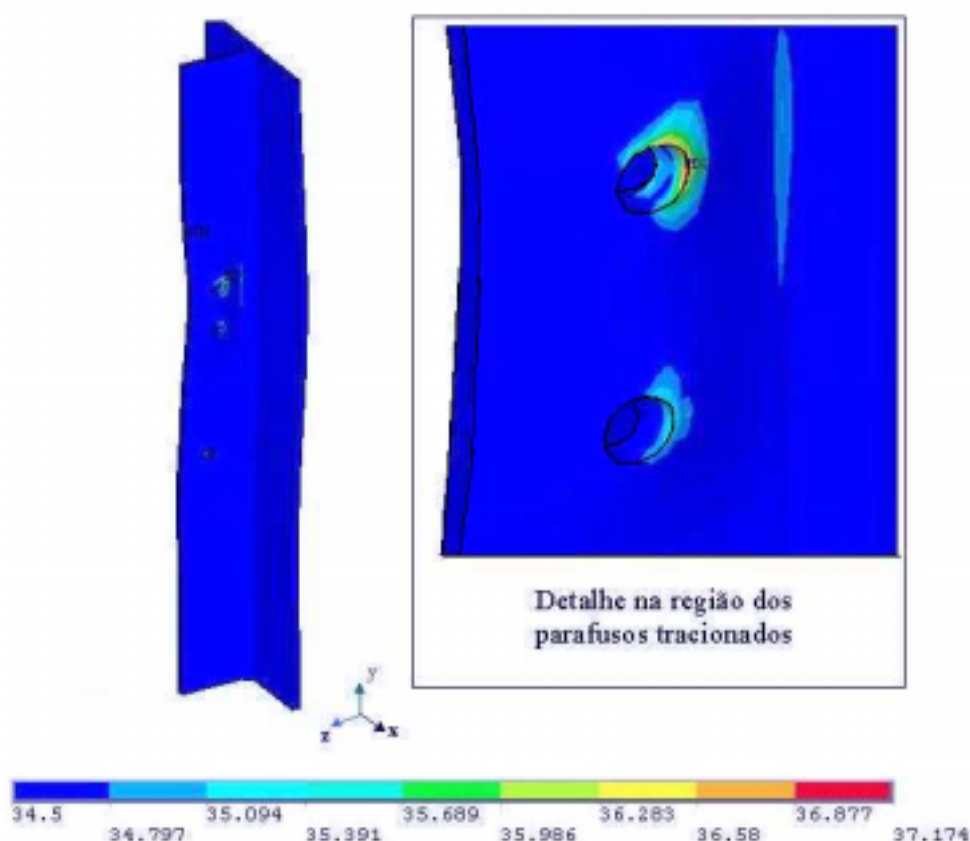


Figura 5.24: Regiões de plastificação (tensões em kN/cm^2), na alma do pilar (Modelo Mc2p2ch2).

Quanto aos parafusos, observou-se um aumento sensível das tensões longitudinais na região do fuste dos parafusos tracionados (especialmente da linha 1), provocando a plastificação desses elementos (figura 5.25), devido aos efeitos de 2ª ordem na alma. Esse efeito, assim como no caso de pilares com alma com grande esbelteza, inicia-se na região próxima à extremidade da chapa evoluindo em direção ao plano de simetria da ligação, podendo também ser observado no parafuso tracionado da linha 2.

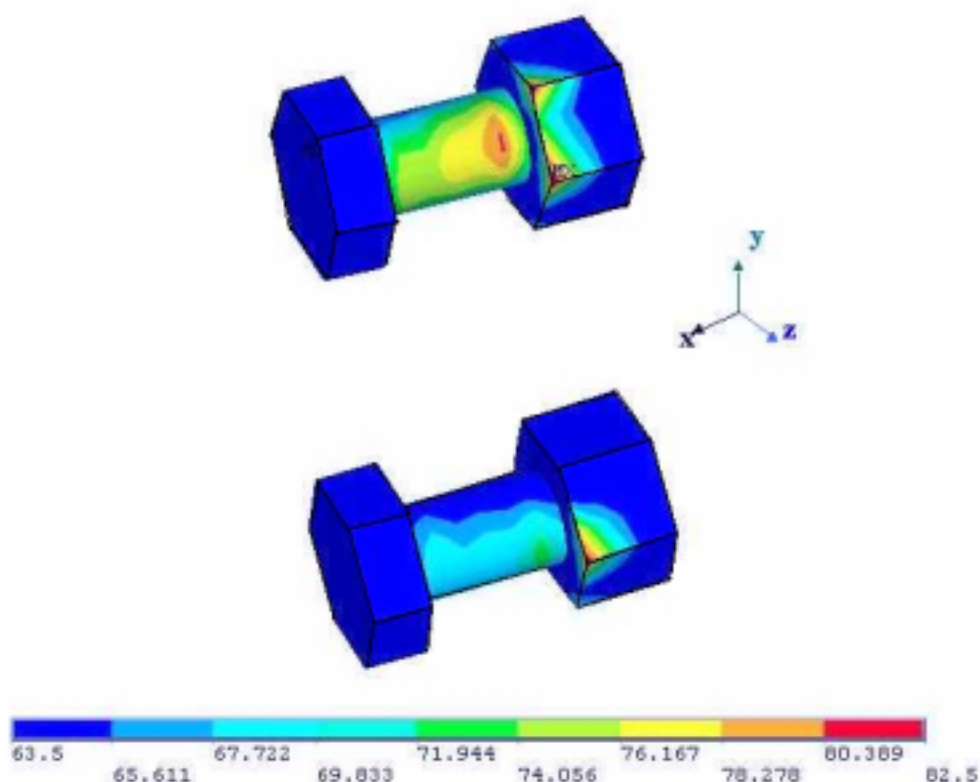


Figura 5.25: Regiões de plastificação (tensões em kN/cm²) nos parafusos das linha 1 e 2 para solicitação de 37% acima do momento teórico de plastificação (Modelo Mc2p2ch2).

5.4 – Pilares com alma de pequena esbeltez

O terceiro grupo de modelos numéricos analisados nesse trabalho foi composto por ligações constituídas por pilares com baixa esbeltez de alma, denominadas ligações de classe 1.

Foram analisados quatro diferentes configurações, cujas características geométricas são indicadas na tabela 5.6, com o objetivo de verificar-se a influência da variação, em termos de capacidade resistente e de rigidez devida à variação do diâmetro dos parafusos e da espessura da chapa de topo.

O momento teórico de plastificação da alma, diferentemente dos dois casos anteriores, foi superior ao dos demais componentes da ligação (parafusos e chapa) para todos os modelos, como indicado na tabela 5.7, onde indica-se também a solicitação aplicada a cada modelo e o modo de colapso obtido analiticamente para cada linha de

parafuso tracionado.

Tabela 5.6: Características geométricas dos modelos da classe 1 (dimensões em mm).

Modelo	Coluna				Chapa		Parafuso	
	Bitola	t_{wc}	L	λ_w	t_{ch}	Altura	ϕ_{paraf}	L_{fuste}
Mc1p2ch1	HP 310 x 110	15,4	245	15,40	16	442	19	31,4
Mc1p2ch2	HP 310 x 110	15,4	245	15,40	19	442	19	34,4
Mc1p2ch3	HP 310 x 110	15,4	245	15,40	22	442	19	37,4
Mc1p3ch2	HP 310 x 110	15,4	245	15,40	19	456	22	34,4

Observa-se que, para todos os modelos analisados, a situação de colapso corresponde ao modo 2, correspondente à formação de rótula plástica na interseção flange/alma do perfil “T” equivalente e simultâneo colapso dos parafusos, exceto para o modelo Mc1p3ch2, com colapso pelo modo 1, correspondente ao desenvolvimento do máximo valor da força de alavanca Q e formação da rótula plástica na linha 1.

Tabela 5.7: Momentos resistente e último dos modelos da classe 1 (kNm).

		Modo	Carga (kN)	M_{pl} (comp)	M_{pl} (alma)	M aplicado
Mc1p2ch1	Linha 1	2	189,36	13.613,90	15.921,14	17.500,00
	Linha 2	2	211,22			
Mc1p2ch2	Linha 1	2	189,36	13.613,90	15.921,14	17.500,00
	Linha 2	2	211,22			
Mc1p2ch3	Linha 1	2	189,36	13.613,90	15.921,14	17.500,00
	Linha 2	2	211,22			
Mc1p3ch2	Linha 1	1	189,63	15.068,19	16.160,60	20.000,00
	Linha 2	2	259,46			

Em relação ao aumento da espessura da chapa de topo, aplicado aos três primeiros modelos da tabela 5.6, a variação da rigidez inicial da ligação pode ser considerada inexpressiva, como pode ser observado na figura 5.26, embora com um pequeno acréscimo na resistência final da ligação.

Devido à baixa esbelteza da alma do pilar, não foi observado o desenvolvimento do chamado “efeito de 2ª ordem”, característico do comportamento não-elástico das ligações na alma do pilar, descrito por Gomes (1990).

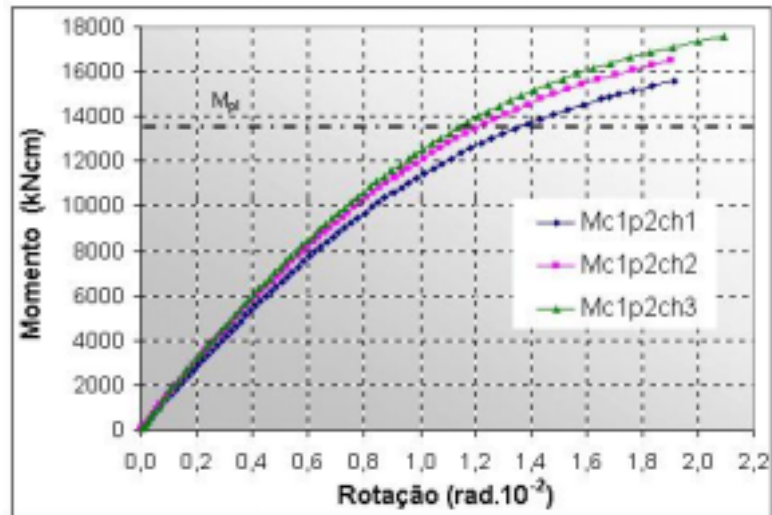


Figura 5.26: Curvas momento-rotação dos modelos Mc1p2ch1, Mc1p2ch2 e Mc1p2ch3.

Os resultados obtidos indicam que o aumento da espessura da chapa de topo produziu um pequeno acréscimo dos esforços nos parafusos tracionados, principalmente na linha 1, como pode ser observado na figura 5.27, em termos do deslocamento relativo alma/chapa ao longo da seção AA'.

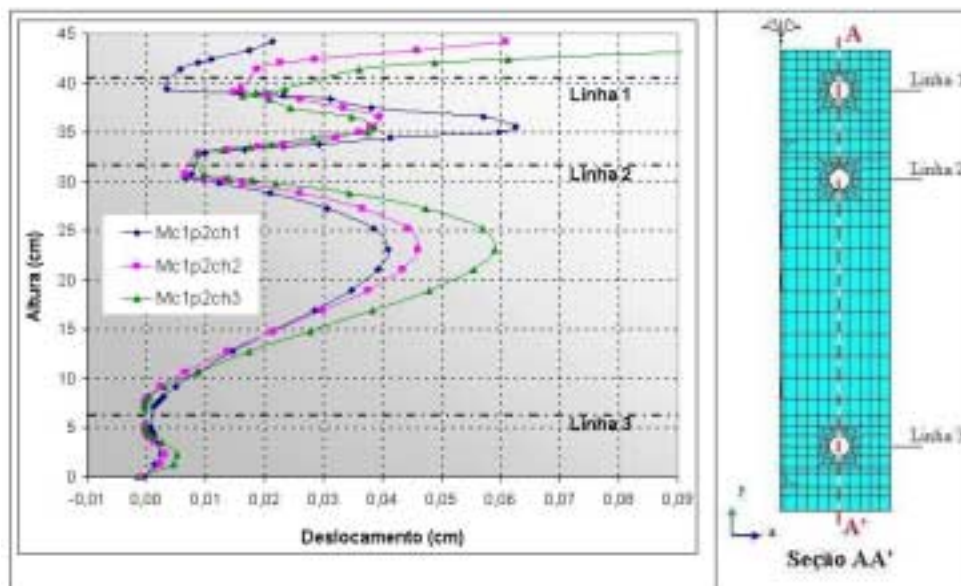


Figura 5.27: Deslocamentos relativos alma/chapa de topo na seção AA' (Modelos Mc1p2ch1, Mc1p2ch2 e Mc1p2ch3).

Com o aumento do diâmetro do parafuso, de 19mm para 22mm (modelo

Mc1p3ch2, com chapa de topo de 19mm de espessura), observou-se um acréscimo na capacidade resistente da ligação, devido ao aumento da contribuição da alma, como pode ser observado na figura 5.28, que indica o desenvolvimento do comportamento pós-elástico, caracterizado pela rigidez de membrana S_m descrita por Gomes (1990).

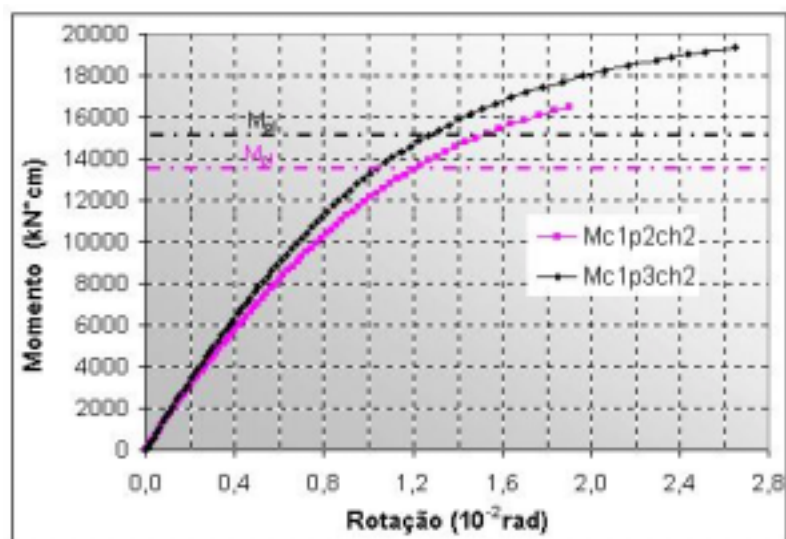


Figura 5.28: Curvas momento-rotação dos modelos Mc1p2ch2 e Mc1p3ch2.

É importante ressaltar que o aumento do diâmetro dos parafusos ocasionou, devido ao acréscimo da sollicitação e do desenvolvimento do comportamento de membrana na alma, há a um deslocamento vertical na extremidade livre da viga, para o carregamento final, da ordem de **4,75cm** (modelo Mc1p3ch2), correspondente a um acréscimo de **44%** em relação ao verificado no modelo Mc1p2ch2, considerando-se um acréscimo de apenas **18%** do momento fletor aplicado.

Analogamente aos casos anteriormente apresentados, a influência da variação do diâmetro dos parafusos também pode ser analisada em termos da diminuição dos deslocamentos relativos alma/chapa (figura 5.29) na região dos parafusos tracionados.

A figura 5.30 ilustra as tensões longitudinais no pilar do modelo Mc1p3ch2, com destaque para as elevadas concentrações de tensão nas proximidades dos parafusos tracionados e também na mesa. (solicitação final 45% acima do momento de plastificação dos parafusos).

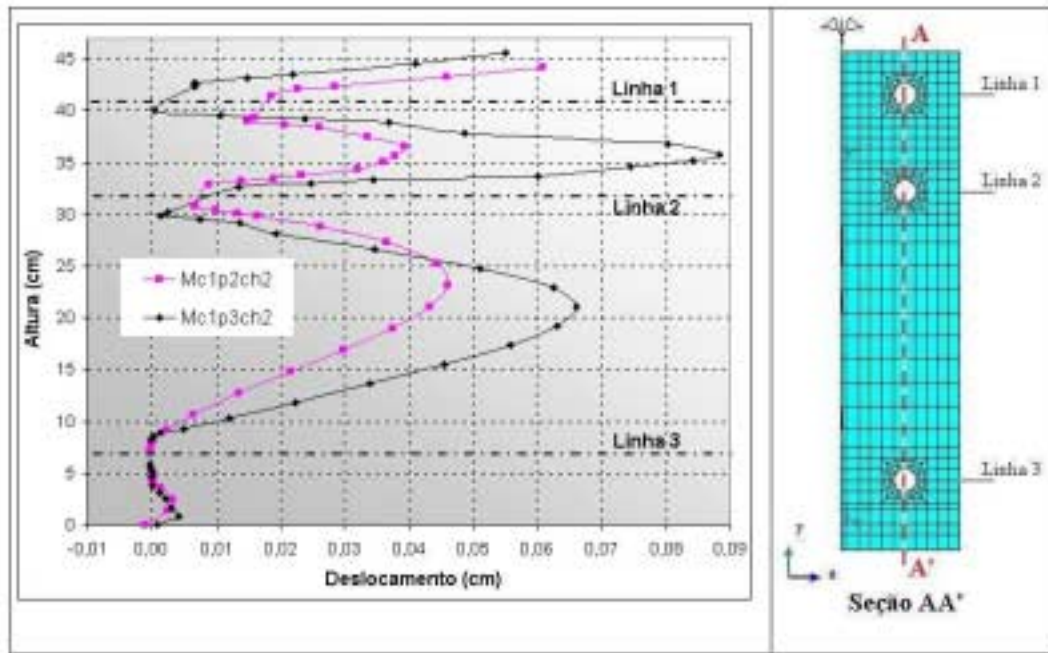


Figura 5.29: Deslocamentos relativos alma/chapa de topo na seção AA' (Modelos Mc1p2ch2 e Mc1p3ch2).

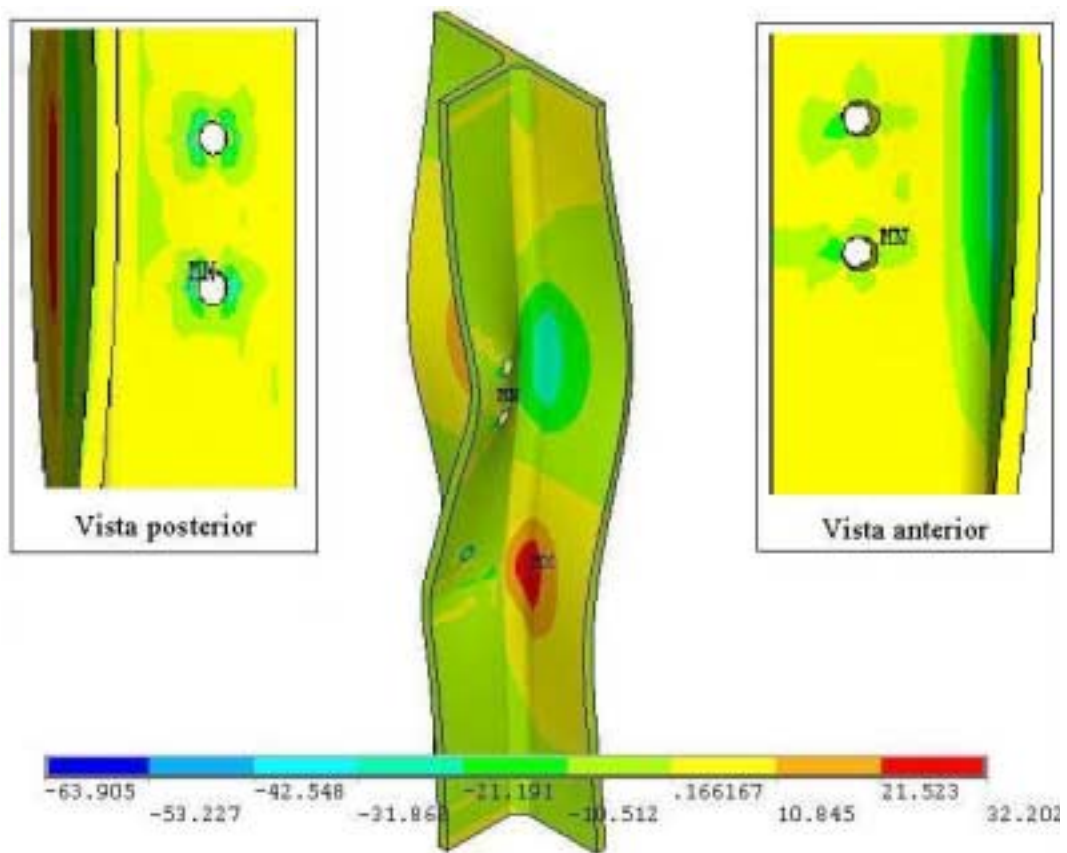


Figura 5.30: Tensões longitudinais (em kN/cm^2) no pilar do Modelo Mc1p3ch2.

A figura 5.31 mostra a distribuição de tensões nos parafusos tracionados dos modelos Mc1p2ch1 e Mc1p2ch3, com espessura da chapa de 16mm e 22mm respectivamente, observando-se que a plastificação ocorre primeiramente no parafuso da linha 1, localizado acima da mesa superior da viga.

A questão da distribuição de esforços entre os parafusos tracionados será objeto de considerações no Capítulo 6, dedicado à comparação dos resultados obtidos na análise numérica com os esperados a partir dos modelos analíticos.

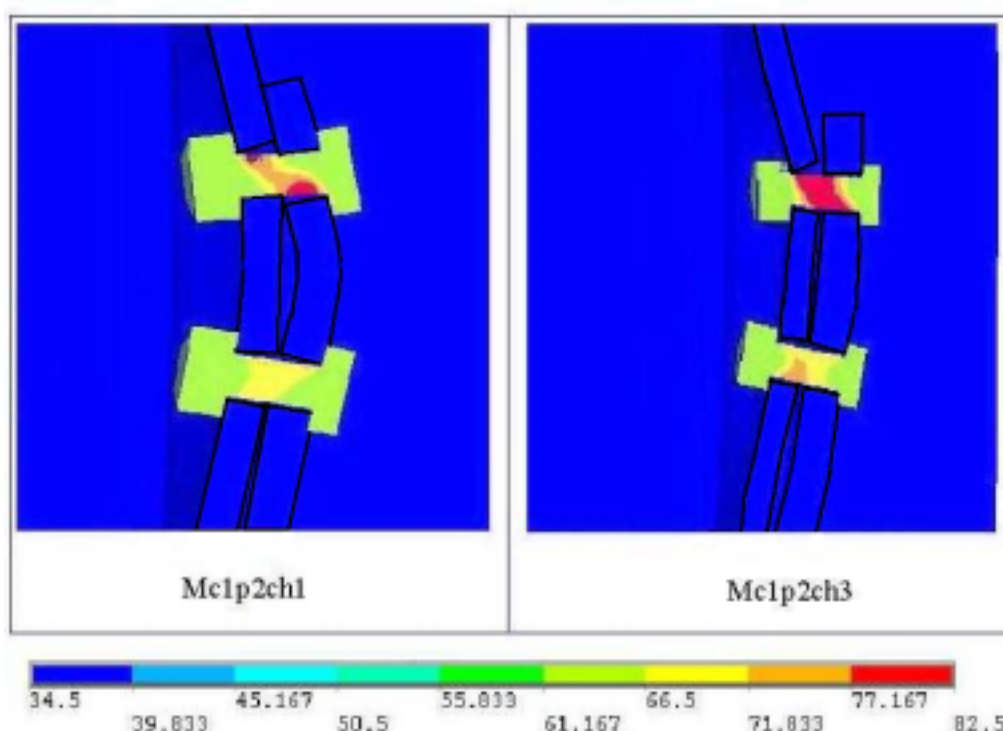


Figura 5.31: Distribuição de tensões (em kN/cm^2) nos parafusos tracionados (Modelos Mc1p2ch1 e Mc1p2ch3).

Para os modelos Mc1p2ch1 e Mc1p2ch2, respectivamente com chapas de topo de 16mm e 19mm de espessura, ambos com parafusos de 19mm, ocorreu grande concentração de tensões longitudinais na chapa de topo na região do flange tracionado da viga, o que não foi observado para o modelo Mc1p2ch3, com chapa de 22mm.

Essa concentração de tensões, porém, também foi observada no modelo Mc1p3ch2 ($\phi_{\text{paraf}} = 22\text{mm}$). As figuras 5.32 e 5.33 ilustram, respectivamente, a distribuição das tensões longitudinais e a localização das regiões de plastificação na chapa de topo, com o aumento do diâmetro dos parafusos, (modelos Mc1p2ch2 e Mc1p3ch2).

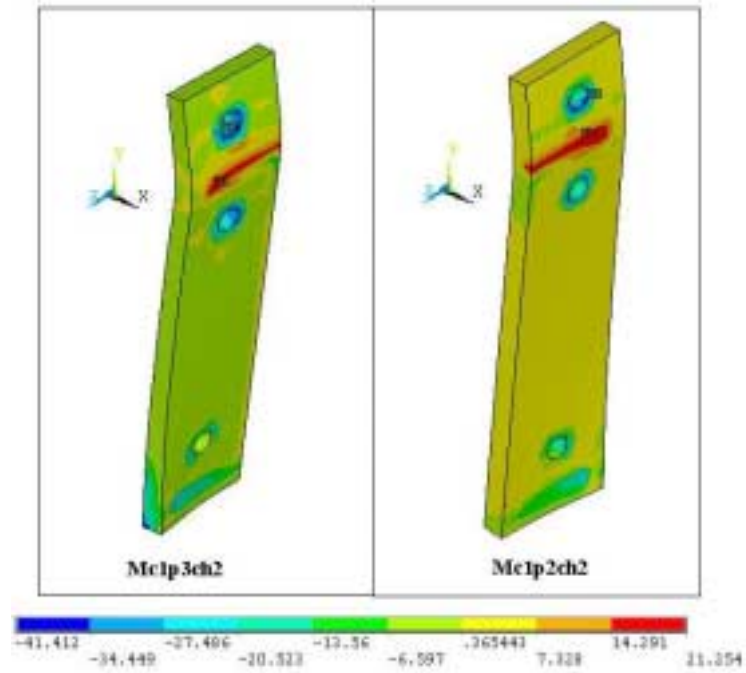


Figura 5.32: Tensões longitudinais (em kN/cm^2) na chapa de topo (Modelos Mc1p2ch2 e Mc1p3ch2).

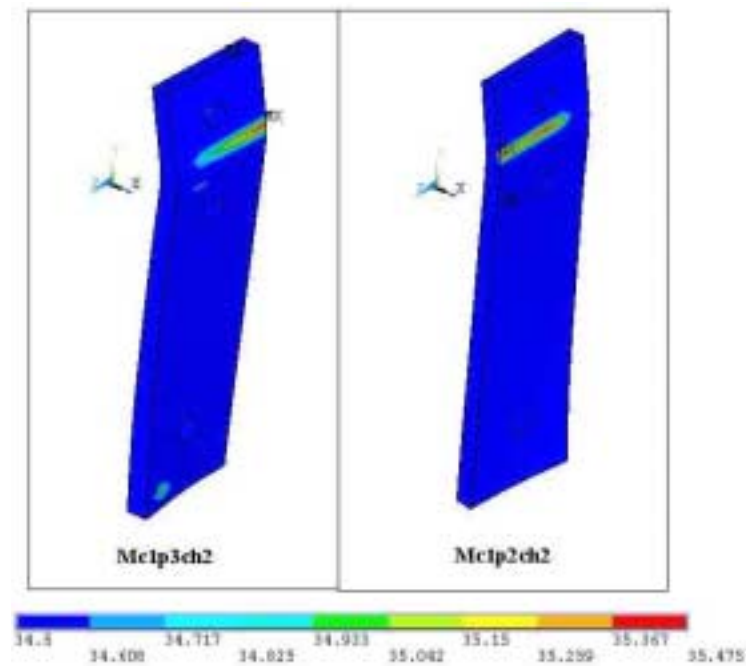


Figura 5.33: Regiões de plastificação (tensões em kN/cm^2) na chapa de topo (Modelos Mc1p2ch2 e Mc1p3ch2).

Uma observação importante diz respeito quanto aos modos de colapso previstos pelo EUROCODE 3 (2000) e comentados no capítulo 3. A tabela 5.6 mostra que para os

as ligações com parafusos de 19mm e pilares de alma pouco esbeltas, apresentou-se como mais crítico, o modo 2 de colapso para as duas linhas de parafusos tracionados, correspondente à simultânea plastificação dos parafusos e da chapa (figura 5.34).

A análise dos resultados obtidos mostra que, de fato, o estado limite último deu-se pela plastificação dos parafusos, observando-se ainda o surgimento de regiões de plastificação nas chapas menos espessas.

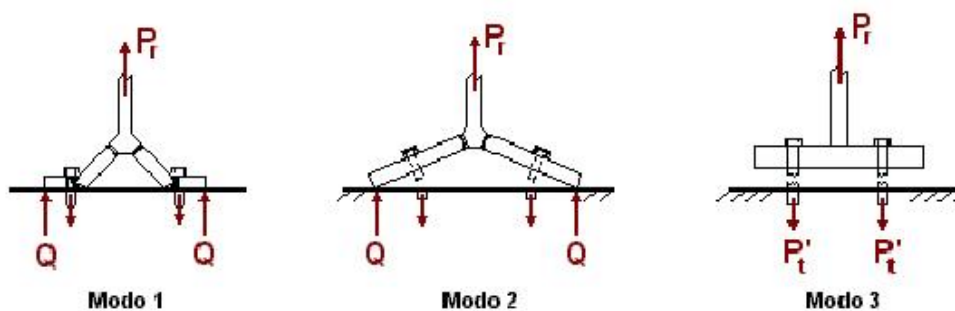


Figura 5.34: Modos de colapso previstos no EUROCODE 3 (2000).

Já para o modelo Mc1p3ch2, com o mesmo pilar dos modelos anteriores, parafusos de 22mm e chapa de 19mm, a linha 1, passou a ter previsão de colapso pelo modo 1 e a linha 2 continuou com o modo 2, porém com acréscimo de sua resistência potencial. O momento de plastificação dos componentes continuou sendo mais crítico mas com valor mais próximo do indicado para a capacidade resistente da alma.

Este comportamento foi confirmado na análise numérica, embora tenham sido observadas elevadas concentrações de tensões na alma do pilar, inclusive com o surgimento de regiões de plastificação, nas proximidades dos parafusos tracionados.

Para os demais modelos numéricos (alma com média e grande esbeltez), o momento de plastificação da alma era inferior ao dos componentes e, de fato, observou-se nos modelos numéricos que o estado limite último da ligação é atingido devido à ocorrência de plastificação na alma. A carga crítica de plastificação para ambas as linhas tracionadas foi correspondente ao modo 1 de colapso.

Esses resultados sugerem que as verificações quanto aos modos de colapso, contidas no Método dos Componentes do EUROCODE 3 (2000), são pertinentes e também podem ser aplicadas às ligações na alma do pilar, mesmo nos casos em que há transferência de momentos para a alma.

Os resultados referentes ao estudo da rigidez, as comparações entre os resultados numéricos e as considerações do modelo teórico proposto por Gomes (1990) e Neves (1996), bem como a classificação dessas ligações segundo o EUROCODE 3 (2000) serão apresentados no Capítulo 6.

5.5 – Tensões na Alma do Pilar

Nesta seção, serão analisados os resultados obtidos para a distribuição de tensões nas direções transversais, ou seja, segundo o plano da alma do pilar. Este aspecto, conforme comentado anteriormente, mostra-se importante pois em determinadas regiões, esta é submetida à flexão segundo as direções vertical e longitudinal.

Para ilustrar esse tipo de comportamento, tomou-se a seção EE', equivalente ao plano de simetria na alma do pilar, para as tensões verticais S_y ao longo de toda sua altura. As seções BB' e DD', equivalentes às seções horizontais que passam, respectivamente, pelo centro dos parafusos das linhas 1 e 2 (figura 5.35), foram escolhidas para a indicação das tensões S_z .

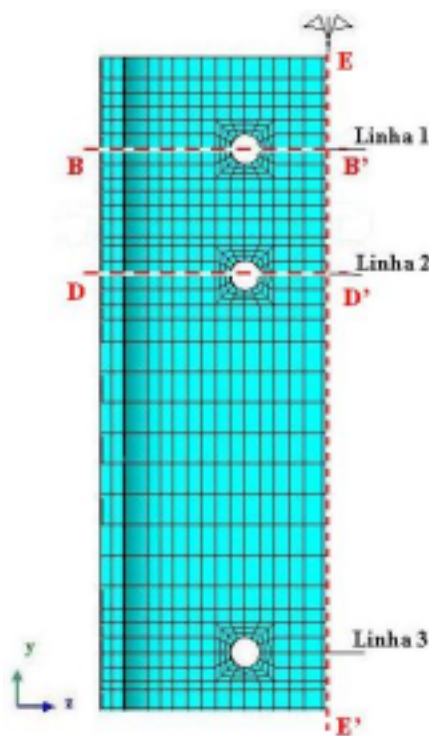


Figura 5.35: Seções BB', DD' e EE' para análise das tensões na alma.

Para essa análise, tomou-se o modelo Mc2p2ch2 ($\lambda_w = 24,77$; $t_{ch} = 19\text{mm}$ e $\phi_p = 19\text{mm}$), cujo estado limite último observado deu-se pela plastificação da alma do pilar, com puncionamento da região dos furos dos parafusos tracionados. Para um carregamento equivalente ao momento de plastificação teórico da alma do pilar (**6.580kNcm**), observou-se a distribuição apresentada na figura 5.36 para a tensão S_y na seção EE'.

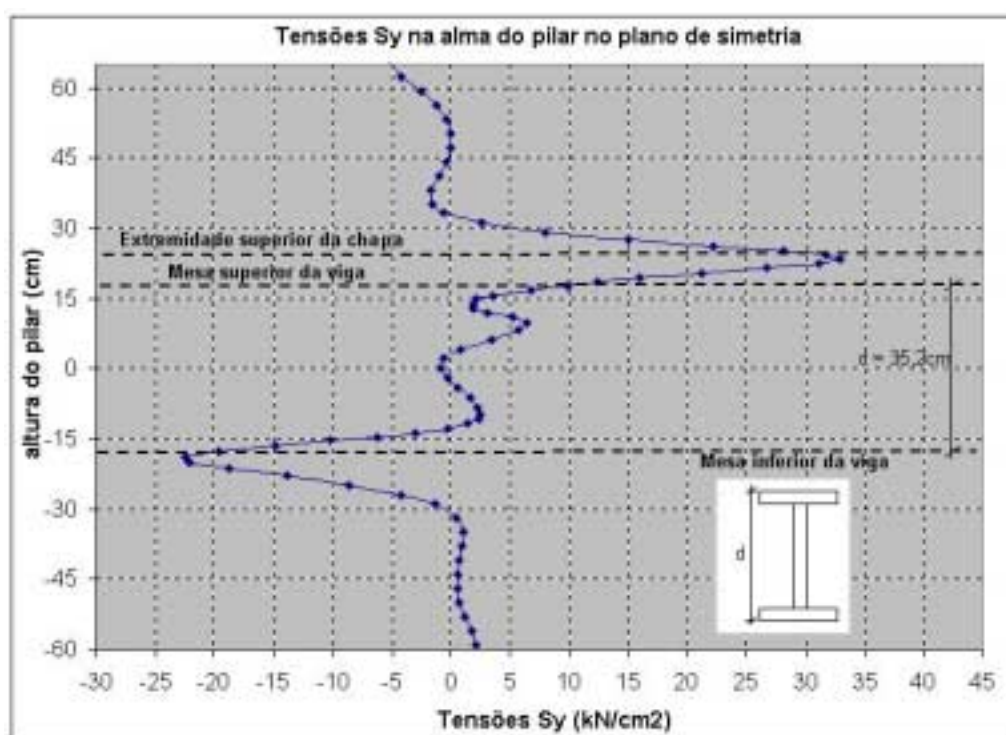


Figura 5.36: Tensões S_y na seção EE' da alma do pilar (Modelo Mc2p2ch2).

Observa-se que as tensões na alma do pilar, na direção Y, são mais intensas na região do parafuso tracionado da linha1 e na região logo abaixo da extremidade inferior da chapa de topo que, praticamente, coincide com a posição da mesa inferior da viga. É possível observar também que a máxima tensão na região tracionada situa-se próxima da tensão de escoamento ($f_y = 34,5\text{kN/cm}^2$) do material.

Este fato, para o modelo em questão, pode sugerir que a flexão da alma, no plano XY (correspondente ao plano médio da alma da viga), pode ser considerada como a aplicação do momento fletor na ligação em uma região de altura igual à distância entre a linha externa de parafusos tracionados e a extremidade inferior da chapa de topo, com

as tensões atingindo valores próximos ao limite de escoamento do material nessas regiões.

Duas outras constatações importantes, decorrentes da variação de tensões apresentada na figura 5.36, referem-se à rápida aproximação das tensões para valores próximos de zero, acima e abaixo das extremidades da chapa de topo, e à ausência de simetria das tensões, em relação ao plano médio da mesa tracionada da viga, nas regiões correspondentes aos furos.

Em relação às tensões transversais S_z , a figura 5.37 ilustra a distribuição de tensões nas seções BB' e DD', para a mesma solitação de **6.580kNcm**.

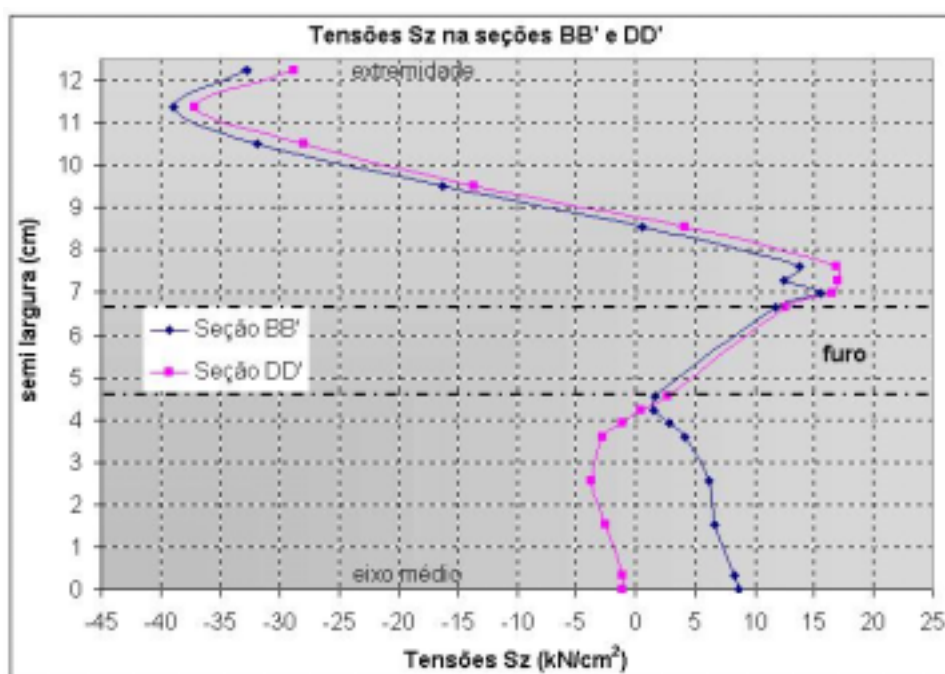


Figura 5.37: Tensões S_z nas seções BB' e DD' da alma do pilar (Modelo Mc2p2ch2)

Em relação às tensões que produzem flexão nos planos correspondentes às seções em estudo, observa-se um comportamento similar para as duas seções, na região situada entre o alinhamento vertical dos furos e a mesa pilar, com inversão de curvatura na região próxima à junção alma/mesa do pilar e tensões superiores ao valor limite de escoamento do material.

Por outro lado, na região do eixo médio da alma do pilar percebe-se comportamentos diferentes nas seções BB' e DD', com maior nível de solitação na

linha externa de parafusos tracionados, em conformidade com o observado na figura 5.36.

Os resultados obtidos, embora preliminares, apontam para a consideração de consistência da formulação do Modelo de Gomes (1990), em termos do cálculo da capacidade resistente da alma do pilar, sendo recomendável, como será mencionado no **Capítulo 7**, o aprofundamento das análises, especialmente para levar-se em consideração a influência da esbeltez da alma λ_w .

5.6 – Altura do Pilar nos Modelos Numéricos

Merece menção ainda, nesta parte do trabalho, a questão relativa à altura do pilar adotada nos modelos numéricos. Inicialmente, a partir da bibliografia referente a ligações com chapa de topo parafusadas ao flange do pilar, imaginou-se que esse fator não seria relevante mas, devido à modificação da geometria da ligação, foram efetuados alguns testes preliminares, adotando-se para o pilar, acima e abaixo do eixo da viga, comprimentos de 1,5m (de modo a representar uma situação semelhante à proposta em alguns métodos simplificados de análise de estabilidade de pórticos planos, considerando-se rótulas situadas à meia altura do pé-direito dos pavimentos).

Em uma primeira tentativa de análise desse aspecto, efetuada para um modelo com elevada rigidez da alma do pilar e com a discretização da alma e da mesa do pilar ao longo de toda a altura, a análise não foi possível devido às limitações de número de elementos e de pontos nodais da versão disponível do programa.

Obedecendo-se a tais limitações, o modelo numérico correspondente a um pilar com alma pouco esbelta apresentou resultados praticamente idênticos ao modelo correspondente com pilar curto, porém com um tempo de processamento excessivamente longo, o que levou ao desenvolvimento das análises considerando-se o pilar com comprimento, acima e abaixo da região da ligação, correspondente a aproximadamente 1,5 vezes a altura da viga, como relatado no Capítulo 4.

Ao final das atividades relatadas neste trabalho, porém, mantida a dúvida sobre a questão da influência das condições de contorno impostas às extremidades do pilar,

optou-se por realizar um teste com a mesma consideração adotada para a continuidade do trecho discretizado da viga, ou seja, estendendo-se ficticiamente o comprimento do pilar, acima e abaixo do trecho discretizado dos modelos analisados, por intermédio de elementos de barra e imposição de acoplamento dos graus de liberdade na seção de interseção BEAM-SOLID.

A continuidade foi concebida de modo a preservar a simetria da seção do pilar, simulando um nó de pórtico, de tal forma que a coluna tivesse 1,5m de comprimento acima e abaixo da região da ligação. As restrições foram impostas aos nós das extremidades inferior e superior da coluna, impedido-se todas as translações e rotações. Uma visão geral desse modelo é dado pela figura 5.38.

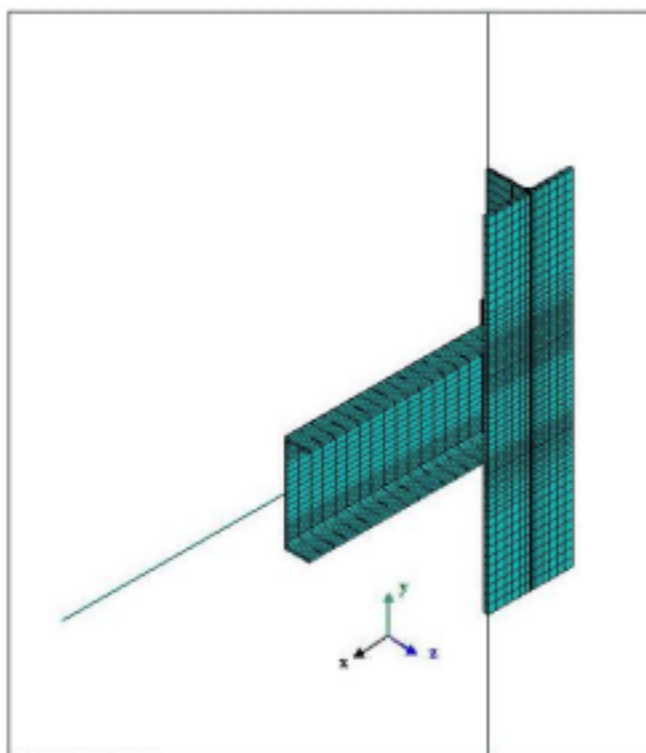


Figura 5.38: Visão geral do modelo Mc2p2ch2 com continuidade do pilar.

Para o teste, foi escolhido o modelo Mc2p2ch2 ($\lambda_w = 24,77$; $t_{ch} = 19\text{mm}$ e $\phi_p = 19\text{mm}$) com alma medianamente esbelta, sendo aplicado o mesmo carregamento final de **9000kNcm**, **37%** superior ao momento de plastificação teórico da alma do pilar (**6580kNcm**), cujo estado limite último previsto seria a plastificação da alma, considerando-se ainda a condição de inexistência de restrições no flange do pilar.

Na figura 5.39 são apresentadas as curvas momento-rotação para o modelo numérico com pilar estendido, obtidas levando-se em consideração as rotações da ligação (Mc2p2ch2LigPórtico) e da alma (Mc2p2ch2AlmaPórtico), bem como a obtida considerando-se as rotações da ligação para o modelo com pilar curto (Mc2p2ch2Lig).

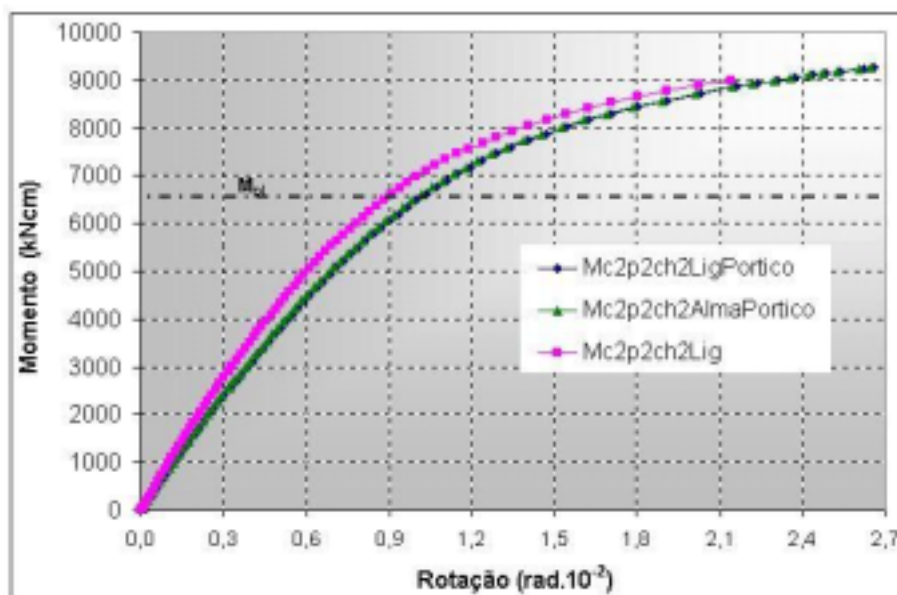


Figura 5.39: Comportamento momento-rotação do modelo Mc2p2ch2 na condição de pilar simplificado e completo.

Em primeiro lugar, para o modelo de teste com pilar estendido, representando um nó completo de pórtico, observou-se uma coincidência, da mesma forma que para os modelos com pilar curto, entre as relações momento-rotação calculadas tanto a partir das rotações da ligação quanto da alma, de acordo com as metodologias de cálculo apresentadas no início deste capítulo.

Além disso, verificou-se uma defasagem entre essas curvas e a obtida para o modelo com pilar curto, com redução da rigidez ao longo de todo o histórico de carregamento, caracterizando uma redução da diferença anteriormente verificada quanto ao valor analiticamente previsto para a rigidez inicial da ligação.

Estas constatações, apesar de favoráveis à conclusão de uma efetiva influência do comprimento do pilar, bem como aparentemente comprobatórias da validade dos modelos numéricos utilizados neste trabalho, devem ser vistas com a devida cautela, visto que:

- apenas um teste foi realizado, utilizando-se um pilar com alma medianamente esbelta e,
- não foi aferida a real capacidade do elemento de barra em termos da representação dos deslocamentos reais da alma e da mesa do pilar.

COMPARAÇÃO DOS RESULTADOS

Nas últimas décadas, a utilização de modelos numéricos para a análise do comportamento das ligações tornou-se uma alternativa viável, especialmente em comparação com a alternativa de análise experimental, tendo em vista, principalmente, aspectos econômicos.

No entanto, tais modelos devem produzir resultados que, dentro das hipóteses e simplificações adotadas, sejam representativos do comportamento real das ligações estudadas.

Dessa maneira, este capítulo tem como objetivo avaliar o grau de representatividade dos modelos numéricos desenvolvidos neste trabalho, comparando-os com os resultados de modelos teóricos, dado por Gomes (1990), Neves (1996) e pelo EUROCODE 3 (2000), visando assim obter parâmetros e informações que possam subsidiar uma futura etapa experimental do problema, onde esses modelos numéricos possam ser novamente calibrados e/ou detectadas as necessidades de aprimoramentos ou refinamentos de análise.

Em relação à natureza de tais resultados, serão apresentados informações relativas ao comportamento global da ligação, representados pelas curvas momento-rotação, bem como relacionados à interação entre os elementos componentes das ligações, tais como a distribuição de esforços nos parafusos tracionados.

Primeiramente serão analisados os resultados provenientes da análise numérica, em termos de rigidez das ligações, mais especificamente quanto à rigidez inicial, traçando-se um paralelo com o modelo analítico de Neves (1996), analisando-se e discutindo-se as diferenças verificadas em função da presença ou não de restrições

impostas as mesas do pilar.

Em seguida, é apresentada uma discussão relativa ao comportamento dos parafusos, analisando-se a distribuição dos esforços atuantes, e efetuando-se comparações com as premissas adotadas pelos modelos tradicionais de dimensionamento, originalmente desenvolvidos para ligações na mesa do pilar, buscando-se a identificação dos estados limites últimos e dos seus fatores de influência.

Por último, os resultados obtidos para a rigidez inicial das ligações analisadas são comparados com a classificação baseada no procedimento do EUROCODE 3 (2000).

6.1 – Modelo para Previsão da Rigidez Inicial S_i

Com o objetivo de quantificar o real comportamento momento-rotação das ligações em que a viga é conectada diretamente à alma do pilar, Neves (1996) desenvolveu um modelo analítico para a previsão da rigidez inicial, tangencial e secante.

Essa formulação foi desenvolvida a partir de um estudo paramétrico modelando-se a alma do pilar com elementos finitos de casca espessa e ajustando-se os resultados de modo a conduzir a expressões matemáticas facilmente utilizáveis, a partir da consideração dos parâmetros mais relevantes para este tipo de ligação. O desenvolvimento desse estudo foi apresentado no capítulo 3.

Neste item será feita uma avaliação da rigidez inicial, obtida a partir dos resultados das análises numéricas realizadas, em comparação com os valores fornecidos quando são introduzidas no modelo de Neves (1996), para previsão da rigidez inicial da alma do pilar, as características físicas e geométricas das ligações consideradas no presente trabalho, considerando-se a mesa do pilar livre e restringida.

A rigidez inicial translacional, segundo Neves (1996) é dada por:

$$S_i = \frac{E \cdot t_{wc}^3}{L^2} \cdot 16 \cdot \frac{\alpha + (1 - \beta) \cdot \text{tg}\theta}{(1 - \beta)^3 + \frac{10,4 \cdot (k_1 - k_2 \cdot \beta)}{\mu^2}} \quad (6.1)$$

Já a rigidez rotacional é obtida a partir da rigidez translacional, na situação em que a viga não está submetida a esforço axial significativo, sendo o momento fletor M substituído por um binário de forças F , separadas pela distância h entre os centros de gravidade das áreas de compressão e tração (figura 6.1).

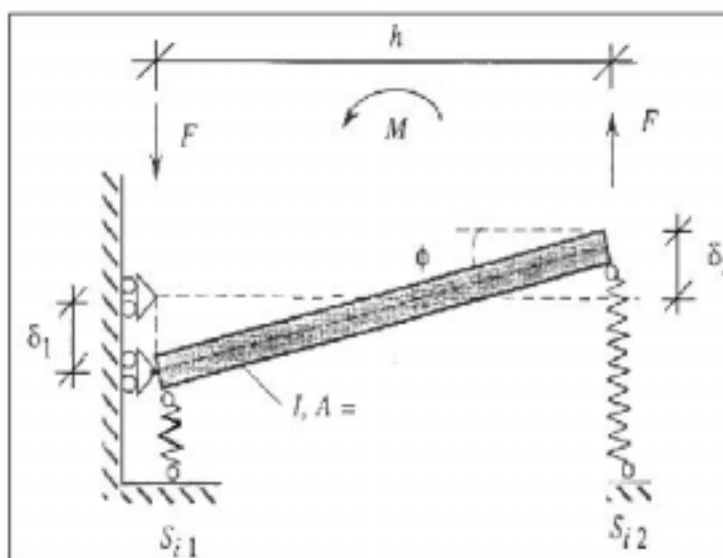


Figura 6.1: Determinação da rigidez rotacional S_i^θ - Fonte: Neves (1996).

A rotação total é dada pela expressão 6.2 e a rigidez inicial rotacional pela expressão 6.3, sendo S_{i1} a rigidez translacional na zona de compressão e S_{i2} a rigidez translacional na zona de tração. Essas parcelas de rigidez não são, necessariamente, iguais e são obtidas nas situações em que as mesas estão impedidas ou livres à rotação.

$$\theta = \frac{F}{h} \cdot \left(\frac{1}{S_{i1}} + \frac{1}{S_{i2}} \right) \quad (6.2)$$

$$S_i^\theta = \frac{h^2}{\frac{1}{S_{i1}} + \frac{1}{S_{i2}}} \quad (6.3)$$

Dessa forma, apresenta-se nas tabelas 6.1, 6.2 e 6.3 a comparação da rigidez inicial numérica e teórica, para os modelos com alma esbelta, medianamente esbelta e pouco esbelta, respectivamente, na condição de mesa sem restrição, indicando-se também o “erro” obtido, em porcentagem. A rigidez inicial da ligação foi tomada como parâmetro de análise já que, testes preliminares mostraram um comportamento

coincidente no que se refere à curva momento-rotação da ligação e da alma do pilar, para todos os estágios de carregamento.

Tabela 6.1: Modelos com alma muito esbelta – Comparação dos valores da rigidez inicial (kNcm/rad).

Modelo	S_{ini} (numérico)	S_{ini} (teórico)	E (%)
Mc3p2ch2	259.638,32	157.780,60	64,56
Mc4p2ch1	117.748,02	57.648,25	104,25
Mc4p2ch2	121.219,65	57.648,25	110,27

Tabela 6.2: Modelos com alma medianamente esbelta – Comparação dos valores da rigidez inicial (kNcm/rad).

Modelo	S_{ini} (numérico)	S_{ini} (teórico)	E (%)
Mc2p2ch1	834.366,81	709.445,58	17,61
Mc2p2ch2	873.134,32	709.445,58	23,07

Tabela 6.3: Modelos com alma de pequena esbeltez – Comparação dos valores da rigidez inicial (kNcm/rad).

Modelo	S_{ini} (numérico)	S_{ini} (teórico)	E (%)
Mc1p2ch1	1.401.577,63	2.169.166,24	-35,39
Mc1p2ch2	1.471.348,31	2.169.166,24	-32,17
Mc1p2ch3	1.479.140,77	2.169.166,24	-31,81
Mc1p3ch2	1.538.801,57	2.075.418,31	-25,86

Em relação aos modelos com pilar de alma pouco esbelta, observou-se que a rigidez inicial dos modelos numéricos foi inferior à obtida analiticamente, com erro máximo de 36%. Esse resultado, de certa forma, poderia ser justificado pelo fato de que o estado limite último, observado nesses modelos, correspondia a colapso nos parafusos tracionados, sem que a alma desenvolvesse os mecanismos, característicos de sua ruptura, considerados na concepção da formulação de Neves (1996). Esta constatação é reforçada pela diminuição do erro percentual verificado à medida em que os demais componentes da ligação (parafusos e chapa de topo) passam a apresentar maior resistência, passando o comportamento da ligação, como um todo, a depender também da capacidade resistente da alma do pilar.

Para os modelos com alma medianamente esbelta, os valores obtidos para rigidez inicial dos modelos numéricos superaram em 17,6% e 23%, respectivamente, os valores previstos analiticamente para os modelos Mc2p2ch1 e Mc2pech2, ressaltando-se que a capacidade resistente da alma, nesses modelos, é 20% inferior à dos componentes da ligação.

Para o último grupo, composto por ligações nas quais o pilar tem alma muito esbelta, a rigidez inicial obtida para os modelos numéricos foi bem superior à rigidez prevista analiticamente. Considerando-se o modelo Mc3p2ch2 (com esbeltez $\lambda_y = 36,38$) a variação foi de aproximadamente 65%, ultrapassando 100% para os modelos com esbeltez da alma da ordem de 50,25 (Mc4p2ch1 e Mc4p2ch2).

Em relação à situação de restrição de translação no plano da mesa do pilar, para análise da rigidez inicial, foram tomados modelos com a mesma espessura de chapa (19mm) e mesmo diâmetro dos parafusos (19mm), variando-se apenas a geometria do pilar conforme a esbeltez da alma.

A tabela 6.4 apresenta os resultados obtidos para a rigidez inicial da ligação, por intermédio da análise numérica, e os previstos para a rigidez da alma do pilar, segundo Neves (1996), na condição de mesa do pilar restringida.

Tabela 6.4: Modelos com mesa restringida – Valores da rigidez inicial (kNcm/rad)

Modelo	S_{ini} (numérico)	S_{ini} (teórico)	E (%)
Mc1p2ch2Fr	3.006.147,54	9.799.806,80	-69,32
Mc2p2ch2Fr	1.507.125,00	3.193.443,97	-52,81
Mc3p2ch2Fr	385.699,70	453.361,11	-14,92
Mc4p2ch2Fr	152.711,11	139.450,48	9,51

Observa-se que a rigidez dos modelos numéricos foi inferior em relação ao analítico, tendo a diferença minimizada conforme se aumenta a esbeltez da alma do pilar. Esses resultados não seguem a tendência observada na comparação dos resultados obtidos para ligações sem restrição da mesa do pilar, para os quais a diferença aumenta em função da esbeltez da alma do pilar.

Na tabela 6.5, apresenta-se uma comparação da variação de rigidez observado nos modelos numéricos analisados, em função da introdução da restrição da mesa do pilar,

onde percebe-se que o acréscimo de rigidez foi inversamente proporcional ao aumento da esbeltez da alma do pilar.

Tabela 6.5: Aumento da rigidez inicial devido à restrição da mesa do pilar.

	Mesa livre	Mesa restringida	
Modelo	S_{ini} (numérico)	S_{ini} (numérico)	Acréscimo (%)
Mc1p2ch2	1.471.348,31	3.006.147,54	104,31
Mc2p2ch2	873.134,32	1.507.125,00	72,61
Mc3p2ch2	259.638,32	385.699,70	48,55
Mc4p2ch2	121.219,65	152.711,11	25,98

É importante ressaltar que a formulação analítica de Neves (1996), para o cálculo das componentes de rigidez da alma do pilar, foi obtida a partir de um estudo paramétrico modelando a alma com elementos finitos de casca espessa. Essa premissa não permite a consideração dos efeitos locais, não somente devido às forças de contato, provocado pelos parafusos, mas também em termos da influência da rigidez proporcionada à alma pela mesa do pilar que, como indicado pelos resultados obtidos neste trabalho, aparentam exercer significativa influência em função da esbeltez da alma.

Outro ponto básico do estudo realizado por Neves (1996), diz respeito às áreas de transmissão dos esforços de tração e compressão à alma do pilar, de determinação quase intuitiva para ligações soldadas mas de extrema complexidade no caso de ligações parafusadas, consideradas como pequenos painéis retangulares e rígidos, de acordo com a proposta desenvolvida por Gomes (1990) para o estudo da resistência de ligações segundo o eixo de menor inércia do pilar.

Em seu trabalho, Neves (1996) destaca a importância de se verificar a possibilidade de generalização dessas considerações ao estudo da rigidez ou a obtenção de novos valores, cuja calibração terá, certamente, que passar pela comparação com resultados provenientes de análises experimentais.

Neste contexto, é de suma importância destacar-se o caráter preliminar do presente trabalho, no sentido da necessidade de aperfeiçoamentos e de calibração, a partir de resultados obtidos experimentalmente mas, sobretudo, em termos da total

impossibilidade do estabelecimento de conclusões definitivas, face à elevada complexidade do comportamento do tipo de ligação analisado e das inúmeras possibilidades de alteração desse comportamento em função da variação das características dos diversos parâmetros envolvidos.

Desse modo, o presente trabalho assume como objetivo básico o estabelecimento de uma série de observações e questionamentos para embasamento de futuros estudos de aprofundamento e aprimoramento da metodologia de análise do comportamento estrutural das ligações viga-coluna com chapa de topo segundo o eixo de menor inércia do pilar, procurando contribuir para o entendimento do citado comportamento e buscando oferecer informações que possibilitem subsídios para o estabelecimento de um adequado programa de análises experimentais.

Com esse propósito, serão apresentadas a seguir algumas considerações preliminares relacionadas à análise dos resultados obtidos neste trabalho quanto à influência da restrição da mesa do pilar, tomando-se os deslocamentos do pilar em duas seções paralelas à mesa da viga, a primeira (seção BB') passando pelo centro dos furos situados na região tracionada da ligação, acima da mesa da viga, e a segunda (seção CC') localizada no plano médio da mesa tracionada da viga, como indicado na figura 6.2.

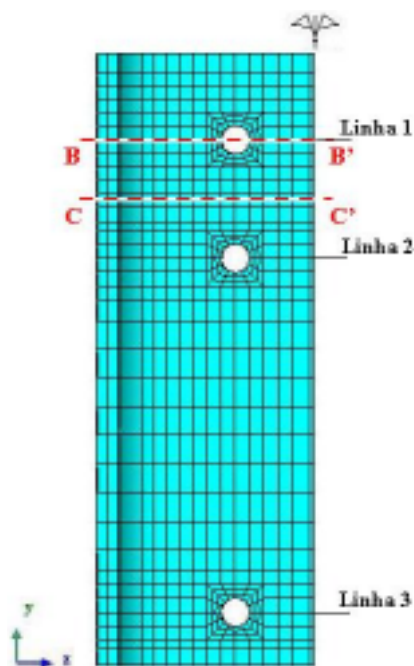


Figura 6.2: Seções BB' e CC' de referência para análise das deformações do pilar.

A figura 6.3 apresenta as deformadas do pilar nas seções BB' e CC', na condição de mesa livre, para o modelo Mc2p2ch2 ($\lambda_w = 24,77$, $\phi_{\text{paraf}} = 19\text{mm}$ e $t_{\text{ch}} = 19\text{mm}$).

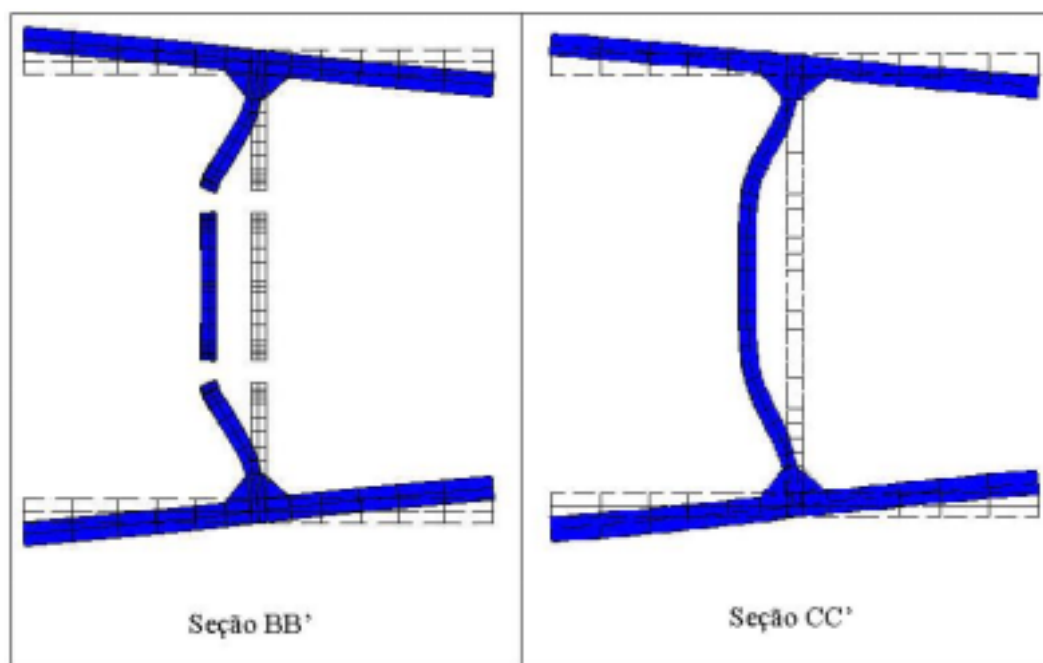


Figura 6.3: Deformadas do pilar do modelo Mc2p2ch2 nas seções BB' e CC'.

Observa-se que, na seção BB', a alma sofre deslocamentos uniformes na região compreendida entre os parafusos tracionados.

Para melhor ilustrar o grau de restrição oferecido pela mesa do pilar e sua intensidade conforme a geometria, tomaram-se dois modelos numéricos. O primeiro com alma pouco esbelta, dado pelo modelo Mc1p2ch2 ($\lambda_w = 15,91$) e o segundo, com alma muito esbelta, dado pelo modelo Mc4p2ch2 ($\lambda_w = 50,25$). Ambos modelos com espessura da chapa e diâmetro dos parafusos de 19mm.

A figura 6.4 abaixo mostra a deformada do pilar na seção CC' para o modelo Mc1p2ch2, na condição de mesa livre e restringida, respectivamente.

Em relação ao deslocamento da alma fora de seu plano, para o modelo na condição de mesa livre, o valor máximo observado foi de **0,48cm** em seu ponto médio, já para o modelo com mesa restringida, o deslocamento máximo foi de **0,35cm**, ou seja, com a possibilidade de translação da mesa do pilar, houve um acréscimo de **37%** no deslocamento da alma fora de seu plano, para pilar de alma pouco esbelta.

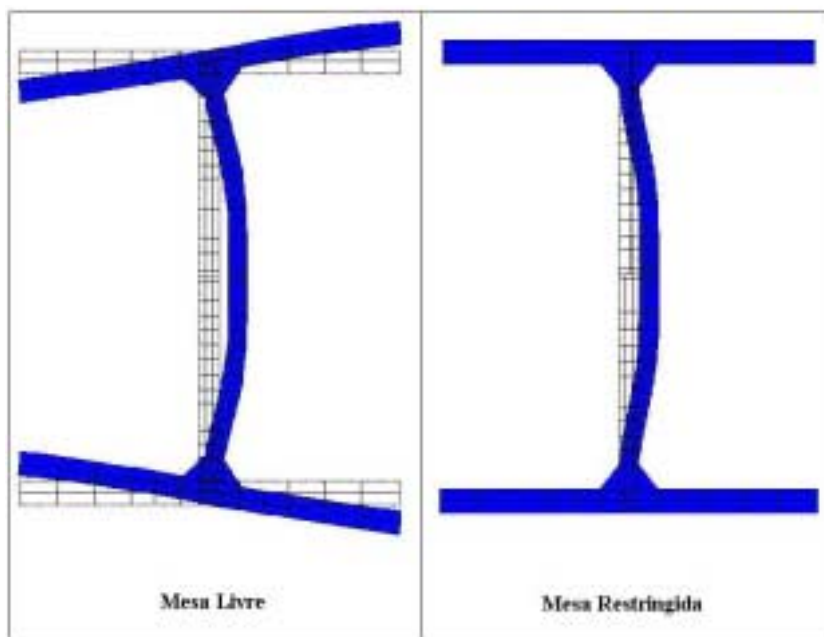


Figura 6.4: Deformadas do pilar do modelo Mc1p2ch2 na condição de mesa livre e restringida.

Na figura 6.5 ilustra-se a deformada da coluna na seção CC' para o modelo Mc4p2ch2, com deslocamentos da alma, na direção perpendicular ao seu plano médio, de **1,48cm** e **1,12cm**, respectivamente para as condições de mesa livre e restringida.

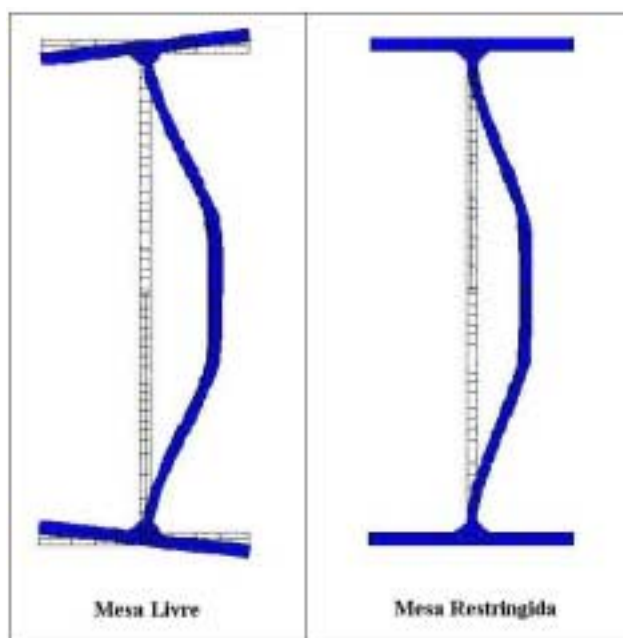


Figura 6.5: Deformadas do pilar do modelo Mc4p2ch2 na condição de mesa livre e restringida.

É importante notar também que o acréscimo do valor do deslocamento fora do plano da alma, devido ao aumento de esbeltez, foi na ordem de **220%** na condição de mesa livre e de **200%** na condição de mesa restringida.

Assim, observa-se que a restrição da mesa do pilar, associada à diminuição da esbeltez da alma, conduz a decréscimo dos deslocamentos da alma fora do plano e, conseqüentemente, a elevação da resistência da ligação. Ao mesmo tempo, os resultados mostram que a relação entre os mencionados fatores não é direta, sendo necessária uma análise dos demais parâmetros (além dos deslocamentos na alma do pilar), para a determinação da influência conjunta no comportamento global das ligações com chapa de topo segundo o eixo de menor inércia do pilar.

6.2 – Análise das Forças nos Parafusos

A análise tradicional das forças nos parafusos tracionados de uma ligação com chapa de topo estabelece que a força de tração F_i absorvida em cada parafuso, é igual a força de tração equivalente atuante na ligação F_T , dividida pelo número n de parafusos tracionados, conforme ilustra a figura 6.6. A força de tração equivalente F_T é tomada como o quociente do momento atuante na ligação pela distância entre os planos médios das mesas da viga.

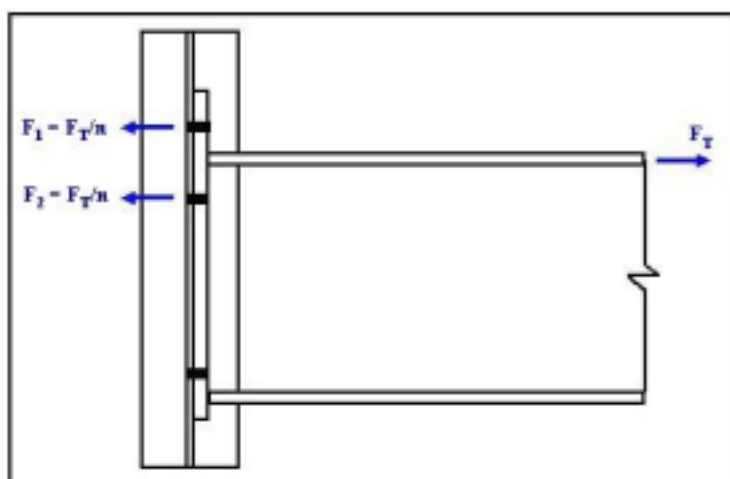


Figura 6.6: Distribuição tradicional da força de tração nos parafusos.

Para averiguar essa consideração, foram obtidas as forças nos parafusos

tracionados da ligação através da análise da tensão longitudinal média atuante no fuste de cada parafuso.

Foram escolhidos, para essa análise, o modelo **Mc1p2ch2** ($\lambda_w = 15,91$, $\phi_{\text{paraf}} = 19\text{mm}$ e $t_{\text{ch}} = 19\text{mm}$), para o qual observou-se o estado limite último de plastificação dos parafusos, e o modelo **Mc2p2ch2** ($\lambda_w = 24,77$, $\phi_{\text{paraf}} = 19\text{mm}$ e $t_{\text{ch}} = 19\text{mm}$), cujo estado limite último corresponde à plastificação da alma do pilar.

As forças nos parafusos foram obtidas para as etapas de carga correspondentes a **0,50M_{pl}**, **0,75 M_{pl}**, **1,0 M_{pl}** e **1,15 M_{pl}**, sendo M_{pl} o momento de plastificação teórico da ligação. Os resultados obtidos para os modelos Mc1p2ch2 e Mc2p2ch2 são apresentados nas tabelas 6.6 e 6.7, respectivamente, onde também são indicadas as diferenças, em porcentagem, entre as forças de tração que solicitam os parafusos das linhas 1 e 2.

Tabela 6.6: Forças nos parafusos tracionados para o modelo Mc1p2ch2.

Momento (kNcm)	F _i (kN)	Forças no parafusos		Dif. (%)
		F1 (kN)	F2 (kN)	
6.750	49,31	53,71	44,92	19,57
10.125	73,97	80,06	67,88	17,94
13.614	99,46	105,90	91,35	15,93
17.107	124,98	132,44	117,41	12,80

Tabela 6.7: Forças nos parafusos tracionados para o modelo Mc2p2ch2.

Momento (kNcm)	F _i (kN)	Forças no parafusos		Dif. (%)
		F1 (kN)	F2 (kN)	
3.300	24,11	26,36	21,47	22,78
4.950	36,16	39,53	32,79	20,56
6.600	48,22	52,04	44,41	17,18
7.500	54,79	58,71	50,88	15,39

Observa-se, pelo histórico de carregamento, que as forças de tração nos parafusos da linha 1 é sempre superior às dos parafusos da linha 2, com diferenças variando de 23% a 16%, aproximadamente, considerando-se a variação do momento fletor entre **0,50M_{pl}** e **M_{pl}**, porém mantendo-se o somatório das forças nos parafusos igual à força de tração equivalente **F_T**. Entretanto, nos dois modelos analisados, para solicitação igual

a M_{pl} , constatou-se que os parafusos da linha 1 estão solicitados por forças de tração até 8% superiores aos valores previstos quando se considera uma distribuição uniforme da força de tração decorrente do momento fletor na ligação.

Além disso, a comparação entre os valores encontrados para a última coluna das tabelas 6.6 e 6.7, indica que a rigidez da alma, como seria de se esperar, influencia a distribuição das forças de tração entre as linhas de parafusos situadas acima e abaixo da mesa tracionada da viga.

A figura 6.7 ilustra a distribuição das tensões longitudinais nos parafusos tracionados das linhas 1 (acima da mesa tracionada) e 2 (abaixo da mesa tracionada), para o modelo Mc2p2ch2, considerando-se as mesmas etapas de carregamento indicadas na tabela 6.7.

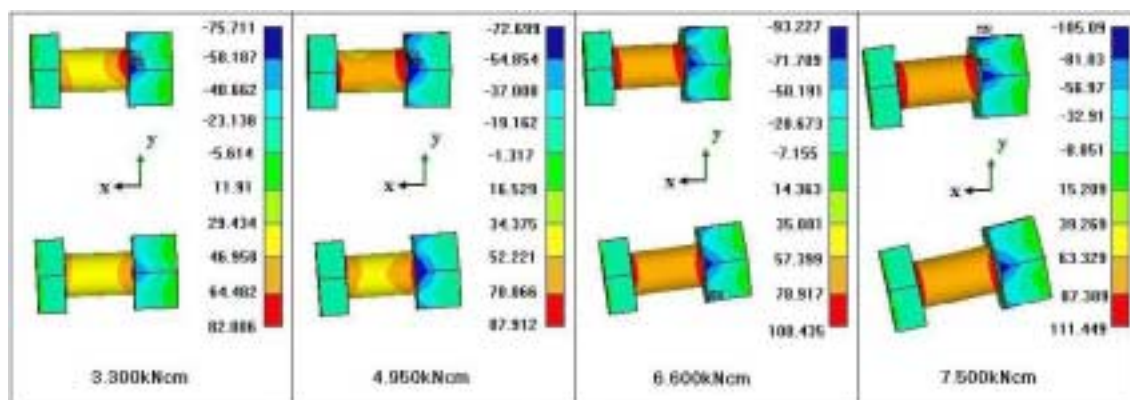


Figura 6.7: Tensões longitudinais (em kN/cm^2) nos parafusos tracionados do modelo Mc2p2ch2 (Plano paralelo à alma da viga).

Observa-se, na figura 6.7, que as tensões longitudinais no fuste dos parafusos não são constantes, devido à flexão dos parafusos no plano paralelo à alma da viga, bem como no plano paralelo à mesa da viga, como mostrado na figura 6.8.

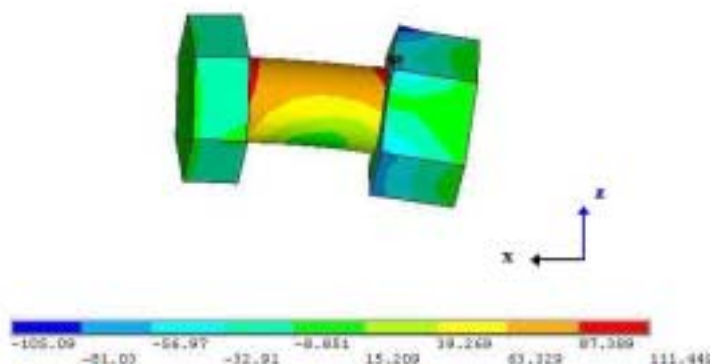


Figura 6.8: Tensões longitudinais (em kN/cm^2) nos parafusos tracionados do modelo Mc2p2ch2 (Plano paralelo à mesa da viga).

A flexão no plano paralelo à alma da viga, principalmente nos parafusos tracionados da linha interna às mesas da viga, é fortemente influenciado pela espessura da alma do pilar, como pode ser constatado pela comparação das distribuições de tensões apresentadas nas figuras 6.7 e 6.9, esta última relativa aos parafusos tracionados do modelo Mc1p2ch2.

Por outro lado, a relação (λ_w) entre a altura e a espessura da alma do pilar exerce maior influência em termos da flexão no plano paralelo à mesa da viga, assim como a questão da restrição à mesa do pilar.

As tensões longitudinais nos parafusos tracionados do modelo Mc1p2ch2 estão ilustrados na figura 6.9.

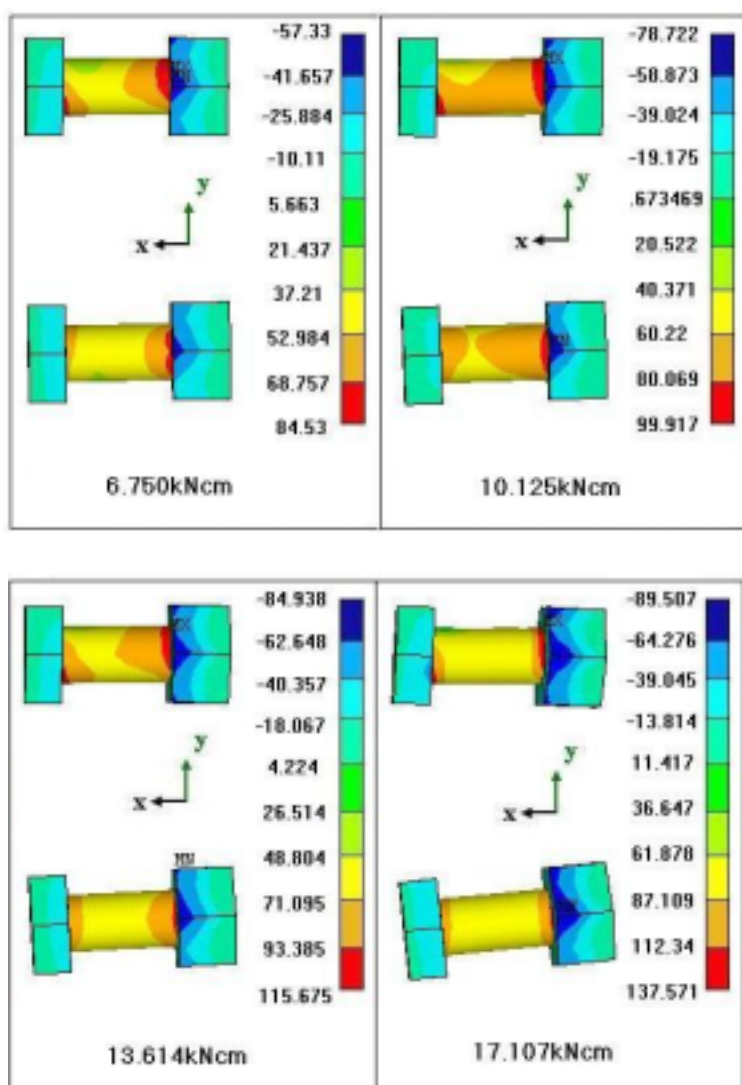


Figura 6.9: Tensões longitudinais (em kN/cm²) nos parafusos tracionados do modelo Mc1p2ch2 (Plano paralelo à alma da viga).

É importante notar também que a força de tração obtida no parafuso da linha 1 do modelo Mc1p2ch2, para o carregamento final, foi de **132,44kN**, conforme mostra a tabela 6.7, atingindo a capacidade teórica resistente à tração do parafuso que é de **131,58kN**.

Os resultados obtidos evidenciam a necessidade e a importância do desenvolvimento de um modelo analítico que leve em consideração, na determinação da transmissão da força de tração pelos parafusos, não somente a distância entre os planos médios das mesas da viga, mas também os demais parâmetros relevantes aqui apontados para uma avaliação mais realista da capacidade resistente e da rigidez de ligações parafusadas com chapa de topo na alma do pilar.

6.3 – Classificação das ligações pelo EUROCODE 3 (2000)

Nesse item, será analisada a rigidez dos modelos numéricos desenvolvidos neste trabalho, segundo a classificação do critério da rigidez do EUROCODE 3 (2000).

Essa classificação, como discutido no capítulo 2, é baseada na capacidade resistente dos elementos estruturais, levando-se em conta o comportamento global da estrutura, sendo a rigidez das ligações definida como uma parcela da rigidez dos elementos conectados.

Os limites de classificação, segundo o critério de rigidez, das ligações rígidas, semi-rígidas e rotuladas, em função da rigidez inicial da ligação $S_{j,ini}$, são indicados na figura 6.10.

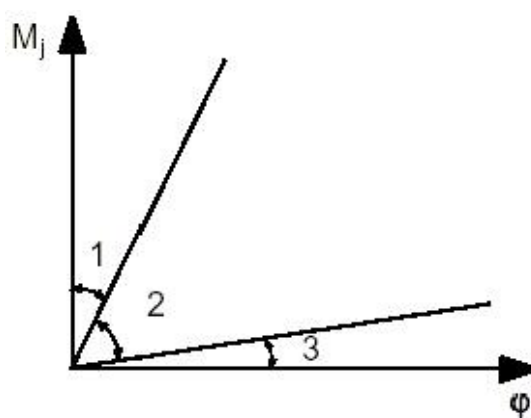


Figura 6.10: Limites para classificação das ligações viga-coluna de acordo com a rigidez– Fonte: EUROCODE 3 (2000).

Na figura 6.10, cada região é delimitada pelas seguintes condições:

$$1 - \text{Rígida: } S_{j,ini} \geq \frac{K_b \cdot I_b \cdot E}{L_b} \quad (6.4)$$

2 – Semi-rígida: todas as ligações situadas na zona 2 são classificadas como semi-rígidas.

$$3 - \text{Rotulada: } S_{j,ini} \leq \frac{0,5 \cdot I_b \cdot E}{L_b} \quad (6.5)$$

sendo $K_b = 8$ para estruturas contraventadas;

$K_b = 25$ para estruturas não contraventadas.

Todos os modelos numéricos analisados neste trabalho apresentaram rigidez inicial dentro dos limites de ligações semi-rígida ou rotulada tomando-se $K_b = 8$ (estruturas contraventadas). Considerando estruturas não contraventadas, $K_b = 25$, a rigidez inicial de todos modelos numéricos estiveram abaixo do limite de semi-rigidez.

Para as ligações com pilar de alma muito esbelta, observou-se que a ligação enquadra-se como rotulada, apresentando um pequeno ganho de rigidez inicial e aumento das rotações (figuras 6.11 e 6.12), quando considera-se a restrição da mesa do pilar.

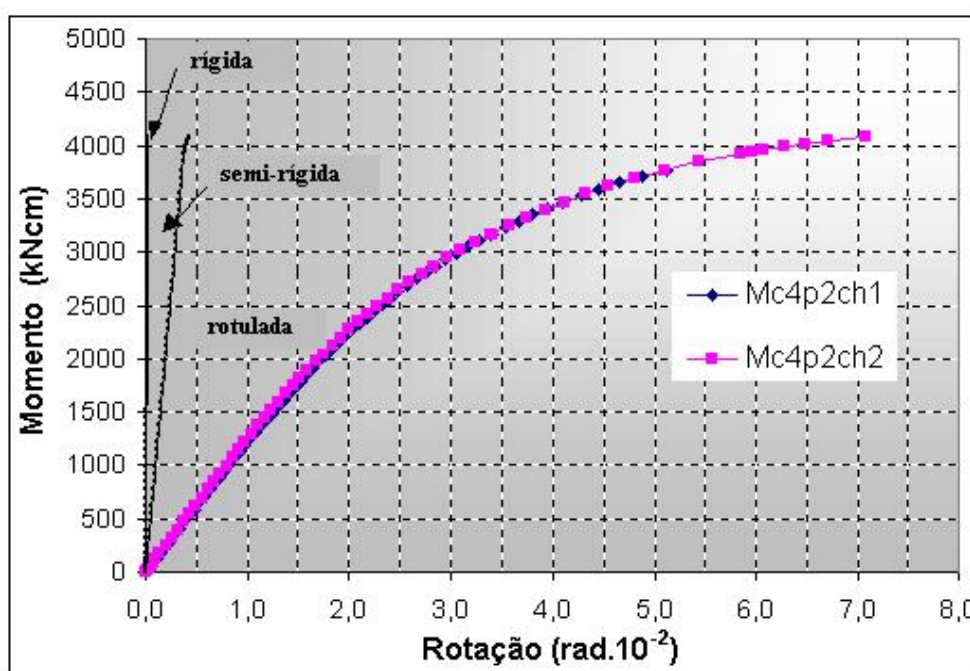


Figura 6.11: Classificação dos modelos Mc4p2ch1 e Mc4p2ch2 na condição de mesa livre segundo o EUROCODE 3 (2000).

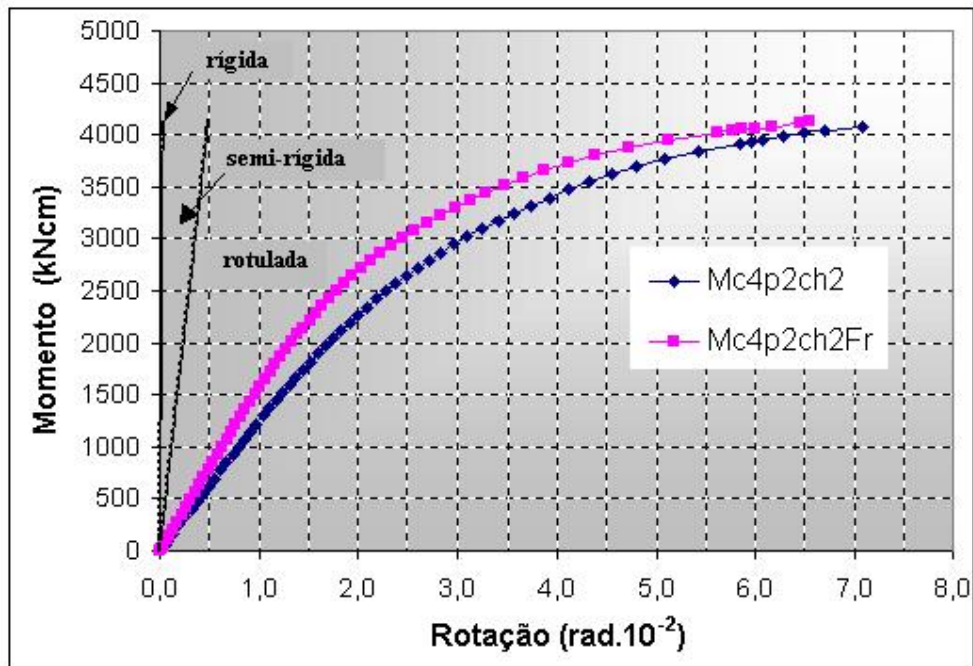


Figura 6.12: Classificação do modelo Mc4p2ch2 (mesa livre e restringida) segundo o EUROCODE 3 (2000).

Em relação ao modelo Mc3p2ch2 ($\lambda_w = 36,38$), observou-se o mesmo comportamento dado pela figura acima, com a rigidez inicial da ligação, na condição de mesa livre e restringida, situando-se abaixo do limite de ligação semi-rígida.

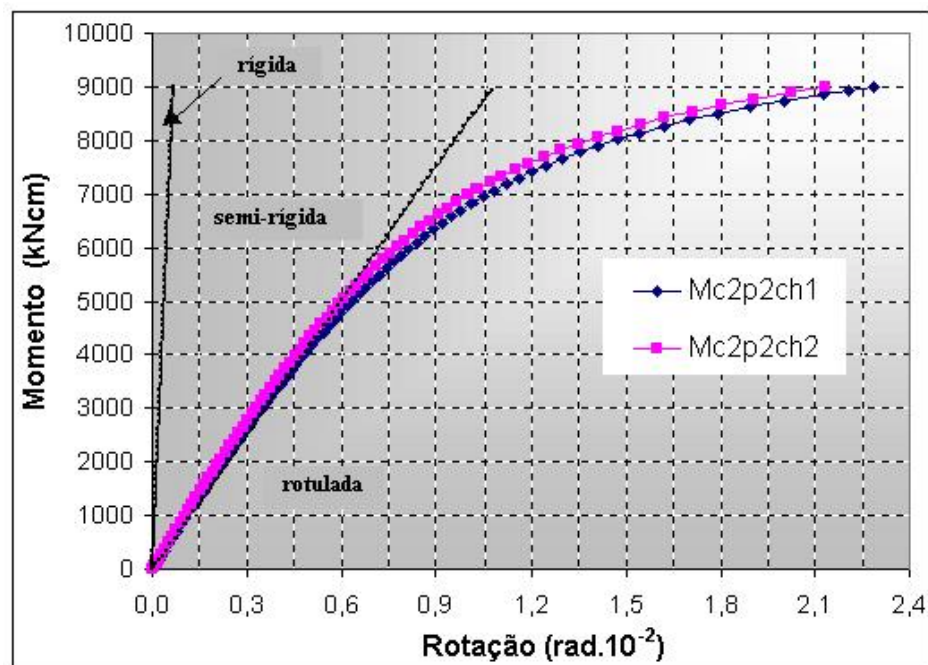


Figura 6.13: Classificação dos modelos Mc2p2ch1 e Mc2p2ch2 na condição de mesa livre segundo o EUROCODE 3 (2000).

Para as ligações com alma do pilar medianamente esbelta (modelos Mc2p2ch1 e Mc2p2ch2), a rigidez inicial, na condição de mesa livre, praticamente coincide com o limite de semi-rigidez, como indica a figura 6.13. Com a restrição da mesa, a rigidez inicial da ligação foi pouco superior a esse limite, sendo considerada como semi-rígida (figura 6.14).

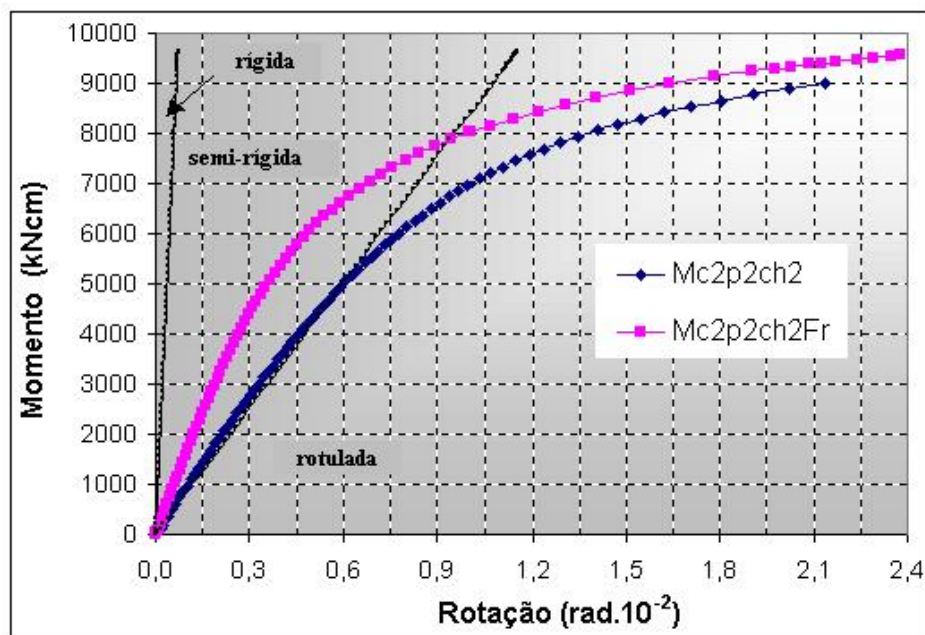


Figura 6.14: Classificação do modelo Mc2p2ch2 na condição de mesa livre e restringida segundo o EUROCODE 3 (2000).

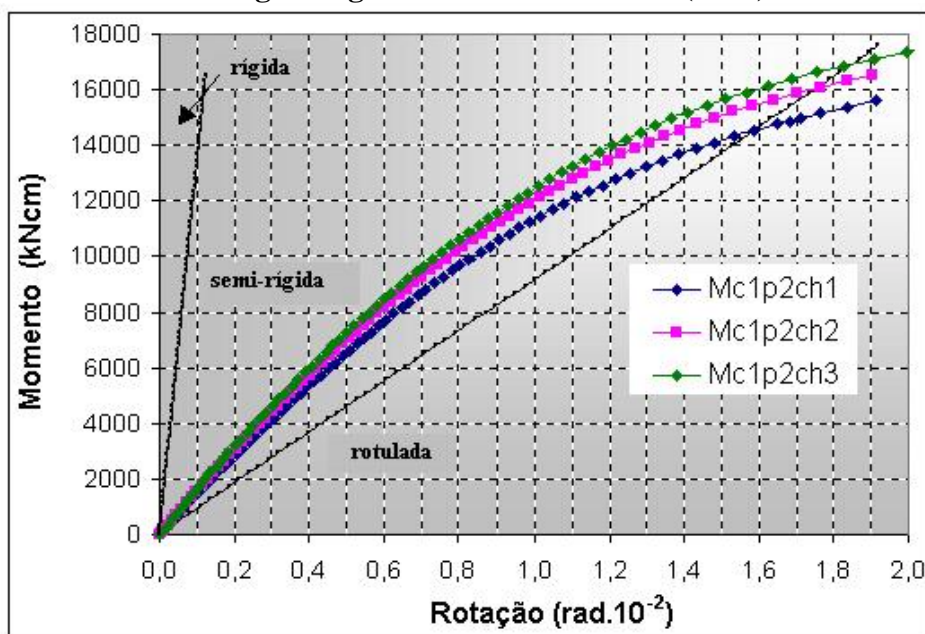


Figura 6.15: Classificação dos modelos Mc1p2ch1, Mc1p2ch2 e Mc1p2ch3 na condição de mesa livre segundo o EUROCODE 3 (2000).

No caso dos modelos com alma do pilar pouco esbelta (Mc1p2ch1, Mc1p2ch2 e Mc1p2ch3), a rigidez inicial obtida caracteriza as ligações como semi-rígidas, como apresentado na figura 6.15.

Comparando-se as figuras 6.11 e 6.15, observa-se que a esbeltez da alma é um dos fatores determinantes para a previsão do grau de rigidez de ligações com chapa de topo na alma do pilar, para uma mesma espessura de chapa e diâmetro dos parafusos, proporcionando variação resistência e, rigidez das ligações.

A figura 6.16 ilustra o acréscimo na rigidez inicial, provocado pela restrição da mesa do pilar para o modelo Mc1p2ch2, correspondente, como já comentado no item 6.1, a aproximadamente duas vezes a obtida com a consideração de mesa livre.

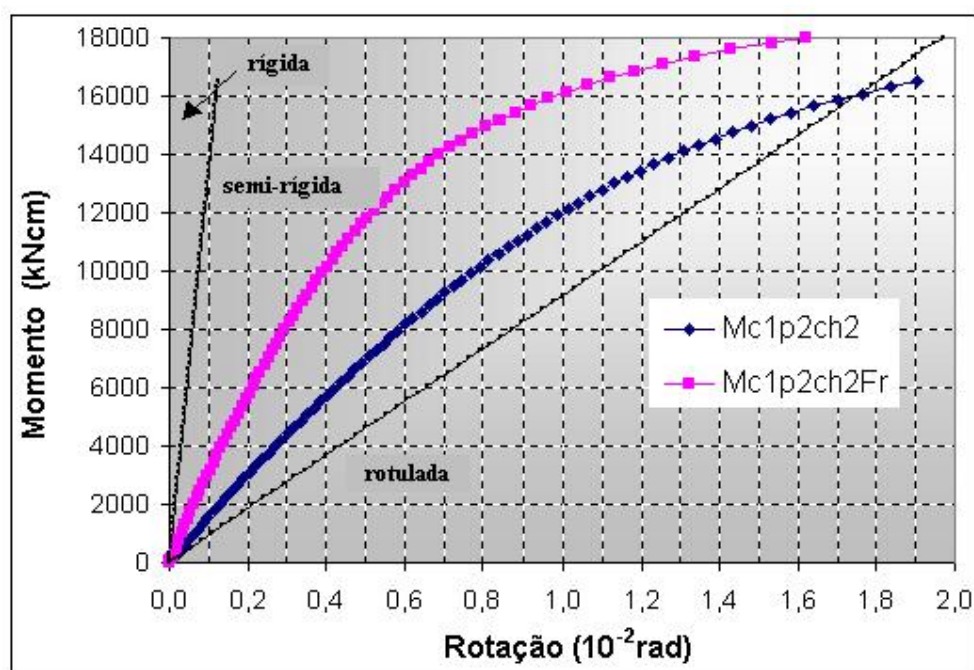


Figura 6.16: Classificação do modelo Mc1p2ch2 na condição de mesa livre e restringida segundo o EUROCODE 3 (2000).

Para o modelo Mc1p3ch2, com parafusos de 22mm, o comportamento observado quanto à classificação do EUROCODE 3 (2000) foi praticamente idêntico ao apresentado nas figuras 6.15 e 6.16, em ambas as situações de possibilidade de deslocamentos da mesa do pilar.

Como já comentado no capítulo 2, é necessário salientar-se a importância da verificação da capacidade rotacional das ligações, quando do seu dimensionamento, uma vez que, como observado a partir dos resultados obtidos neste trabalho,

determinadas configurações podem apresentar resistência adequada e comportamento típico de ligações semi-rígidas, porém com grande capacidade de deformação.

Além disso, os resultados obtidos mostraram que a alma do pilar pode, para determinadas configurações, não ser o componente crítico de resistência última da ligação, embora exerça papel preponderante na deformação do conjunto.

Diante disso, faz-se necessário o estudo de adaptações ao Método dos Componentes, de modo a poder-se levar em consideração a influência da alma e das eventuais restrições aos deslocamentos do flange da mesa, de modo a obter-se um modelo teórico confiável, para ligações com chapa de topo no eixo de menor inércia, que possibilite uma análise mais realista de seu comportamento momento-rotação e de sua influência na resposta global das estruturas.

CONCLUSÕES

Ao longo de todo o texto deste trabalho procurou-se enfatizar duas questões de fundamental importância:

- o carácter preliminar deste estudo, na medida em que se trata de um tipo de ligação ainda pouco analisado, concebido como uma primeira etapa de um projeto cujos objetivos não podem ser limitados a uma única dissertação de mestrado, e
- a necessidade de desenvolvimento de uma etapa experimental, em busca da validação dos resultados obtidos numericamente.

Desse modo, este capítulo é dedicado não apenas à apresentação de conclusões, mas também de algumas considerações relativas ao desenvolvimento deste trabalho, aos resultados obtidos e às possibilidades e necessidades quanto ao prosseguimento e aprofundamento do estudo do comportamento estrutural de ligações com chapa de topo na direção do eixo de menor inércia do pilar.

Com este objetivo, o capítulo é estruturado em três seções, dedicadas à apresentação das considerações relativas: (i) à metodologia utilizada, em termos da modelação das ligações para análise pelo método dos elementos finitos; (ii) aos resultados obtidos por intermédio da análise numérica, em termos de representação de resultados previstos por modelos analíticos, bem como em termos de subsídios para uma futura etapa de análise experimental e (iii) às recomendações para o desenvolvimento de trabalhos futuros, em termos de refinamento da análise numérica, realização de análises experimentais e de desenvolvimento e/ou aperfeiçoamento de modelos analíticos.

7.1 – Considerações sobre a Metodologia Utilizada

O primeiro objetivo da proposta inicial deste trabalho foi o desenvolvimento de modelos numéricos, via elementos finitos, que pudessem representar satisfatoriamente o comportamento das ligações viga-coluna parafusadas com chapa de topo na alma do pilar.

Para isso, recorreu-se à bibliografia disponível sobre o assunto, adotando-se um tipo de modelação tridimensional já testada por pesquisadores tais como Sherbourne & Bahaari (1994, 1996a, 1996b, 1997a, 1997b), Maggi (2000) e Maggi & Gonçalves (2003), entre outros, para ligações com chapa de topo conectada na mesa do pilar.

Adicionalmente, foram analisados os estudos desenvolvidos por Lima (1999) e Lima et al. (1999), relativos a ligações com cantoneiras conectadas à alma do pilar, nos quais adotou-se uma modelação simplificada utilizando-se elementos finitos planos.

Dessa análise resultou a opção pela modelação tridimensional, devido à possibilidade de obtenção de maior representatividade do comportamento real das ligações. Neste trabalho, portanto, procurou-se adequar as modelações já testadas e de eficiência comprovada, inclusive com a inclusão de modificações e considerações adicionais recomendadas pelos autores citados, em especial as relacionadas por Maggi (2000), relativas:

- ✓ à consideração das folgas entre os parafusos e os furos da chapa de topo e da alma do pilar;
- ✓ à utilização de diagramas multi-lineares para a caracterização do comportamento *tensão-deformação* dos materiais, que permite representar não só a perda de resistência devido à plastificação, mas também a ruptura do material;
- ✓ à redução do número de elementos finitos, considerando-se o acoplamento entre elementos finitos sólidos e de barra.

Além disso, como já verificado por Maggi (2000), o tipo de modelação adotado permite:

- i) a consideração, de forma realista e de acordo com as recomendações da NBR 8800 (1986), das forças de protensão nos parafusos, permitindo que

- seus efeitos sejam incorporados ao comportamento da ligação;
- ii) a obtenção da solicitação de tração em cada linha de parafusos da região tracionada;
 - iii) uma avaliação mais realista da distribuição de tensões na alma do pilar, tanto na região tracionada quanto na comprimida;
 - iv) representar, de modo adequado, a inter-relação entre os diversos componentes da ligação, através da utilização de elementos de contato.

Realizando-se, inicialmente, uma avaliação dos resultados numéricos obtidos, constata-se que os modelos numéricos apresentaram um comportamento que, em termos qualitativos, pode ser considerado representativo e coerente, em relação às ligações estudadas, tendo em vista as comparações com modelos teóricos existentes, tal como fornecidos por Gomes(1990) e Neves(1996).

A observação das curvas momento-rotação, afastamentos da chapa de topo em relação a alma do pilar e esforços nos parafusos, revelaram que a metodologia adotada na modelagem numérica é consistente, deixando evidente a sofisticação atribuída aos modelos pela inclusão da mesa do pilar e dos efeitos locais provocados pelos parafusos e chapa de topo na alma do pilar.

Entretanto, é oportuno lembrar que, em uma futura etapa de comparação com resultados obtidos experimentalmente, algumas discrepâncias irão ocorrer, sendo necessário avaliar-se essas diferenças, por exemplo, à luz das simplificações inerentes aos modelos numéricos. Em outras palavras, nos modelos numéricos, concebidos como uma forma idealizada de representação das ligações, não é possível reproduzir determinadas características intrínsecas das ligações reais ou dos protótipos de ensaio, tais como as imperfeições dos perfis e chapas e a existência de tensões residuais decorrentes do processo de fabricação e montagem (soldagem e aperto dos parafusos, por exemplo).

Portanto, de maneira geral, a potencialidade da análise numérica e dos modelos utilizados neste trabalho, mostrou-se promissora e eficaz e, a exemplo do que já foi comprovado para outros tipos de ligação, abre a possibilidade de uma melhor compreensão do comportamento do tipo de ligação em estudo, facilitando o desenvolvimento de modelos analíticos que representem adequadamente tal comportamento e permitam a utilização das características de rigidez e resistência na

análise global das estruturas.

7.2 – Considerações sobre os Resultados Obtidos

O segundo objetivo deste trabalho envolvia a obtenção de resultados, via método dos elementos finitos; o estabelecimento de comparações com modelos analíticos existentes e o levantamento de questões que pudessem subsidiar etapas futuras de estudo do assunto, em especial a realização de análises experimentais para comprovação e/ou estabelecimento de ajustes nos modelos numéricos utilizados neste trabalho, de modo a permitir o estabelecimento de novos modelos analíticos ou a adequação dos já desenvolvidos.

Todavia, se por um lado foi possível comprovar a qualidade dos modelos numéricos, são cabíveis algumas observações quanto às diferenças sistemáticas verificadas entre os resultados obtidos numericamente e os previstos pelos modelos teóricos, como pode observado nas curvas momento-rotação e, principalmente, para os valores da rigidez inicial.

A princípio, essas diferenças podem ser atribuídas, em parte, ao tipo de estudo paramétrico realizado por Neves (1996) para a elaboração dos seu modelo analítico para previsão das componentes de rigidez, baseado em análises desenvolvidas a partir de modelos numéricos com a utilização de elementos finitos de casca espessa para modelagem da alma do pilar e, principalmente, no que diz respeito a consideração das áreas carregadas na alma do pilar, para representar a transmissão dos esforços de tração e compressão decorrentes do momento fletor solicitante.

Esses aspectos, entretanto, longe de invalidarem o modelo analítico de Neves (1996), apontam, como já mencionado pelo citado autor, para a necessidade de verificação mais intensiva do modelo, através de novos estudos, como será comentado no item seguinte deste capítulo.

Por outro lado, os resultados obtidos neste trabalho, de modo geral, atestam que os parâmetros identificados por Gomes (1990) e Neves (1996) como os mais importantes em termos da capacidade resistente e da rigidez da alma do pilar são bem

representativos quando se analisa as ligações com chapa de topo na direção do eixo de menor inércia como um todo. Porém, revela-se também a necessidade de aprimoramento de tais formulações de forma a englobar a influência dos demais fatores, em especial:

- a resistência dos componentes da ligação, especialmente os parafusos, que nos modelos numéricos indicou ser mais significativa à medida em que se diminui a esbeltez da alma do pilar; e
- uma melhor avaliação da influência da mesa do pilar na resistência da alma, principalmente nos casos de restrição.

Em relação ao Método dos Componentes do EUROCODE 3 (2000), conforme a análise feita no capítulo 5, os resultados obtidos e as verificações sugerem que a sua metodologia também pode ser estendida para ligações na alma do pilar, desde que seja incorporada a consideração da rigidez da alma do pilar.

De maneira geral, pode-se concluir que, a partir das considerações e simplificações adotadas neste trabalho, os resultados obtidos foram consistentes, principalmente no que tange a influência das características geométricas do pilar (esbeltez da alma), diâmetro dos parafusos e espessura das chapas de topo no comportamento de ligações viga-coluna com chapa de topo na direção do eixo de menor inércia.

Em termos de subsídios para a realização de análises experimentais, os resultados obtidos proporcionaram informações que podem ser extremamente úteis para o estabelecimento da instrumentação mais adequada, tanto em termos de deslocamentos quanto de distribuição de tensões. Além disso, também forneceram indicações preliminares quanto à influência de determinados fatores, que podem ser consideradas como diretrizes para a escolha dos protótipos mais representativos para a realização do programa experimental.

7.3 – Recomendações para o Prosseguimento dos Estudos

A primeira e mais óbvia das recomendações para o desenvolvimento de trabalhos

futuros, como já antecipado em vários pontos deste trabalho, é a necessidade de realização de ensaios para a validação da modelação numérica, acompanhada de comparações de resultados que permitam, caso necessário, estabelecer-se parâmetros de correção para os resultados obtidos numericamente.

Além disso, mesmo em termos de análise numérica, a partir das constatações aqui registradas, seria recomendável o desenvolvimento de outros estudos, tais como:

- ✓ avaliação da influência do comprimento do pilar no comportamento momento-rotação das ligações, através de uma discretização completa de toda a alma com a respectiva mesa do pilar;
- ✓ avaliação da variação da resistência e da rigidez devido à presença de enrijecedores de alma no pilar;
- ✓ realização de análises com um número maior de modelos numéricos, com maior gama de variação da esbeltez da alma e variação da largura da mesa da viga;
- ✓ desenvolvimento e análise numérica de modelos com vigas conectadas também à mesa do pilar, para verificação do grau de restrição imposto a esse elemento.
- ✓ avaliação da variação da resistência devido à presença de esforços de compressão no pilar.

Além disso, considerando-se que os modelos numéricos analisados neste trabalho aproveitam a simetria geométrica em relação ao plano médio da alma da viga, não foi possível simular numericamente um pilar de canto, já que nessa situação haveria algum tipo de impedimento aos deslocamentos em apenas uma das mesas do pilar. Portanto, para a simulação do comportamento de um pilar deste tipo seria necessário o desenvolvimento de modelos nos quais o pilar e a viga fossem integralmente discretizados por elementos finitos, de forma a poder-se avaliar a situação de impedimento dos deslocamentos em uma das mesas do pilar.

Outra sugestão interessante, seria o desenvolvimento de modelos numéricos com vigas conectadas de ambos os lados do pilar, de modo a poder-se avaliar o comportamento da alma do pilar na situação de momentos fletores desbalanceados.

Finalmente, em termos de modelos analíticos, recomenda-se o aprofundamento das análises paramétricas e o aproveitamento dos resultados numéricos e experimentais,

de forma a obter-se modelos simplificados de determinação das relações momento-rotação e de dimensionamento das ligações com chapa de topo na direção do eixo de menor inércia do pilar.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

AMERICAN INSTITUTE OF STEEL CONSTRUCTION (2001). Load and Resistance Factor Design. Manual of Steel Construction. 3.ed. Chicago.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (1986). NBR 8800 – Projeto e Execução de Estruturas de Aço de Edifícios. ABNT, Rio de Janeiro.

BJORHOVDE, R.; COLSON A. and BROZZETTI J. (1990). Classification System for Beam-to-Column Connections. Journal of the Structural Division, ASCE, v. 116, No 11, p. 330-387, London.

EUROCODE 3 (2000). Design of Joints, Part 1.8: Design of Steel Structures, Draft 2 Revisions. CEN, European Committee for Standardization, Brussels, Belgium.

CHEN, W. F. and LUI, E. M. (1988). Static Web Moment Connections. Journal of Constructional Steel Research, v. 10, p. 89-131.

CHEN, W. F. and KISHI, N. (1989). Semi-Rigid Steel Beam-to-Column Connections: Data Base a Modeling. Journal of the Structural Division, ASCE, v. 115, No. 1, p. 105-119.

FAELLA, C.; PILUSO, V. and RIZZANO G. (2000). Structural Steel Semi-Rigid Connections: Theory, Design and Software. Boca Raton FL: CRC Press LLC.

-
- GOMES, F. C. T. (1990). Etat Limite Ultime de la Résistance de L'âme d'une Colonne dans un Assemblage Semi-Rigide d'axe Faible. Rapport Interne n° 203, MSM – Université de Liège, 72p.
- GOMES, F. C. T. and JASPART J. P. (1994). Experimental Research of Minor-Axis Joints. Comparison with Theoretical Predictions. COST C1 WG2 Meeting, Doc. COST c1/wd2/94-13, Coimbra.
- GOMES, F. C. T. e NEVES, L. F. C (1995). Numerical Simulation of a Column Web in a Minor-Axis Joint. COST C1 – WG6 “Numerical Simulations” Meeting, Doc. C1/WD6/95-14, Trento, Italy.
- GOMES, F. C. T.; JASPART, J. P. and MAQUOI, R. (1996). Moment Capacity of Beam-to-Column Minor-Axis Joints. Proceedings of the IABSE International Colloquium on Semi-Rigid Structural Connections, Istanbul, Turkey, p. 319–26., in Eth-Honggerberg, Zurich, Switzerland.
- GOMES, F. C. T. (2002). The EC3 Classification of Joints and Alternative Proposals. Proceedings of the second European Conference on Steel Structures, Eurosteel '2002, p. 987 – 996.
- JASPART J., P. et GOYET, V. (1988). Etude Expérimentale et Numérique du Comportement des Structures Composées de Poutres a Assemblages Semi-Rigidez, Construction Métallique n°2, p. 32-49.
- JASPART J., P. (1991). Etude de la Semi-Rigidité des Noeuds Poutre-Colonne et son Influence sur la Résistance et la Stabilité des Structures en Acier, Thèse de Doctorat, Université de Liège, Belgium.
- JASPART J., P. (1991). Le Comportement Semi-Rigide des Noeuds Poutre-Colonne et son Influence sur le Calcul des Structures en Acier. Cours de Maîtrise, MSM Université de Liège.

-
- JASPART, J. P. and MAQUOI, R. (1991). Simple Design Method for Sway Frames with Semi-Rigid Connections. University of Liege.
- JASPART, J. P. and MAQUOI, R. (1992). Survey of Existing Types of joint Modelling. Proceedings of the first state-of-the-art workshop on Semi-Rigid Behavior of Civil Engineering Structural Connections, Strasbourg, France, p. 370-381
- JASPART, J. P. (2000). General Report: Session on Connections. Journal of Constructional Steel Research; v. 55, p. 69–89.
- LIMA, L. R. O. (1999). Avaliação de Ligações Viga-Coluna em Estruturas de Aço Submetidas a Flexão no Eixo de Menor Inércia. Dissertação de Mestrado, Departamento de Engenharia Civil, PUC-RIO.
- LIMA, L. R. O.; VELLASCO, P. C. G. S. and ANDRADE, S. A. L. (1999). Bolted Semi-Rigid Connections to the Column Minor-Axis. Proceedings of the Second European Conference on Steel Structures, Eurosteel '99, Czech Technical University in Prague, p. 473–86, Prague.
- MAGGI, Y. I. (2000). Análise Numérica, via MEF do Comportamento de Ligações Parafusadas Viga-Coluna com Chapa de Topo. Dissertação de Mestrado, Escola de Engenharia de São Carlos, USP.
- MAGGI, Y. I. and GONÇALVES, R. M. (2003). Assessment on the use of FEM Modeling for the Analysis of Steel Bolted Connections. XIV Iberian Latin-American Congress on Computational Methods in Engineering – CILAMCE, Ouro Preto, Brazil.
- NETHERCOT, D. A.; LI, T. Q. and CHOO, B. S (1995). Required rotations and moment redistribution for composite and continuous beams. Journal of Constructional Steel Research, v. 35, n. 2, p. 121-163.

-
- NETHERCOT, D. A.; LI, T. Q. and AHMED, B. (1998). Unified classification system for beam-to-column connections. *Journal of Constructional Steel Research*, v.45, n.1, p. 39-65.
- NEVES, L. F. C. (1996). Nós Semi-Rígidos em Estruturas Metálicas: Avaliação da Rigidez em Configurações de Eixo Fraco. Dissertação de Mestrado, Universidade de Coimbra, Coimbra, Portugal.
- NEVES, L. C. and GOMES, F. C. T. (1996). Semi-Rigid Behaviour of Beam-to-Column Minor-Axis Joints. *Proceedings of the IABSE International Colloquium on Semi-Rigid Structural Connections*, p. 207–16, Istanbul, Turkey.
- NEVES L. C. and GOMES, F. C. T. (1999). Guidelines for a Numerical Modelling of Beam-to-Column Minor-Axis Joints. *Numerical Simulation European Commission COST C1. Report of W.G. 6. Viridi KS editor*, p. 48-60, Brussels.
- NEVES L. F. C.; SILVA L. A. P. S. and VELLASCO, P. C. G. S. (2002). Experimental Behaviour of End-Plate I-Beam to Concrete-Filled Rectangular Hollow Section Column Joints. *Proceedings of the Third International Conference on Advantaces in Steel Structures (ICASS'02)*, Hong Kong.
- NEVES, L. C.; SILVA, L. S. and VELLASCO, P. C. G. S. (2002). Experimental Behaviour of End-Plate I-Beam to Concrete Filled Rectangular Hollow Section Column Joints Under Cyclic Loading. *Proceedings of the Third International Conference on Advantaces in Steel Structures (ICASS'02)*, Hong Kong.
- NEVES, L.,C.; SILVA; L. S. and VELLASCO, P.,C.,G.,S. (2002). Experimental Behaviour of End Plate Minor-Axis Steel and Composite Joints Under Static Monotonic Loading. *Proceedings of the Third International Conference on Advantaces in Steel Structures (ICASS'02)*, Hong Kong.

- QUEIROZ, G. (1995). Análise Experimental de Ligações Soldadas. Tese de Doutorado, Escola de Engenharia da Universidade Federal de Minas Gerais, UFMG.
- RASMUSSEN; K. J. R. and HASHAN, A. S. (1997). Flexural and Torcional Bifurcation of Locally Buckled Beam-Columns. Proceedings of the Thin-Walled Structures, Great Britain, vol. 29, Nos. 1-4, p. 203-233.
- RENTSCHLER, G. P., CHEN, W. F. and DRISCOLL, G. C. (1982). Beam-to-Column Web Connection Details. Journal of the Structural Division, ASCE, v. 108, No. ST2, p. 393-409.
- RIBEIRO, L. F. L. (1998). Estudo do Comportamento Estrutural de Ligações Parafusadas Viga-Coluna com Chapa de Topo: Análise Teórico-Experimental. Tese de Doutorado, Escola de Engenharia de São Carlos, USP.
- ROMANO, V. P. (2001). Dimensionamento de Ligações Viga-Coluna com Chapa de Topo: Modelo do Eurocode 3. Dissertação de Mestrado, Universidade Federal de Ouro Preto, UFOP.
- SHERBOURNE, A. N. and BAHARI, M. R. (1994). 3D Simulation of End Plate Bolted Connections. Journal of Structural Engineering, v.120, n. 11, p.3122-3136, November.
- SHERBOURNE A. N. and BAHARI, M.,R. (1996a). ,3D Simulation of Bolted Connections Unstiffened Columns-I T-stub Connections. Journal of Constructional Steel Research, v. 40, n. 3, p. 169-187.
- SHERBOURNE, A.,N. and BAHARI, M. R. (1996b). 3D Simulation of Bolted Connections Unstiffened Columns-II Extended End Plate Connections. Journal of Constructional Steel Research, v. 40, n. 3, pp. 189-223.

-
- SHERBOURNE, A. N. and BAHARI, M. R. (1997a). Finite Element Prediction of End Plate Bolted Connection Behavior. 1: Parametric study. *Journal of Structural Engineering*, v.123, n. 2, p.157-164.
- SHERBOURNE, A. N. and BAHARI, M. R. (1997b). Finite Element Prediction of End Plate Bolted Connection Behavior. 2: Analytic Formulation. *Journal of Structural Engineering*, v.123, n. 2, p.165-175.
- SILVA, L. A. P. S.; NEVES, L.F.C. and GOMES, F. C. T. (2003). Rotational Stiffness of RHS Composite Connections. *ASCE Journal of Structural Engineering*, vol. 129, n. 4.
- SILVA, L. S. and COELHO A. G. (2001). A Ductility Model for Steel Connections. *Journal of Constructional Steel Research*; 57: 45–70.

ANEXO

DIMENSIONAMENTO DO MODELO Mc2p2ch2 **Coluna HP 310 x 97 e Viga W 360 x 44** **($t_{ch} = 19\text{mm}$ e $\phi_{paraf} = 19\text{mm}$)**

Método dos Componentes – Capacidade resistente do elementos da ligação

Modelo de Gomes – Capacidade resistente da alma da pilar

I – Características do Modelo Mc2p2ch2

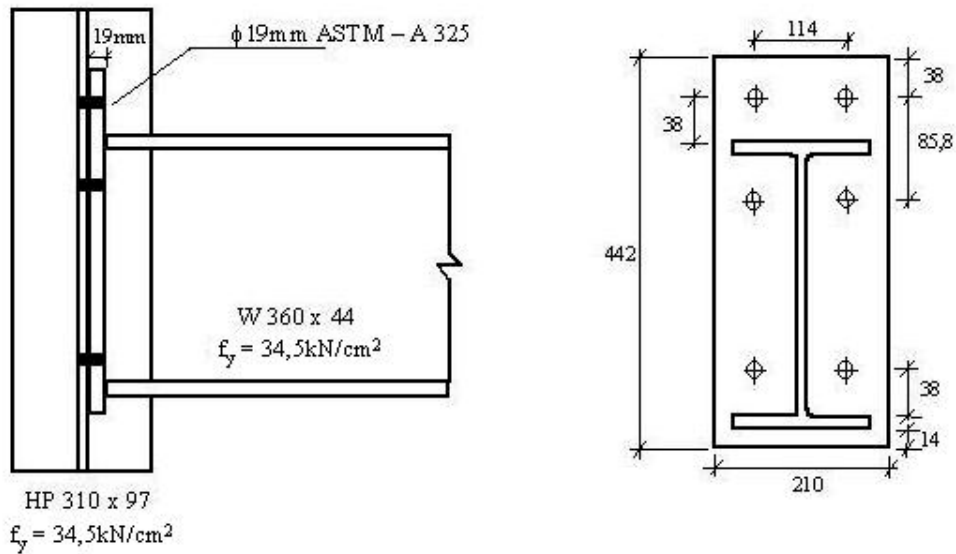


Figura A.1 – Geometria do modelo Mc2p2ch2.

W 360 x 44	$h_v = 352\text{mm}$	$b_{fv} = 171\text{mm}$	$t_{wv} = 6,9\text{mm}$	$t_{fv} = 9,8\text{mm}$
HP 310 x 97	$h_c = 308\text{mm}$	$b_{fc} = 305\text{mm}$	$t_{wc} = 9,9\text{mm}$	$t_{fc} = 15,4\text{mm}$
Chapa de Topo	$b_{ch} = 210\text{mm}$	$t_{ch} = 19\text{mm}$		

Especificação da Solda

Solda entre a alma da viga e a chapa de topo $s_{wv} = 6,0\text{mm}$ (solda de filete)
Solda entre as mesas da viga e a chapa de topo $s_{wf} = 12,5\text{mm}$ (solda de filete)

Geometria da Ligação	
Viga	$m_v = \frac{114}{2} - \frac{6,9}{2} - 0,8 \cdot 6,0 = 48,75\text{mm}$ $e_v = \frac{210}{2} - \frac{114}{2} = 48\text{mm}$ $n_c = e_v = 48\text{mm}$
Chapa de Topo	$m_x = 38 - 0,8 \cdot 12,5 = 28,0\text{mm}$ $e_x = 38,0\text{mm}$ $n_x = m_x = 28,0\text{mm}$

I.1 – Resistência Potencial das Linhas de Parafusos

I.1.1 – Linha 1

I.1.1.1 – Flexão da Chapa de Topo

- Capacidade Resistente à Tração dos Parafusos

$$F_p = \phi_t \cdot 0,75 \cdot A_p \cdot f_{up} = 0,75 \cdot 0,75 \cdot 2,84 \cdot 82,5 = 131,58 \text{ kN}$$

- Determinação do Comprimento Efetivo do Perfil “T” Equivalente

$$L_{V} = \frac{b_{ch}}{2} = \frac{21,0}{2} = 10,5 \text{ cm}$$

$$L_{VI} = 2 \cdot m_x + 0,625 \cdot e_x + \frac{g}{2} = 2 \cdot 2,8 + 0,625 \cdot 3,8 + \frac{11,4}{2} = 13,68 \text{ cm}$$

$$L_{VII} = 2 \cdot m_x + 0,625 \cdot e_x + e_v = 2 \cdot 2,8 + 0,625 \cdot 3,8 + 3,8 = 10,86 \text{ cm}$$

$$L_{VIII} = 4 \cdot m_x + 1,25 \cdot e_x = 2 \cdot 2,8 + 1,25 \cdot 3,8 = 15,95 \text{ cm}$$

$$L_{IX} = 2 \cdot \pi \cdot m_x = 2 \cdot \pi \cdot 2,8 = 17,60 \text{ cm}$$

$$L_{eff} = \min(L_V, L_{VI}, L_{VII}, L_{VIII}, L_{IX}) = 10,50 \text{ cm}$$

- Momento de Cálculo do Perfil “T” Equivalente

$$M_n = \frac{L_{eff} \cdot t_{wc}^2 \cdot f_y}{5,33} = \frac{10,50 \cdot 0,99^2 \cdot 34,5}{5,33} = 66,61 \text{ kN} \cdot \text{cm}$$

- Resistência Potencial Segundo os Modos 1,2 e 3

Modo 1 (escoamento total da chapa de topo)

$$P_r = \frac{4 \cdot M_n}{m_x} = \frac{4 \cdot 48,27}{2,8} = 95,16 \text{ kN}$$

Modo 2 (escoamento da chapa de topo com ruptura dos parafusos)

$$P_r = \frac{2 \cdot M_n + n_x \cdot (\sum F_p)}{m_x + n_x} = \frac{2 \cdot 48,27 + 2,8 \cdot (2 \cdot 131,58)}{2,8 + 2,8} = 155,58 \text{ kN}$$

Modo 3 (ruptura dos parafusos)

$$P_r = (\sum F_p) = 2 \cdot 131,58 = 263,59 \text{ kN}$$

I.1.2 – Linha 2

I.1.2.1 – Flexão da Chapa de Topo

- Determinação do Fator Geométrico α

$$m_1 = m_v = 48,75 \text{ mm} \quad m_2 = 38 \text{ mm}$$

$$\lambda_1 = \frac{m_1}{m_1 + e_v} = \frac{48,75}{48,75 + 48} = 0,504$$

$$\lambda_2 = \frac{m_2}{m_2 + e_v} = \frac{38,0}{48,75 + 48} = 0,39$$

$\alpha = 6,0$ (ábaco da figura A.2)

- Determinação do Comprimento Efetivo do Perfil “T” Equivalente

$$L_I = 2 \cdot \pi \cdot m_v = 2 \cdot \pi \cdot 4,875 = 30,63\text{cm}$$

$$L_{II} = 4 \cdot m_v + 1,25 \cdot e_v = 2 \cdot 4,875 + 1,25 \cdot 4,8 = 25,5\text{cm}$$

$$L_{III} = \alpha \cdot m_1 = 6,0 \cdot 48,75 = 29,25\text{cm}$$

$$L_{\text{eff}} = \min(L_I, \max(L_{II}, L_{III})) = 29,25\text{cm}$$

- Momento de Cálculo do Perfil “T” Equivalente

$$M_n = \frac{L_{\text{eff}} \cdot t_{wc}^2 \cdot f_y}{5,33} = \frac{29,25 \cdot 0,99^2 \cdot 34,5}{5,33} = 185,56\text{kN} \cdot \text{cm}$$

- Resistência Potencial Segundo os Modos 1,2 e 3

Modo 1 (escoamento total da chapa de topo)

$$P_r = \frac{4 \cdot M_n}{m_v} = \frac{4 \cdot 160,82}{4,875} = 152,26\text{kN}$$

Modo 2 (escoamento da chapa de topo com ruptura dos parafusos)

$$P_r = \frac{2 \cdot M_n + n_x \cdot (\sum F_p)}{m_v + n_v} = \frac{2 \cdot 185,56 + 2,8 \cdot (2 \cdot 131,58)}{4,875 + 2,8} = 169,13\text{kN}$$

Modo 3 (ruptura dos parafusos)

$$P_r = (\sum F_p) = 2 \cdot 131,58 = 263,59\text{kN}$$

- Verificação da Alma Tracionada da Viga

$$b_{\text{eff,wt}} = \frac{g}{2} \cdot 1,73 \cdot 2 = \frac{11,4}{2} \cdot 1,73 \cdot 2 = 19,72$$

$$P_r = \phi \cdot b_{\text{eff,wt}} \cdot t_w \cdot f_y = 0,9 \cdot 19,72 \cdot 0,69 \cdot 34,5 = 423,13\text{kN}$$

Tabela A.1 – Resultados do dimensionamento da região tracionada.

Linha l	Lado da Viga	
	Flexão da chapa de Topo	Tração na alma
1	95,16kN (modo 1)	-
2	152,26kN (modo 1)	423,13kN

I.1.3 – Resistência da Zona Comprimida**- Estado Limite Último de Esmagamento da Mesa da Viga**

$$P_{e,fv} = 1,2 \cdot \phi \cdot t_{fv} \cdot b_{fv} \cdot f_y = 1,2 \cdot 0,9 \cdot 0,98 \cdot 17,1 \cdot 34,5 = 624,41 \text{ kN}$$

I.1.4 – Cálculo do Momento Resistente

$$F_t = \sum P_{ri} = 95,16 + 152,26 = 220,42 \text{ kN}$$

$$F_c = F_t = 220,42 \text{ kN}$$

$$M_{j,Rd(\text{comp})} = \sum (F_{ri} \cdot h_i) = 95,16 \cdot 38,51 + 152,26 \cdot 29,63 = 8.222 \text{ kN} \cdot \text{cm}$$

I.2 – Modelo de Gomes – Flexão da alma da Coluna

$$b = 11,4 + 0,9 \cdot \phi_{\text{paraf}} = 11,4 + 0,9 \cdot 1,9 = 13,11 \text{ cm}$$

$$c = (t_{fv} + 4 \cdot \phi_{\text{paraf}}) + 0,9 \cdot \phi_{\text{paraf}} = (0,98 + 4 \cdot 1,9) + 0,9 \cdot 1,9 = 10,29 \text{ cm}$$

I.2.1 – Mecanismo Local**- Puncionamento**

$$v_{pl} = t_{wc} \cdot \frac{f_y}{\sqrt{3}} = 0,99 \cdot \frac{34,5}{\sqrt{3}} = 19,72$$

$$F_{\text{punc}} = 4 \cdot \pi \cdot \phi_{\text{paraf}} \cdot v_{pl} = \pi \cdot 4 \cdot 1,9 \cdot 14,29 = 470,82 \text{ kN}$$

- Mecanismo Combinado

$$b_m = L \cdot \left[1 - \frac{0,82}{c^2} \cdot t_{wc} \cdot \left(1 + \sqrt{1 + 2,8 \cdot \frac{c^2}{t_{wc} \cdot L}} \right)^2 \right] = 23,21 \quad (b_m > 0)$$

$$a = L - b = 24,5 - 13,11 = 11,39$$

$$x_0 = L \left[\left(\frac{t_{wc}}{L} \right)^{\frac{2}{3}} + \frac{0,23}{L} \cdot c \cdot \left(\frac{t_{wc}}{L} \right)^{\frac{1}{3}} \right] \cdot \left[\frac{b - b_m}{L - b_m} \right] = 35,1$$

$$x = \begin{cases} 0 & \text{se } b \leq b_m \\ -a + \sqrt{a^2 - 1,5 \cdot a \cdot c + \frac{\sqrt{3}}{2} \cdot t_{wc} \cdot [\pi \cdot \sqrt{L \cdot (a + x_0)} + 4 \cdot c]} & \text{se } b > b_m \end{cases}$$

$$x = 0 \quad (b = 13,11\text{cm} < b_m = 23,21\text{cm})$$

$$F_{Q2} = 4 \cdot m_{pl} \cdot \left[\frac{(1,5 \cdot c \cdot x + x^2)}{\sqrt{3} \cdot t_{wc} \cdot (a + x)} + \frac{\pi \cdot \sqrt{L \cdot (a + x)} + 2 \cdot c}{a + x} \right] = 216,89\text{kN}$$

$$k = \begin{cases} 1 & \text{se } \left(\frac{b+c}{L} \right) \geq 0,5 \\ 0,7 + 0,6 \cdot \left(\frac{b+c}{L} \right) & \text{se } \left(\frac{b+c}{L} \right) < 0,5 \end{cases} \quad k = 1$$

$$F_{Q2} = k \cdot F_{Q2} = 216,89\text{kN}$$

$$F_{Local} = \min(F_{punc}, F_{Q2}) = 216,89\text{kN}$$

I.2.2 – Mecanismo Global

$$h = 34,22\text{cm}$$

$$\rho = \frac{h}{L - b} = 2,8072$$

$$F_{Global} = \frac{F_{Q2}}{2} + m_{pl} \cdot \left(\frac{2}{h} + \pi + 2 \cdot \rho \right) = 192,28\text{kN}$$

I.2.3 – Momento de Plastificação

$$F_{pl} = \min(F_{Local}, F_{Global}) = 192,28\text{kN}$$

$$M_{j,Rd(alma)} = h \cdot F_{pl} = 6.580\text{kN} \cdot \text{cm}$$

I.3 – Cálculo da Rigidez

$$\mu = \frac{L}{t_{wc}} = \frac{24,5}{0,99} = 24,75$$

$$\beta = \frac{b}{L} = \frac{13,11}{24,5} = 0,54$$

$$\alpha = \frac{c}{L} = \frac{10,29}{24,5} = 0,42$$

$$\theta = 35 - 10 \cdot \beta = 35 - 10 \cdot 0,54 = 29,82 \text{rad}$$

- Rigidez Inicial Translacional da Alma do Pilar

$$S_i = \left(\frac{E \cdot t_{wc}^3}{L^2} \right) \cdot 16 \cdot \left[\frac{\alpha + (1 - \beta) \cdot \text{tg}\theta}{(1 - \beta^3) + \frac{10,4 \cdot (1,5 - 1,63 \cdot \beta)}{\mu^2}} \right] = 3255$$

$$k_{\text{rot}} = 0,57 - 0,23 \cdot \beta - 0,32 \cdot \alpha - 0,39 \cdot \alpha \cdot \beta = 0,225 \quad (\text{correção devido à liberdade de rotação do flange do pilar})$$

$$S_{i(\text{FL})} = k_{\text{rot}} \cdot S_i = 731,96$$

- Rigidez Inicial Rotacional da Alma do Pilar

- Rigidez da região tracionada

$$A_T = b \cdot c = 134,90 \text{cm}^2$$

$$S_{i1} = S_{i(\text{FL})} = 731,96$$

- Rigidez da região comprimida

$$c = t_{fv} + 1,2 + 2,5 \cdot \phi_{\text{paraf}} = 0,98 + 1,2 + 2,5 \cdot 1,9 = 6,93 \text{cm}$$

$$b = \frac{A_T}{c} = 19,47$$

$$\mu = \frac{L}{t_{wc}} = \frac{24,5}{0,99} = 24,75$$

$$\beta = \frac{b}{L} = \frac{19,47}{24,5} = 0,795$$

$$\alpha = \frac{c}{L} = \frac{6,93}{24,5} = 0,28$$

$$\theta = 35 - 10 \cdot \beta = 35 - 10 \cdot 0,795 = 27,05 \text{rad}$$

$$S_i = \left(\frac{E \cdot t_{wc}^3}{L^2} \right) \cdot 16 \cdot \left[\frac{\alpha + (1 - \beta) \cdot \text{tg}\theta}{(1 - \beta^3) + \frac{10,4 \cdot (1,5 - 1,63 \cdot \beta)}{\mu^2}} \right] = 16.816,9$$

$$k_{rot} = 0,57 - 0,23 \cdot \beta - 0,32 \cdot \alpha - 0,39 \cdot \alpha \cdot \beta = 0,209 \quad (\text{correção devido à liberdade de rotação do flange do pilar})$$

$$S_{i2} = k_{rot} \cdot S_i = 3.516$$

$$S_{i(Rot)} = \frac{h^2}{\frac{1}{S_{i1}} + \frac{1}{S_{i2}}} = 709.445,579 \frac{\text{kN} \cdot \text{cm}}{\text{rad}}$$

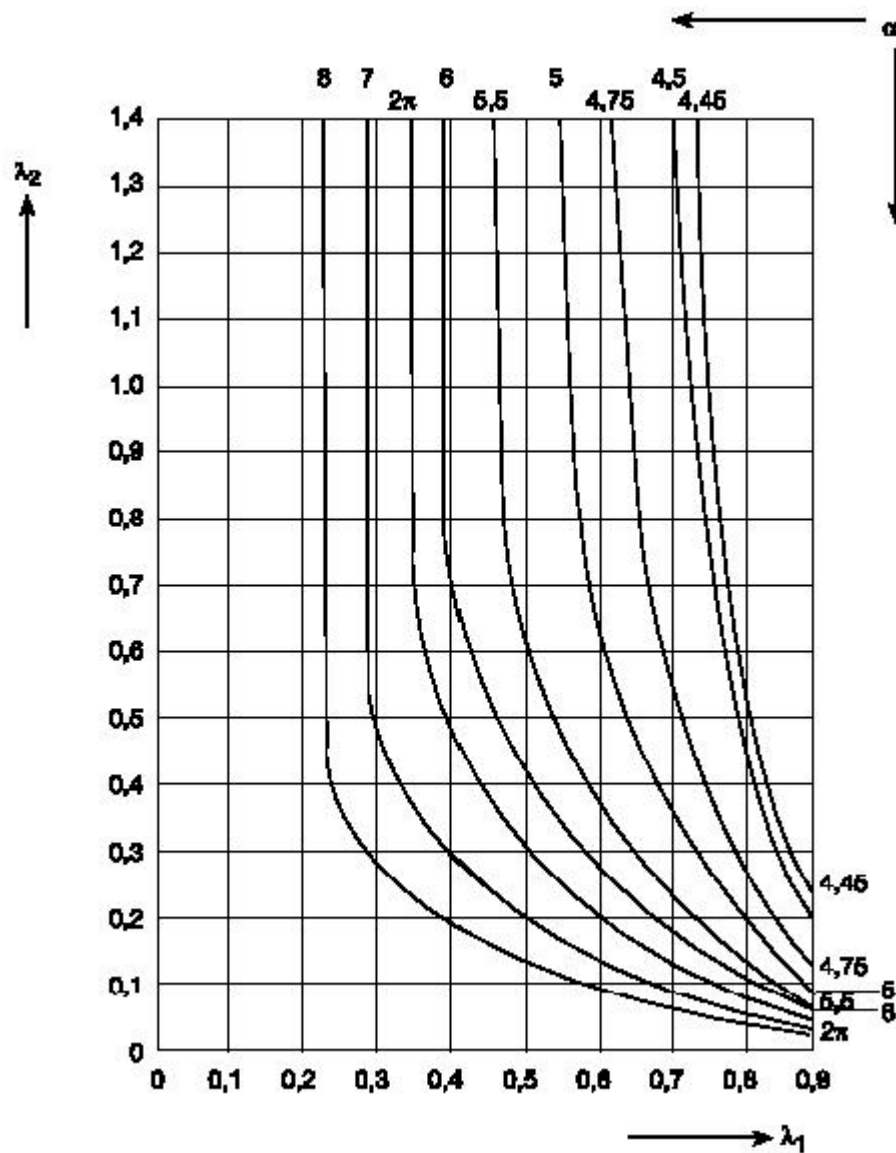


Figura A.2: Valor de α para a resistência da chapa de topo.