CENTRO FEDERAL DE EDUCAÇÃO TECNOLÓGICA DE MINAS GERAIS
DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA CIVIL
CURSO DE PÓS-GRADUAÇÃO EM ENGENHARIA CIVIL

FREDERICO TADEU CASTRO MENDES

DETERMINAÇÃO DAS PROPRIEDADES MECÂNICAS DAS LIGAÇÕES VIGA-PILAR COM CHAPAS DE EXTREMIDADE ESTENDIDA VISANDO À ANÁLISE PELO MÉTODO DOS COMPONENTES

BELO HORIZONTE
2017

FREDERICO TADEU CASTRO MENDES

DETERMINAÇÃO DAS PROPRIEDADES MECÂNICAS DAS LIGAÇÕES VIGA-PILAR COM CHAPAS DE EXTREMIDADE ESTENDIDA VISANDO À ANÁLISE PELO MÉTODO DOS COMPONENTES

Dissertação apresentada ao Programa de Pós-graduação em Engenharia Civil do Centro Federal de Educação Tecnológica de Minas Gerais como requisito parcial para obtenção do titulo de Mestre em Engenharia Civil.

ÁREA DE CONCENTRAÇÃO: ESTRUTURAS

Orientador: Prof. Dr. Cláudio José Martins
Coorientadora: Profa. Dra. Renata Gomes Lanna da Silva

BELO HORIZONTE
2017

Mendes, Frederico Tadeu Castro
M538d Determinação das propriedades mecânicas das ligações viga-pilar com chapas de extremidade estendida visando à análise pelo método dos componentes. / Frederico Tadeu Castro Mendes. – – Belo Horizonte, 2017.
xix, 149 f. : il.

Dissertação (mestrado) – Centro Federal de Educação Tecnológica de Minas Gerais. Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil. 2017.
Orientador: Prof. Dr. Cláudio José Martins
Coorientadora: Profa. Dra Renata Gomes Lanna da Silva

Bibliografia

1. Análise Estrutural (Engenharia). 2.Ligações Estruturais. 3. Aço - Estrutura. I. Martins, Cláudio José. II. Centro Federal de Educação Tecnológica de Minas Gerais. III. Título

CDD 624.182

Elaboração da ficha catalográfica pela Biblioteca-Campus II / CEFET-MG

FREDERICO TADEU CASTRO MENDES

DETERMINAÇÃO DAS PROPRIEDADES MECÂNICAS DAS LIGAÇÕES VIGA-PILAR COM CHAPAS DE EXTREMIDADE ESTENDIDA VISANDO À ANÁLISE PELO MÉTODO DOS COMPONENTES

Dissertação apresentada ao Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil do CEFET-MG como requisito parcial para obtenção do título de Mestre em Engenharia Civil

Prof. Dr. Cláudio José Martins
Orientador
Departamento de Engenharia Civil, CEFET-MG

Prof. Dra. Renata Gomes Lanna da Silva
Coorientadora
Departamento de Engenharia Civil, CEFET-MG

Prof. Dr. Péter Ludvig
Departamento de Engenharia Civil, CEFET-MG

Prof. Dr. Armando Cesar Campos Lavall
Departamento de Engenharia de Estruturas, UFMG

Belo Horizonte, 24 de agosto de 2017

À minha família, em especial minha mãe,

Maria Antonieta de Castro Ribeiro Mendes,

dedico com muito carinho este trabalho.

AGRADECIMENTOS

À Deus, pela saúde e força diária durante toda essa caminhada.

Aos meus pais, por não medirem esforços em tudo que fizeram e fazem por mim, por serem exemplos de pessoas humildes, leais e determinadas, pela educação e princípios que contribuíram para eu chegar aqui. Aos meus irmãos e irmã que me incentivaram nessa trajetória.

À Prof.ª Dra. Renata Gomes Lanna da Silva, pela orientação, ensinamentos, paciência, educação, confiança, disposição e dedicação. Muito obrigado!

Aos professores da Pós-Graduação, em destaque ao Prof. Dr. Cláudio Martins, pela competência e aulas ministradas durante todo esse mestrado.

Aos membros externos, UFMG, Eng.° M.e Leandro Oliveira e Prof. Dr. Armando Lavall pelo engrandecimento do trabalho.

Aos colegas de curso, pelo convívio e compartilhamento de ideias.

Ao CEFET-MG, pela estrutura fornecida para a idealização desse sonho.

RESUMO

Tradicionalmente, o comportamento das ligações é idealizado como rígido ou rotulado para facilitar a análise e o dimensionamento estrutural. Contudo, a maioria das ligações metálicas apresenta comportamento do tipo semirrígido, situado entre esses dois casos extremos. O conhecimento do comportamento real das ligações viga-pilar proporciona o estabelecimento de novas recomendações de projeto para a determinação das suas propriedades mecânicas e, consequentemente, o desenvolvimento de procedimentos de projeto de estruturas que considerem essa hipótese. As ligações entre vigas e pilares têm grande influência no comportamento global das estruturas, seja com relação à rigidez, à resistência ou à estabilidade. A incorporação dessas ligações na análise estrutural exige uma representação de curvas momento-rotação relativa, capaz de descrever o seu comportamento mediante a ação de esforços solicitantes, principalmente a transmissão de momento fletor. Este trabalho tem como objetivo o estudo do comportamento semirrígido de ligações viga-pilar, a partir do modelo mecânico via Método dos Componentes, presente no EN 1993 1 8: 2005, visando à determinação da curva momento x rotação relativa em função dos parâmetros de rigidez, resistência e capacidade rotacional de ligações parafusadas com chapa de extremidade estendida e enrijecedores transversais na alma do pilar. Procedimentos de análises para avaliação desses parâmetros também são apresentados utilizando os critérios da ABNT NBR 8800: 2008 complementada, quando necessário, por normas e recomendações, nacionais e/ou internacionais. Constata-se que, a norma brasileira proporciona um dimensionamento mais conservador da ligação em comparação com os resultados obtidos pela norma europeia. Finalmente, um exemplo numérico de um pórtico plano com ligação viga-pilar com chapa de extremidade estendida e enrijecedores transversais na alma do pilar, variando-se apenas a espessura da chapa, é analisado, visando avaliar a influência do comportamento dessas ligações na distribuição dos esforços solicitantes nos elementos estruturais, nos deslocamentos nodais e na estabilidade global da estrutura. Conclui-se que, embora seja comum entre projetistas considerar as ligações com chapas de extremidade estendida como rígidas, a resposta estrutural dessas ligações pode ser bem diferente do comportamento idealizado.

Keywords: Estruturas de aço; Ligação semirrígida; Método dos Componentes, Ligação parafusada viga-pilar, Chapa de extremidade estendida.

ABSTRACT

Traditionally, the behavior of the connections is idealized as rigid or flexible to facilitate analysis and structural design. However, most of the steel connections have semi-rigid behavior, situated between these two extreme cases. The knowledge of the real behavior of the beam-to-column connections provides the establishment of new design recommendations for the determination of its mechanical properties and, consequently, the development of structural design procedures that consider this hypothesis. The connections between beams and columns have a great influence on the overall behavior of the structures, whether in terms of rigidity, resistance, or stability. The incorporation of these connections in the structural analysis requires a representation of moment-relative rotation curves, which is capable of describing their behavior through the action of working stress, mainly the transmission of bending moment. This work aims to study the semi-rigid behavior of beam-to-column connections, based on the mechanical model via the Components Method, presented in European Standards EN 1993 1 8: 2005, aiming at the determination of the moment x relative-rotation curve as a function of stiffness parameters, resistance, and rotational capacity of bolted connections with extended end plate and transverse stiffeners in the column core. Analysis procedures for the evaluation of these parameters are also presented using the criteria of Brazilian Standards ABNT NBR 8800: 2008 supplemented, where necessary, by international standards and recommendations. It is observed that the brazilian standard provides a more conservative design of the connection as compared to the results obtained by the European standard. Finally, a numerical example of a steel plane frame with beam-to-column connection with extended end plate and transversal stiffeners in the column core, varying only the thickness of the plate, is analyzed, aiming to evaluate the influence of the behavior of these connections in the distribution of working stress on structural elements, nodal displacements, and the overall stability of the structure. It is concluded that, while it is common for designers to consider the connections with extended end plates as rigid, the structural responses of such connections may be quite different from the idealized behavior.

Keywords: Steel structure, semi-rigid connection, Components Method, bolted beam-to-column connection, extended end-plates.

LISTA DE FIGURAS

FIGURA 1 - LIGAÇÕES TÍPICAS DE UM PÓRTICO DE VÁRIOS ANDARES 2
FIGURA 2 - ROTAÇÃO RELATIVA DE UMA LIGAÇÃO VIGA-PILAR. 3
FIGURA 3 - PROPRIEDADES FUNDAMENTAIS PARA CARACTERIZAÇÃO DE UMA LIGAÇÃO. 3
FIGURA 4 - CURVAS MOMENTO X ROTAÇÃO PARA DIVERSOS TIPOS DE LIGAÇÕES. 4
FIGURA 5 - ELEMENTOS E LIGAÇÃO REBITADOS. 9
FIGURA 6 - ELEMENTOS EM PERFIL LAMINADO E LIGAÇÃO COM CANTONEIRA REBITADA. 9
FIGURA 7 - LIGAÇÃO VIGA-PILAR COM CHAPA DE EXTREMIDADE. 11
FIGURA 8 - LIGAÇÃO VIGA-PILAR COM PERFIL "T". 12
FIGURA 9 - LIGAÇÃO VIGA-PILAR CHAPA DE EXTREMIDADE COM 8 PARAFUSOS. 15
FIGURA 10 - COMPORTAMENTO DA LIGAÇÃO FLEXÍVEL. 18
FIGURA 11 - COMPORTAMENTO DA LIGAÇÃO RÍGIDA. 18
FIGURA 12 - ROTAÇÃO RELATIVA θ_R DEVIDO AO MOMENTO *M*. 19
FIGURA 13 - CURVAS MOMENTO X ROTAÇÃO PARA DIVERSOS TIPOS DE LIGAÇÕES. 20
FIGURA 14 - TIPOS DE LIGAÇÕES METÁLICAS VIGA-PILAR. 22
FIGURA 15 - MODELOS MATEMÁTICOS DA CURVA MXθ DA LIGAÇÃO 23
FIGURA 16 - MODELO EXPERIMENTAL 24
FIGURA 17 - MODELO NUMÉRICO LIGAÇÃO VIGA-PILAR - MEF. 25
FIGURA 18- CLASSIFICAÇÃO DAS LIGAÇÕES – BJORHOVDE *ET AL*. 27
FIGURA 19 - CLASSIFICAÇÃO DAS LIGAÇÕES CONFORME RIGIDEZ – EN 1993-1-8 (2005). 28
FIGURA 20 - PARÂMETROS DAS LIGAÇÕES *PR* E *SIMPLE* – ANSI/AISC 360 (2010). 32
FIGURA 21- CLASSIFICAÇÃO DAS LIGAÇÕES– ANSI/AISC 360 (2010). 33
FIGURA 22 – CLASSIFICAÇÃO BUONICONTRO (2017). 34
FIGURA 23 - REGIÕES DE ESFORÇOS NA LIGAÇÃO. 36
FIGURA 24 - COMPONENTES ATIVOS DA LIGAÇÃO VIGA-PILAR – CHAPA DE EXTREMIDADE. 37
FIGURA 25 - CURVA FORÇA X DESLOCAMENTO – COMPONENTES DE ALTA DUCTILIDADE. 38
FIGURA 26 - CURVA FORÇA X DESLOCAMENTO – COMPONENTES DE DUCTILIDADE LIMITADA. 39
FIGURA 27 - CURVA FORÇA X DESLOCAMENTO – COMPONENTES FRÁGEIS. 40
FIGURA 28 - ASSOCIAÇÃO DOS COMPONENTES BÁSICOS. 40
FIGURA 29 - ESFORÇOS NA LIGAÇÃO. 41
FIGURA 30 - COMBINAÇÕES DAS LINHAS DE PARAFUSOS. 42
FIGURA 31 - CURVA MOMENTO X ROTAÇÃO – ANÁLISE ELÁSTICA. 46

FIGURA 32 - CURVA MOMENTO X ROTAÇÃO – ANÁLISE ELASTOPLÁSTICA SIMPLIFICADA. 47
FIGURA 33 - DIMENSÕES E EIXOS DA SEÇÃO DO PERFIL. 48
FIGURA 34 - BRAÇO DO BINÁRIO – Z. 50
FIGURA 35 - COMPRESSÃO NA ALMA DO PILAR. 52
FIGURA 36 - TIPOS DE PERFIS. 54
FIGURA 37 - MODELO *T-STUB* EQUIVALENTE 55
FIGURA 38 - FLEXÃO NA MESA DO PILAR. 56
FIGURA 39 - MODOS DE RUPTURA. 56
FIGURA 40 - DIMENSÕES DA MESA DE UMA PEÇA EM T EQUIVALENTE. 57
FIGURA 41 - MODELOS DE LINHAS DE RUPTURA DE PARAFUSOS ATUANDO DE FORMA ISOLADA OU EM GRUPO 58
FIGURA 42 - MESA DE PILAR ENRIJECIDO SOB A FORMA DE *T-STUB*. 59
FIGURA 43 - VALORES DE α PARA MESAS DE PILARES REFORÇADAS E PLACA DE EXTREMIDADE. 61
FIGURA 44 - DADOS GEOMÉTRICOS - L_B 63
FIGURA 45 - MODELO *T-STUB.* 65
FIGURA 46 - MESA E ALMA DA VIGA À COMPRESSÃO. 67
FIGURA 47 - PUNÇÃO NA CHAPA DE EXTREMIDADE. 69
FIGURA 48 – FORÇA DE ALAVANCA. 80
FIGURA 49 – EFEITO ALAVANCA – SITUAÇÃO LIMITE. 82
FIGURA 50 – MODELO EXPERIMENTAL E NUMÉRICO –CT1B-6. 86
FIGURA 51 - CARACTERÍSTICAS GEOMÉTRICAS DA LIGAÇÃO (MM) – CHAPA 19MM. 87
FIGURA 52 – CURVA MOMENTO X ROTAÇÃO RELATIVA – CHAPA 19MM (EN 1993-1-8: 2005). ... 89
FIGURA 53 – CURVA MOMENTO X ROTAÇÃO RELATIVA– CHAPA 19MM (ABNT NBR 8800: 2008). 92
FIGURA 54 – DIAGRAMA MULTILINEAR M-Θ DA LIGAÇÃO. 94
FIGURA 55 – PÓRTICO NÃO CONTRAVENTADO DE DOIS ANDARES E UM VÃO (CM). 95
FIGURA 56 – DIVISÃO DA SEÇÃO EM 20 FATIAS. 96
FIGURA 57 – CURVAS M-θ_R – EN 1993-1-8: 2005 E ABNT NBR 8800: 2008. 102
FIGURA 58 – CLASSIFICAÇÃO DE BUONICONTRO (2017) – LIGAÇÕES EN 1993-1-8: 2005. 103
FIGURA 59 – CLASSIFICAÇÃO DE BUONICONTRO (2017) – LIGAÇÕES ABNT NBR 8800: 2008. 104
FIGURA 60 – DESLOCAMENTO HORIZONTAL – NÓ3 106
FIGURA 61 – PERCENTUAIS DE PLASTIFICAÇÃO NAS BARRAS E LIGAÇÕES. 107
FIGURA 62 – DMF [KNXCM] – PÓRTICO COM LIGAÇÕES IDEALMENTE RÍGIDAS. 108

FIGURA 63 – DMF [KNXCM] – PÓRTICOS COM LIGAÇÕES SEMIRRÍGIDAS VIGA-PILAR. 109
FIGURA 64 - CARACTERÍSTICAS GEOMÉTRICAS DA LIGAÇÃO (MM) – CHAPA 19MM. 122
FIGURA 65 - DIMENSÕES DOS PARAFUSOS. 123

LISTA DE QUADROS

QUADRO 1 – CLASSIFICAÇÃO DAS LIGAÇÕES - BJORHOVDE ET AL. 27
QUADRO 2 – LIMITES DE CLASSIFICAÇÃO QUANTO À RIGIDEZ. 34
QUADRO 3 – LIMITES DE CLASSIFICAÇÃO QUANTO À RESISTÊNCIA 34
QUADRO 4 – COMPONENTES BÁSICO DE LIGAÇÕES EM GERAL. 37
QUADRO 5 – COEFICIENTE DE SEGURANÇA PARCIAL. 48
QUADRO 6 – PARÂMETRO DE TRANSFORMAÇÃO β. 51
QUADRO 7 – COEFICIENTE DE REDUÇÃO ω. 54
QUADRO 8 – COMPRIMENTO EFETIVO L_{EFF} PARA MESA DO PILAR NÃO REFORÇADA. 58
QUADRO 9 – COMPRIMENTO EFETIVO L_{EFF} PARA MESA DO PILAR REFORÇADA. 60
QUADRO 10 – COMPRIMENTO EFETIVO DE UMA PLACA DE EXTREMIDADE. 66
QUADRO 11 – COEFICIENTE DE PONDERAÇÃO DA RESISTÊNCIA DO AÇO. 70
QUADRO 12 – SOLDA DE FILETE. 70
QUADRO 13 – DISTÂNCIA MÍNIMA FURO À BORDA. 71
QUADRO 14 – DIMENSÕES DOS PERFIS 122
QUADRO 15 – DIMENSÕES DA PLACA DE EXTREMIDADE 123
QUADRO 16 – DIMENSÕES DOS PARAFUSOS 123

LISTA DE TABELAS

TABELA 1 – RESULTADOS DA LIGAÇÃO – CHAPA 19MM (EN 1993-1-8: 2005). 88

TABELA 2 – DADOS DA CURVA MXθ_R – CH.19MM-ANÁLISE ELÁSTICA (EN 1993-1-8: 2005). 88

TABELA 3 – DADOS DA CURVA MXθ_R – CH.19MM-ANÁLISE ELASTOPLÁSTICA (EN 1993-1-8: 2005). 88

TABELA 4 – RESULTADOS DA LIGAÇÃO – CHAPA 19MM (ABNT NBR 8800: 2008). 91

TABELA 5 – DADOS DA CUVA MXθ_R – CH.19MM-ANÁLISE ELASTOPLÁSTICA (ABNT NBR 8800: 2008). 92

TABELA 6 – RESULTADOS DA VERIFICAÇÃO DA LIGAÇÃO CONFORME EN 1993 - 1 - 8: 2005 – CH.19,00MM. 97

TABELA 7 – RESULTADOS DA VERIFICAÇÃO DA LIGAÇÃO CONFORME EN 1993 - 1 - 8: 2005 – CH.15,88MM. 97

TABELA 8 – RESULTADOS DA VERIFICAÇÃO DA LIGAÇÃO CONFORME EN 1993 - 1 - 8: 2005 – CH.12,70MM. 98

TABELA 9 – RESULTADOS DA VERIFICAÇÃO DA LIGAÇÃO CONFORME EN 1993 - 1 - 8: 2005 – CH.9,53MM. 98

TABELA 10 – RESULTADOS DA VERIFICAÇÃO DA LIGAÇÃO CONFORME ABNT 8800:2008 – CH.19,00MM. 99

TABELA 11 – RESULTADOS DA VERIFICAÇÃO DA LIGAÇÃO CONFORME ABNT 8800:2008 – CH.15,88MM. 99

TABELA 12 – RESULTADOS DA VERIFICAÇÃO DA LIGAÇÃO CONFORME ABNT 8800:2008 – CH.12,70MM. 100

TABELA 13 – RESULTADOS DA VERIFICAÇÃO DA LIGAÇÃO CONFORME ABNT 8800:2008 – CH.9,53MM. 100

TABELA 14 – RESUMO DOS PARÂMETROS DAS LIGAÇÕES CONFORME EN 1993-1-8: 2005. 102

TABELA 15 – RESUMO DOS PARÂMETROS DAS LIGAÇÕES CONFORME ABNT NBR 8800: 2008 102

TABELA 16 – CARGA ÚLTIMA E DESLOCAMENTO HORIZONTAL (NÓ3). 105

LISTA DE SÍMBOLOS

Letras romanas minúsculas

b_{fc} largura do banzo do pilar

$b_{eff,c,wc}$ largura efetiva comprimida

$b_{eff,t,wc}$ largura efetiva tracionada

d_b diâmetro do parafuso

d_c altura do perfil que constitui o pilar

b_{fc} largura da mesa do pilar

d_s distância entre linhas de centro dos enrijecedores

f_u ruptura do aço da chapa

f_{ub} a resistência à ruptura do parafuso

f_y resistência ao escoamento

$f_{y,st}$ tensão de escoamento do enrijecedor

$f_{y,wc}$ resistência ao escoamento da alma do pilar

h altura do perfil

h_r distância da fiada de parafuso ao centro de compressão

h_{wc} altura do pilar

$k_{eff.}$ rigidez efetiva

l_{eff} comprimento efetivo da peça *T-Stub*

K_i rigidez rotacional inicial

m distância da linha de parafuso às imediações da alma do perfil T

r_c raio de concordância

t_{fb} espessura da mesa comprimida da viga

t_{fc} espessura da mesa do pilar

t_p espessura da placa de extremidade

t_w espessura da alma do pilar

t_{wb} espessura da alma da viga

t_{wc} espessura da alma do pilar

Letras romanas maiúsculas

A_{net}	seção transversal do enrijecedor
A_{st}	seção transversal do enrijecedor
A_{vc}	área solicitada ao cisalhamento do pilar
E	módulo de elasticidade
E_t	módulo de elasticidade transversal
$F_{c,Rd}$	força resistente a compressão
F_r	força resistente ao início da plastificação
$F_{t,ep,Rd}$	resistência da chapa de extremidade
$F_{tr,Rd}$	força resistente a tração solicitada em cada linha de parafuso
I_P	momento de inércia da seção transversal do pilar
I_v	momento de inércia da seção transversal da viga
L_b	comprimento dos parafusos
L_v	comprimento da viga conectada da viga
L_P	comprimento da viga conectada do pilar
$M_{c,Ed}$	momento fletor atuante
$M_{c,Rd}$	momento fletor resistente
$M_{j,Ed}$	momento aplicado
$M_{j,Rd}$	momento resistente de cálculo da ligação
$M_{pl,fc,Rd}$	momento plástico resistente da mesa do pilar
$M_{pl,st,Rd}$	momento plástico resistente do enrijecedor
M_u	momento resistente da ligação
$M_{v,pl,Rd}$	momento plástico resistente da viga
$M_{p,pl,Rd}$	momento plástico resistente do pilar
$N_{c,Ed}$	esforço axial no pilar
S_{ini}	rigidez inicial
$V_{wp,Rd}$	resistência plástica de cisalhamento à alma do pilar
Z_{eq}	braço de alavanca
$W_{el,w,c}$	o modulo resistente elástico do perfil

Letras gregas

β	é o parâmetro de transformação
γ	coeficiente parcial de segurança
Δ_e	limites de deslocamento
η	coeficiente de modificação de rigidez
θ_r	rotação relativa
θ_u	capacidade rotacional
μ	taxa de rigidez
ρ	coeficiente de redução para efeito de flambagem da alma do pilar
χ	fator de redução associado à resistência à compressão

LISTA DE ABREVIATURAS E SIGLAS

ASTM	American Society for Testing and Materials
ABNT	Associação Brasileira de Normas Técnicas
AISC	American Institute of Steel Construction
DMF	Diagrama de Momento Fletor
EN	Norme Europeenne
LRFD	Load and Resistance Factor Design
MEF	Método dos Elementos Finitos
RCRBSJ	Research Council on Riveted and Bolted Structural Joints
RCSC	Research Council on Structural Connections
SCDB	Steel Connection Data Bank

SUMÁRIO

1 INTRODUÇÃO 1

1.1 Considerações iniciais 1

1.2 Justificativa 5

1.3 Objetivos 6

1.3.1 Objetivo geral 6

1.3.2 Objetivos específicos 6

1.4 Estrutura do trabalho 7

2 REVISÃO BIBLIOGRÁFICA 8

2.1 Evolução cronológica das pesquisas sobre ligação metálica 8

2.2 Aspectos gerais do comportamento das ligações viga-pilar 17

2.2.1 Comportamento das ligações semirrígidas 18

2.3 Tipos de modelagem das ligações semirrígidas 23

2.3.1 Modelagem analítica 23

2.3.2 Modelagem experimental 24

2.3.3 Modelagem mecânica 25

2.3.4 Modelagem numérica 25

2.4 Classificação das ligações 26

2.4.1 Bjorhovde *et al*. (1990) 26

2.4.2 EN 1993-1-8: (2005) 28

2.4.3 ABNT NBR 8800: (2008) 30

2.4.4 ANSI/AISC 360 (2010) 31

2.4.5 Classificação de Buonicontro (2017) 33

3 PROCEDIMENTOS DE CÁLCULO E ANÁLISE DAS LIGAÇÕES SEMIRRÍGIDAS 35

3.1 Determinação dos parâmetros da ligação pelo método dos componentes segundo a EN 1993 1 8: 2005 35

3.1.1 Etapas do método dos componentes 35

3.1.1.1 Identificação dos componentes 36
3.1.1.2 Caracterização dos componentes 37
3.1.1.3 Associação dos componentes 40
3.1.2 Momento resistente 41
3.1.3 Rigidez inicial 43
3.1.4 Capacidade de rotação 45
3.1.5 Curva momento x rotação 46
3.1.5.1 Análise global elástica 46
3.1.5.2 Análise global rígido plástica 47
3.1.5.3 Análise global elastoplástica 47
3.1.6 Dimensionamento e verificação dos componentes da ligação 47
3.1.6.1 Alma do pilar solicitada ao cisalhamento 48
3.1.6.2 Alma do pilar à compressão 52
3.1.6.3 Mesa do pilar à flexão 55
3.1.6.4 Alma do pilar à tração 64
3.1.6.5 Chapa de extremidade à flexão 65
3.1.6.6 Alma e mesa da viga à compressão 67
3.1.6.7 Alma da viga à tração 68
3.1.6.8 Parafuso à tração 69
3.2 Determinação dos parâmetros da ligação pela ABNT NBR 8800: 2008 70
3.2.1 Disposições construtivas 70
3.2.1.1 Tamanho da perna de solda de filete 70
3.2.1.2 Espaçamento mínimo entre furos 71
3.2.1.3 Espaçamento máximo entre furos 71
3.2.1.4 Distância mínima de um furo às bordas 71
3.2.1.5 Distância máxima de um furo às bordas 72
3.2.1.6 Enrijecedor transversal 72

3.2.2 Alma do pilar ao cisalhamento 72
3.2.3 Flexão local da mesa do pilar (tração na alma) 74
3.2.4 Escoamento local da alma do pilar à tração/compressão 74
3.2.5 Enrugamento da alma do pilar à compressão 75
3.2.6 Flambagem da alma do pilar à compressão 76
3.2.7 Flambagem lateral da alma (compressão local da mesa) 76
3.2.8 Resistência dos enrijecedores transversais (tração na alma do pilar) 77
3.2.9 Resistência dos enrijecedores transversais (compressão na alma do pilar) .. 78
3.2.10 Chapas de extremidade à flexão 79
3.2.11 Alma e mesa da viga à compressão 84
3.2.12 Alma e mesa da viga à tração 84
3.2.13 Resistência dos parafusos à tração 85
4 APLICAÇÕES, ANÁLISE DE DADOS E DISCUSSÃO DE RESULTADOS 86
4.1 Análise comparativa das curvas momento-rotação da ligação com chapa de extremidade 86
4.1.1 Ligação viga-pilar analisada – chapa extremidade 19mm 86
4.1.2 Características da ligação 87
4.1.3 Resultados da ligação via método dos componentes - EN 1993-1-8: 2005 ... 87
4.1.4 Resultados da ligação segundo os procedimentos da ABNT NBR 8800: 2008 91
4.2 Programa computacional para análise elástica e elastoplástica em teoria de segunda ordem 93
4.3 Análise global do pórtico 94
4.3.1 Característica do pórtico 95
4.3.2 Características e comportamentos das ligações: Curvas M x θ_r 96
4.3.2.1 Parâmetros das ligações 97
4.3.2.2 Classificações das ligações 103

4.3.3 Comportamento estrutural do pórtico com as ligações semirrígidas considerando a análise elastoplástica em teoria de 2ª ordem 104

4.3.3.1 Carga última e deslocamento horizontal no topo do pórtico 105

4.3.3.2 Plastificação do pórtico 107

4.3.3.3 Redistribuição de momento fletor nas barras do pórtico 108

5 CONCLUSÃO 111

5.1 Sugestão de trabalho futuros 114

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS 116

APÊNDICE A – Cálculo da ligação: EN 1993-1-8: 2005 122

APÊNDICE B – Cálculo da ligação: ABNT NBR 8800: 2008 138

1 INTRODUÇÃO

1.1 Considerações iniciais

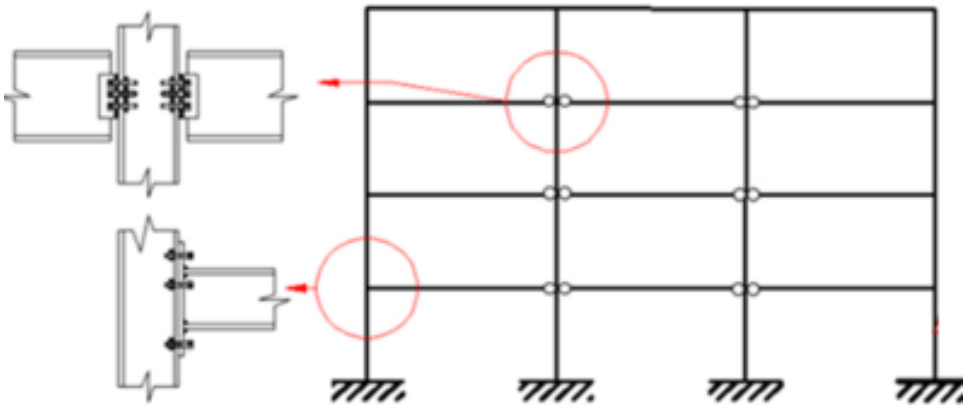
As estruturas de aço estão presentes em diversas construções civis e industriais. Com a demanda cada vez maior por edificações, galpões, obras de arte e plantas industriais com maiores vãos e elementos esbeltos, a estrutura de aço tem se tornado uma ótima opção para a construção, devido à rapidez na execução, fabricação, montagem e à elevada resistência do material.

O desenvolvimento de métodos de análise, visando obter resultados mais realistas e menos conservadores e a evolução no conhecimento do comportamento das estruturas, tem conduzido ao aprimoramento das considerações quanto ao comportamento das ligações nas estruturas de aço.

As ligações desempenham um papel fundamental no comportamento global das estruturas, tendo grande influência nos aspectos econômicos, construtivos e principalmente nos estruturais. Em outras palavras, o comportamento global das estruturas de aço depende do comportamento das ligações, que por sua vez depende diretamente da interação entre os elementos e os meios de ligação que as compõem: cantoneiras, chapas, soldas e parafusos, assim como das características geométricas dos perfis conectados. A Figura 1 apresenta algumas ligações típicas em um pórtico plano. Quando as ligações semirrígidas são consideradas, um aumento significativo de deslocamento lateral pode ocorrer na estrutura, consequentemente o aumento do efeito $P\text{-}\Delta$ é observado em relação à análise convencional com ligações totalmente rígidas.

Tradicionalmente, os projetos de estrutura de aço adotam o dimensionamento simplificado das ligações, os quais consideram as conexões completamente rígidas ou articuladas. Este tipo de consideração não retrata o comportamento real da ligação, pois a interação entre os meios e elementos de ligações como a solda, parafusos, cantoneiras e chapas devem ser criteriosamente analisados.

Figura 1 - Ligações típicas de um pórtico de vários andares



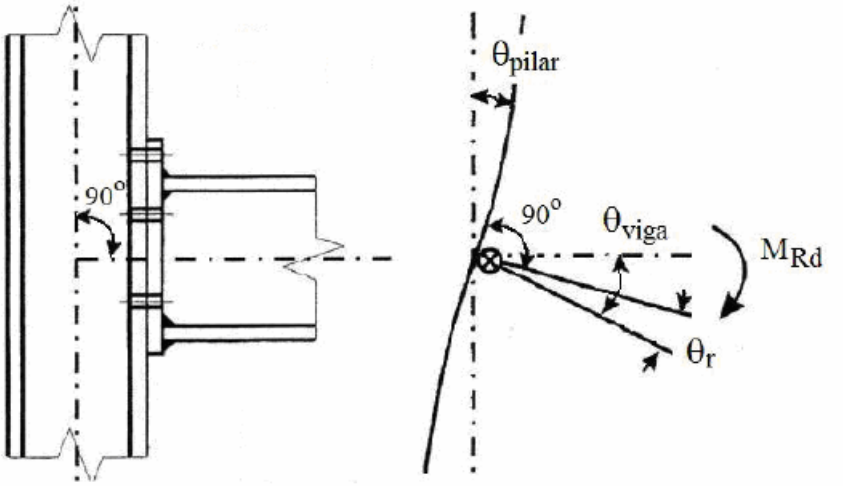
Fonte: Adaptado de OLIVEIRA, L., 2015, p. 2.

Uma ligação totalmente rígida conduz a uma perfeita continuidade rotacional, fazendo com que o ângulo formado pelos elementos estruturais conectados permaneça o mesmo após a atuação de todo o carregamento da estrutura, possibilitando a transmissão total do momento fletor. Por outro lado, nas ligações idealmente rotuladas, não há continuidade rotacional e nenhuma transmissão de momento fletor ocorre entre os elementos conectados.

Embora a consideração das hipóteses do comportamento totalmente rígido ou rotulado da ligação simplifique consideravelmente a análise e o dimensionamento de uma estrutura, a validade dessas hipóteses pode ser questionada nos casos em que a flexibilidade das ligações deve ser levada em conta no projeto. Isso porque, na realidade, a maioria das ligações nas estruturas de aço apresenta um comportamento não linear, definido como semirrígido, devido à impossibilidade prática de se projetarem ligações ideais. Essas ligações permitem algum movimento relativo entre os elementos conectados nas ligações consideradas rígidas e uma determinada transmissão de esforços entre os elementos conectados, nas ligações consideradas rotuladas.

O comportamento das ligações pode ser descrito principalmente pela relação momento-rotação, que considera a relação entre o momento fletor que solicita a ligação e a rotação relativa entre os elementos conectados ($\theta_r = \theta_{viga} - \theta_{pilar}$), isto é, a mudança do ângulo entre a viga e o pilar da configuração original devido ao momento fletor, como apresentado na Figura 2.

Figura 2 - Rotação relativa de uma ligação Viga-Pilar.

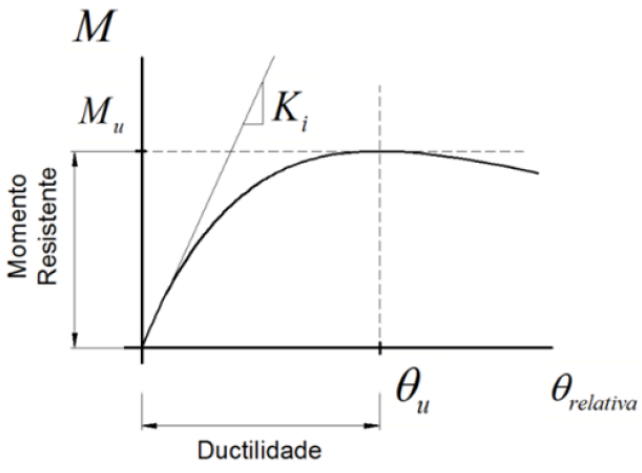


Fonte: SILVA, 2010, p107.

Conforme mostra a Figura 3, três propriedades fundamentais de uma ligação são definidas:

- Rigidez rotacional inicial, K_i;
- Momento resistente, M_u;
- Capacidade de rotação, θ_u.

Figura 3 - Propriedades fundamentais para caracterização de uma ligação.

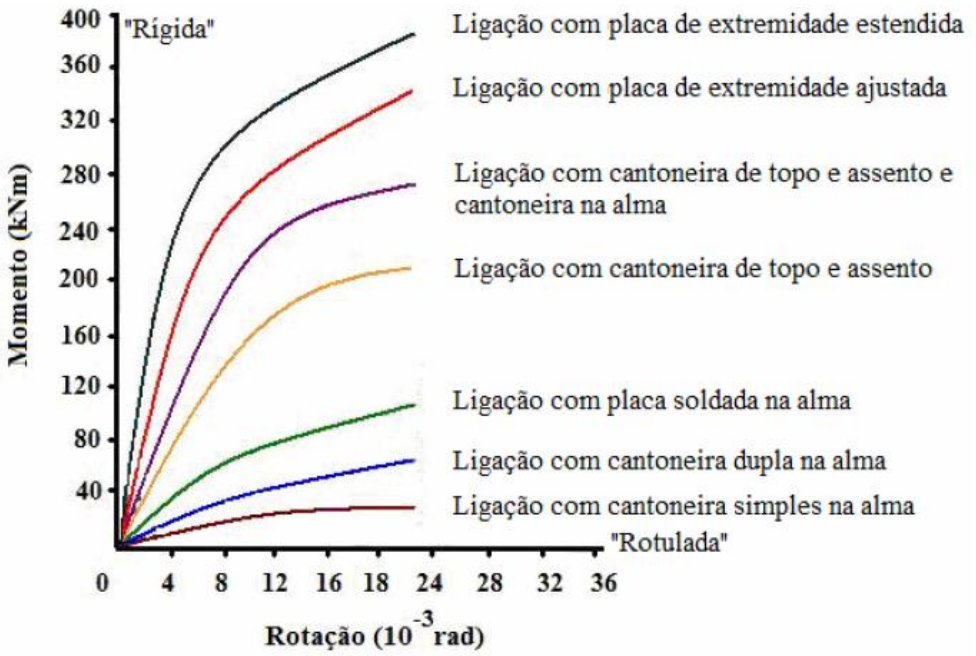


Fonte: OLIVEIRA, L., 2015, p. 3.

A Figura 4 ilustra curvas momento-rotação experimentais para alguns tipos de ligação, obtidas relacionando-se o momento fletor total aplicado com a rotação relativa da ligação. Pode se observar que todos os tipos de ligações possuem comportamento não linear situado entre dois extremos: perfeitamente rígido e rotulado. Uma curva correspondente a

uma ligação idealmente rígida seria dada por um segmento reto coincidente com o eixo vertical e uma curva que representa ligação idealmente rotulada seria dada por um segmento reto coincidente com o eixo horizontal.

Figura 4 - Curvas Momento x Rotação para diversos tipos de ligações.



Fonte: CHEN e TOMA *apud* SILVA, 2010, p108.

A modelagem de uma ligação consiste na descrição do seu comportamento mediante a ação de esforços solicitantes, principalmente a transmissão de momento fletor. A incorporação do comportamento das ligações na análise estrutural exige uma representação matemática das curvas momento x rotação relativa que pode ser realizada por meio de modelos analítico, experimental, mecânico e numérico.

No intuito de obter um estudo minucioso das ligações, compreender a distribuição dos esforços na estrutura e um dimensionamento mais econômico, sem perder a segurança, torna-se necessário o estudo mais detalhado das ligações semirrígidas. Dessa forma, pretende-se, neste trabalho, compreender o comportamento de uma ligação com chapa de extremidade estendida e analisar o comportamento global de pórticos semirrígidos com esse tipo de ligação.

1.2 Justificativa

Uma das etapas na elaboração de projetos de estrutura de aço consiste no cálculo das ligações entre os elementos estruturais. Essa etapa é considerada de grande importância, uma vez, que a escolha correta por um tipo de ligação e o seu dimensionamento adequado proporciona propriedades de resistência, rigidez e estabilidade necessárias à segurança e ao bom funcionamento de toda a estrutura.

A compreensão do comportamento semirrígido de ligações viga-pilar a partir de formulações teóricas e de suas aplicações em simulações numéricas de pórticos de aço, permite análises mais realistas da resposta global das estruturas e dos elementos que as formam, contribuindo para um dimensionamento estrutural mais econômico. Por exemplo, um pórtico plano com ligações tidas como totalmente rotuladas sob atuação de esforços horizontais necessita de contraventamentos para estabilização da estrutura. Conhecendo-se a rigidez real da ligação, talvez esse contraventamento seja desnecessário.

A ligação viga-pilar parafusada com chapa de extremidade estendida será estudada pelo modelo mecânico estabelecido pelo Eurocode 3 para obtenção dos parâmetros da ligação e na implementação das aplicações numéricas no programa PPLANLEP desenvolvido por Lavall (1996) e aprimorado por Silva (2010), uma vez que esse tipo de ligação pode apresentar diversos comportamentos rotacionais em função dos perfis da viga e do pilar, da espessura da chapa de extremidade, do diâmetro e posicionamento dos parafusos, etc.

A ABNT NBR 8800: 2008 não especifica procedimentos para determinação da rigidez de ligações semirrígidas e sugere que, em ausência de norma brasileira aplicável, normas estrangeiras sejam utilizadas. Dessa forma, a rigidez rotacional da ligação é determinada conforme os procedimentos da norma europeia. O momento resistente da ligação viga-pilar parafusada com chapa de extremidade estendida também será estudado conforme a norma brasileira, complementada, quando necessário, por normas e recomendações, nacionais e/ou internacionais.

Portanto, espera-se contribuir com a aplicação da metodologia de cálculo para a determinação dos parâmetros das ligações por essas normas à análise estrutural, visando incluir nos projetos a consideração das ligações semirrígidas.

1.3 Objetivos

1.3.1 Objetivo geral

Esta dissertação tem como objetivo analisar o comportamento das ligações semirrígidas viga-pilar constituídas por chapas de extremidade estendida e suas influências na distribuição dos esforços solicitantes nos elementos, nos deslocamentos nodais e na estabilidade global da estrutura.

1.3.2 Objetivos específicos

- Apresentar um estudo teórico sobre o método dos componentes (modelo mecânico utilizado para o dimensionamento de ligações estruturais em aço presente no EN 1993-1-8: 2005), visando determinar os parâmetros fundamentais de uma ligação, ou seja, a rigidez rotacional inicial; o momento resistente e a capacidade rotacional, com o objetivo de conhecer o comportamento das ligações viga-pilar.
- Apresentar um procedimento de análise para avaliar os parâmetros da ligação viga-pilar parafusada com chapa de extremidade estendida segundo os critérios da ABNT NBR 8800: 2008, complementada, quando necessário, por normas e recomendações, nacinais e/ou internacionais.
- Comparar as curvas momento x rotação da ligação com chapa de extremidade de 19 mm obtidas pelos modelos experimental e numérico, com as curvas obtidas pelo modelo mecânico da norma europeia e segundo a norma brasileira;
- Analisar o comportamento global de pórtico com ligações com chapas de extremidade com espessuras variáveis, utilizando o software PPLANLEP, capaz de realizar a análise elastoplástica avançada em pórticos de aço considerando as ligações semirrígidas.

1.4 Estrutura do trabalho

Este trabalho irá abordar o comportamento das ligações semirrígidas viga-pilar em estruturas de aço, baseado em ligações com chapa de extremidade estendida, parafusada e enrijecida transversalmente. Os métodos empregados para cálculo da ligação são o método dos componentes EN 1993-1-8: 2005 e norma brasileira ABNT NBR 8800: 2008.

No capítulo 2 será apresentada a revisão bibliográfica pautada em um histórico das ligações viga-pilar em estruturas de aço em ordem cronológica, o comportamento das ligações semirrígidas, os tipos de modelagem: analítica, experimental, mecânica e numérica e as classificações das ligações baseado em diversas literaturas técnicas.

No capítulo 3 serão discriminados os conceitos e etapas para dimensionamento de uma ligação viga-pilar por meio do método dos componentes que está inserido na norma europeia EN 1993-1-8: 2005 e também pelo procedimento de análise segundo a norma brasileira ABNT NBR 8800: 2008.

No capítulo 4, será realizada, inicialmente, uma análise comparativa das curvas momento x rotação relativa de uma ligação com chapa de extremidade estendida, obtidas pelo método dos componentes inserido na norma europeia EN 1993-1-8: 2005 e também pelo procedimento de análise da norma brasileira ABNT NBR 8800: 2008 com as curvas dos modelos experimental e numérico obtidas por outros pesquisadores. Posteriormente, será realizada a análise do comportamento de um pórtico plano com esse tipo de ligação, variando-se a espessura da chapa de extremidade, utilizando o programa PPLANLEP, escrito na linguagem FORTRAN 90, que considera as análises em teoria de 2ª ordem elástica e elastoplástica, no intuito de compreender a influência das ligações na resistência, deslocabilidade lateral e distribuição dos esforços internos nos elementos da estrutura.

No 5° e último capítulo serão expostas as conclusões a cerca dos temas discutidos e proposta para temas futuros. Os apêndices A e B apresentarão em detalhes, o cálculo dos parâmetros da ligação com chapa de extremidade estendida pela norma europeia e pela norma brasileira.

2 REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

A ligação é a parte da estrutura onde são transmitidos os esforços solicitantes de um elemento estrutural a outro. Portanto, a compreensão do comportamento das ligações é fundamental para um dimensionamento real das estruturas, buscando-se propriedades associadas como a rigidez rotacional, o momento fletor resistente e a capacidade de rotação (SILVA, 2010).

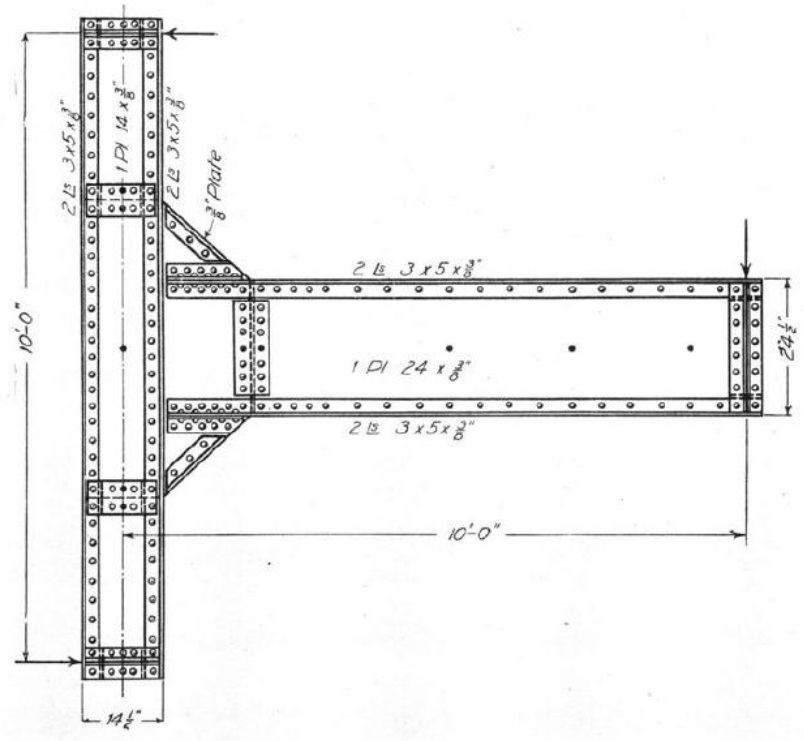
As várias pesquisas realizadas no intuito de apresentar modelos matemáticos que represente essas propriedades podem ser agrupadas em quatro categorias: ajuste da curva momento x rotação a partir de dados experimentais ou simulações numéricas, formulações analíticas simplificadas, modelos mecânicos e previsões a partir de análises numéricas (OLIVEIRA, L. 2015).

2.1 Evolução cronológica das pesquisas sobre ligação metálica

Ribeiro (1998), Santos (1998), Maggi (2000) e Bergamasco (2012) relacionam várias pesquisas em ordem cronológica sobre o comportamento rotacional das ligações metálicas viga-pilar. A seguir pretende-se enfatizar as pesquisas realizadas sobre o tema e complementá-las com trabalhos atuais.

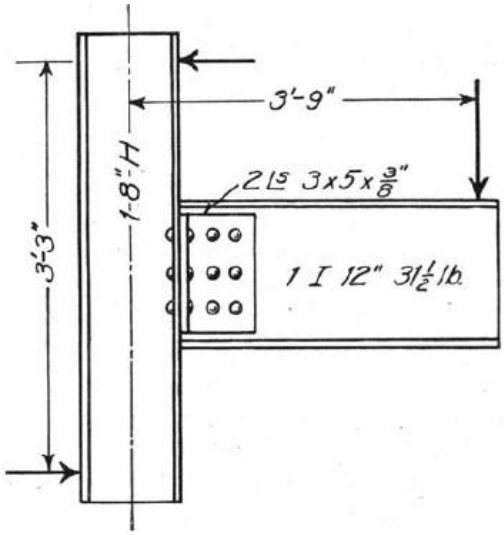
Wilson & Moore (1917) iniciaram as pesquisas experimentais e avaliaram a rigidez rotacional de várias configurações de ligações rebitadas e suas influências no comportamento da estrutura. A partir deste trabalho outros pesquisadores se interessaram pelo tema e contribuíram na difusão do assunto. A Figura 5 e Figura 6 ilustram algumas disposições dos elementos metálicos e suas ligações nos ensaios realizados por esses autores.

Figura 5 - Elementos e ligação rebitados.



Fonte: WILSON & MOORE, 1917, p. 8.

Figura 6 - Elementos em perfil laminado e ligação com cantoneira rebitada.



Fonte: WILSON & MOORE, 1917, p. 11.

Em 1929, o comitê *Steel Structures Research Committee of Great Britain* (Comitê de Pesquisa de Estruturas de Aço da Grã-Bretanha) desenvolveu um programa teórico experimental envolvendo vários aspectos do comportamento das estruturas metálicas.

No ano de 1934, Batho & Batheman[1] *apud* Ribeiro (1998) sugeriram a substituição de rebites por parafusos de alta resistência nas ligações metálicas.

Wilson & Thomas (1938) realizaram estudos sobre a resistência a fadiga das ligações rebitadas. Foram ensaiados rebites de aço carbono e aço manganês. Além disso, estudaram a possibilidade de utilização de parafusos de alta resistência.

Em 1947 foi criado nos Estados Unidos o *Research Council on Riveted and Bolted Structural Joints* (Conselho de Pesquisa sobre Ligações Rebitadas e Parafusadas), atualmente denominado de *Research Council on Structural Connections* (Conselho de Pesquisa sobre Ligações Estruturais) que reunia órgãos governamentais, universidades, institutos de pesquisa e o setor industrial, tendo por finalidade apoiar e financiar estudos sobre o comportamento estrutural de ligações rebitadas e parafusadas.

Dois anos após sua criação, o *Research Council on Riveted and Bolted Structural Joints* (Conselho de Pesquisa sobre Ligações Rebitadas e Parafusadas), em 1949, publicou a primeira especificação para ligações utilizando parafusos de alta resistência, na qual permitia-se a substituição de rebites por parafusos, na proporção de um para um.

Bendigo & Rumpf (1959) discutiram os procedimentos de instalação e aperto dos parafusos de alta resistência. Vários parafusos com tamanhos e diâmetros diferentes foram ensaiados.

A partir da década de 60 iniciaram-se nos Estados Unidos e Europa estudos sobre ligações que utilizam soldas e/ou parafusos de alta resistência como meio de ligação. Neste período, começaram a ser desenvolvidos estudos sobre o comportamento de tipos específicos de ligações, como as completamente soldadas.

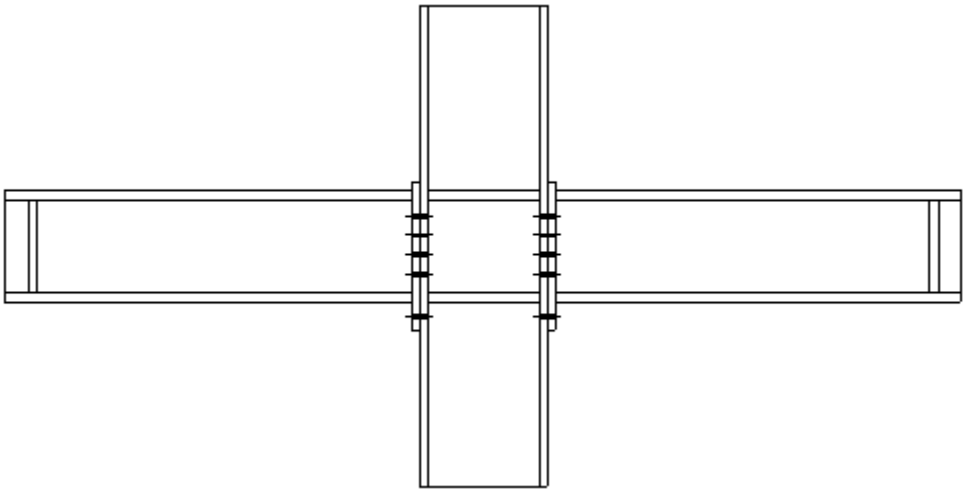
No ano de 1961, Lightfoot & Baker[2] *apud* Santos (1998) desenvolveram um programa computacional para analisar pórticos planos com ligações elásticas. O software empregou em forma matricial as equações clássicas do método dos deslocamentos.

---

[1] BATHO, C.; BATEMAN, E. H. **Investigations on bolts and bolted joints**. Second report of the steel structures research committee. London, 1934.

Nesse mesmo ano, 1961, Sherbourne[3] *apud* Ribeiro (1998) estudou ligações nas quais a transmissão dos esforços da viga para o pilar se davam por meio de uma chapa soldada à extremidade da viga e parafusada à mesa do pilar, denominado hoje como ligação com chapa estendida, conforme Figura 7.

Figura 7 - Ligação viga-pilar com chapa de extremidade.



Fonte: SHERBOURNE *apud* RIBEIRO, 1998, p47.

Em 1962, o *Research Council on Riveted and Bolted Structural Joints* (Conselho de Pesquisa sobre Ligações Rebitadas e Soldadas) realizou uma revisão da especificação para ligações estruturais utilizando parafusos ASTM-A325.

Em 1963, Monforton & Wu[4] *apud* Santos (1998) incluíram as ligações semirrígidas na análise matricial de estruturas, o que serviu de base para vários outros trabalhos.

Douty & Mcguire (1965) estudaram ligações com perfil “T-stub” conectados às mesas da viga e do pilar, conforme Figura 8. Tanto o comportamento local quanto global das ligações foi analisado dando maior ênfase aos casos de solicitação de tração, em razão da possibilidade de aparecimento de forças de alavanca. A partir dessas observações

---

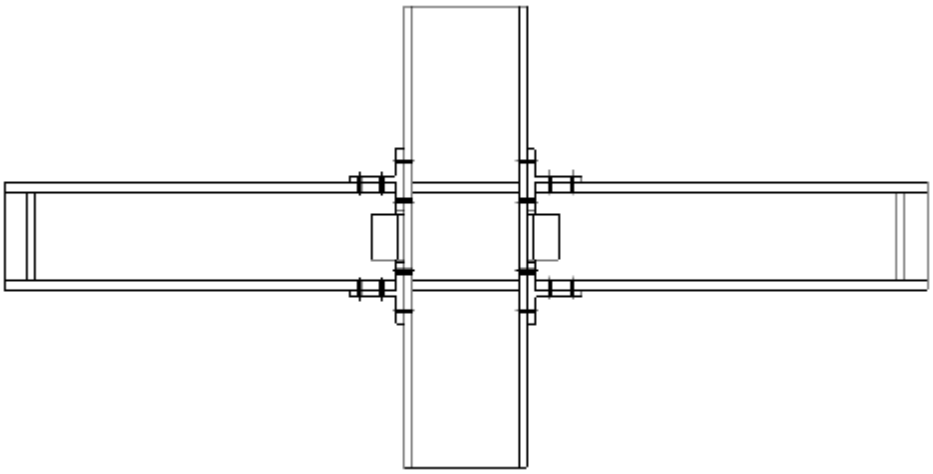
[2] LIGHTFOOT, E.; BARKER, A. R. CONGRESS SYMPOSIUM ON THE DESIGN OF BUILDING, 1961, Hong Kong, **The Analysis of Steel Fames with Elastic Beam Column Connections.** p. 205-217, 1961.

[3] SHERBOURNE, A. N. Bolted beam to column connections. **The Structural Engineer**, v. 91, n. 6, p. 203-209, June, 1961.

[4] MONFORTON, G. R.; WU, T. S. Matrix Analysis of Semi-rigid Connected Frames. **Journal of the Structural Division**, v. 87, n. ST6, p. 13-42, 1963.

estabeleceram um modelo analítico para relacionar as forças de tração aplicadas ao perfil "T" com as forças de alavanca.

Figura 8 - Ligação viga-pilar com perfil "T".



Fonte: DOUTY & McGUIRE, 1965, p. 572.

Em 1974, Nair *et al*. [5] *apud* Ribeiro (1998) realizaram um estudo analítico-experimental sobre o fenômeno das forças de alavanca englobando solicitações estáticas e cíclicas e determinaram a influência do efeito alavanca por meio da comparação com o comportamento de ligações com perfis "T-stub" com mesas de grande espessura. Os autores estabeleceram a eficiência dos parafusos e a relação entre a força de alavanca e a força de tração aplicada à alma do perfil "T-stub", sob condições de solicitação última. No mesmo trabalho, realizaram um estudo paramétrico dessas ligações utilizando análise numérica com elementos finitos. Desta maneira, analisaram a influência de alguns parâmetros, como tipo de parafuso utilizado e espessura da mesa do perfil "T-stub".

Nos anos de 1978 e 1979, Krishnamurthy[6] *apud* Maggi (2000) realizou diversos trabalhos com base em estudos desenvolvidos nas Universidades de Auburn, Vanderbilt e Birmingham, os quais consistiram, basicamente, da análise de ligações via elementos finitos e da comparação dos resultados obtidos da análise numérica com outros obtidos em ensaios de laboratório. Examinando a questão das ligações com chapa estendida,

[5] NAIR, R. S.; BIRKEMOE, P. C.; MUNSE, W.H. High-strength bolts subject to tension and prying. **Journal of Structural Division**, v.100, n.ST2, p.351-372, February, 1974.

[6] KRISHNAMURTHY, N. **Effects of bolt heads and welds in steel bolted tee-type connections**. In: Report No. CE-AISC/MBMA-1901-11. Vanderbilt University, 1978.

estudou a concentração de esforços nas ligações e os problemas do efeito alavanca, sendo seu trabalho base da Norma Americana, AISC (1980).

Jones *et al*. (1980) verificaram a influência das ligações semirrígidas em pilares de aço. Posteriormente, em 1983, os mesmos autores, Jones *et al*. (1983), analisaram o comportamento de pórticos com ligações semirrígidas.

Em 1984, Goverdham[7] *apud* Ribeiro (1998) reuniu um total de 230 curvas momento x rotação obtidas experimentalmente, formando um banco de dados relativo ao comportamento das ligações.

No ano de 1986, Kishi & Chen[8] *apud* Ribeiro (1998) aumentaram a coleta feita por Goverdham e criaram um sistema computadorizado para gerenciamento do banco de dados e tratamento dos resultados experimentais de acordo com três modelos analíticos.

Em 1988, Chen & Lui[9] *apud* Maggi (2000) observando os resultados de ensaios realizados com ligações parafusadas, os autores estabeleceram uma série de conclusões e recomendações de projeto e cálculo, constatando que a resistência ao momento fletor dessas ligações poderiam ter um acréscimo de 30% ou mais, quando comparadas às ligações soldadas similares. Isso se dá devido ao aumento da capacidade resistente da seção transversal da viga, proporcionado pela presença das chapas soldadas à mesa do pilar e parafusadas às mesas da viga.

Chen e Kishi (1989) apresentaram um modelo analítico com a rigidez inicial da ligação, a capacidade última ao momento da ligação e um fator de forma que depende da configuração da conexão para representar o comportamento das ligações. Esses

---

[7] GOVERDHAM, A. V. **A collection of experimental moment rotation curves and evaluation of predict equations for semi-rigid connections**. Master's Thesis - Vanderbilt University, Nashville, 1984.

[8] KISHI, N. E CHEN, W. F. **Data Base of Steel Beam-to-Column Connections.** Structural Engineering Report No.CE-STR-86-26. School of Civil Engineering. Purdue University, West Lafayette, IN. Vol. 2, 1986. p. 653.

[9] CHEN, W.F.; LUI, E.M. Static flange moment connections. **Journal of Constructional Steel Research**, v.10, p.39-88, December, 1988.

parâmetros são calculados por meio de um modelo analítico simples, utilizando as propriedades do material e dimensões geométricas.

Prelourentzou (1991) analisou teoricamente e experimentalmente o comportamento de ligações com chapa de extremidade e de ligações com cantoneira de alma, discutindo a sua classificação quanto à rigidez.

Queiroz (1992) estudou o comportamento de ligações rígidas entre perfis I com almas coplanares, analisando os estados-limites aplicáveis às ligações completamente soldadas e às ligações com placa de extremidade, determinando as resistências últimas considerando a presença ou não de enrijecedores no pilar. O autor elaborou um programa computacional que dimensiona tais ligações e fornece, para a ligação dimensionada, as constantes de mola do modelo proposto.

No ano de 1984, Kishi[10] *apud* Bergamasco (2012) analisou diversos métodos de previsão do comportamento momento x rotação das ligações, organizando em programa computacional chamado *Steel Connection Data Bank* (Banco de Dados de Ligações de Aço), um banco de dados que incorpora uma grande quantidade de resultados experimentais disponíveis na literatura especializada, e três diferentes equações de previsão do comportamento momento-rotação para diversos tipos de ligação.

Queiroz (1995) avaliou a resistência, rigidez e capacidade de deformação das ligações soldadas por meio de ensaios e apresentou um modelo teórico para a análise de estruturas reticuladas.

Ribeiro (1998) realizou um trabalho teórico-experimental onde ensaiou 28 protótipos, sendo 24 utilizando ligações viga-pilar com chapa de extremidade. Além disso, analisou alguns parâmetros de influência no comportamento momento-rotação da ligação, como espessura da chapa e diâmetro dos parafusos, utilizando também simulações numéricas para comparação dos resultados.

---

[10] KISHI, N. (1994). **Semi-rigid connections**. In: CHEN, W. F.; TOMA, S., eds. Advanced analysis of steel frames. Boca Raton, CRC Press. Cap.3,p.91-137.

Christopher & Bjorhovde (1999) analisaram o comportamento de ligações de pórticos semirrígidos, considerando as diferenças das características de carga e descarga. Uma representação da curva momento x rotação para as ligações foi apresentada por meio do modelo dos três parâmetros.

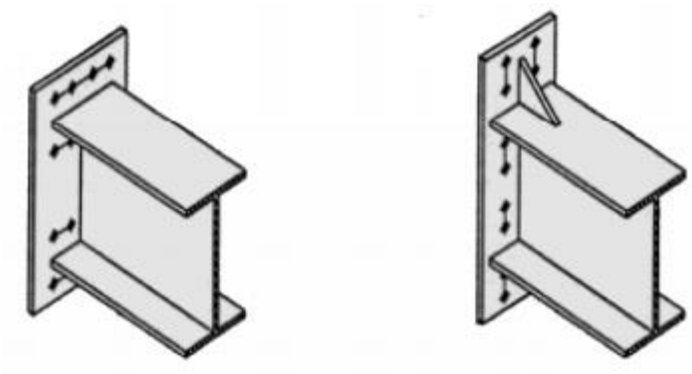
Maggi (2000) estudou o comportamento de ligações parafusadas viga-pilar com chapa de extremidade estendida por meio de análise numérica, via método dos elementos finitos. Discutiu-se a rigidez da ligação variando a espessura da chapa e diâmetro do parafuso.

Sekulovic & Salatic (2001) desenvolveram um programa de computador baseado no método dos elementos finitos para calcular os esforços e deslocamentos atuantes nas estruturas planas de aço, considerando-se o comportamento não linear das ligações e a não linearidade geométrica.

Maggi (2004) deu continuidade a pesquisa desenvolvida anteriormente pelo próprio autor. Apresentou análise numérica e experimental sobre o comportamento estrutural das ligações parafusadas viga-pilar com chapa de extremidade estendida determinando a capacidade resistente da ligação.

Zhou (2005) desenvolveu um programa de computador capaz de simular o comportamento momento x rotação das ligações com placa de extremidade com oito parafusos (Figura 9) e expressões matemáticas para o cálculo dos parâmetros dessas ligações.

Figura 9 - Ligação viga-pilar chapa de extremidade com 8 parafusos.



Fonte: ZHOU, 2005 p. 4.

Barbosa (2006) verificou a influência da flexibilidade de ligações soldadas e parafusadas com chapa de extremidade na análise de estruturas metálicas. O comportamento das ligações foi introduzido em um programa computacional que fornece as propriedades das ligações através da entrada de dados geométricos e especificações do material empregado.

Avakian (2007) estudou análise dos efeitos de segunda ordem de um edifício misto aço-concreto de múltiplos andares, sendo concebido por meio de três soluções estruturais distintas: totalmente rígido, rotulado ou semirrígido.

Resende (2009) propôs um método simplificado de cálculo e modelagem de ligações semirrígidas. Além disso, comparou duas estruturas de dois e quatro andares com ligações metálicas rígidas e semirrígidas.

Silva (2010) estudou pórticos planos com ligações semirrígidas por meio da análise elastoplástica avançada. A não linearidade geométrica e do material foram considerados na pesquisa, além dos elementos de mola para simular a ligação. A autora desenvolveu um algoritmo para a implementação de um modelo multilinear da curva momento x rotação de ligações no programa computacional PPLANLEP.

Oliveira, C. (2011) estudou e comparou a ligação viga-pilar com chapa de extremidade estendida a partir de três modelos distintos: teórico, experimental e numérico.

Bergamasco (2012) continuou na linha de pesquisa de Maggi (2000) estudando o comportamento estrutural de ligações com chapa de extremidade por meio do método dos elementos finitos. Os modelos numéricos foram desenvolvidos e validados por meio de resultados experimentais. Os modos de falhas da ligação foram estudados, bem como a plastificação da chapa estendida e dos parafusos por meio da variação dos parâmetros: espessura de chapa e diâmetro dos parafusos.

Oliveira, L. (2015) estudou o comportamento das ligações viga-pilar e base de pilar a partir de formulações teóricas via método dos componentes. O autor também analisou comportamento dessas ligações na distribuição dos esforços solicitantes nos elementos, nos deslocamentos nodais e na estabilidade global da estrutura.

Vieito (2015) também estudou e calculou ligações metálicas com chapa de extremidade baseadas no método dos componentes para um edifício habitacional. Posteriormente, o autor comparou resultados obtidos por dimensionamento com ligações rígidas e semirrígidas com reflexo no custo da obra.

Oh & Park (2016) propuseram detalhes construtivos em ligações soldadas viga-pilar de aço de alto desempenho com o objetivo de aumentar a capacidade de deformação na ligação.

Soleimani & Behnamfar (2017) desenvolveram uma equação tangente de três parâmetros para elaboração da curva momento x rotação em ligações soldadas semirrígidas viga-pilar. Os parâmetros utilizados foram rigidez inicial, rigidez plástica e um momento de referência.

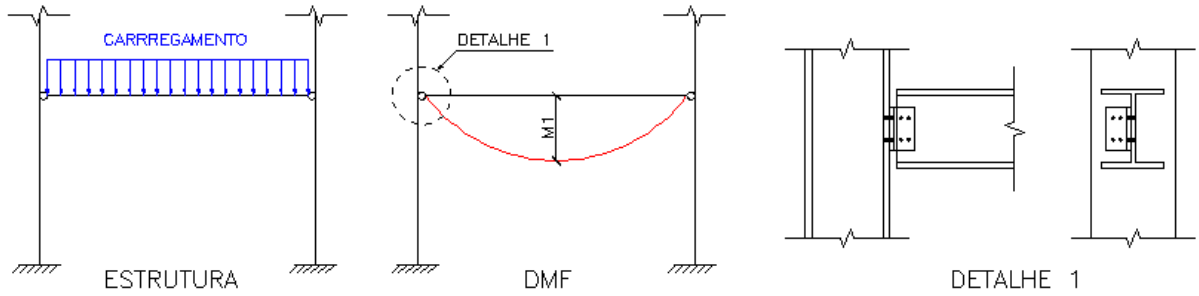
Buonicontro (2017) propôs um sistema de classificação de ligações viga-pilar dimensional, não linear. O sistema classifica a ligação quanto a resistência: totalmente resistente, parcialmente resistente e rotulada e quanto à rigidez: rígida, semirrígida e flexível.

2.2 Aspectos gerais do comportamento das ligações viga-pilar

Tradicionalmente, o dimensionamento de estruturas de aço é realizado em duas etapas, primeiramente a estrutura é modelada considerando as ligações idealmente rotuladas ou totalmente rígidas. Posteriormente, com as respostas obtidas por esse modelo, as ligações são dimensionadas. No entanto, o comportamento das ligações dimensionadas é do tipo semirrígido.

Cada ligação viga-pilar apresenta resultados e comportamentos diferentes nas estruturas. A Figura 10 ilustra o comportamento teórico de uma ligação com cantoneira simples, dita como rotulada. Percebemos por meio do Diagrama de Momento Fletor - DMF - que não há transmissão de momento fletor para o pilar do pórtico.

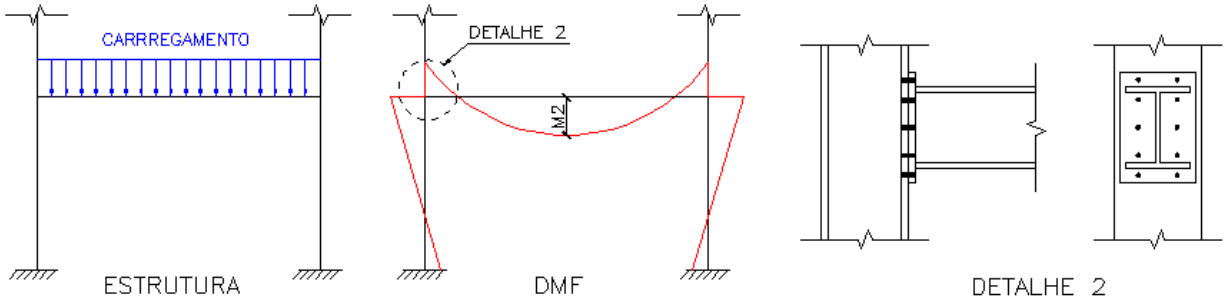
Figura 10 - Comportamento da ligação flexível.



Fonte: Elaborado pelo autor, 2017.

A ligação com chapa estendida e parafusada nas duas extremidades, dita como totalmente engastada, apresenta outras características, como a transmissão do momento fletor para os pilares e presença de momentos negativos nas extremidades da viga. Percebe-se também que o momento positivo *M2* é menor que o *M1* da ligação rotulada conforme Figura 11.

Figura 11 - Comportamento da ligação rígida.



Fonte: Elaborado pelo autor, 2017.

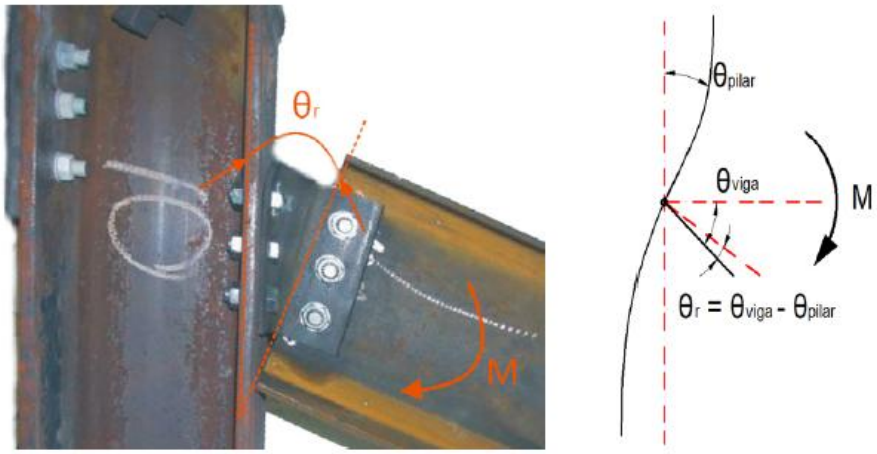
No entanto, na realidade a maioria das ligações nas estruturas de aço apresenta um comportamento semirrígido, devido à impossibilidade prática de se projetarem ligações ideais. Essas ligações permitem algum movimento relativo entre os elementos conectados nas ligações consideradas rígidas e uma determinada transmissão de momento fletor entre os elementos conectados, nas ligações consideradas flexíveis. Assim, o comportamento do diagrama de momento fletor estaria situado entre os comportamentos apresentados na Figura 10 e a Figura 11.

2.2.1 Comportamento das ligações semirrígidas

Compreender o comportamento das ligações e o arranjo da estrutura são essenciais para análise e dimensionamento das peças e da estrutura como um todo. As ligações são

responsáveis pela transmissão dos esforços entre vigas e pilares, quais sejam: forças normais, forças cortantes, momentos fletores e de torção. No entanto, em vários casos práticos, as deformações causadas por forças normais e cortantes são desconsideradas devido sua baixa magnitude em relação a deformação rotacional. Em se tratando de pórticos planos, a deformação devido a momento torçor também pode ser desconsiderada. Já o efeito causado pelo momento fletor (*M*) altera o ângulo formado entre a viga e o pilar, chamado de rotação relativa $\theta_r = \theta_{viga} - \theta_{pilar}$ (ver Figura 12). Desta forma, o comportamento de uma ligação viga-pilar pode ser considerado por meio da curva momento x rotação relativa.

Figura 12 - Rotação relativa θ_r devido ao momento *M*.



Fonte: BURGESS *et al apud* OLIVEIRA, L. 2015, p. 11.

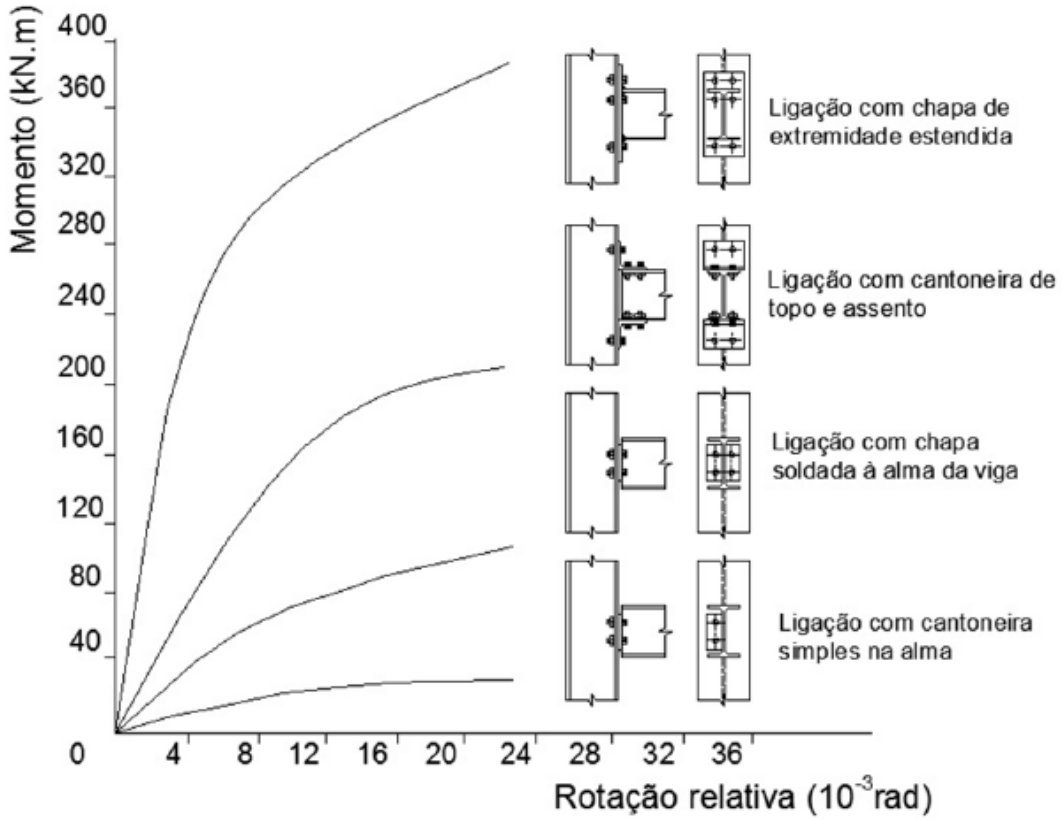
As curvas momento x rotação são geralmente obtidas por meio de modelos experimentais ou teóricos, empíricos ou semi-empíricos (SANTOS, 1998).

Por meio da Figura 13, curva momento x rotação para vários tipos de ligação, podemos fazer algumas análises:

- Todos os tipos de ligações possuem comportamento situado entre dois extremos: perfeitamente rígido (eixo vertical) e rotulado (eixo horizontal);
- A relação *M* x θ_r para ligações semirrígidas é tipicamente não linear desde o início do carregamento, com redução da rigidez conforme a rotação aumenta;

- Para o mesmo valor de momento, quanto mais flexível for uma ligação, maior será a rotação;
- Para um determinado valor de rotação θ, quanto mais flexível for uma ligação, menor será a transmissão de momento entre os elementos conectados. Dessa forma, o momento máximo que uma ligação pode transmitir diminui com a flexibilidade da ligação;

Figura 13 - Curvas momento x rotação para diversos tipos de ligações.



Fonte: CHEN e TOMA *apud* OLIVEIRA, L., 2015, p. 12.

Silva (2010) acrescenta que as ligações soldadas são geralmente classificadas como rígidas, pois apresentam pequena rotação relativa entre as partes, alta resistência, apesar de pouca capacidade rotacional. Em contrapartida, as ligações com cantoneiras simples na alma apresentam grande rotação relativa, baixa resistência e capacidade rotacional.

À medida que a curva momento x rotação se aproxima do eixo vertical a ligação torna-se mais rígida e capaz de transmitir maiores momentos. Entretanto, quanto mais a curva citada se aproximar do eixo horizontal, maior será sua rotação para valores baixos de

momento. A Figura 14 apresenta várias concepções de ligações metálicas comumente utilizadas na prática.

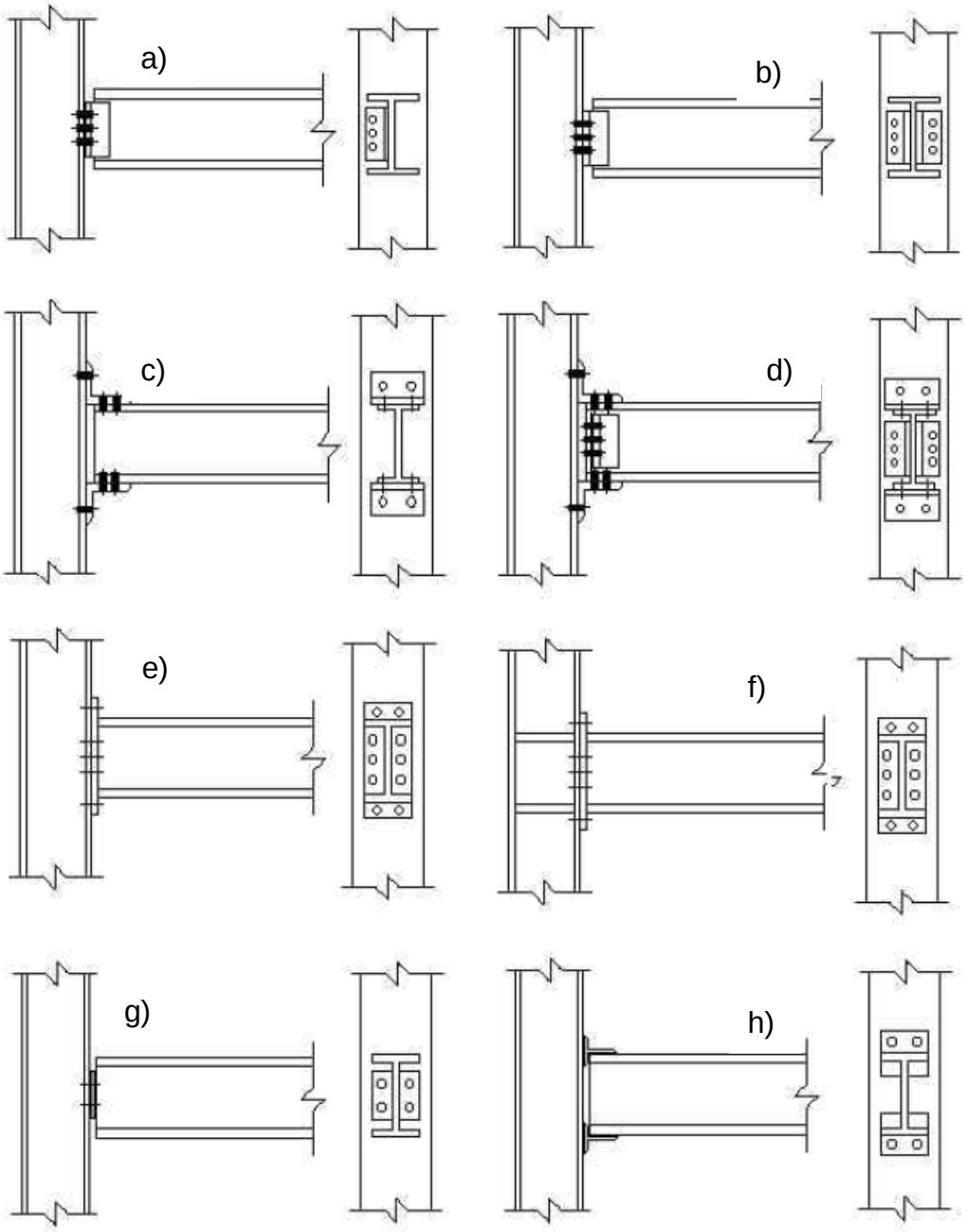
Uma ligação metálica pode apresentar diversos comportamentos rotacionais, simplesmente alterando os parâmetros de resistência ao momento fletor e rigidez, tais como: espessura da chapa de extremidade, diâmetro dos parafusos e sua disposição na placa de uma ligação com chapa de extremidade, por exemplo.

A não linearidade da curva momento x rotação para as ligações semirrígidas pode ser atribuída a alguns fatores:

- No carregamento, a rigidez da ligação diminui com o aumento da rotação e no descarregamento, ela se aproxima da rigidez inicial;
- Flambagem local de mesas e/ou alma da viga e pilar conectados na ligação;
- Descontinuidade geométrica na ligação devido à combinação de vários elementos como parafusos, chapas, cantoneiras, permitindo um deslizamento e movimento relativo entre componentes quando submetido a qualquer valor de carregamento;
- Concentrações de tensões e deformações causadas por furos, chapas de contato e porcas utilizadas como elementos de montagem da ligação;
- Tensões residuais oriundas de operações de soldagem e recorte.

A rigidez da ligação afeta o comportamento da estrutura como um todo, pois são transmitidos os esforços internos entre os elementos conectados e posteriormente a fundação.

Figura 14 - Tipos de ligações metálicas viga-pilar.



Legenda: a) Ligação com uma cantoneira de alma

b) Ligação com dupla cantoneira de alma

c) Ligações com cantoneiras de topo e assento

d) Ligações com cantoneiras de topo e assento com cantoneira dupla de alma

e) Ligações com chapa de extremidade estendida, sem enrijecedores na alma do pilar

f) Ligações com chapa de extremidade com enrijecedor na alma do pilar

g) Ligação com chapa soldada à alma da viga

h) Ligação T-stub

Fonte: CHEN e TOMA *apud* SILVA, 2010, p109.

2.3 Tipos de modelagem das ligações semirrígidas

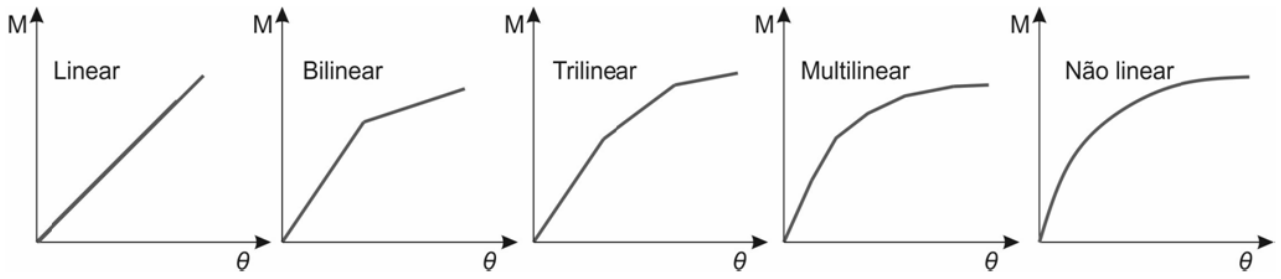
A modelagem de uma ligação consiste na descrição do seu comportamento mediante a ação de esforços solicitantes, principalmente ao momento fletor por provocar a rotação relativa entre a viga e pilar.

A incorporação do comportamento das ligações na análise estrutural exige uma representação matemática das curvas momento x rotação relativa, que pode ser realizada por meio dos seguintes modelos: analítico, experimental, mecânico e numérico.

2.3.1 Modelagem analítica

A escolha do modelo matemático depende do nível de refinamento desejado para a curva momento x rotação relativa e de sua influência na resposta da estrutura, podendo ser, por exemplo, linear, bilinear, trilinear, multilinear e continuamente não linear, conforme mostra a Figura 15.

Figura 15 - Modelos matemáticos da curva Mxθ da ligação.



Fonte: SILVA, 2010, p. 111.

Os modelos analíticos são geralmente validados por meio de comparações com os resultados de modelos experimentais, modelos numéricos ou até mesmo por modelos analíticos distintos.

Apesar de o modelo linear ter como vantagem a facilidade de uso, pois utiliza a rigidez inicial para representar todo o comportamento da ligação, ele torna-se menos preciso à medida que a solicitação aumenta, superestimando a capacidade da ligação.

Os modelos do tipo continuamente não linear, bilinear, trilinear, multilinear possibilitam a consideração da variação da rigidez na curva, tornando-os mais adequados para análises em que seja desejável verificar o comportamento elastoplástico da estrutura.

2.3.2 Modelagem experimental

O modelo experimental é realizado em escala real em laboratórios com a finalidade de estudar o comportamento mecânico da ligação. Esses ensaios permitem obter de forma confiável e precisa o verdadeiro comportamento das ligações. Por meio de seus resultados: momento resistente, rigidez inicial e rotação relativa, permite-se calibrar diferentes tipos de modelos.

Entretanto, apesar da significativa relevância de seus resultados para validação e calibração de outros modelos, os ensaios experimentais requerem altos investimentos, demandam bastante tempo e possuem certa dificuldade nas medições. Com isso, faz com que o modelo experimental não seja uma técnica adotada com frequência na prática, se restringido muitas vezes a estudos de pesquisas.

Oliveira, C. (2011) realizou um modelo experimental de viga-pilar com chapa estendida para compará-lo com os modelo numérico via MEF e analítico de forma bilinear. Extensômetros e câmeras de alta definição foram utilizados para medir a rotação e deformação do ensaio experimental, conforme Figura 16.

Figura 16 - Modelo experimental

a)

b)

Legenda: a) Câmera de alta definição
b) Extensômetros
Fonte: OLIVEIRA, C., 2011, p. 49 e 63.

2.3.3 Modelagem mecânica

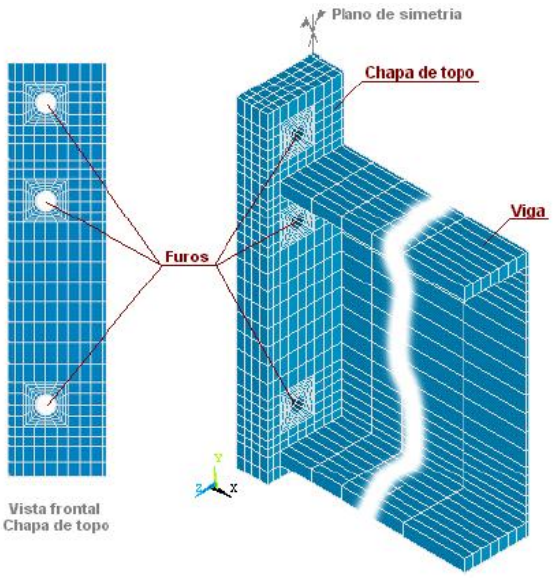
O modelo mecânico baseia-se em identificar os componentes ativos da ligação, estabelecer relações de força versus deslocamento para cada um dos elementos e por último associá-los em série e/ou paralelo para obtenção da curva momento x rotação da ligação. O método dos componentes é o modelo mecânico utilizado para o dimensionamento de ligações estruturais em aço presente na norma europeia EN 1993-1-8: (2005). Este método será apresentado em detalhes no capítulo 3.

2.3.4 Modelagem numérica

A modelagem numérica baseada no método dos elementos finitos é bastante utilizada nas pesquisas para calibração e validação dos modelos. A vantagem do modelo numérico é a modelagem de diversos protótipos alterando as características da ligação como a espessura da chapa estendida, a quantidade e distância entre parafusos, os perfis conectados e os esforços aplicados para compará-los com outros modelos.

Maggi (2000) desenvolveu modelos numéricos baseados no método dos elementos finitos de ligações com chapa de extremidade (Figura 17) para compará-los com resultados experimentais existentes. Além disso, o autor discutiu a rigidez das ligações, mostrando a influência da variação da espessura da chapa estendida e do diâmetro dos parafusos.

Figura 17 - Modelo numérico ligação viga-pilar - MEF.



Fonte: MAGGI, 2000, p. 102.

2.4 Classificação das ligações

Atualmente, existem diversas classificações de ligações segundo sua capacidade de rotação, resistência ao momento e rigidez. Este trabalho apresenta os seguintes critérios de classificação:

- Bjorhovde *et al*. (1990);
- EN 1993-1-8 (2005);
- ABNT NBR 8800: 2008;
- ANSI/AISC 360 (2010);
- Buonicontro (2017).

Bergamasco (2012) observou que a ideia principal da classificação da ligação facilita o dimensionamento, enquadrando a ligação viga-pilar de acordo com seus parâmetros, visando representar seu comportamento real e proporcionando um cálculo mais preciso.

2.4.1 Bjorhovde *et al*. (1990)

Bjorhovde *et.al*. (1990) por meio de modelos experimentais propuseram um modelo adimensional de classificação constituído de um diagrama momento x rotação bilinear, no qual estabeleceram critérios quanto a rigidez, a resistência e a capacidade de rotação. O sistema proposto define a partir do comprimento de referência da viga igual a 5*d* (*d* é a altura da seção transversal), a relação entre a rigidez da ligação e da viga. A classificação é definida em três categorias: flexível, rígida e semirrígida.

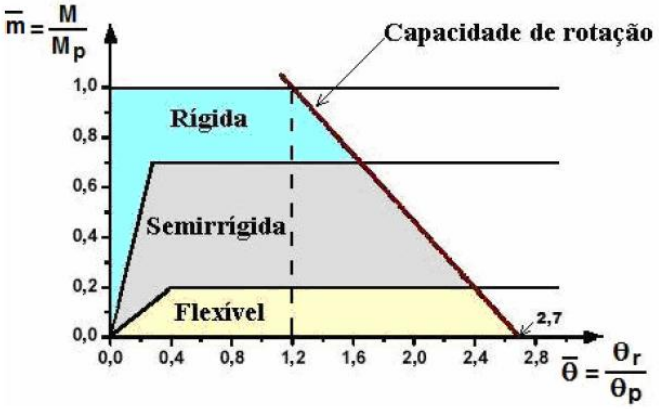
A partir dos parâmetros adimensionais: $\bar{m}$ e $\bar{\theta}$ as regiões são delimitadas, conforme Figura 18, sendo:

$$\bar{m} = \frac{M}{M_p} \tag{2.1}$$

$$\bar{\theta} = \frac{\theta_r}{\theta_p} \tag{2.2}$$

$$\theta_p = \frac{5dM_p}{EI_b} \tag{2.3}$$

Figura 18- Classificação das ligações – Bjorhovde *et al*.



Fonte: BJORHOVDE *et al apud* SILVA, 2010, p120.

onde: M_p é o momento de plastificação total da seção transversal da viga, θ_r a rotação relativa da ligação para momento fletor *M*, *5d* é o comprimento de referência, I_b o momento de inércia da seção transversal da viga e *E* o módulo de elasticidade do aço.

Segundo Bjorhovde *et al*. (1990) as ligações são classificadas conforme resultados dos termos adimensionais $\bar{m}$ e $\bar{\theta}$ do Quadro 1.

Quadro 1 – Classificação das ligações - Bjorhovde et al.

Tipos de ligação	Classificação conforme os critérios de:	
	Resistência	Rigidez
Rígida	$\bar{m} \geq 0{,}7$	$\bar{m} > 2{,}5\bar{\theta}$
Semirrígida	$0{,}2 < \bar{m} \geq 0{,}7$	$0{,}5\,\bar{\theta} < \bar{m} < 2{,}5\,\bar{\theta}$
Flexível	$\bar{m} \leq 0{,}2$	$\bar{m} \leq 0{,}5\bar{\theta}$

Fonte: Adaptado de OLIVEIRA, L., 2015, p. 22.

Bjorhovde *et al*. (1990) também desenvolveram uma expressão para calcula da capacidade rotacional, no qual baseava no comprimento efetivo da viga e por curvas de ajuste de ensaios, dado por:

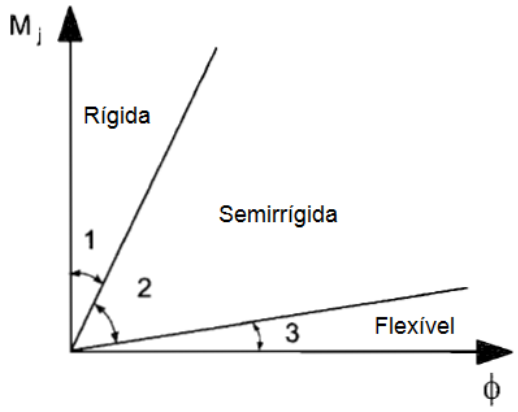
$$\bar{m} = \frac{5{,}4 - 2\bar{\theta}}{3} \tag{2.4}$$

2.4.2 EN 1993-1-8: (2005)

O EN 1993-1-8 (2005) propõe uma classificação de viga-pilar baseado nos parâmetros rigidez e resistência, não simultaneamente.

A classificação segundo a rigidez utiliza o comprimento real da viga para definir a rigidez e baseia-se no tipo de estrutura (contraventada ou não) uma vez que os efeitos da rigidez das ligações diferem para cada caso. A Figura 19 ilustra os limites para a classificação conforme a rigidez.

Figura 19 - Classificação das ligações conforme rigidez – EN 1993-1-8 (2005).



Fonte: Adaptado de EN 1993-1-8: 2005, p.55.

- Rígida – região 1: possui rigidez rotacional suficiente para justificar a análise baseada na continuidade total.

  Para estrutura contraventada:

$$K_i \geq \frac{8EI_v}{L_v} \tag{2.5}$$

  Para estrutura não contraventada:

$$K_i \geq \frac{25EI_v}{L_v} \tag{2.6}$$

Sendo K_i a rigidez da ligação, I_v o momento de inércia da seção transversal da viga no plano da estrutura e L_v o comprimento da viga conectada à ligação.

As inequações. (2.5) e (2.6) são válidas desde que, em cada andar, $K_v / K_p \geq 0,1$, onde K_v é o valor médio de I_v / L_v para todas as vigas no topo do andar e K_p é o valor médio de I_p / L_p para todos os pilares do andar. Se $K_v / K_p < 0,1$, a ligação deve ser considerada semirrígida.

- Semirrígida – região 2: não se enquadra nem nos critérios de ligação rígida e nem nos de ligação flexível.

- Flexível – região 3: capaz de transmitir esforços internos, sem desenvolver momentos significativos que possam afetar de forma adversa, as barras ou a estrutura como um todo. Uma ligação deve ser classificada como flexível se:

$$K_i \leq \frac{0,5EI_v}{L_v} \tag{2.7}$$

Outra forma de classificar a ligação é por meio da resistência: totalmente resistente, flexível e parcialmente resistente ao se comparar o seu momento resistente de cálculo com os momentos resistentes de cálculo das barras a ela conectadas.

- Totalmente resistente: são as ligações em que o momento resistente de cálculo da ligação é igual ou superior ao dos elementos conectados. Sendo assim, a rótula plástica se desenvolve na barra e não na ligação.

A ligação é classificada como totalmente resistente para uma conexão localizada no topo do pilar se:

$$M_{j,Rd} \geq menor\left(M_{v,pl,Rd}\,;\, M_{p,pl,Rd}\right) \tag{2.8}$$

e para uma ligação localizada num nível intermediário do pilar se:

$$M_{j,Rd} \geq menor\left(M_{v,pl,Rd}\,;\, 2M_{p,pl,Rd}\right) \tag{2.9}$$

onde $M_{j,Rd}$ é o momento resistente de cálculo da ligação, $M_{v,pl,Rd}$ o momento plástico resistente da viga e $M_{p,pl,Rd}$ o momento plástico resistente do pilar.

- Flexível: são as ligações capazes de transmitir esforços axiais e de cisalhamento entre os elementos conectados sem propagar momentos significativos. Além disso, apresenta elevada capacidade rotacional.
  A ligação é classificada como flexível para uma conexão localizada no topo do pilar se:

$$M_{j,Rd} \leq 0{,}25 \times menor\left(M_{v,pl,Rd}\,;\, M_{p,pl,Rd}\right) \tag{2.10}$$

  e para uma ligação localizada num nível intermediário do pilar se:

$$M_{j,Rd} \leq 0{,}25 \times menor\left(M_{v,pl,Rd}\,;\, 2M_{p,pl,Rd}\right) \tag{2.11}$$

- Parcialmente resistente: é o restante das ligações, ou seja, aquelas que não se enquadram nos critérios de totalmente resistente nem nos de flexível.

2.4.3 ABNT NBR 8800: (2008)

A norma brasileira ABNT NBR 8800: 2008 - Projeto de estruturas de aço e de estruturas mistas de aço e concreto de edifícios - classifica as ligações metálicas segundo análise elástica entre elementos de barras por meio de sua rigidez. A ligação viga-pilar será rotulada se:

$$S_i \leq \frac{0{,}5EI_v}{L_v} \tag{2.12}$$

e será rígida se:

$$S_i \geq \frac{25EI_v}{L_v} \tag{2.13}$$

onde S_i é a rigidez da ligação correspondente a 2/3 do momento resistente da ligação, denominada rigidez inicial, I_v e L_v são, respectivamente, o momento de inércia da seção

transversal do plano da estrutura e o comprimento da viga conectada à ligação. A equação (2.13) pode ser usada para definir se uma ligação é rígida somente para estruturas nas quais, em cada andar, é satisfeita a relação:

$$\frac{K_v}{K_p} \geq 0{,}1 \tag{2.14}$$

onde K_v é o valor médio de I_v / L_v para todas as vigas no topo do andar e K_p é o valor médio de I_p / L_p para todos os pilares dos andares, sendo I_v o momento de inércia de uma viga no plano da estrutura, L_v o vão de uma viga considerado de centro a centro de pilares, I_p o momento de inércia de um pilar no plano da estrutura e L_p a altura do andar para um pilar.

Se a equação (2.13) é satisfeita, mas a equação (2.14) não, a ligação deve ser considerada semirrígida.

2.4.4 ANSI/AISC 360 (2010)

As especificações americanas apresentam uma classificação qualitativa da ligação, introduzindo as seguintes definições:

- Totalmente restringida (*fully restrained - FR*): transfere o momento entre os elementos conectados com uma desprezável rotação da ligação. Na análise da estrutura pode-se considerar como inexistente a rotação relativa. Esse tipo de ligação deve possui resistência e rigidez suficientes para manter o ângulo entre a viga e o pilar no Estado Limite Último.

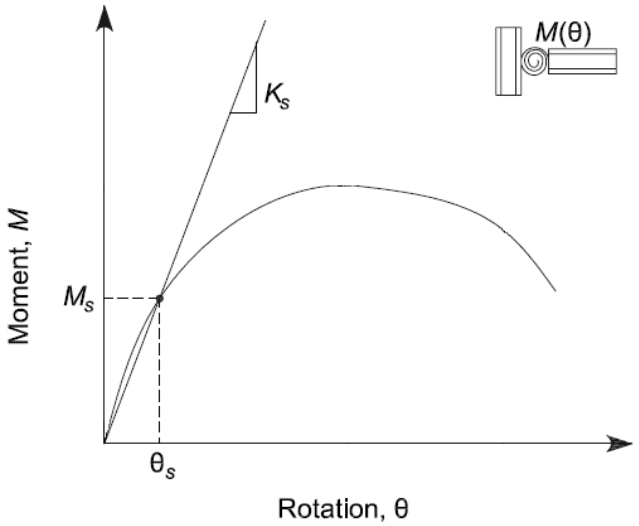
  A ligação é classificada como totalmente restringida se:

$$K_s \geq \frac{20EI_v}{L_v} \tag{2.15}$$

  onde: K_S é rigidez secante para o carregamento de serviço; I_v é o momento de inércia da seção transversal da viga no plano da estrutura; L_v é o comprimento da viga conectada à ligação; M_s é o momento correspondente

ao carregamento de serviço e θ_s sua rotação associada, conforme ilustra a Figura 20.

Figura 20 - Parâmetros das ligações *PR* e *simple* – ANSI/AISC 360 (2010).



Fonte: Adaptado de ANSI/AISC 360, 2010, p. 263.

◦ Simples (*simple*): transfere momento insignificante entre os elementos conectados. Na análise da estrutura pode ser assumido como uma ligação sem restrição entre a viga e o pilar.

A ligação é classificada como simples se:

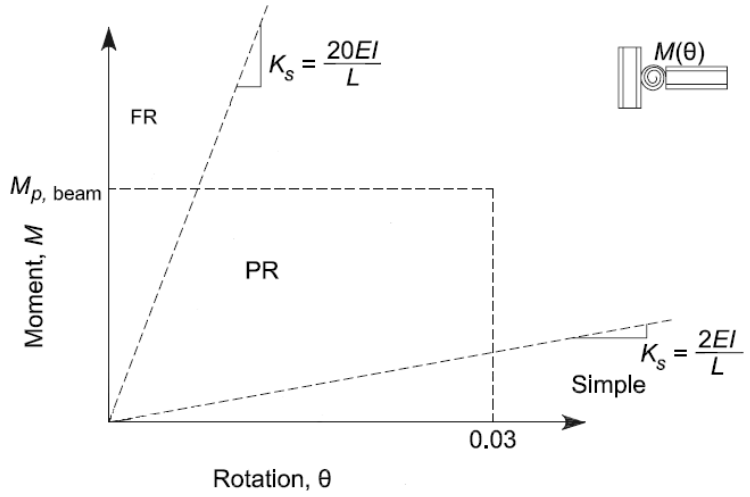
$$K_s \leq \frac{2EI_v}{L_v} \tag{2.16}$$

◦ Parcialmente restringida (*partial restrained* - *PR*): transfere momento entre os elementos conectados e a rotação relativa não é desprezável. Na análise da estrutura o comportamento da ligação deverá ser estudado. A resposta característica da ligação poderá ser obtida através da literatura técnica existente ou através de modelos analíticos ou experimentais. Os componentes da ligação deverão apresentar resistência, rigidez e capacidade de rotação suficientes no Estado-Limite Último.

A Figura 21 apresenta graficamente as regiões para enquadramento das curvas momento x rotação e sua classificação, conforme ANSI/AISC 360 (2010), onde $M_{p,beam}$ é o

momento plástico resistente da viga e θ a rotação relativa. Na ausência de uma análise mais precisa, a norma considera uma rotação de θ = 0,03 rad adequada. Essa rotação é igual à capacidade mínima de ligação viga-pilar, tal como especificado nas disposições que consideram efeitos sísmicos na especificação americana.

Figura 21- Classificação das ligações– ANSI/AISC 360 (2010).



Fonte: Adaptado de ANSI/AISC 360, 2010, p. 264.

2.4.5 Classificação de Buonicontro (2017)

Buonicontro (2017) propôs um sistema de classificação dimensional, não linear, para uso no dimensionamento de estruturas. Os limites para a classificação em termos de rigidez e resistência são apresentados no Quadro 2 e Quadro 3.

O sistema desenvolvido foi concebido pela divisão de três zonas de classificação separadas por duas linhas não lineares. O modelo matemático de três parâmetros foi usado para descrever estas duas linhas não lineares conforme Figura 22, onde os valores da rigidez inicial k_i, do momento último M_u das fronteiras entre o comportamento rígido, semirrígido e rotulado e o valor do parâmetro de forma n=1, são introduzidos na equação de três parâmetros, dada por:

$$M = \frac{K_i \theta_r}{\left[1 + \left(\frac{\theta_r}{\theta_o}\right)^n\right]^{\frac{1}{n}}} \tag{2.17}$$

Onde, θ_o é a rotação plástica de referência e igual a M_u / k_i.

Quadro 2 – Limites de classificação quanto à rigidez.

Classificação	Limites (kNxcm/rad)
Rígida	Rigidez inicial maior que $2,5x10^7$
Semirrígida	Rigidez inicial igual ou entre $2,5x10^7$ e $5x10^5$
Rotulada	Rigidez inicial menor que $5x10^5$

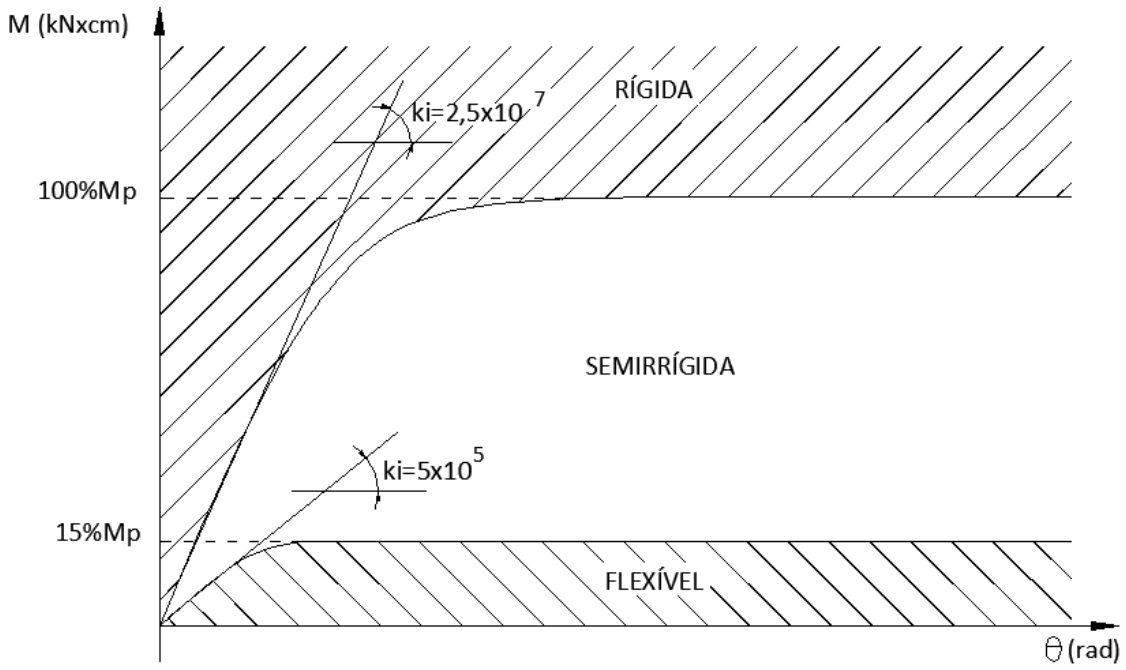
Fonte: Adaptado de BUONICONTRO, 2017, p. 109.

Quadro 3 – Limites de classificação quanto à resistência.

Classificação	Limites
Totalmente Resistente	$M_u \geq 100\% M_p$
Parcialmente Resistente	$15\% M_p \leq M_u \leq 100\% M_p$
Rotulado	$M_u \leq 15\% M_p$

Fonte: Adaptado de BUONICONTRO, 2017, p. 115.

Figura 22 – Classificação Buonicontro (2017).



Fonte: Adaptado de BUONICONTRO, 2017, p. 87.

Esse sistema de classificação será adotado no trabalho por ser considerado mais simples e mais preciso que os sistemas de classificação anteriormente apresentados.

3 PROCEDIMENTOS DE CÁLCULO E ANÁLISE DAS LIGAÇÕES SEMIRRÍGIDAS

Neste capítulo serão apresentados os procedimentos de cálculo para a determinação das propriedades mecânicas das ligações viga-pilar com chapas de extremidade estendida, considerando a análise pelo método dos componentes estabelecido pela norma europeia EN 1993-1-8: 2005 e a determinação dessas propriedades mecânicas segundo a norma brasileira ABNT NBR 8800: 2008.

3.1 Determinação dos parâmetros da ligação pelo método dos componentes segundo a EN 1993 1 8: 2005

O método dos componentes é um modelo mecânico que consiste em identificar os componentes ativos da ligação, estabelecer relações de força versus deslocamento para cada um desses componentes e, por último, realizar a associação dos componentes para obtenção da curva momento x rotação da ligação. O método dos componentes é o modelo mecânico utilizado para o dimensionamento de ligações estruturais em aço presente no EN 1993-1-8: 2005, o qual os componentes são representados por molas translacionais, com comportamento linear ou não linear, formando sistemas capazes de simular o comportamento momento x rotação das ligações.

3.1.1 Etapas do método dos componentes

A curva momento x rotação obtida pelo método dos componentes é formada por um modelo mecânico o qual associa molas translacionais. Esse processo é descrito em três etapas:

- Identificação dos componentes ativos na ligação;
- Caracterização dos componentes;
- Associação em série e/ou paralelo dos componentes.

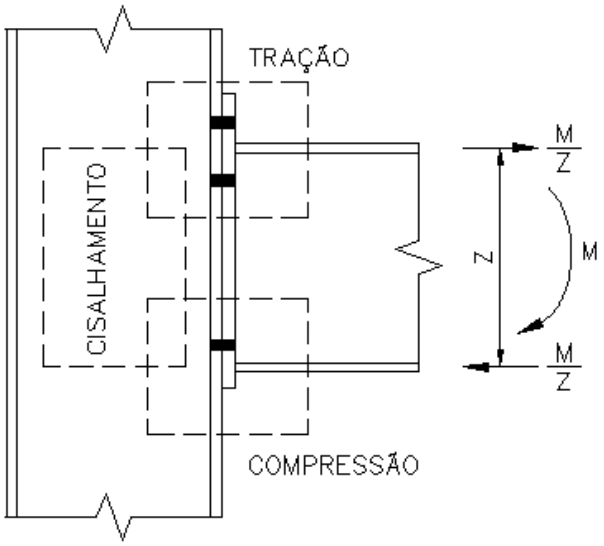
3.1.1.1 Identificação dos componentes

O primeiro passo do Método dos Componentes, para a construção da curva momento x rotação da ligação, consiste na identificação dos componentes que são relevantes para a análise.

Estudando as ligações viga-pilar, considera-se que o momento fletor *M* é transmitido da viga para o pilar por meio das mesas da viga formando o binário de forças distantes entre si de uma distância *Z*, medida entre as espessuras médias das mesas.

Esse par de forças subdivide a ligação em 3 regiões: região tracionada, região comprimida e região de cisalhamento, conforme mostra a Figura 23.

Figura 23 - Regiões de esforços na ligação.



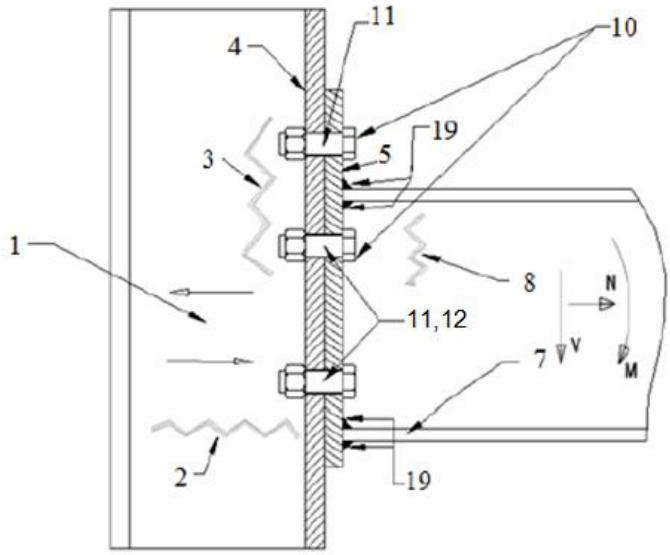
Fonte: Elaborado pelo autor, 2017.

Cada região é composta por grupos de componentes que podem ser ativados pelo momento fletor aplicado na viga.

A norma europeia EN 1993-1-8: 2005 apresenta as características de resistência e rigidez de 20 componentes básicos utilizados em ligações. No caso da ligação com chapas de extremidade estendida esses componentes estão ilustrados na Figura 24 e Quadro 4.

.

Figura 24 - Componentes ativos da ligação viga-pilar – chapa de extremidade.



Fonte: Adaptado de OLIVEIRA, C., 2011, p. 14.

Quadro 4 – Componentes básico de ligações em geral.

Item	Componentes
1	Alma do pilar solicitada ao cisalhamento
2	Alma do pilar solicitada à compressão
3	Alma do pilar solicitada à tração
4	Mesa do pilar sujeita à flexão
5	Chapa de extremidade sujeita à flexão
7	Mesa e Alma da viga solicitada à compressão
8	Alma da viga solicitada à tração
10	Parafusos tracionados
11	Parafusos ao corte
12	Pressão de contato em furos
19	Solda

Fonte: EN 1993-1-8: 2005, p.62.

3.1.1.2 Caracterização dos componentes

Posteriormente à etapa de identificação dos componentes ativos, segue o passo de caracterização de cada componente por meio da curva força x deslocamento.

A curva força x deslocamento dos componentes normalmente é não linear, no entanto, essa curva pode ser aproximada por uma reta ou sucessões de retas sem perdas significativas de comportamento. Essas curvas, geralmente, são obtidas por meio de ensaios experimentais e simulações numéricas, via Método dos Elementos Finitos.

Segundo Simões da Silva[11] *apud* Oliveira, L. (2015) os componentes podem ser caracterizados através de 3 classes: componentes de alta ductilidade, componentes de ductilidade limitada e componentes frágeis.

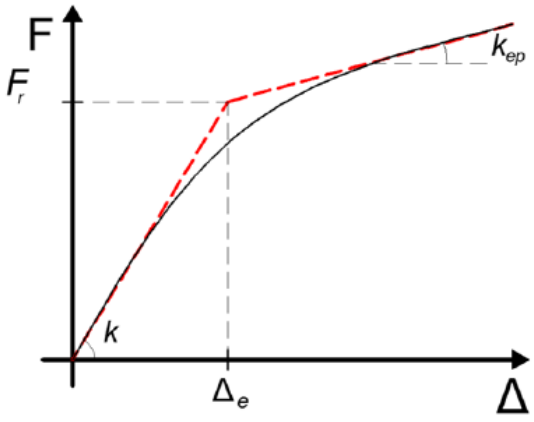
- Componentes de alta ductilidade:

A curva força x deslocamento dos componentes de alta ductilidade apresentam uma resposta inicial elástica definida pelo coeficiente de rigidez inicial k, pelos limites de deslocamento Δ_e e pela força resistente ao início da plastificação F_r, conforme Figura 25.

Posteriormente à fase elástica, a curva é sucedida por um trecho elastoplástico que reduz a inclinação da curva, oriundo do coeficiente de rigidez k_{ep}. Observa-se que a força resiste do componente é superior a força *Fr*. Para fins práticos, a capacidade de deformação desses componentes é ilimitada.

Os componentes típicos de alta ductilidade são a alma do pilar sob a ação do cisalhamento, a mesa do pilar sob ação de flexão, a alma da viga sob ação de força de tração, alma do pilar sujeita a tração, chapa de extremidade sob flexão, etc.

Figura 25 - Curva força x deslocamento – componentes de alta ductilidade.



Fonte: OLIVEIRA, L., 2015, p.36.

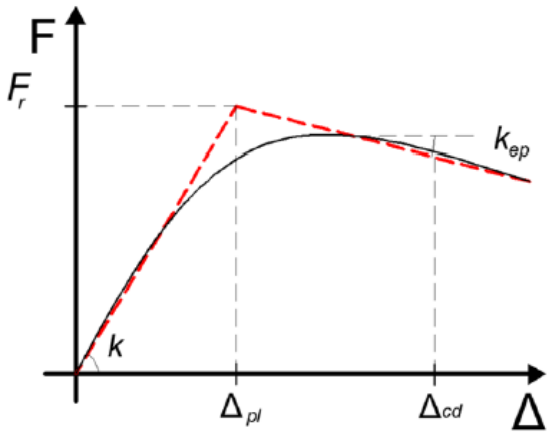
[11] SIMÕES DA SILVA, L. A. Ligações metálicas: Métodos Avançados de Análise e Dimensionamento. **Revista Portuguesa de Engenharia de Estruturas**, série I, nº 51, p. 37-50, 2002.

- Componentes de ductilidade limitada:

Na curva força x deslocamento dos componentes de ductilidade limitada, após a fase elástica (*k*), o trecho é sucedido por um trecho elastoplástico com inclinação negativa $k_{ep.}$ Além disso, esses componentes necessitam de uma definição de deslocamento limite Δ_{cd}, conforme Figura 26.

Um componente típico dessa classe é a alma do pilar sob ação de força de compressão.

Figura 26 - Curva força x deslocamento – componentes de ductilidade limitada.



Fonte: OLIVEIRA, L., 2015, p.37.

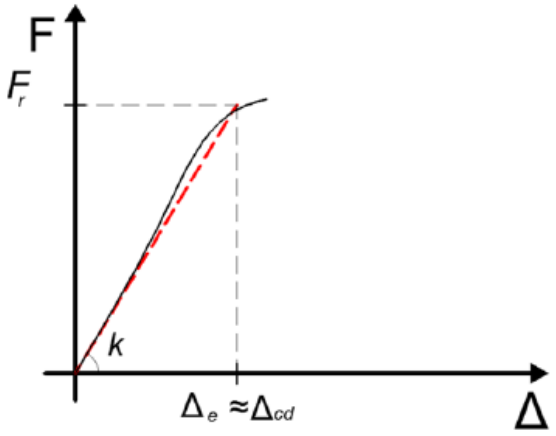
- Componentes frágeis:

A curva força x deslocamento dos componentes frágeis apresenta basicamente o trecho elástico *k*. Esse trecho linear é seguido basicamente até sua ruptura, conforme Figura 27.

O limite de deslocamento Δ_{cd} é praticamente o mesmo até a fase elástica do deslocamento $\Delta_{e.}$ Para fins práticos, a capacidade de deformação desses componentes, após o trecho elástico, é desprezada.

Componentes típicos dessa classe são os parafusos e soldas solicitados à força de tração e parafusos solicitados à força de cisalhamento.

Figura 27 - Curva força x deslocamento – componentes frágeis.



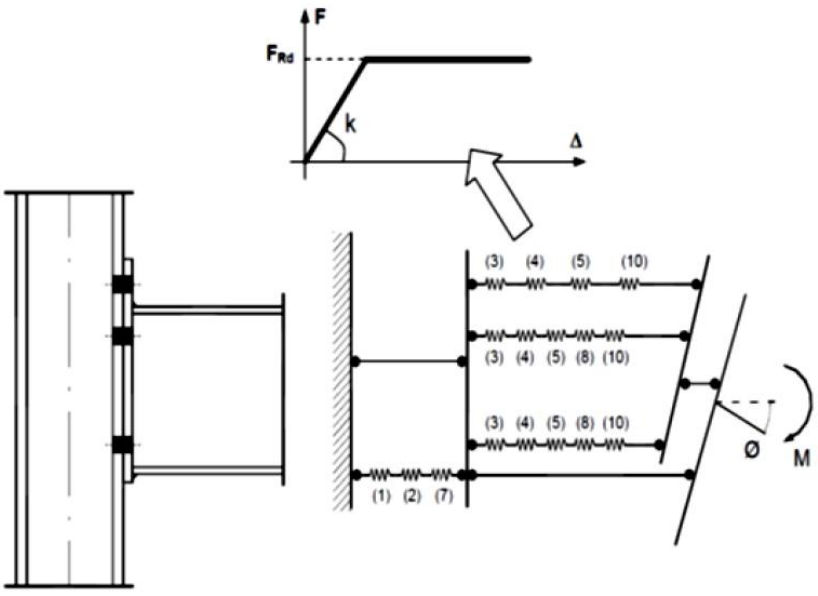
Fonte: OLIVEIRA, L., 2015, p.38.

3.1.1.3 Associação dos componentes

Posteriormente à caracterização dos componentes ativos da ligação, faz-se necessária a terceira e última etapa do método dos componentes, que é a associação em série e/ou paralelo dos componentes para avaliação das propriedades fundamentais da ligação.

Cada componente é representado por uma mola translacional configurando um sistema mecânico capaz de simular uma mola rotacional. A partir deste processo é possível determinar a resistência, rigidez e capacidade de rotação da ligação.

Figura 28 - Associação dos componentes básicos.



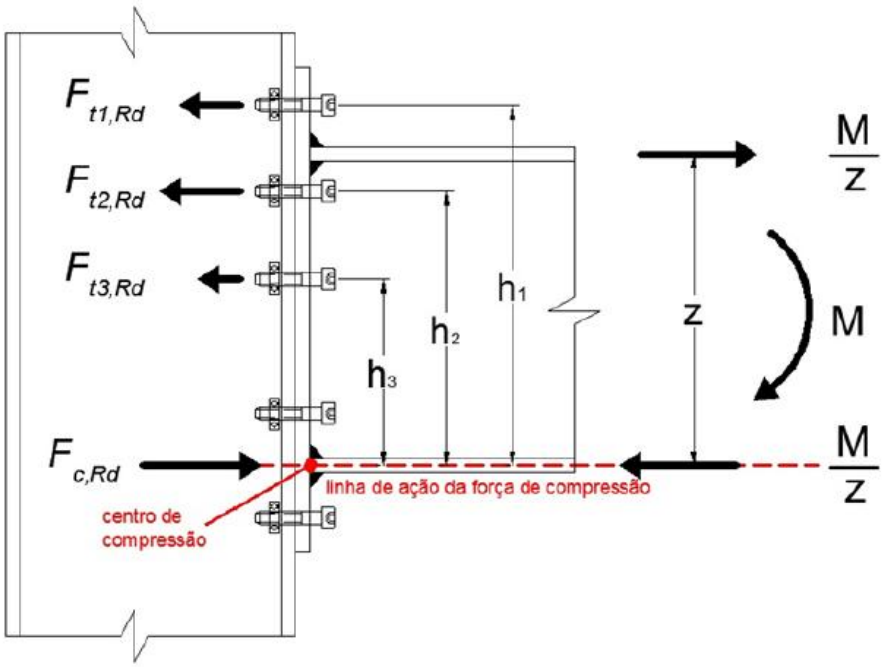
Fonte: OLIVEIRA, C., 2011, p. 13.

Os componentes apresentados no Quadro 4 e Figura 24 são associados de acordo com as linhas de esforços solicitados, conforme Figura 28. Os itens 3.1.2 e 3.1.3 descrevem os procedimentos para cálculo do momento resistente e da rigidez.

3.1.2 Momento resistente

O momento resistente de cálculo $M_{j,Rd}$ de uma ligação viga-pilar é avaliado por meio do equilíbrio dos esforços das três regiões da ligação: tração, compressão e cisalhamento. Para se obter a resistência potencial da região tracionada da ligação com chapa de extremidade estendida, deve-se avaliar a resistência das linhas de parafusos atuantes, onde h_r é a distância da fiada de parafuso r ao centro de compressão, que neste exemplo de ligação, conforme mostra a Figura 29, encontra-se na metade da espessura da mesa inferior da viga. $F_{tr,Rd}$ é a força resistente de cálculo a tração solicitada em cada linha de parafuso e $F_{c,Rd}$ é a força resistente de cálculo a compressão.

Figura 29 - Esforços na ligação.



Fonte: OLIVEIRA, L., 2015, p.40.

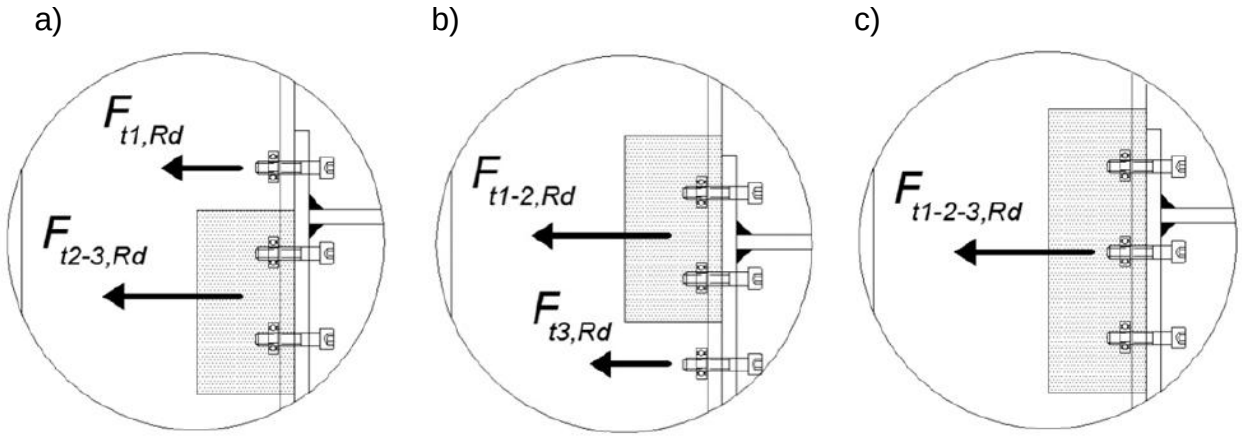
A resistência total da região tracionada não deve ser analisada considerando as linhas de parafusos atuando isoladamente, mas sim integrante de um grupo de linhas de parafusos. Com isso, devem ser analisadas todas as possíveis combinações com as linhas adjacentes. Além disso, é importante ressaltar que a resistência de cada linha de

parafusos é influenciada por mais de um componente, são eles: alma do pilar tracionada, mesa do pilar à flexão, chapa de extremidade à flexão e alma da viga à tração, além, é claro, da própria resistência dos parafusos à tração.

A resistência efetiva à tração $F_{tr,Rd}$ deve ser determinada em sequência, a partir da linha mais distante da linha de compressão, denominada linha 1 e posteriormente as demais.

Primeiramente, analisa-se cada linha de parafuso atuando isoladamente e, em seguida, deve-se considerar outras combinações em grupo, conforme Figura 30. São possíveis três combinações de grupos de linhas para a ligação exemplificada na Figura 29.

Figura 30 - Combinações das linhas de parafusos.



Legenda: a) Linha 1 isolada e linhas 2 e 3 integrantes do grupo 2-3
b) Linha 3 isolada e linhas 1 e 2 integrantes do grupo 1-2
c) Linha 1, 2 e 3 integrantes do grupo 1-2-3

Fonte: Adaptado de OLIVEIRA, L., 2015, p.41.

Posteriormente à análise mencionada, algumas considerações sobre a resistência efetiva de uma linha de parafusos precisam ser realizadas:

- A resistência potencial da região tracionada, $\sum_r F_{tr,Rd}$, deverá ser reduzida para atender as hipóteses de equilíbrio, ou seja, tornando compatível com as resistências de compressão e cisalhamento. Com isso, a resistência da região tracionada deve limitar-se ao menor valor das regiões de compressão e cisalhamento.

- Caso seja necessário, a resistência efetiva $F_{tr,Rd}$ da linha de parafuso *r* será reduzida de tal forma que não seja superior a resistência do grupo de linha que pertence subtraída a resistência da linha de parafuso isolada pertencente a esse mesmo grupo.

$$F_{t1,Rd} + F_{t2,Rd} \leq F_{t1-2,Rd} \quad (3.1)$$

$$F_{t2,Rd} + F_{t3,Rd} \leq F_{t2-3,Rd} \quad (3.2)$$

$$F_{t1,Rd} + F_{t2,Rd} + F_{t3,Rd} \leq F_{t1-2-3,Rd} \quad (3.3)$$

- A resistência efetiva $F_{tr,Rd}$ da linha de parafuso também deverá ser reduzida quando o valor da resistência efetiva da linha precedente $F_{tx,Rd}$, na posição *x*, for superior 1,9 vezes a resistência à tração da linha de parafuso *r*.

$$F_{tr,Rd} \leq F_{tx,Rd} \frac{h_r}{h_x} \quad (3.4)$$

Onde: h_x é a distância entre a linha de parafuso *x* e o centro de compressão.

Realizadas as devidas interações entre as regiões de tração, cisalhamento e compressão e reduções da resistência efetiva das linhas de parafusos, caso necessário, o momento resistente $M_{j,Rd}$ da ligação pode ser obtido por:

$$M_{j,Rd} \leq \sum h_r . F_{tr,Rd} \quad (3.5)$$

3.1.3 Rigidez inicial

A rigidez rotacional de uma ligação S_j é constituída pela combinação de parâmetros de rigidez k_i, associado as rigidezes translacionais dos componentes básicos envolvidos na ligação. Os parâmetros de rigidez k_i atendem a relação força x deslocamento , conforme equação (3.6).

$$F_i = E . k_i . \Delta_i \quad (3.6)$$

onde: Δ_i é o deslocamento correspondente a força F_i aplicada e E o módulo de elasticidade do material que constitui o componente identificando na equação pelo índice subscrito $_i$.

Para determinar a rigidez rotacional S_j da ligação viga-pilar com várias linhas de parafusos tracionados é preciso seguir os seguintes passos:

- Associar em série todas as rigidezes dos componentes relativos a cada linha de parafusos *r* para obter a rigidez efetiva $k_{eff.}$

$$k_{eff,r} = \frac{1}{\sum_i \frac{1}{k_{i,r}}} \tag{3.7}$$

- Associar em paralelo os parâmetros de rigidez efetiva de cada linha de parafusos *r,* tomando por base que a rotação ocorre de forma rígida e no centro da mesa inferior da viga.

$$k_{eq} = \frac{\sum_r k_{eff,r} \,.\, h_r}{Z_{eq}} \tag{3.8}$$

Onde h_r é a distância de cada linha de parafuso ao centro de compressão e Z_{eq} é o braço de alavanca equivalente associado ao coeficiente de rigidez $k_{eq,}$ conforme equação (3.9).

$$Z_{eq} = \frac{\sum_r k_{eff,r} \,.\, h_r^2}{\sum_r k_{eff,r} \,.\, h_r} \tag{3.9}$$

- Determinar a rigidez rotacional por meio da combinação do parâmetro de rigidez equivalente da região de tração, compressão e cisalhamento, sendo apresentada na seção 6.3.1 da EN 1993-1-8: 2005.

$$S_j = \frac{E \,.\, Z^2}{\mu \,.\, \sum_i \frac{1}{k_i}} \tag{3.10}$$

Onde a taxa de rigidez μ depende do momento aplicado $M_{j,Ed}$ e do momento resistente $M_{j,Rd}$. Se o momento aplicado for inferior a 2/3 do momento resistente, a ligação comporta-se na fase elástica, μ = 1,0 e a rigidez será a inicial, $S_{j,ini}$. Caso o momento solicitado seja maior que 2/3 do momento resistente, a rigidez da ligação é afetada pelos efeitos da plastificação e μ atenderá pelo resultado da equação (3.11), sendo que o coeficiente Ψ para ligações com chapa estendida parafusada é igual a 2,7.

$$\mu = \left(\frac{1{,}5 \, . \, M_{j,Ed}}{M_{j,Rd}}\right)^{\Psi} \tag{3.11}$$

3.1.4 Capacidade de rotação

A avaliação da capacidade de rotação da ligação é fundamental para o projeto estrutural, pois todas as ligações necessitam de uma capacidade mínima de rotação. Os esforços precisam ser absorvidos e redistribuídos pela estrutura como um todo, evitando um colapso parcial ou completo.

Essa capacidade de rotação está diretamente envolvida com a ductilidade dos componentes da ligação. Caso o momento resistente $M_{j,Rd}$ seja determinado pela resistência de um componentes de alta ductilidade, entende-se que a ligação possui capacidade de rotação suficiente para operação.

Outra avaliação para ligações parafusadas da EN 1993-1-8: 2005, seção 6.4.2 da norma, é a redução da força resistente da linha de parafuso, conforme item 3.1.2. Para ligações parafusadas também deve ser atendida a inequação (3.12).

$$t \leq 0{,}36 d_b \sqrt{\frac{f_{ub}}{f_y}} \tag{3.12}$$

Onde t é a espessura da mesa do pilar ou a espessura da chapa de extremidade, f_y a resistência ao escoamento dos respectivos materiais citados, d_b o diâmetro do parafuso e f_{ub} a resistência à ruptura do parafuso.

A EN 1993-1-8: 2005 ainda faz outra consideração em relação a verificação da capacidade de rotação, caso a inequação (3.13) seja atendida, tal verificação é dispensada.

$$M_{j,Rd} \geq 1{,}2M_{pl,Rd} \qquad (3.13)$$

Onde $M_{j,Rd}$ é o valor de cálculo do momento resistente da ligação e $M_{pl,Rd}$ o momento plástico resistente da seção transversal do elemento conectado.

3.1.5 Curva momento x rotação

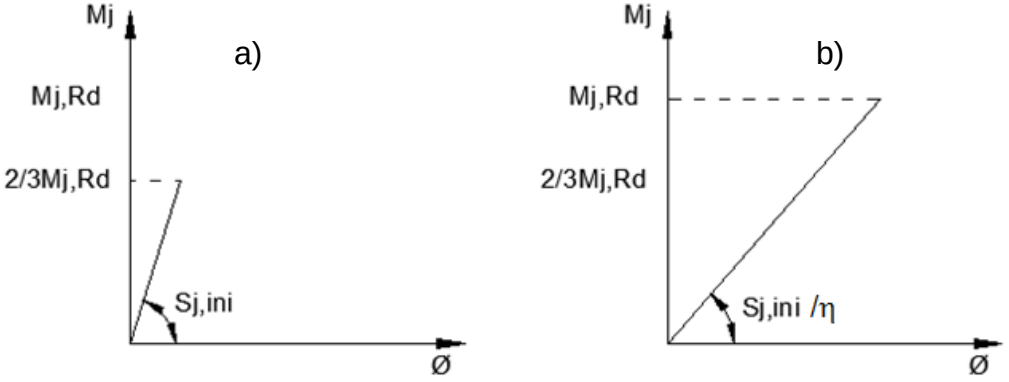
A curva momento x rotação representa os parâmetros fundamentais de uma ligação: rigidez rotacional, capacidade de rotação e o momento resistente. Na ligação semirrígida, a rigidez rotacional S_j, representa o comportamento da ligação até que o momento solicitante atinja $M_{j,Ed}$.

3.1.5.1 Análise global elástica

Em uma análise elástica, as ligações são classificadas em função de sua rigidez rotacional. Caso o momento aplicado $M_{j,Ed}$ seja menor ou igual a 2/3 do momento resistente $M_{j,Rd}$, adota-se a rigidez rotacional inicial $S_{j,ini}$, caso $M_{j,Ed} > 2/3M_{j,Rd}$ simplifica-se a rigidez rotacional para $S_{j,ini} / \eta$, conforme Figura 31.

Onde η é o coeficiente de modificação de rigidez e para ligações viga-pilar com chapa de extremidade estendida parafusada vale 2,0.

Figura 31 - Curva momento x rotação – análise elástica.



Legenda: a) $M_{j,Ed} \leq 2/3\, M_{j,Rd}$

b) $M_{j,Ed} > 2/3\, M_{j,Rd}$

Fonte: EN 1993-1-1: 2005, p.51.

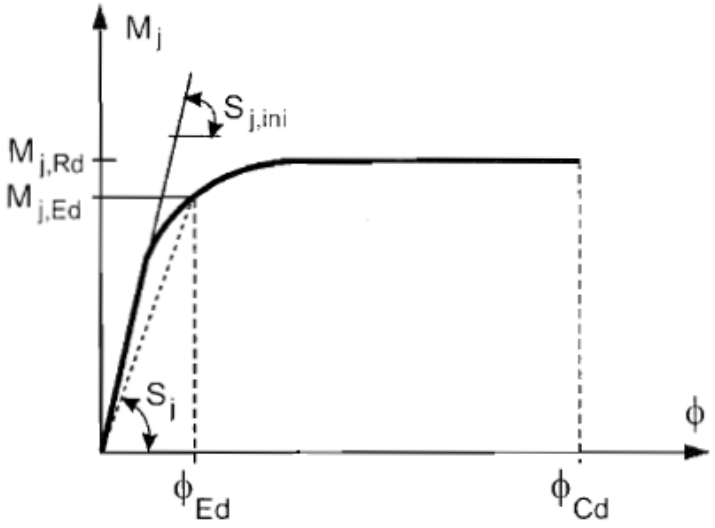
3.1.5.2 Análise global rígido plástica

Na análise rígido plástica, as ligações são classificadas quanto a sua resistência $M_{j,Rd}$ e deve possuir capacidade de rotação suficiente para suportar as rotações associadas a uma análise plástica da estrutura.

3.1.5.3 Análise global elastoplástica

Na análise global elastoplástica, as ligações são classificadas em função da sua rigidez rotacional $S_{j,}$ e sua resistência $M_{j,Rd}$. Essa análise requer uma representação matemática de seu comportamento, conforme Figura 32.

Figura 32 - Curva momento x rotação – análise elastoplástica simplificada.



Fonte: Adaptado de EN 1993-1-1: 2005, p.61.

3.1.6 Dimensionamento e verificação dos componentes da ligação

Nesta seção são apresentados os parâmetros para dimensionamento e verificação dos componentes da ligação viga-pilar com chapa estendida conectadas por parafuso em perfis I ou H. Os esforços axiais não podem exceder 5% da resistência plástica dos componentes da ligação.

Esse trabalho se limitará a ligações entre elementos viga-pilar, do tipo chapa de extremidade estendida e parafusada. Os coeficientes de segurança e parâmetros

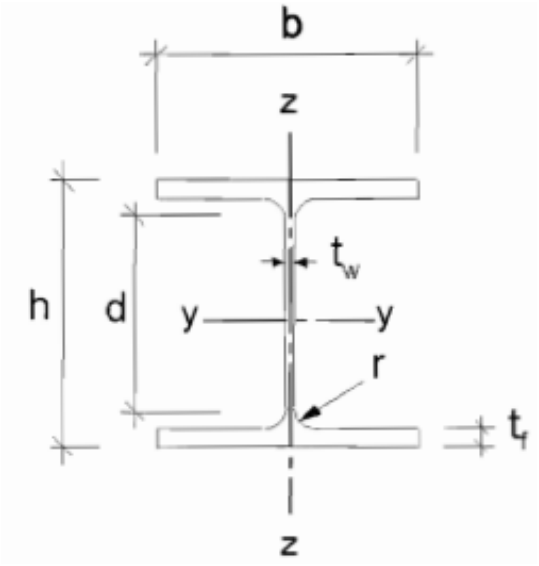
geométricos estabelecidos pela norma EN 1993-1-8: 2005 são apresentados, respectivamente, no Quadro 5 e Figura 33.

Quadro 5 – Coeficiente de segurança parcial.

Coeficiente	Valor	Aplicação
γ_{M0}	1,00	Resistência dos elementos e seções transversais
γ_{M1}	1,00	Resistência dos elementos e seções transversais
γ_{M2}	1,25	Resistência de parafusos, rebites, pinos, solda e placas

Fonte: EN 1993-1-8: 2005, p.18.

Figura 33 - Dimensões e eixos da seção do perfil.



Fonte: EN 1993-1-1: 2005, p.21.

3.1.6.1 Alma do pilar solicitada ao cisalhamento

- Resistência

Para validar o método, primeiramente é necessário verificar a esbeltez da alma do pilar através da equação (3.14).

$$\frac{d_c}{t_w} \leq 69\sqrt{\frac{235}{f_y[MP_a]}} \tag{3.14}$$

Onde t_w é a espessura da alma do pilar e d_c a altura do perfil que constitui o pilar descontada a região de solda.

Atendida a condição mencionada, a resistência plástica de cisalhamento à alma do pilar, $V_{wp,Rd}$, sem enrijecedores transversais, é dada por:

$$V_{wp,Rd} = A_{vc}.\frac{0{,}9f_{ywc}}{\gamma_{M0}\sqrt{3}} \quad (3.15)$$

Onde A_{vc} é a área da alma do pilar solicitada ao cisalhamento e fornecida pelo menor valor das equações (3.16) e.(3.17), γ_{M0} é o coeficiente de segurança parcial e igual a 1,0 e $\frac{f_{ywc}}{\sqrt{3}}$ é a resistência ao escoamento de *Von Mises* do aço da alma do pilar. No caso de pilares em perfil soldado, a área de corte A_{vc} é coincidente com a área da alma do pilar.

$$A_{vc} = A_g - 2b_{fc}t_{fc} + (t_{wc} + 2r_c)t_{fc} \quad (3.16)$$

$$A_{vc} = \eta h_{wc}t_{wc} \quad (3.17)$$

Onde b_{fc} é a largura da mesa do pilar, t_{fc} a espessura da mesa do pilar, t_{wc} é a espessura da alma do pilar, r_c é o raio de concordância, h_{wc} é a altura do pilar e η poderá ser considerado igual a 1,0, de forma conservadora, de acordo com a EN 1993-1-8: 2005.

Para pilares enrijecidos somente com enrijecedores na alma do pilar tanto na região comprimida quanto na região tracionada, à resistência destes enrijecedores deverá ser adicionada à resistência do painel de alma de pilares em cisalhamento, dado por:

$$V_{wp,add,Rd} = \frac{4M_{pl,fc,Rd}}{d_s}, \text{ mas} \quad (3.18)$$

$$V_{wp,add,Rd} \leq \frac{2M_{pl,fc,Rd} + 2M_{pl,st,Rd}}{d_s} \quad (3.19)$$

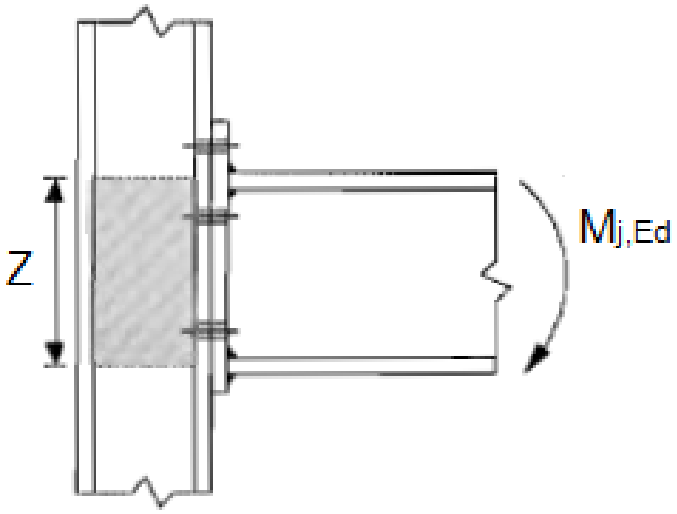
Onde d_s é a distância entre linhas de centro dos enrijecedores, $M_{pl,fc,Rd}$ é o momento plástico resistente da mesa do pilar e $M_{pl,st,Rd}$ é o momento plástico resistente do enrijecedor.

◦ Rigidez

O coeficiente de rigidez da alma do pilar solicitado ao cisalhamento para pilar não enrijecido é dado por:

$$k_1 = \frac{0{,}38A_{vc}}{\beta Z} \tag{3.20}$$

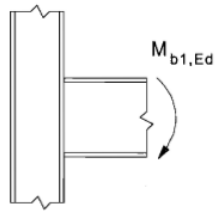
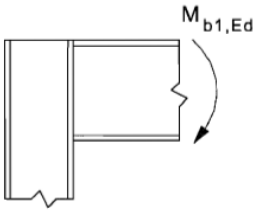
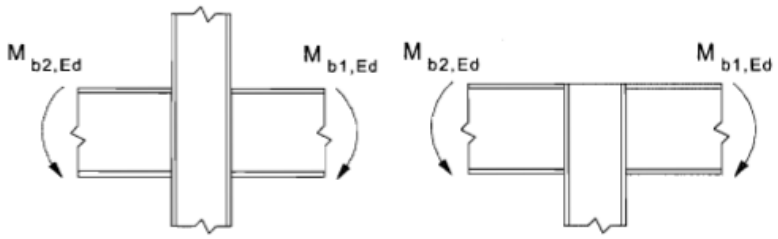
Figura 34 - Braço do binário – Z.



Fonte: Adaptado de EN 1993-1-8: 2005, p.86.

Onde *Z* é a distância entre as forças binárias de tração e compressão na ligação, conforme Figura 34 e β é o parâmetro de transformação que leva em conta os momentos aplicados no nó, podendo assumir valores 0, para momento iguais e opostos, não há cisalhamento, 1 para momentos opostos e desiguais e 2 para momento no mesmo sentido, conforme Quadro 6.

Quadro 6 – Parâmetro de transformação β.

Configuração da ligação	Ação	β
 	$M_{b1,ED}$	$\beta \approx 1$
	$M_{b1,ED} = M_{b2,ED}$	$\beta = 0$
	$\frac{M_{b1,ED}}{M_{b2,ED}} > 0$	$\beta \approx 1$
	$\frac{M_{b1,ED}}{M_{b2,ED}} < 0$	$\beta \approx 2$
	$M_{b1,ED} + M_{b2,ED} = 0$	$\beta \approx 2$

Fonte: EN 1993-1-8: 2005, p.59.

Tornando o cálculo mais preciso pode-se usar as equações β_1 para parâmetro de transformação da direita e β_2 para parâmetro de transformação para ligação da esquerda:

$$\beta_1 = \left|1 - \frac{M_{j,b2.Ed}}{M_{j,b1.Ed}}\right| \leq 2 \qquad (3.21)$$

$$\beta_2 = \left|1 - \frac{M_{j,b1.Ed}}{M_{j,b2.Ed}}\right| \leq 2 \qquad (3.22)$$

Caso o pilar seja enrijecido transversalmente, o coeficiente de rigidez da ligação é dado por:

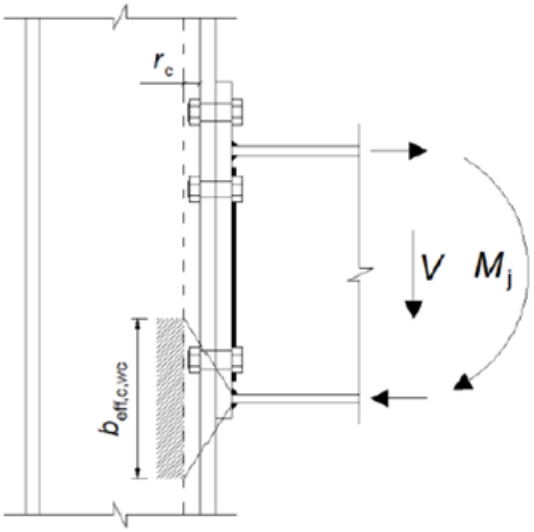
$$k_1 = \infty \qquad (3.23)$$

3.1.6.2 Alma do pilar à compressão

- Resistência

A compressão a que está sujeita a alma do pilar é resultante da existência de tensões de compressão na região inferior da viga provocada pelo momento fletor. Estas tensões são transmitidas para o pilar sob forma de carga horizontal concentrada na mesa inferior da viga, conforme Figura 35.

Figura 35 - Compressão na alma do pilar.



Fonte: VIEITO, 2015, p.25.

A força resistente da alma do pilar solicitada a força de compressão transversal, não reforçada, é dada pela equação mais restritiva:

$$F_{c,wc,Rd} = \frac{\omega k_{wc} b_{eff,c,wc} t_{wc} f_{y,wc}}{\gamma_{M0}} \quad (3.24)$$

$$F_{c,wc,Rd} \leq \frac{\omega k_{wc} \rho b_{eff,c,wc} t_{wc} f_{y,wc}}{\gamma_{M1}} \quad (3.25)$$

Onde $f_{y,wc}$ e t_{wc} são a resistência ao escoamento e a espessura da alma, respectivamente. Os coeficientes de segurança γ_{M0} e γ_{M1} são iguais a 1,0 para esta ligação. O parâmetro ρ é o coeficiente de redução para efeito de flambagem da alma do pilar, dado por:

$$\rho = 1{,}0 \text{ para } \overline{\lambda_p} \leq 0{,}72 \tag{3.26}$$

$$\rho = \frac{\overline{\lambda_p} - 0{,}2}{\overline{\lambda_p}^2} \text{ para } \overline{\lambda_p} > 0{,}72 \tag{3.27}$$

$$\overline{\lambda_p} = 0{,}932\sqrt{\frac{b_{eff,c,wc} d_{wc} f_{y,wc}}{E t_{wc}}} \tag{3.28}$$

O parâmetro k_{wc} considera a interação entre a força de compressão transversal e tensão longitudinal máxima $\sigma_{com,Ed}$ que solicita a seção do pilar, sendo:

$$k_{wc} = 1{,}0 \text{ para } \sigma_{com,Ed} \leq 0{,}7 f_{y,wc} \tag{3.29}$$

$$k_{wc} = \frac{1{,}7 - \sigma_{com,Ed}}{f_{y,wc}} \text{ para } \sigma_{com,Ed} > 0{,}7 f_{y,wc} \tag{3.30}$$

$$\sigma_{com,Ed} = \frac{N_{c,Ed}}{A_c} + \frac{M_{c,Ed}}{W_{el,y,c}} \tag{3.31}$$

Onde $N_{c,Ed,}$ e $M_{c,Ed}$ são, respectivamente, o esforço axial e momento fletor atuante no pilar e $W_{el,w,c}$ o módulo resistente elástico do perfil.

O parâmetro de redução da força resistente de compressão ω em relação ao esforço cortante que solicita a alma do pilar é dado pelo Quadro 6 e Quadro 7.

Sendo os coeficientes de redução ω_1 e ω_2:

$$\omega_1 = \frac{1}{\sqrt{1 + 1{,}3\left(\frac{b_{eff,c,wc} t_{wc}}{A_{vc}}\right)^2}} \tag{3.32}$$

$$\omega_2 = \frac{1}{\sqrt{1 + 5{,}2\left(\frac{b_{eff,c,wc} t_{wc}}{A_{vc}}\right)^2}} \tag{3.33}$$

Quadro 7 – Coeficiente de redução ω.

Parâmetros de transformação β	Coeficiente de redução ω
$0 \leq \beta \leq 0{,}5$	$\omega = 1$
$0{,}5 < \beta < 1{,}0$	$\omega = \omega_1 + 2\,(1-\beta)(1-\omega_1)$
$\beta = 1{,}0$	$\omega = \omega_1$
$1{,}0 < \beta < 2{,}0$	$\omega = \omega_1 + (1-\beta)(\omega_2 - \omega_1)$
$\beta = 2{,}0$	$\omega = \omega_2$

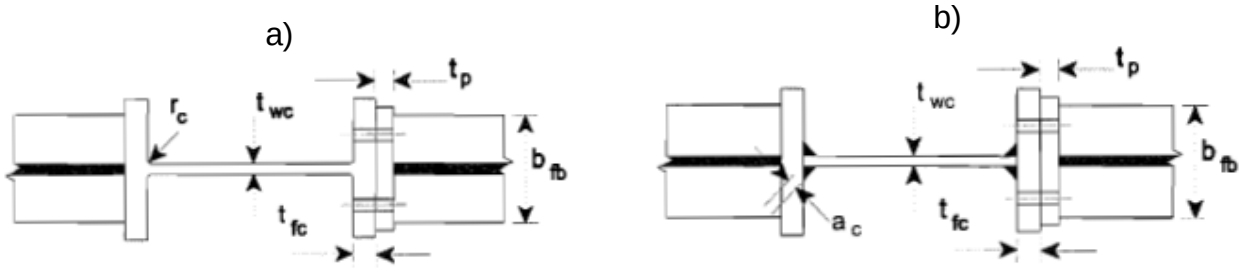
Fonte: EN 1993-1-8: 2005, p.73.

A largura efetiva comprimida $b_{eff,c,wc}$ determina o comprimento de alma do pilar sobre o qual se distribui a força de compressão em ligações com placa de extremidade, dada por:

$$b_{eff,c,wc} = t_{fb} + 2\sqrt{2}a_p + 5(t_{fc} + S) + S_p \qquad (3.34)$$

Onde t_{fb} e t_{fc} são, respectivamente, a espessura da mesa comprimida da viga e a espessura da mesa do pilar, S_p é o comprimento obtido por difusão a 45°na chapa de extremidade que no mínimo é t_p e no máximo igual a 2 t_p. O parâmetro S determina a concordância entre a mesa e alma do perfil *I* ou *H* do pilar. Sendo $S = r_c$ (raio de concordância) para perfis laminados e $S = a_c\sqrt{2}$ (a_c = espessura da solda) para perfis soldados (Figura 36).

Figura 36 - Tipos de perfis.



Legenda: a) Ligação em perfil laminado
b) Ligação em perfil soldado

Fonte: EN 1993-1-8: 2005, p.74.

Caso o pilar seja enrijecido transversalmente, a resistência da alma do pilar a compressão deve ser aumentada em:

$$N_{pl,st,Rd} = \frac{A_{st} f_{y,st}}{\gamma_{M0}} \quad (3.35)$$

Onde A_{st} e $f_{y,st}$ são, respectivamente, a seção transversal em contato com a mesa do pilar e a tensão de escoamento do enrijecedor.

- Rigidez

O coeficiente de rigidez para alma do pilar, não reforçado, é dado por:

$$k_2 = \frac{0{,}7 b_{eff,c,wc} t_{wc}}{d_c} \quad (3.36)$$

Caso o pilar seja enrijecido transversalmente, a rigidez da alma do pilar a compressão é dada por:

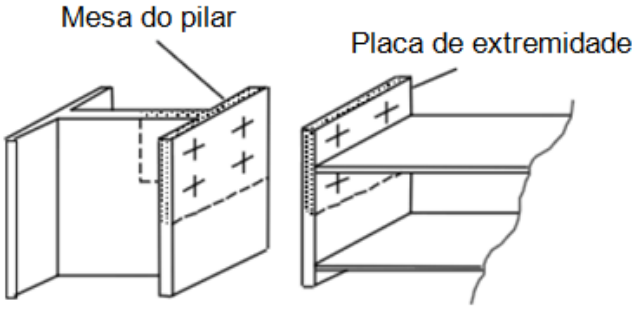
$$k_2 = \infty \quad (3.37)$$

3.1.6.3 Mesa do pilar à flexão

- Resistência

A resistência da mesa do pilar à flexão é determinada por meio do modelo simplificado, *T-Stub* equivalente (Figura 37) e a associação de parafusos conectados à mesa do pilar, desde que adotadas as larguras efetivas, b_{eff}, apropriadas. Placa de extremidade

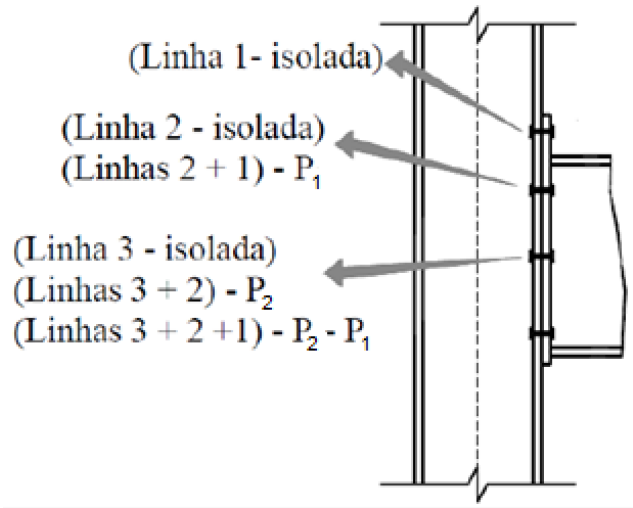
Figura 37 - Modelo *T-Stub* equivalente.



Fonte: OLIVEIRA, C., 2011, p. 19.

O modelo *T-Stub* considera as linhas de parafusos atuando de forma isolada e combinadas em grupo, conforme Figura 38.

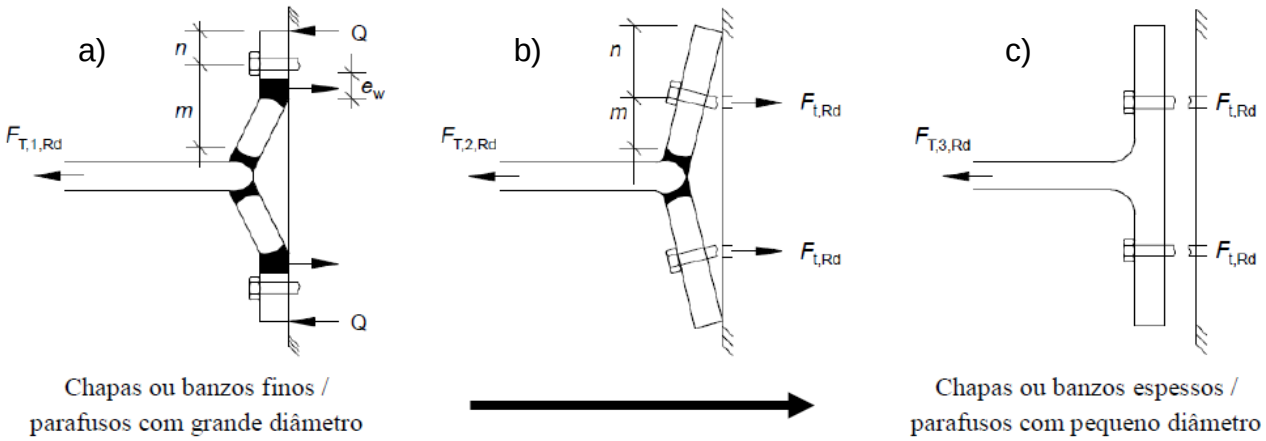
Figura 38 - Flexão na mesa do pilar.



Fonte: Adaptado de OLIVEIRA, C., 2011, p. 19.

A resistência da mesa do pilar em flexão, pode ser determinada considerando três tipos possíveis de colapso no modelo equivalente do *T-Stub*, conforme Figura 39.

Figura 39 - Modos de ruptura.



Legenda: a) Modo 1 – Plastificação da mesa
b) Modo 2 – Plastificação da mesa e parafuso
c) Modo 3 – Ruptura do parafuso.

Fonte: VIEITO, 2015, p.21.

O modo 1 ocorre devido a reduzida espessura da mesa do pilar, fazendo com que aconteça o escoamento da mesa sem a ruptura dos parafusos. Além disso, observa-se

que formam quatro rótulas plásticas após o carregamento, duas próximas aos parafusos e duas à alma do pilar. A resistência para esse modo e sem contra chapa no pilar é dada por:

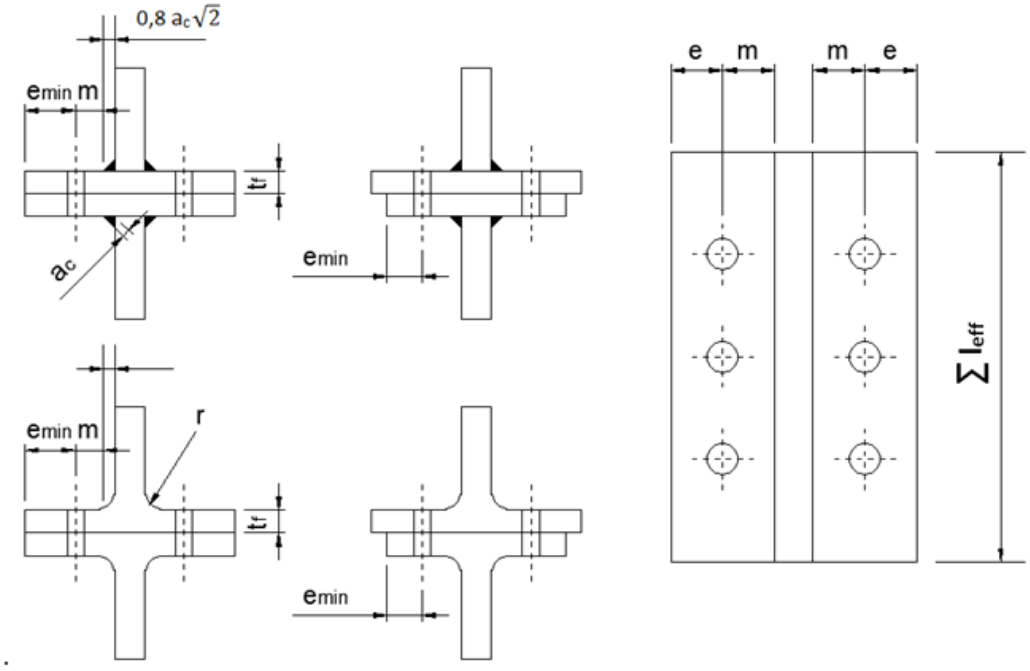
$$F_{T,1,Rd} = \frac{4M_{pl,1,Rd}}{m} \quad (3.38)$$

Onde $m = d - S$, com d definido como a distância do centro do furo do parafuso à face da alma do pilar e S definido como $0{,}8\ r_c$ para perfil do pilar laminado ou como $0{,}8\ a_c\sqrt{2}$ para perfil do pilar soldado, conforme Figura 40.

$M_{pl,1,Rd}$ é o momento plástico da mesa do pilar e dado por:

$$M_{pl,1,Rd} = 0{,}25 \times \frac{\sum l_{eff,1} t_f{}^2 f_y}{\gamma_{M0}} \quad (3.39)$$

Figura 40 - Dimensões da mesa de uma peça em T equivalente.

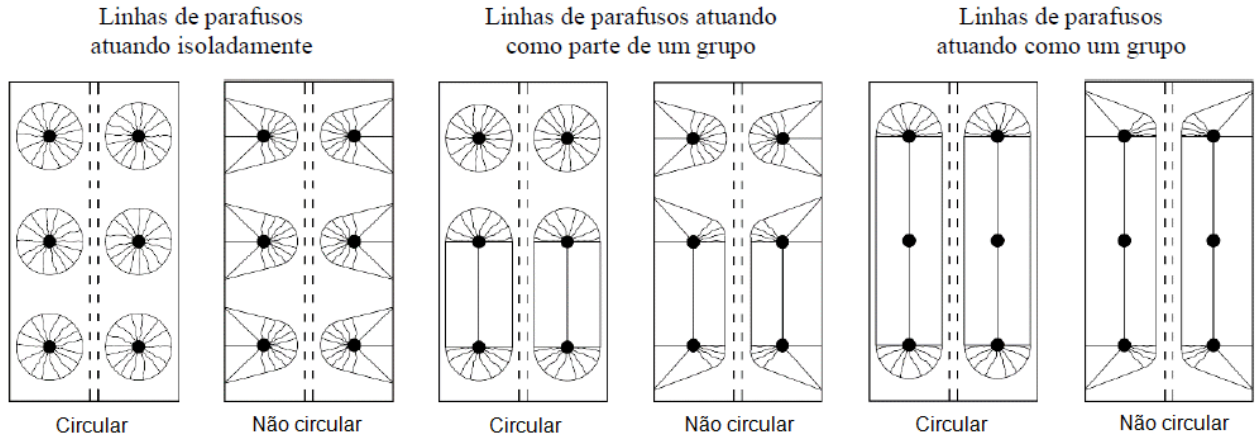


Fonte: Adaptado de EN 1993-1-8: 2005, p.67.

Onde f_y e l_{eff} são, respectivamente, a tensão de escoamento e o comprimento efetivo da mesa do pilar.

No cálculo do comprimento efetivo l_{eff} é levado em consideração a forma que as linhas de parafusos atuam: isolada ou em grupos e circular ou não circular, conforme Figura 41.

Figura 41 - Modelos de linhas de ruptura de parafusos atuando de forma isolada ou em grupo.



Fonte: Adaptado de VIEITO, 2015, p.22.

No Quadro 8 são apresentadas as expressões para cálculo do comprimento efetivo l_{eff}, para pilares não enrijecidos transversalmente.

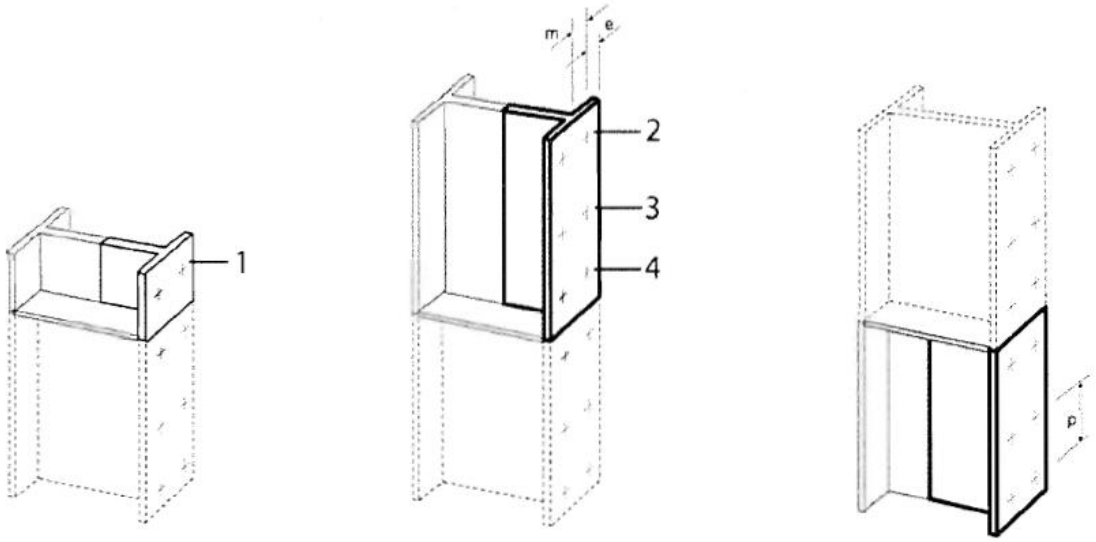
Quadro 8 – Comprimento efetivo l_{eff} para mesa do pilar não reforçada.

Locação das linhas de parafusos	Linha de parafusos considerado isoladamente		Linha de parafusos considerada como parte de um grupo de linhas	
	Padrão circular: $l_{eff,cp}$	Não circular: $l_{eff,nc}$	Padrão circular: $l_{eff,cp}$	Não circular: $l_{eff,nc}$
Linha de parafusos interior	$2\pi m$	$4m + 1{,}25e$	$2p$	p
Linha de parafusos de extremidade	O menor dos valores: $2\pi m$ $\pi m + 2e_1$	O menor dos valores: $4m + 1{,}25e$ $2m + 0{,}625e + e_1$	O menor dos valores: $\pi m + p$ $2e_1 + p$	O menor dos valores: $2m + 0{,}625e + 0{,}5p$ $e_1 + 0{,}5p$
Modo 1	$l_{eff,1} = l_{eff,nc}$ mas $l_{eff,1} \leq l_{eff,cp}$		$\sum l_{eff,1} = \sum l_{eff,nc}$ mas $\sum l_{eff,1} \leq \sum l_{eff,cp}$	
Modo 2	$l_{eff,2} = l_{eff,nc}$		$\sum l_{eff,2} = \sum l_{eff,nc}$	

Fonte: EN 1993-1-8: 2005, p.77.

Onde *p* é distância vertical entre linhas de parafusos e e_1 é a distância entre os centros dos parafusos da última linha e a extremidade adjacente livre da mesa do pilar que será medida na direção do eixo do pilar, ver linhas 1 e 2 da Figura 42.

Figura 42 - Mesa de pilar enrijecido sob a forma de *T-Stub*.



Fonte: EN 1993-1-8: 2005, p.78.

Sendo a linha 1, a linha de parafusos de extremidades adjacentes a um reforço, a linha 2 a linha de parafusos de extremidade, a linha 3 a linha de parafusos interior e a linha 4 a linha de parafusos adjacentes a um reforço.

No Quadro 9 são apresentadas as expressões para cálculo do comprimento efetivo l_{eff}, para pilares enrijecidos transversalmente.

Onde e_1 é a distância entre os centros dos parafusos da última linha e o reforço adjacente do banzo do pilar que será medida na direção do eixo do pilar, ver linhas 1 e 4 da Figura 42.

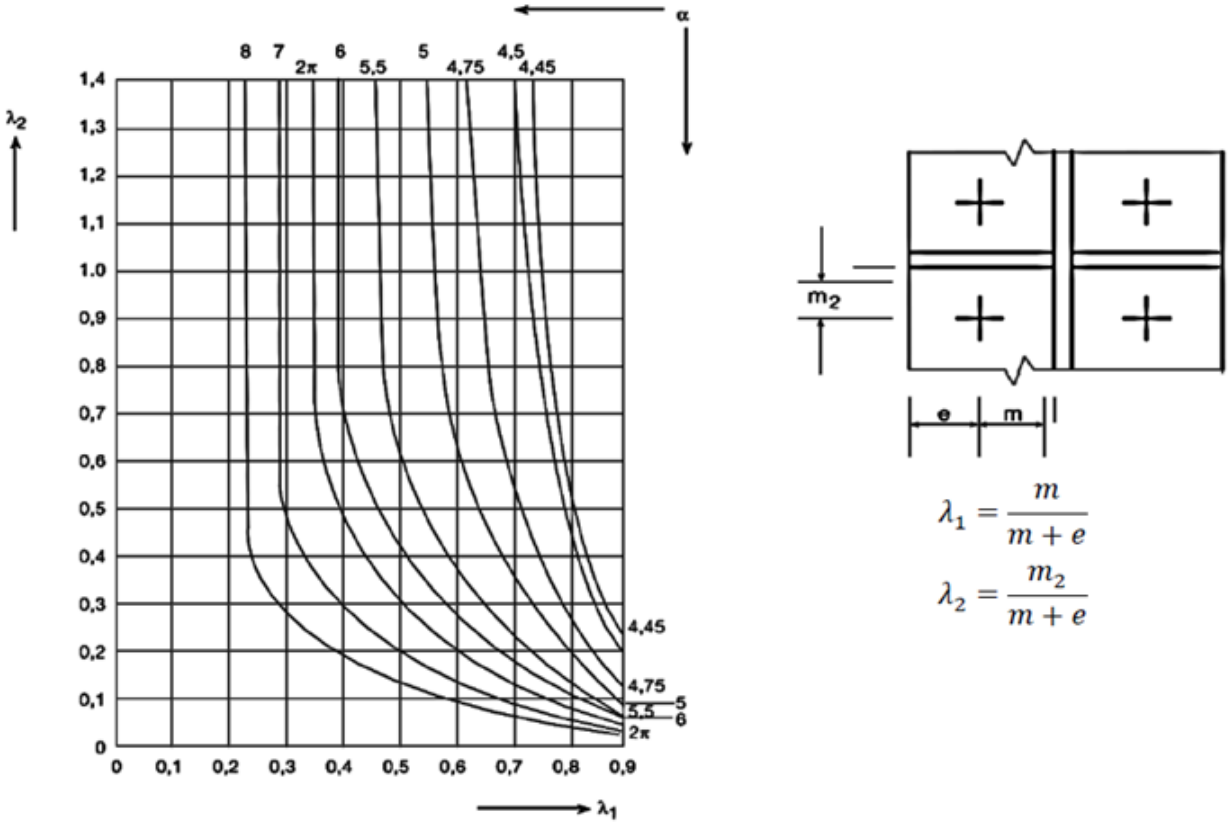
O valor de α apresentado no Quadro 9 poderá ser fornecido por meio do ábaco apresentado na Figura 43.

Quadro 9 – Comprimento efetivo l_{eff} para mesa do pilar reforçada.

Locação da linha de parafusos	Linha de parafusos considerada isoladamente		Linha de parafusos considerada como parte de um grupo de linhas	
	Padrão circular: $l_{eff,cp}$	Não circular: $l_{eff,nc}$	Padrão circular: $l_{eff,cp}$	Não circular: $l_{eff,nc}$
Linha de parafusos adjacentes a um reforço	$2\pi m$	αm	$\pi m + p$	$0,5p + \alpha m – (2m + 0,625.e)$
Outra linha de parafusos interior	$2\pi m$	$4m + 1,25e$	$2p$	p
Outra linha de parafusos de extremidade	O menor dos valores: $2\pi m$ $\pi m + 2e_1$	O menor dos valores: $4m + 1,25e$ $2m + 0,625e + e_1$	O menor dos valores: $\pi m + p$ $2e_1 + p$	O menor dos valores: $2m + 0,625e + 0,5p$ $e_1 + 0,5p$
Linha de parafusos de extremidade adjacente a um reforço	O menor dos valores: $2\pi m$ $\pi m + 2e_1$	$e_1 + \alpha m – (2m + 0,625\ e)$	Não aplicável	Não aplicável
Para o modo 1	$l_{eff,1} = l_{eff,nc}$ mas $l_{eff,1} \leq l_{eff,cp}$		$\sum l_{eff,1} = \sum l_{eff,nc}$ mas $\sum l_{eff,1} \leq \sum l_{eff,cp}$	
Para o modo 2	$l_{eff,2} = l_{eff,nc}$		$\sum l_{eff,2} = \sum l_{eff,nc}$	

Fonte: EN 1993-1-8: 2005, p.79.

Figura 43 - Valores de α para mesas de pilares reforçadas e placa de extremidade.



Fonte: EN 1993-1-8: 2005, p.81.

No modo 2 as forças de alavanca proporcionam a ruptura dos parafusos antes do escoamento total das mesas. Para este modo ocorrem duas rótulas plásticas, próximas à alma do pilar. A resistência para esse modo é dada por:

$$F_{T,2,Rd} = \frac{2M_{pl,2,Rd} + n\sum F_{t,Rd}}{m+n} \quad (3.40)$$

$M_{pl,2,Rd}$ é o momento plástico da mesa do pilar e dado por:

$$M_{pl,2,Rd} = 0{,}25 \times \frac{\sum l_{eff,2} {t_f}^2 f_y}{\gamma_{M0}} \quad (3.41)$$

Onde o parâmetro *n* define a distância entre a linha de parafusos e a linha de contato entre a mesa e o apoio, no caso de se desenvolverem as forças de alavanca. Assim, o valor do parâmetro *n* dependerá, não somente das dimensões da mesa, como também das dimensões do outro elemento ligado à ela, podendo apresentar um valor menor, conforme mostra a Figura 40. O parâmetro *n* deve ser o menor valor entre e_{min} e 1,25 m.

$F_{t,Rd}$ é a resistência individual a tração do parafuso, dada por:

$$F_{T,Rd} = \frac{0{,}9 A_s f_{ub}}{\gamma_{M2}} \tag{3.42}$$

Onde A_s é a área da seção transversal do parafuso, na parte rosqueada, f_{ub} a tensão de ruptura do parafuso e o fator de segurança γ_{M2} igual a 1,25.

O modo 3 ocorre devido a grande espessura da mesa do pilar, ocasionando a ruptura dos parafusos anteriormente ao escoamento destas, sem desenvolver rótulas plásticas. A resistência para esse modo é dada por:

$$F_{T,3,Rd} = \sum F_{t,Rd} \tag{3.43}$$

A força resistente da peça *T-Stub* pode ser definida pelo menor valor dentre os obtidos a partir da aplicação das equações (3.38), (3.40) e (3.43).
O cálculo do comprimento efetivo faz referência aos diferentes modos de ruptura possíveis da peça *T-Stub.* Para o modo de ruptura 1, o comprimento efetivo é dado pelo valor mínimo entre o calculado para formas circulares e não circulares. Para o modo de ruptura 2, apenas a forma não circular deverá ser adotada.

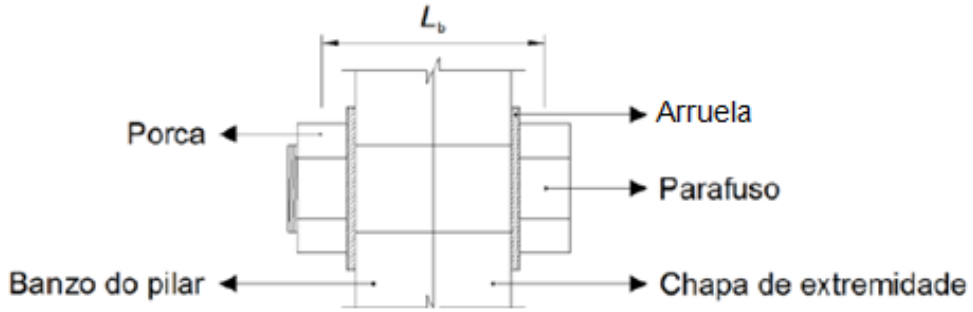
As equações (3.38), (3.40) e (3.43) consideram implicitamente, a possibilidade de ocorrência do efeito alavanca. Entretanto, eventualmente, um mecanismo de falha por plastificação da mesa da peça *T-Stub* equivalente poderá ocorrer mesmo na ausência do efeito alavanca. Conforme estabelecido pela EN 1993-1-8: 2005, as forças de alavanca não se desenvolverão, se:

$$L_b \geq \frac{8{,}8 m^3 A_s n_b}{\sum l_{eff,1} t_f^3} \tag{3.44}$$

Onde n_b é o número de linhas de parafusos, com dois parafusos em cada linha, A_s é a área da seção transversal do parafuso, $l_{eff,1}$ é o comprimento efetivo correspondente ao modo de falha 1, t e m são parâmetros geométricos da seção T e L_b o comprimento de aperto do parafuso sujeito ao alongamento, dado pela soma das espessuras das chapas

ligadas acrescido da espessura das arruelas e à metade da soma da altura da cabeça com altura da porca, conforme Figura 44.

Figura 44 - Dados geométricos - L_b .



Fonte: Adaptado de VIEITO, 2015, p.22.

Caso não se desenvolva força de alavanca, a força resistente da peça *T* é determinada pelo menor valor dentre os obtidos pela equação (3.43) e (3.45), a seguir:

$$F_{T,1-2,Rd} = \frac{2M_{pl,1,Rd}}{m} \tag{3.45}$$

- Rigidez

O coeficiente de rigidez da mesa do pilar à flexão pode ser obtido por meio do perfil *T* equivalente:

$$k_4 = \frac{0{,}9 l_{eff} {t_{fc}}^3}{m^3} \tag{3.46}$$

Onde l_{eff} é o menor dos comprimentos associados, isoladamente ou parte de um grupo de parafusos, t_{fc} a espessura da mesa e *m* a distância da linha de parafuso às imediações da alma do perfil *T*.

3.1.6.4 Alma do pilar à tração

- Resistência

As tensões de tração na alma do pilar desenvolvem-se na zona compreendida pelas linhas de parafusos que se encontram submetidas à tração. Para pilares reforçados transversalmente ou não, a formulação da resistência é dada por:

$$F_{t,wc,Rd} = \frac{\omega b_{eff,t,wc} t_{wc} f_{y,wc}}{\gamma_{M0}} \tag{3.47}$$

Onde $b_{eff,t,wc}$ é a mesma largura adotada para representar o comportamento da mesa do pilar a flexão, conforme item 3.1.6.3. A largura efetiva é igual ao menor comprimento efetivo do *T-Stub* equivalente que representa a mesa do pilar, considerando que as linhas de parafusos podem atuar isoladamente ou em grupo. Os demais parâmetros da equação são semelhantes aos citados no item 3.1.6.2 deste trabalho.

Para esse componente, mesmo o pilar sendo enrijecido transversalmente, não se considera o reforço, pois esse não se encontra em toda área de tração.

- Rigidez

O coeficiente de rigidez para alma do pilar à tração para ligações parafusadas é dado por:

$$k_3 = \frac{0{,}7 b_{eff,t,wc} t_{wc}}{d_c} \tag{3.48}$$

Para os casos em que a ligação for soldada e enrijecida transversalmente, a rigidez da alma do pilar a tração é dada por:

$$k_3 = \infty \tag{3.49}$$

3.1.6.5 Chapa de extremidade à flexão

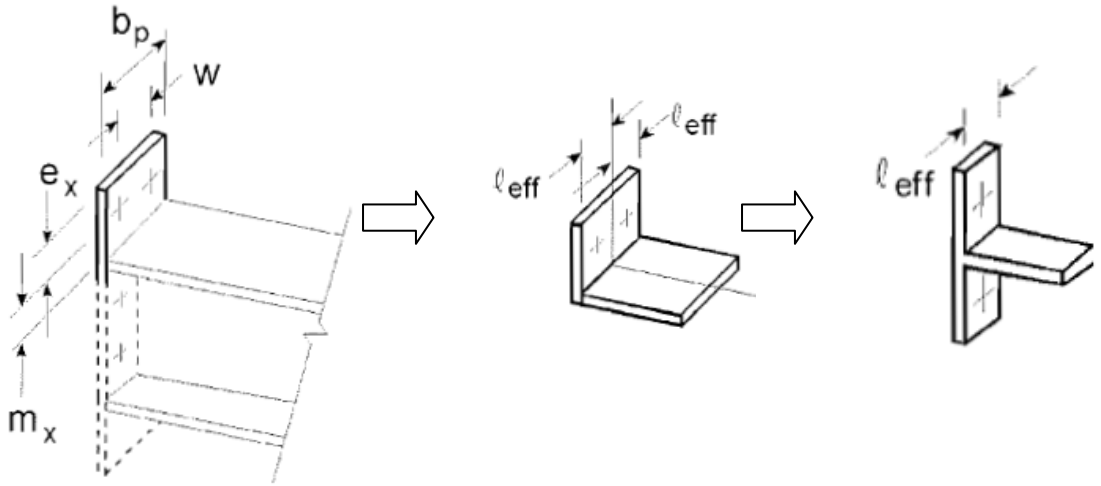
- Resistência

O cálculo da resistência da chapa de extremidade à flexão $F_{t,ep,Rd}$ também é definida a partir do modelo *T-Stub*, semelhante ao item 3.1.6.3, alterando apenas as definições geométricas.

Os comprimentos equivalentes l_{eff} são calculados a partir do Quadro 10 e os valores de α e m devem ser retirados da Figura 43.

A parte superior da placa de extremidade e a parte entre as mesas da viga são modeladas como dois *T-Stub* distintos, além disso, na parte saliente da placa de extremidade deve-se utilizar e_x e m_x em vez do e e do m, conforme ilustra Figura 45.

Figura 45 - Modelo *T-Stub.*



Fonte: EN 1993-1-8: 2005, p.80.

A resistência da chapa em flexão é definida como o menor valor obtido dentre os resultados de $F_{T,1,Rd}$, $F_{T,2,Rd}$ e $F_{T,3,Rd.}$

Quadro 10 – Comprimento efetivo de uma placa de extremidade.

Locação da linha de parafusos	Linha de parafusos considerada isoladamente		Linha de parafusos considerada como parte de um grupo de linhas	
	Padrão circular: $l_{eff,cp}$	Não circular: $l_{eff,nc}$	Padrão circular: $l_{eff,cp}$	Não circular: $l_{eff,nc}$
Linha de parafusos na parte saliente da mesa tracionada da viga	O menor dos valores: $2\pi m_x$ $\pi m_x + w$ $\pi m_x + 2e$	O menor dos valores: $4\,m_x + 1{,}25\,e_x$ $e + 2\,m_x + 0{,}625\,e_x$ $0{,}5\,b_p$ $0{,}5w + 2m_x + 0{,}625\,e_x$	-	-
Primeira linha de parafusos sob a mesa tracionada da viga	$2\pi m$	αm	$\pi m + p$	$0{,}5p + \alpha m - (2m + 0{,}625e)$
Outra linha de parafusos interior	$2\pi m$	$4m + 1{,}25e$	$2p$	p
Outra linha de parafusos de extremidade	$2\pi m$	$4m + 1{,}25e$	$\pi m + p$	$2m + 0{,}625e + 0{,}5p$
Modo 1	$l_{eff,1} = l_{eff,nc}$ mas $l_{eff,1} \leq l_{eff,cp}$		$\sum l_{eff,1} = \sum l_{eff,nc}$ mas $\sum l_{eff,1} \leq \sum l_{eff,cp}$	
Modo 2	$l_{eff,2} = l_{eff,nc}$		$\sum l_{eff,2} = \sum l_{eff,nc}$	

Fonte: EN 1993-1-8: 2005, p.80.

- Rigidez

O coeficiente de rigidez da placa de extremidade à flexão, representado pelo modelo *T-Stub* equivalente, pode ser representado por:

$$k_5 = \frac{0{,}9 l_{eff} {t_p}^3}{m^3} \tag{3.50}$$

Onde l_{eff} é representado pelo menor dos comprimentos efetivos dos componentes, isolados ou combinados, t_p é a espessura da placa de extremidade e *m* a distância da linha de parafuso às imediações da alma do perfil *T-Stub*.

3.1.6.6 Alma e mesa da viga à compressão

- Resistência

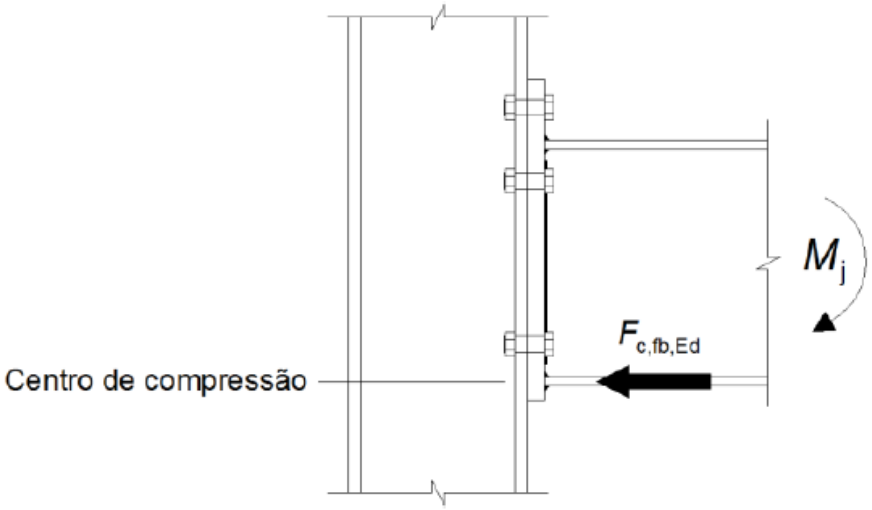
As tensões de compressão que ocorrem na alma e mesa inferior da viga (Figura 46) são provenientes do momento fletor negativo. Esse componente atua como um limite de resistência da ligação viga-pilar, fazendo com que esta não seja superior à solicitação de cálculo.

Admitindo-se que o centro de compressão passa pela espessura média da mesa inferior da viga, a resistência à compressão da mesa e alma da viga é dada por:

$$F_{c,fb,Rd} = \frac{M_{c,Rd}}{(h - t_{fb})} \tag{3.51}$$

Onde $M_{c,Rd}$ é o momento resistente da seção transversal da viga, que deve ser reduzido, se necessário, para considerar a influência da força cortante, *h* é a altura da viga e t_{fb} a espessura da mesa.

Figura 46 - Mesa e alma da viga à compressão.



Fonte: VIEITO, 2015, p.30.

◦ Rigidez

O componente que representa a alma e a mesa da viga à compressão possui elevada rigidez, a EN 1993-1-8: 2005, para fins práticos considera-se como infinito, tornando indispensável no cálculo da rigidez rotacional S_j.

$$k_7 = \infty \tag{3.52}$$

3.1.6.7 Alma da viga à tração

◦ Resistência

O valor da resistência à tração da alma da viga pode ser obtido por:

$$F_{t,wb,Rd} = \frac{b_{eff,t,wb} t_{wb} f_{y,wb}}{\gamma_{M0}} \tag{3.53}$$

Onde b_{eff} é a largura efetiva da alma tracionada da viga, que pode ser obtida igualmente ao comprimento efetivo da peça *T* equivalente que representa a chapa de extremidade a flexão, conforme citado no item 3.1.6.5. Os parâmetros t_{wb} e f_y são, respectivamente, a espessura da alma e a resistência ao escoamento da viga e o coeficiente de segurança γ_{M0} é 1,0 para esta ligação.

◦ Rigidez

O componente que representa a rigidez da alma da viga à tração possui elevada rigidez, a EN 1993-1-8: 2005, para fins práticos considera-se como infinito, tornando dispensável no cálculo da rigidez rotacional S_j.

$$k_8 = \infty \tag{3.54}$$

3.1.6.8 Parafuso à tração

- Resistência

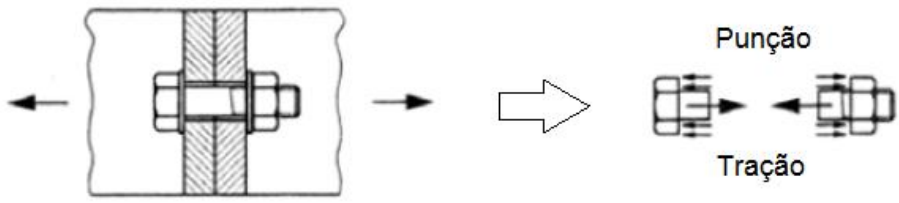
A resistência à tração dos parafusos é verificada implicitamente no modelo *T-Stub* equivalente, itens 3.1.6.3 e 3.1.6.5 deste trabalho. A força de tração solicitante em cada parafuso, não deve exceder a força resistente de tração $F_{t,Rd}$, determinada pela equação (3.42).

Devido à força de tração no parafuso (Figura 47), a punção na chapa de extremidade precisa ser verificada e não superar em:

$$F_{t,Rd} \leq \frac{0{,}6\pi d_w t f_u}{\gamma_{M2}} \tag{3.55}$$

Onde t e f_u são, respectivamente, a espessura e a resistência à ruptura da chapa, d_w o diâmetro da arruela ou dos círculos circunscritos na porca/cabeça do parafuso e o fator de segurança γ_{M2} igual a 1,25.

Figura 47 - Punção na chapa de extremidade.



Fonte: Adaptado de VIEITO, 2015, p.31.

- Rigidez

A rigidez da linha de parafusos à tração pode ser obtida por:

$$k_{10} = \frac{1{,}6A_s}{L_b} \tag{3.56}$$

Onde L_b é o comprimento dos parafusos sujeito a alongamento, considerado igual a espessura das chapas e arruelas, adicionando metade da soma da altura da cabeça do parafuso e porca.

3.2 Determinação dos parâmetros da ligação pela ABNT NBR 8800: 2008

A seguir, é descrito os procedimentos para determinação do momento resistente da ligação com chapa de extremidade estendida com enrijecedores transversais e conectada por parafusos, utilizando os critérios da norma brasileira, complementada, quando necessário, por normas e recomendações, nacionais e/ou internacionais. A rigidez inicial da ligação é determinada conforme os procedimentos da norma europeia apresentada anteriormente. Os coeficientes de ponderação da resistência do aço estrutural são apresentados no Quadro 11.

Quadro 11 – Coeficiente de ponderação da resistência do aço.

Coeficiente	Valor	Aplicação
γ_{a1}	1,10	Escoamento,flambagem e instabilidade
γ_{a2}	1,35	Ruptura

Fonte: Adaptada de ABNT NBR 8800: 2008, p.23.

3.2.1 Disposições construtivas

Neste item, são apresentadas as disposições construtivas das ligações: as espessuras mínimas de solda, as distâncias mínimas e máximas entre parafusos e a distância até a borda do elemento ligado.

3.2.1.1 Tamanho da perna de solda de filete

O tamanho mínimo da perna de solda de filete é dado pelo Quadro 12, em função da chapa menos espessa conectada.

Quadro 12 – Solda de filete.

Menor espessura do metal-base na junta (mm)	Tamanho mínimo da perna da solda de filete, d_w (mm)
$t \leqq 6{,}35$	3
$6{,}35 < t \leqq 12{,}5$	5
$12{,}5 < t \leqq 19$	6
$t > 19$	8

Fonte: ABNT NBR 8800: 2008, p.74.

3.2.1.2 Espaçamento mínimo entre furos

A distância mínima entre o centro dos furos de parafusos não pode ser inferior a 2,7 d_b, sendo d_b o diâmetro do parafuso. Além disso, em caso de linhas de parafusos consecutivas, a distância entre furos não pode ser inferior a d_b.

3.2.1.3 Espaçamento máximo entre furos

O espaçamento máximo entre parafusos que ligam chapas entre si ou a perfis devem atender as condições:

- em elementos pintados ou não sujeitos à corrosão, o espaçamento não pode exceder 24 vezes a espessura da parte ligada menos espessa, nem 300 mm;
- em elementos sujeitos à corrosão atmosférica, executados com aços resistentes à corrosão, não pintados, o espaçamento não pode exceder 14 vezes a espessura da parte ligada menos espessa, nem 180 mm.

3.2.1.4 Distância mínima de um furo às bordas

A distância do centro do furo à borda não pode ser menor que o indicado no Quadro 13, onde d_b o diâmetro do parafuso.

Quadro 13 – Distância mínima furo à borda.

Diâmetro d_b (mm)	Borda laminada ou cortada a maçarico (mm)
12,7	19
16	22
19	26
20	27
22	29
24	31

Fonte: Adaptado de ABNT NBR 8800: 2008, p.85.

3.2.1.5 Distância máxima de um furo às bordas

A distância máxima do centro do furo à borda deve ser menor que 12 vezes a espessura da parte ligada ou 150 mm.

3.2.1.6 Enrijecedor transversal

Os enrijecedores transversais do pilar devem atender as seguintes exigências:

- a largura de cada enrijecedor somada à metade da espessura da alma do pilar não pode ser menor que um terço da largura da mesa ou da chapa de ligação que recebe a força localizada.

- a espessura do enrijecedor não pode ser menor que a metade da espessura da mesa da barra ou da chapa de ligação que recebe a força localizada, nem menor que sua largura dividida por 15.

3.2.2 Alma do pilar ao cisalhamento

A força cortante resistente de cálculo de seções *I, H e U* fletidas em relação ao eixo perpendicular à alma (eixo de maior momento inércia) é dada por:

$$\lambda \leq \lambda_p \rightarrow V_{Rd} = \frac{V_{pl}}{\gamma_{a1}} \tag{3.57}$$

$$\lambda < \lambda_p \leq \lambda_r \rightarrow V_{Rd} = \frac{\lambda_p}{\lambda} \frac{V_{pl}}{\gamma_{a1}} \tag{3.58}$$

$$\lambda > \lambda_r \rightarrow V_{Rd} = 1{,}24 \left(\frac{\lambda_p}{\lambda}\right)^2 \frac{V_{pl}}{\gamma_{a1}} \tag{3.59}$$

Onde:

$$\lambda = \frac{h}{t_w} \tag{3.60}$$

$$\lambda_p = 1{,}10\sqrt{\frac{k_v E}{f_y}} \tag{3.61}$$

$$\lambda_r = 1{,}37\sqrt{\frac{k_v E}{f_y}} \tag{3.62}$$

$$k_v = \begin{cases} 5{,}0 \text{ para almas sem enrijecedores transversais, para } \dfrac{\mathrm{a}}{\mathrm{h}} > 3 \; ou \; \dfrac{\mathrm{a}}{\mathrm{h}} > \left[\dfrac{260}{\left(\frac{\mathrm{h}}{\mathrm{t_w}}\right)^2}\right] \\ 5 + \dfrac{5}{\left(\frac{\mathrm{a}}{\mathrm{h}}\right)^2} \text{ , para todos os outros casos} \end{cases} \tag{3.63}$$

V_{pl} é a força cortante correspondente à plastificação da alma por cisalhamento, *a* é a distância entre as linhas de centro de dois enrijecedores transversais adjacentes, *h* a altura da alma, tomada igual à distância entre as faces internas das mesas nos perfis soldados e igual a esse valor menos os dois raios de concordância entre mesa e alma nos perfis laminados e t_w a espessura da alma.

A força cortante correspondente à plastificação da alma por cisalhamento, V_{pl}, é dada por:

$$V_{pl} = 0{,}60 A_w f_y \tag{3.64}$$

$$A_w = d t_w \tag{3.65}$$

Onde A_w é a área efetiva de cisalhamento, f_y o limite de escoamento do aço, *d* a altura total da seção transversal e t_w é a espessura da alma.

A força resistente ao cisalhamento da alma do pilar devido às forças transmitidas pela mesa da viga é dada por:

$$F_{Sd} \leq 0{,}4 N_{pl} \rightarrow F_{Rd} = V_{Rd} \tag{3.66}$$

$$F_{Sd} > 0{,}4 N_{pl} \rightarrow F_{Rd} = V_{Rd}\left(1{,}4 - \frac{F_{Sd}}{N_{pl}}\right) \tag{3.67}$$

Onde V_{Rd} é a força cortante resistente de cálculo do painel e N_{pl} a força axial de compressão correspondente ao escoamento da seção transversal do pilar.

3.2.3 Flexão local da mesa do pilar (tração na alma)

A mesa de uma viga, solicitada por uma força localizada que produza tração na alma do pilar, deve ser verificada quanto ao estado-limite último de flexão local. Essa verificação não precisa ser feita, caso o comprimento de atuação da força, perpendicular ao comprimento do pilar, seja inferior a 0,15 b_f, onde b_f é a largura da mesa do pilar. A resistência à tração da alma do pilar é dada por:

$$F_{Rd} = \frac{6{,}25 t_f^2 f_y}{\gamma_{a1}} \tag{3.68}$$

Onde t_f é a espessura da mesa do pilar, f_y o limite de escoamento do aço e γ_{a1} o coeficiente de ponderação da resistência do aço ao escoamento.

Quando a força atua a uma distância da extremidade do pilar menor que 10 vezes a espessura da mesa do pilar, a força resistente deve ser reduzida à metade.

3.2.4 Escoamento local da alma do pilar à tração/compressão

A alma do pilar, solicitada por tração ou compressão provocada por uma força localizada que atue na mesa, deve ser verificada ao estado-limite último de escoamento local:

- quando a força está a uma distância da extremidade da barra maior que a altura da seção transversal, a força resistente é dada por:

$$F_{Rd} = \frac{1{,}10(5k + l_n) f_y t_w}{\gamma_{a1}} \tag{3.69}$$

- quando a força está a uma distância da extremidade da barra inferior ou igual à altura da seção transversal, a força resistente é dada por:

$$F_{Rd} = \frac{1{,}10(2{,}5k + l_n) f_y t_w}{\gamma_{a1}} \tag{3.70}$$

Onde l_n é o comprimento de atuação da força na direção longitudinal, k a espessura da mesa da viga carregada mais o lado do filete de solda paralelo à alma, no caso de perfis soldados, ou a espessura da mesa mais o raio de concordância com a alma, no caso de perfis laminados, t_w a espessura da alma do pilar, f_y o limite de escoamento do aço e γ_{a1} o coeficiente de ponderação da resistência do aço ao escoamento.

3.2.5 Enrugamento da alma do pilar à compressão

A alma do pilar, solicitada por compressão provocada por uma força localizada que atue na mesa, deve ser verificada para o estado-limite último de enrugamento.

- quando a força de compressão está a uma distância da extremidade do pilar maior ou igual à metade da altura da seção transversal, a força resistente é dada por:

$$F_{Rd} = \frac{0{,}66 t_w^2}{\gamma_{a1}} \left[1 + 3\left(\frac{l_n}{d}\right)\left(\frac{t_w}{t_f}\right)^{1{,}5}\right]\sqrt{\frac{E f_y t_f}{t_w}} \tag{3.71}$$

- quando a força de compressão está a uma distância da extremidade do pilar menor que a metade da altura da seção transversal, a força resistente é dada por:

$$\frac{l_n}{d} \leq 0{,}2 \rightarrow F_{Rd} = \frac{0{,}33 t_w^2}{\gamma_{a1}} \left[1 + 3\left(\frac{l_n}{d}\right)\left(\frac{t_w}{t_f}\right)^{1{,}5}\right]\sqrt{\frac{E f_y t_f}{t_w}} \tag{3.72}$$

$$\frac{l_n}{d} > 0{,}2 \rightarrow F_{Rd} = \frac{0{,}33 t_w^2}{\gamma_{a1}} \left[1 + \left(\frac{4 l_n}{d} - 0{,}2\right)\left(\frac{t_w}{t_f}\right)^{1{,}5}\right]\sqrt{\frac{E f_y t_f}{t_w}} \tag{3.73}$$

Onde l_n é o comprimento de atuação da força na direção longitudinal da viga, d a altura da seção transversal da barra, t_w a espessura da alma do pilar, t_f a espessura da mesa carregada, f_y o limite de escoamento do aço, E o módulo de elasticidade do aço e γ_{a1} o coeficiente de ponderação da resistência do aço ao escoamento.

Quando a força resistente for maior que a solicitante, não haverá necessidade de enrijecedores transversais na alma do pilar.

3.2.6 Flambagem da alma do pilar à compressão

A alma do pilar solicitada por compressão provocada por um par de forças localizadas de sentidos opostos, atuando em ambas as mesas da mesma seção transversal, deve ser verificada para o estado-limite último de flambagem por compressão.

A força resistente de cálculo da alma do pilar à compressão é dada por:

$$F_{Rd} = \frac{24 t_w^3 \sqrt{E f_y}}{\gamma_{a1} \times h} \tag{3.74}$$

Onde t_w é a espessura da alma do pilar, E o módulo de elasticidade do aço, f_y o limite de escoamento do aço e γ_{a1} o coeficiente de ponderação da resistência do aço ao escoamento e h a altura do perfil.

Quando o par de forças concentradas se encontra a uma distância da extremidade da viga menor que metade da altura da seção transversal, a força resistente F_{Rd} deve ser reduzida à metade.

3.2.7 Flambagem lateral da alma (compressão local da mesa)

A alma do pilar solicitada por compressão provocada por uma força localizada que atue na mesa comprimida, deve ser verificada para o estado limite último de flambagem lateral, caso o deslocamento lateral relativo entre a mesa comprimida carregada e a mesa tracionada não esteja impedido no ponto de aplicação da força.

- se a rotação da mesa carregada for impedida, para $(h/t_w)/(l/b_f) \leq 2{,}30$, F_{Rd} é dada por:

$$F_{Rd} = \frac{C_r t_w^3 t_f}{\gamma_{a1} h^2} \left[0{,}94 + 037 \left(\frac{\frac{h}{t_w}}{\frac{l}{b_f}} \right)^3 \right] \tag{3.75}$$

- se a rotação da mesa carregada não for impedida, para $(h/t_w)/(l/b_f) \leq 1{,}70$, F_{Rd} é dada por:

$$F_{Rd} = \frac{C_r t_w^3 t_f}{\gamma_{a1} h^2} \left[0{,}37 \left(\frac{\frac{h}{t_w}}{\frac{l}{b_f}} \right)^3 \right] \tag{3.76}$$

Onde C_r é igual a $32E$ quando $M_{Sd} < M_R$ e igual a $16E$ quando $M_{Sd} \geq M_R$ na seção da força. M_{Sd} é o momento fletor solicitante de cálculo e M_R é o momento fletor correspondente ao início do escoamento, l o maior comprimento destravado lateralmente, envolvendo a seção de atuação da força concentrada, considerando as duas mesas, t_w a espessura da alma do pilar, t_f a largura da mesa do pilar, h a distância entre as faces internas das mesas menos os raios de concordância no caso de perfis laminados, ou a distância entre as faces internas das mesas no caso de perfis soldados e γ_{a1} o coeficiente de ponderação da resistência do aço ao escoamento e h a altura do perfil.

Se $(h/t_w)/(l/b_f)$ superar 2,30 ou 1,70, respectivamente quando a rotação da mesa carregada for ou não impedida, o estado-limite último de flambagem lateral da alma não tem possibilidade de ocorrer.

3.2.8 Resistência dos enrijecedores transversais (tração na alma do pilar)

A força resistente dos enrijecedores transversais necessários para resistir a forças localizadas que produzam tração na alma é dada por:

- para escoamento da seção bruta:

$$F_{t,Rd} = \frac{A_g f_y}{\gamma_{a1}} \tag{3.77}$$

- para ruptura da seção líquida:

$$F_{t,Rd} = \frac{A_e f_u}{\gamma_{a2}} \tag{3.78}$$

Onde A_g é a área bruta da seção transversal, f_y a resistência ao escoamento do aço, γ_{a1} o coeficiente de ponderação da resistência do aço ao escoamento, A_e a área líquida efetiva da seção transversal, f_u a resistência à ruptura do aço e γ_{a2} o coeficiente de ponderação da resistência do aço à ruptura.

3.2.9 Resistência dos enrijecedores transversais (compressão na alma do pilar)

A força resistente dos enrijecedores transversais necessários para resistir a forças localizadas que produzam compressão na alma é dada por:

$$F_{c,Rd} = \frac{\chi Q A_g f_y}{\gamma_{a1}} \tag{3.79}$$

A seção transversal a ser considerada é formada pelos enrijecedores mais uma faixa de alma de largura igual a $12t_w$, se os enrijecedores forem de extremidade, e igual a $25t_w$, se estiverem em uma seção interna. O comprimento de flambagem deve ser tomado igual a $0{,}75h$.

O fator de redução associado à resistência à compressão, χ, é dado por:

$$\lambda_0 \leq 1{,}5 \rightarrow \chi = 0{,}658^{\lambda_0^2} \tag{3.80}$$

$$\lambda_0 > 1{,}5 \rightarrow \chi = \frac{0{,}877}{\lambda_0^2} \tag{3.81}$$

O índice de esbeltez reduzido, λ_0, é dado por:

$$\lambda_0 = \sqrt{\frac{Q A_g f_y}{N_e}} \tag{3.82}$$

Onde χ é o fator de redução associado à resistência à compressão, Q o fator de redução total associado à flambagem local, A_g é a área bruta da seção transversal, f_y a resistência ao escoamento do aço, γ_{a1} o coeficiente de ponderação da resistência do aço ao escoamento e N_e a força axial de flambagem elástica.

3.2.10 Chapas de extremidade à flexão

Considera-se que as tensões de cálculo na chapa de extremidade devidas a força cortante $V_{viga,Sd}$ sejam baixas o suficiente para não interagirem de forma significativa com os efeitos do momento fletor $M_{viga,Sd}$ e a força normal $N_{viga,Sd}$, logo:

$$\frac{V_{viga,Sd}}{2ht_p} \leq 0{,}2\frac{0{,}6f_y}{1{,}10} \tag{3.83}$$

$$\frac{V_{viga,Sd}}{n_L b_p t_p} \leq 0{,}2\frac{0{,}6f_y}{1{,}10} \tag{3.84}$$

Onde h é a distância de centro a centro das mesas superior e inferior da viga, t_p a espessura da chapa, n_L o número de linhas horizontais de parafusos e b_p a largura da chapa.

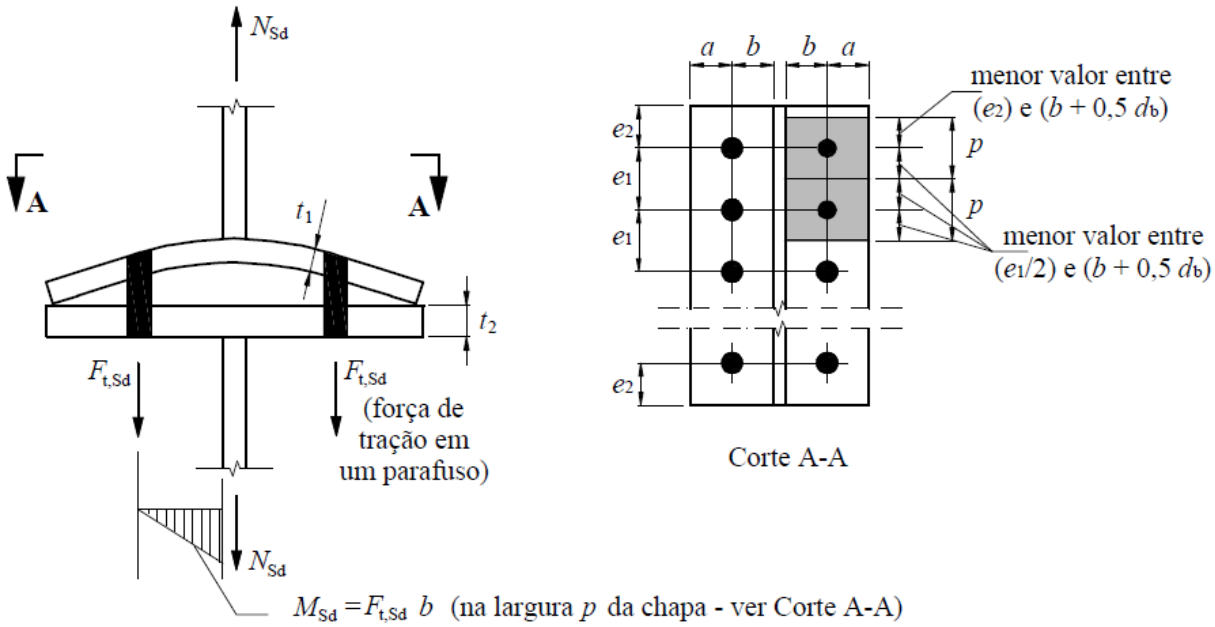
Considera-se também que a força normal solicitante na viga $N_{viga,Sd}$ seja menor ou igual a 5% da força normal resistente $N_{viga,pl,Rd}$.

O momento solicitante de cálculo na chapa M_{sd} pode ser calculado desprezando-se o efeito alavanca conforme mostra a Figura 48. Esse efeito também pode ser desprezado na força solicitante de cálculo do parafuso, $F_{t,Sd}$, quando os furos são normais e a distância “a” for igual ou superior a “b”. Na ausência de efeito alavanca, cada parafuso que liga a mesa superior da viga está sujeita a uma força igual a:

$$F_{t,Sd} = \frac{T_{Sd}}{n} \tag{3.85}$$

Onde n é o número de parafusos na região tracionada.

Figura 48 – Força de alavanca.



Fonte: ABNT NBR 8800: 2008, p.72.

A força solicitante é igual a:

$$T_{Sd} = \frac{M_{viga,Sd}}{h} + \frac{N_{viga,Sd}}{2} \tag{3.86}$$

$N_{viga,Sd}$ = 0, quando $N_{viga,Sd} \leq 0{,}05\ N_{viga,PL,Rd}$

O momento solicitante é dado por :

$$M_{Sd} = \left(\frac{T_{Sd}}{n}\right) b \tag{3.87}$$

O momento resistente de cálculo na chapa, M_{Rd}, pode ser tomado igual a M_{pl} / 1,10, usando-se a largura tributária “p” indicada na Figura 48, para o cálculo de M_{pl}:

$$M_{pl} = Z f_y = \frac{p t^2}{4} f_y \tag{3.88}$$

Onde f_y é o limite de escoamento do aço e t a espessura da chapa.

Sendo a largura tributária igual a:

- Parafuso de extremidade:

$$p = \left(< \begin{cases} e_2 \\ b + 0{,}5d_b \end{cases} \right) + \left(< \begin{cases} e_1/2 \\ b + 0{,}5d_b \end{cases} \right) \quad (3.89)$$

- Parafuso interno:

$$p = 2\left(< \begin{cases} e_1/2 \\ b + 0{,}5d_b \end{cases} \right) \quad (3.90)$$

Onde d_b é o diâmetro do parafuso, e_1 a distância entre centros de furos e e_2 a distância entre centro de furo à borda.

Nas ligações com parafusos com protensão inicial, a restrição das extremidades laterais da chapa de ligação provoca o aparecimento das forças *Q* nessas extremidades. Essas forças adicionais fazem as forças de tração atuantes nos parafusos se elevarem e os momentos fletores atuantes na chapa de ligação se modificarem, devido ao efeito alavanca.

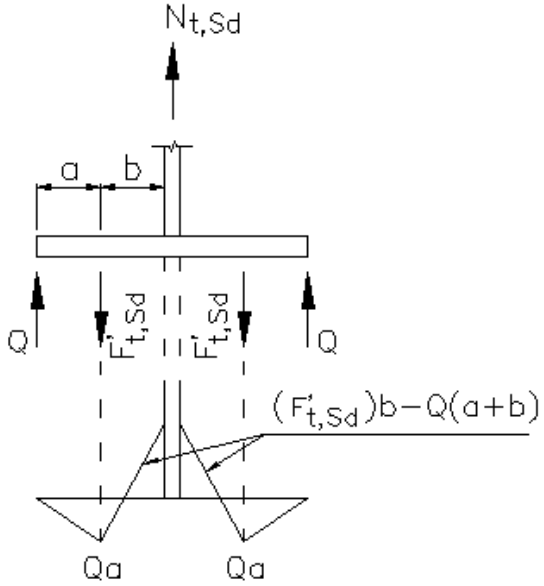
A determinação do efeito alavanca é complexa e depende de vários parâmetros, principalmente da espessura da chapa e da geometria. De forma conservadora, a ABNT NBR 8800: 2008 adota um procedimento simplificado, conforme Figura 48, onde o efeito alavanca pode ser adequadamente considerado, caso uma das possibilidades abaixo seja atendida:

- Para as espessuras das partes ligadas, t_1 e t_2, for empregado o momento resistente plástico, Zf_y, e a força de tração resistente de cálculo dos parafusos reduzidos em 33%.

- Para as espessuras das chapas ligadas, t_1 e t_2, for empregado o momento resistente elástico, Wf_y, e aforça de tração resistente de cálculo dos parafusos reduzidos em 25%.

De forma menos conservadora, o efeito alavanca *Q* pode ser considerado na determinação de momentos na chapa, considerando a situação limite conforme mostra a Figura 49.

Figura 49 – Efeito alavanca – situação limite.



Fonte: Adaptado de QUEIROZ & VILELA, 2012, p.31.

Neste caso, a força solicitante de cálculo no parafuso, $F_{t,Sd}$, é dada por:

$$F'_{t,Sd} = \frac{N_{Sd}}{n} + Q = F_{t,Sd} + Q \tag{3.91}$$

Onde $F_{t,Sd}$ é a força solicitante de cálculo no parafuso sem o efeito alavanca, e *n* o número total de parafusos.

Considerando iguais os momentos fletores positivo e negativo (situação extrema), conforme Figura 49, tem-se:

$$Q \cdot a = F'_{t,Sd} \cdot b - Q(a+b) \tag{3.92}$$

$$F'_{t,Sd} = \frac{Q(2a+b)}{b} \tag{3.93}$$

Igualando as equações (3.91) e (3.93), obtém-se:

$$F_{t,Sd} + Q = \frac{Q(2a+b)}{b} \rightarrow Q = 0{,}5F_{t,Sd}\left(\frac{b}{a}\right) \tag{3.94}$$

Finalmente, com a condição já imposta de "*a*" ser igual ou superior a "*b*", tem-se que:

$$Q_{máx} = \frac{F_{t,Sd}}{2} \tag{3.95}$$

Portanto, conclui-se que, o efeito alavanca varia de 0 a 50% do valor de $F_{t,Sd}$ calculada sem esse efeito.

Para avaliar situações intermediárias entre os dois extremos, bem como para obter uma espessura de chapa inferior à que seria necessária sem levar em conta o efeito alavanca, adota-se o seguinte procedimento, segundo Queiroz e Vilela (2012):

O momento fletor *Qa* deve ser igual ou inferior a δM_{Rd}, sendo δ a relação entre a resistência de cálculo na seção do furo e M_{Rd}.

$$\delta = \left(< \left\{ \left[\frac{(\mathrm{p} - \mathrm{d}')\frac{\mathrm{f_u}}{1{,}35}}{\mathrm{p}\frac{\mathrm{f_y}}{1{,}10}} \right] \right. \right. \quad \begin{matrix} 1{,}0 \end{matrix} \tag{3.96}$$

Onde *d'* = *db* + 1/8" e *p* a largura tributária, *db* o diâmetro do parafuso, f_y o limite de escoamento do aço e f_u o limite de ruptura do aço.

Fazendo-se o momento fletor junto à alma do "*T-stub*" igual a $M_{Rd,}$ obtém-se:

$$F_{t,Sd}b - Q \cdot a = M_{Rd} \tag{3.97}$$

$$\alpha = \frac{(F_{t,Sd} \cdot b - M_{Rd})}{\delta M_{Rd}} \tag{3.98}$$

A força de tração de cálculo no parafuso é dada por:

$$F_{t,Sd} + Q \tag{3.99}$$

$$Q = \frac{(F_{t,Sd} \cdot b - M_{Rd})}{a} \tag{3.100}$$

Caso Q<0, fazer Q=0.

A utilização de enrijecedores no pilar no nível da mesa tracionada da viga reduz os esforços solicitantes locais na mesa do pilar, ficando a favor da segurança os procedimentos descritos.

3.2.11 Alma e mesa da viga à compressão

A resistência dos elementos alma e mesa da viga sob o esforço de compressão é dada pela mesma formulação do item 3.2.9.

$$F_{c,Rd} = \frac{\chi Q A_g f_y}{\gamma_{a1}} \tag{3.101}$$

3.2.12 Alma e mesa da viga à tração

A força resistente da alma da viga necessários para resistir à força de tração é dada por:

- para escoamento da seção bruta:

$$F_{t,Rd} = \frac{A_g f_y}{\gamma_{a1}} \tag{3.102}$$

- para ruptura da seção líquida:

$$F_{t,Rd} = \frac{A_e f_u}{\gamma_{a2}} \tag{3.103}$$

3.2.13 Resistência dos parafusos à tração

A força resistente de um parafuso solicitado à tração é dada por:

$$F_{t,Rd} = \frac{A_{be} f_{ub}}{\gamma_{a2}} \tag{3.104}$$

Onde A_{be} é a área efetiva, f_{ub} é resistência à ruptura do parafuso e γ_{a2} o coeficiente de ponderação da resistência do aço à ruptura, igual a 1,35.

$$A_{be} = 0{,}75 A_b \tag{3.105}$$

Onde A_b é a área bruta do parafuso.

4 APLICAÇÕES, ANÁLISE DE DADOS E DISCUSSÃO DE RESULTADOS

4.1 Análise comparativa das curvas momento-rotação da ligação com chapa de extremidade

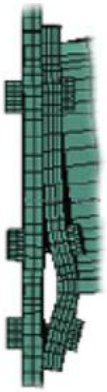
Esta seção tem como objetivo comparar as curvas momento x rotação relativa da ligação com chapa de extremidade de 19 mm de espessura obtidas pelos modelos experimental e numérico, com as curvas obtidas pelo modelo mecânico da norma EN 1993-1-8: 2005 e segundo os critérios da norma ABNT NBR 8800: 2008.

4.1.1 Ligação viga-pilar analisada – chapa extremidade 19mm

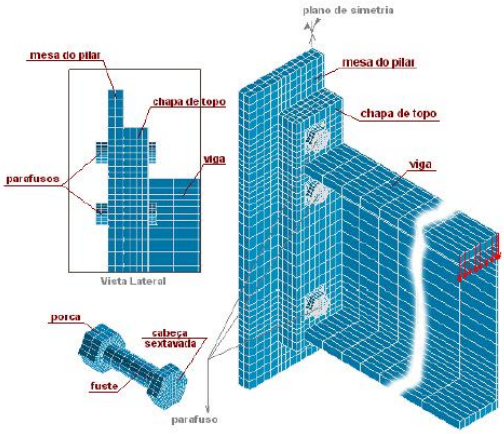
A ligação viga-pilar com chapa de extremidade estendida analisada foi retirada do trabalho de Maggi (2000). O autor mencionado simulou numericamente o modelo denominado CT1B-6, que havia sido experimentado em laboratório por Ribeiro (1998), conforme ilustram a Figura 50. Ambos os autores desenvolveram a curva momento x rotação relativa para representar o comportamento da ligação.

Figura 50 – Modelo experimental e numérico –CT1B-6.

Fonte: RIBEIRO, 1998, p. 365.



Fonte: MAGGI, 2000, p. 153.

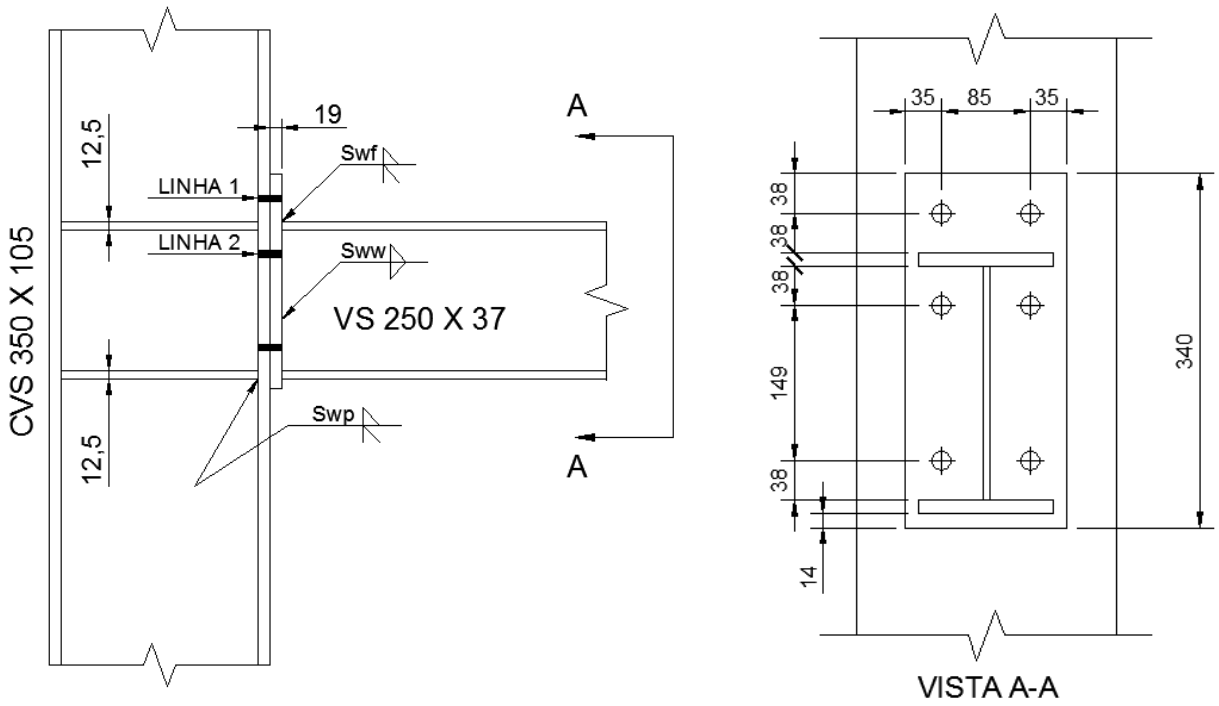


Fonte: MAGGI, 2000, p. 110

4.1.2 Características da ligação

A ligação parafusada com chapa de extremidade estendida é enrijecida transversalmente na mesa superior e inferior da viga, conforme mostra a Figura 51. Os perfis soldados utilizados para o pilar e a viga possuem limite de escoamento do aço igual a 25kN/cm² e são CVS 350 x 105,0 e VS 250 x 37,0, respectivamente. Os parafusos empregados na ligação são de aço ASTM-A325 com diâmetro de 19 mm. A chapa de extremidade possui espessura de 19 mm e f_y de 27,6 kN/cm². As linhas de parafusos tracionadas foram denominadas de linha 1, acima da mesa da viga, e de linha 2, abaixo da mesa da viga. Características mais específicas da ligação são apresentadas no Apêndice A.1.

Figura 51 - Características geométricas da ligação (mm) – chapa 19mm.



Fonte: Elaborado pelo autor, 2017.

4.1.3 Resultados da ligação via método dos componentes - EN 1993-1-8: 2005

Os resultados da força resistente e da rigidez translacional dos componentes ativos da ligação obtidos pelo método dos componentes são apresentados na Tabela 1. A Tabela 2 e Tabela 3 apresentam os parâmetros para a construção da curva M-θr, para o comportamento elástico e elastoplástico da ligação, respectivamente. O cálculo detalhado é apresentado no Apêndice A. Os valores apresentados entre parênteses são os

resultados obtidos sem considerar a influência dos coeficientes de segurança γ_{Mo}, γ_{M1} e γ_{M2}.

A chapa de extremidade à flexão é o componente que limita a resistência da ligação, com modo de falha 2, conforme o cálculo apresentado no Apêndice A.

Tabela 1 – Resultados da ligação – chapa 19mm (EN 1993-1-8: 2005).

Item	Componentes ativos	Força resistente (kN)	Rigidez (cm)
1	Alma do pilar ao cisalhamento	549,44 (549,44)	∞
2	Alma do pilar à compressão	1.004,77 (1.004,77)	∞
3	Alma do pilar à tração – linha 1	439,34 (439,34)	0,48
3	Alma do pilar à tração – linha 2	525,67 (525,67)	0,58
4	Mesa do pilar à flexão – linha 1	236,94 (236,94)	3,27
4	Mesa do pilar à flexão – linha 2	253,04 (283,50)	3,91
5	Chapa de extremidade à flexão – linha 1	187,17 (220,56)	1,22
5	Chapa de extremidade à flexão – linha 2	253,04 (302,53)	2,86
7	Alma e mesa da viga à compressão	490,18 (490,18)	∞
8	Alma da viga à tração	323,35 (323,35)	∞
10	Parafuso à tração	126,52 (158,15)	0,90

Fonte: Elaborado pelo autor, 2017.

Tabela 2 – Dados da curva Mxθ_r – ch.19mm-análise elástica (EN 1993-1-8: 2005).

Momento Fletor (kNxcm)	Rigidez Rotacional (kNxcm/rad)	Rotação (rad)
$M_{j,Rd}$ = 10.165,71 (11.427,14)	$S_{j,ini}/\eta$ = 2.971.712,80 (2.971.712,80)	θ = 0,0034 (0,0038)

Fonte: Elaborado pelo autor, 2017.

Tabela 3 – Dados da curva Mxθ_r – ch.19mm-análise elastoplástica (EN 1993-1-8: 2005).

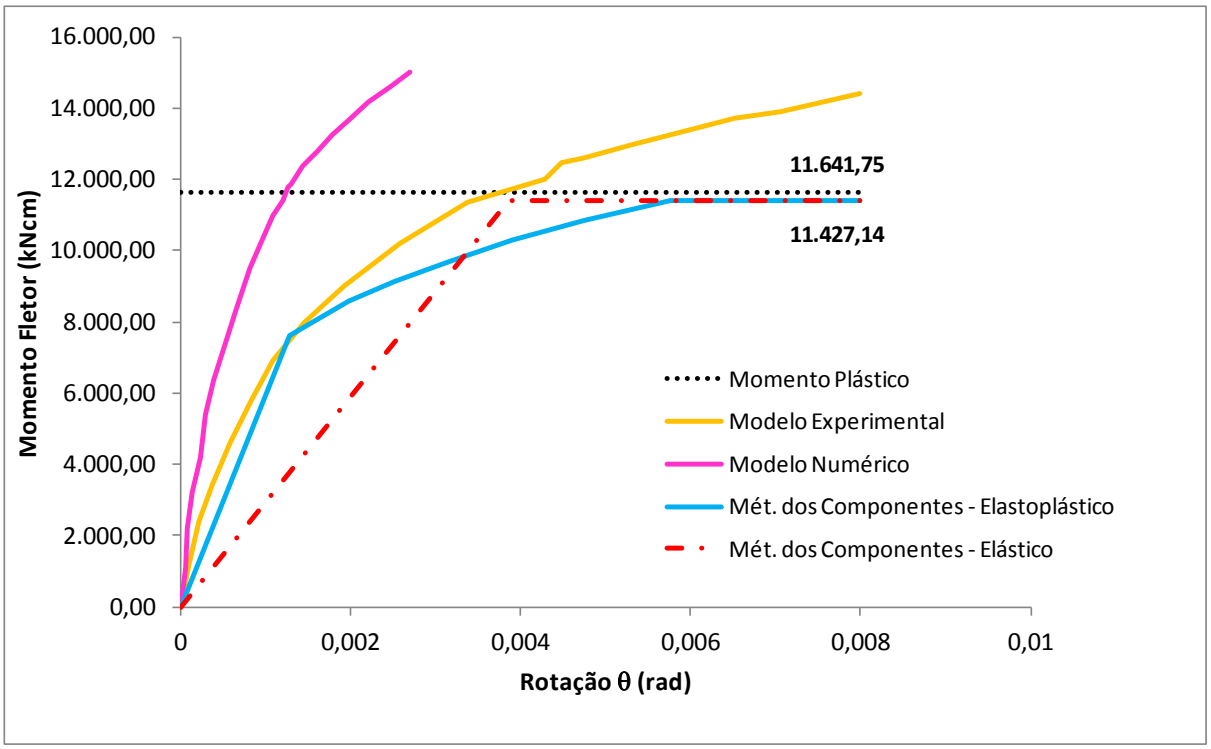
Momento Fletor (kNxcm)	Rigidez Rotacional (kNxcm/rad)	Rotação (rad)
2/3 $M_{j,Rd}$ = 6.777,14 (7.618,09)	$S_{j,ini}$ = 5.943.425,60 (5.943.425,60)	θ = 0,0011 (0,0013)
$M_{j,Rd}$ = 10.165,71 (11.427,14)	S_j, = 1.988.765,47 (1.988.765,4)	θ = 0,0051 (0,0057)

Fonte: Elaborado pelo autor, 2017.

A Figura 52 mostra as curvas momento x rotação com parâmetros determinados pelo método dos componentes e as curvas obtidas experimentalmente por Ribeiro (1998) e por

meio de modelagem numérica de Maggi (2000). Não foram considerados os coeficientes de segurança no cálculo dos parâmetros dos componentes ativos da ligação para obtenção da curva da ligação pelo método dos componentes, visando à comparação com as demais curvas.

Figura 52 – Curva momento x rotação relativa – chapa 19mm (EN 1993-1-8: 2005).



Fonte: Adaptado de MAGGI, 2000, p. 177.

Segundo Maggi (2000), a curva momento x rotação do modelo numérico apresentou um comportamento mais rígido com relação à curva experimental devido aos seguintes fatores: a utilização de vínculos rígidos na alma do pilar e enrijecedores, de força de protensão nos parafusos, de tensões residuais dos materiais e de imperfeições decorrentes da montagem dos protótipos. Maggi (2000) salienta ainda que os modelos numéricos devem sempre ser melhorados, no intuito de eliminar as simplificações, principalmente com relação às folgas dos furos e representação adequada para o comportamento dos materiais.

A curva obtida pelo modelo mecânico para análise elastoplástica apresentou uma melhor aproximação com a curva experimental, principalmente no trecho elástico. Pode-se observar que a curva obtida pelo método estabelecido pela norma europeia é

conservadora, principalmente em relação à resistência ao momento fletor ($M_{j,}$). Além disso, pode-se notar que as curvas do modelo numérico e experimental ultrapassaram o momento plástico (M_{pl}) igual a 11.641,75 kNcm. Como Ribeiro (1998) e Maggi (2000) não ensaiaram os perfis para obter as características do material, pressupõe que o limite de escoamento do aço possa ser superior ao valor teórico de 250 MPa utilizado pelos autores.

No modelo experimental de Ribeiro (1998) a ligação falhou devido à ruptura dos parafusos da linha interna. A chapa também apresentou uma deformação, mas foram os parafusos que entraram em colapso. Segundo o modelo mecânico via método dos componentes, o modo de falha determinado foi o modo 2, decorrente da interação entre a flexão da chapa e a ruptura dos parafusos. Entretanto esse modo de falha não permite identificar qual a contribuição da chapa ou do parafuso no colapso da ligação.

Em atendimento ao item 3.1.4 verifica-se que a ligação não possui capacidade suficiente de rotação, pois além da alma do pilar sob o esforço de cisalhamento não ser o componente limitador de resistência, a espessura da mesa do pilar e da chapa de extremidade não atendem as condições mínimas da equação (4.1).

$$t \leq 0{,}36 d_b \sqrt{\frac{f_{ub}}{f_y}} \tag{4.1}$$

- Mesa do pilar:

$$t \leq 0{,}36 \times 1{,}9 \sqrt{\frac{82{,}5}{25}} \rightarrow t \leq 1{,}24 cm\ (não\ atende) \tag{4.2}$$

A mesa do pilar (t_f) possui espessura de 1,9cm.

- Chapa de extremidade:

$$t \leq 0{,}36 \times 1{,}9 \sqrt{\frac{82{,}5}{27{,}6}} \rightarrow t \leq 1{,}18 cm\ (não\ atende) \tag{4.3}$$

A chapa de extremidade possui espessura de 1,9cm.

Diante dos resultados insatisfatórios aos critérios de ductilidade, o gráfico da ligação deve ser limitado apenas ao trecho elástico com rigidez modificada ($S_{j,ini}/\eta$), conforme curva traço e ponto apresentada na Figura 52.

4.1.4 Resultados da ligação segundo os procedimentos da ABNT NBR 8800: 2008

Os resultados da força resistente dos componentes ativos da ligação obtidos conforme os procedimentos da ABNT NBR 8800: 2008, complementada por outras recomendações e normas técnicas, quando necessário, são apresentados na Tabela 4. A Tabela 5 apresenta os parâmetros para a construção da curva M-θr, para o comportamento elastoplástico da ligação. O cálculo detalhado é apresentado no Apêndice B. Os valores apresentados entre parênteses são resultados obtidos sem a influência dos coeficientes de segurança γ_{a1} e γ_{a2}. As rigidezes empregadas nessa análise são as mesmas determinadas pelo método dos componentes - EN 1993-1-8: 2005.

Tabela 4 – Resultados da ligação – chapa 19mm (ABNT NBR 8800: 2008).

Item	Componentes ativos	Força resistente (kN)
1	Alma do pilar ao cisalhamento	656,25 (656,25)
2	Flexão local da mesa do pilar (tração na alma)	512,78 (564,06)
3	Escoamento local da alma do pilar à tração	758,44 (834,28)
4	Escoamento local da alma do pilar à compressão	715,63(787,19)
5	Enrugamento da alma do pilar à compressão	789,67 (789,67)
6	Flambagem da alma do pilar à compressão	871,62 (958,78)
7	Flambagem lateral da alma (compressão local da mesa)	6.340,07 (6.974,08)
9	Mesa do Pilar à Flexão	403,20 (448,02)
10	Chapa de Extremidade à Flexão	362,08 (406,40)
11	Alma e mesa da viga à compressão	530,45 (583,50)
12	Alma e mesa da viga à tração	391,34 (528,25)
13	Ruptura dos Parafusos à Tração	519,80 (702,90)

Fonte: Elaborado pelo autor, 2017.

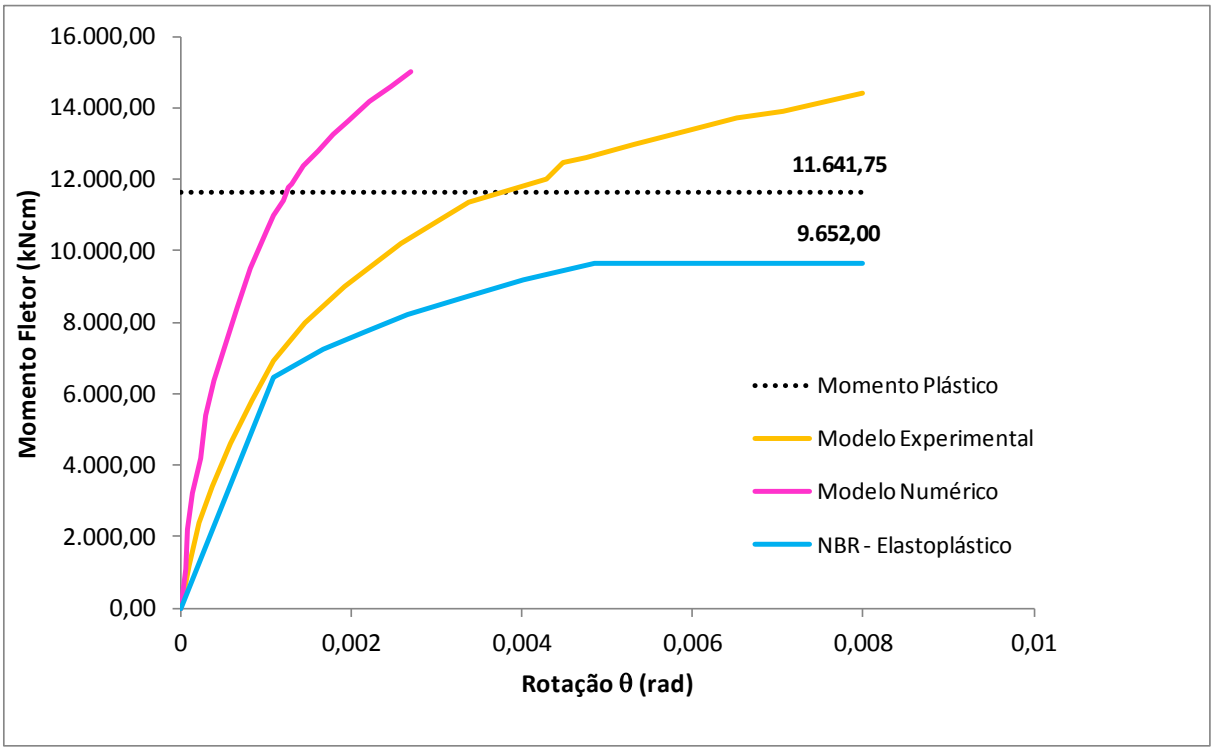
Tabela 5 – Dados da cuva Mxθ_r – ch.19mm-análise elastoplástica (ABNT NBR 8800: 2008).

Momento Fletor (kNxcm)	Rigidez Rotacional (kNxcm/rad)	Rotação (rad)
2/3 $M_{j,Rd}$ = 5.732,93 (6.434,67)	$S_{j,ini}$ = 5.943.425,60 (5.943.425,60)	θ = 0,0010 (0,0011)
$M_{j,Rd}$ = 8.599,40 (9.652,00)	S_j, = 1.988.765,47 (1.988.765,4)	θ = 0,0043 (0,0049)

Fonte: Elaborado pelo autor, 2017.

A chapa de extremidade à flexão é o componente que limita a resistência da ligação, conforme o cálculo apresentado no Apêndice B. Por meio dos dados resultantes da ligação, a curva momento x rotação é determinada conforme mostra a Figura 53.

Figura 53 – Curva momento x rotação relativa– chapa 19mm (ABNT NBR 8800: 2008).



Fonte: Elaborado pelo autor, 2017.

De acordo com a Figura 53, percebe-se que o dimensionamento pela norma brasileira ABNT NBR 8800: 2008 é mais rigoroso em relação ao momento fletor resistente em comparação com a norma europeia EN 1993-1-8: 2005, tornando sua resistência cerca de 15% menor.

4.2 Programa computacional para análise elástica e elastoplástica em teoria de segunda ordem

As estruturas reticuladas quando sujeitas a um determinado conjunto de esforços apresentam um comportamento não linear desde o início do carregamento. Esse comportamento não linear resulta da consideração do equilíbrio da estrutura na posição deslocada (análise em teoria de 2ª ordem / não linearidade geométrica), pelo fato dos materiais possuírem leis constitutivas não lineares (não linearidade do material), pela consideração do comportamento não linear das ligações, entre outros fatores.

Para avaliar o comportamento de pórticos com ligações semirrígidas será utilizado neste trabalho o programa PPLANLEP (Pórticos Planos de Aço, considerando a Análise Não Linear Elasto-plástica), desenvolvido por LAVALL (1996) e aprimorado por SILVA (2010), escrito na linguagem FORTRAN 90, que considera as análises em teoria de 2ª ordem elástica e elastoplástica de pórticos planos com ligações semirrígidas.

O programa utiliza o método Newton-Raphson puro para a solução numérica das equações não lineares. Assim, no processo incremental-iterativo, averigua-se o equilíbrio da estrutura em cada iteração de acordo com um critério de convergência baseado nos deslocamentos.

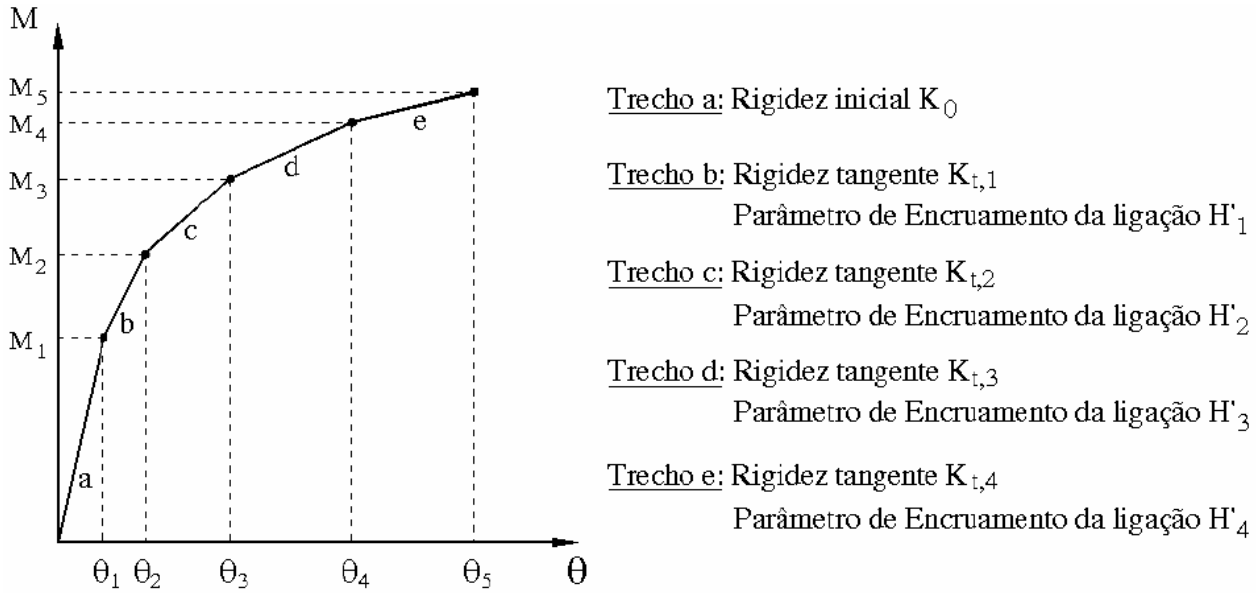
Os efeitos *P-*Δ e *P-*δ, oriundos da análise não linear geométrica, são contemplados no programa através da teoria de Bernoulli-Euler. A não linearidade do material é considerada pelo método da plasticidade distribuída ou método da zona plástica, que permite acompanhar o processo de plastificação ao longo do comprimento da barra ao dividi-la em elementos finitos e ao longo da altura da seção transversal ao se considerar a técnica das fatias. Dessa forma, o programa permite que as fibras constituintes da seção transversal plastifiquem quando as tensões provenientes do carregamento aplicado forem superiores à tensão de escoamento do material.

A técnica das fatias, além de efetuar as variações de tensões e a propagação do escoamento ao longo da altura da seção transversal, permite também a implementação de qualquer modelo de distribuição de tensões residuais. O valor do estado de tensão no centro de cada fatia é considerado com o valor de toda ela. Admite-se então que, se esta

tensão alcançar a tensão local de escoamento, toda a fatia se torna plástica, enquanto que aquelas com tensão inferior à tensão de escoamento local permanecem elásticas.

O programa permite uma representação multilinear da curva momento x rotação, com até cinco trechos lineares, como mostra a Figura 54, para modelar o comportamento não linear de uma ligação semirrígida e considera o elemento de mola para representar a ligação. Este elemento possui os mesmos graus de liberdade por extremidade (nó) que os elementos de barra. A rigidez rotacional $K_{t,i}$ é determinada automaticamente pelo programa através das curvas multilinearizadas.

Figura 54 – Diagrama multilinear M-θ da ligação.



Fonte: SILVA, 2010, p. 136.

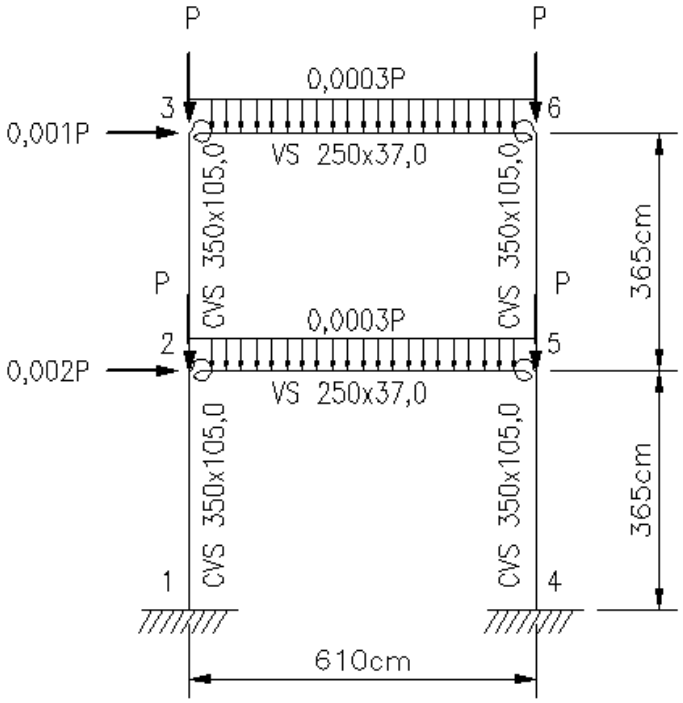
4.3 Análise global do pórtico

Neste item, apresenta-se o estudo de um pórtico plano, com bases engastadas e com ligações viga-pilar com chapa de extremidade estendida, modeladas como ligações semirrígidas a partir do método dos componentes estabelecido pela EN 1993-1-8: 2005 e segundo os procedimentos da ABNT NBR 8800: 2008. O estudo tem como objetivo avaliar o comportamento das ligações semirrígidas e sua influência na distribuição dos esforços solicitantes nos elementos, nos deslocamentos nodais e na estabilidade global da estrutura.

4.3.1 Característica do pórtico

O pórtico possui dois andares e um vão e bases engastadas, conforme ilustra a Figura 55. O carregamento e dimensões das barras também são mostrados. As vigas são compostas pelo perfil VS 250x37,0 e os pilares pelo perfil CVS 350x105,0.

Figura 55 – Pórtico não contraventado de dois andares e um vão (cm).



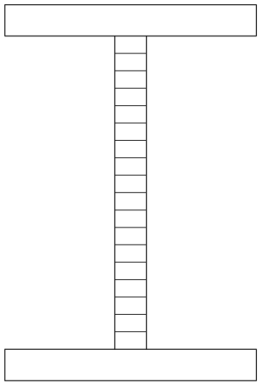
Fonte: Elaborado pelo autor, 2017.

O carregamento, majorado, é constituído por cargas verticais concentradas *P*, aplicadas no topo dos pilares, por cargas concentradas horizontais, sendo uma de 0,001*P* no segundo andar e outra de 0,002*P* no primeiro andar. Além disso, atua nas vigas uma carga uniformemente distribuída igual a 0,0003*P* kN/cm. Os carregamentos concentrados são incrementados em kN.

Para implementação dos dados no *software* PPLANLEP as vigas e os pilares foram discretizados em 10 elementos iguais e as seções transversais em vinte fatias, sendo uma fatia para cada mesa e dezoito para a alma do perfil, conforme mostra a Figura 56. Os elementos de mola são considerados nas extremidades de cada viga para simular o efeito de flexibilidade das ligações com chapa de extremidade estendida. As cargas

uniformemente distribuídas são modeladas manualmente como um conjunto de cargas nodais equivalentes, conforme princípio de formulação do MEF.

Figura 56 – Divisão da seção em 20 fatias.



Fonte: Elaborado pelo autor, 2017.

A curva tensão-deformação bilinear é adotada, com tensão limite de escoamento igual a 250 MPa e módulo de elasticidade igual a 200GPa. O comportamento é elastoplástico perfeito, com o patamar de escoamento até o limite de 0,04.

Para avaliação do comportamento do pórtico é realizada uma série de análises numéricas variando-se a espessura das ligações viga-pilar com chapa de extremidade estendida. As curvas momento-rotação são obtidas através de modelagem mecânica, a partir do método dos componentes presente na norma europeia, e conforme os procedimentos da norma brasileira. Os comportamentos momento x rotação relativa das ligações foram aproximados por curvas multilineares, considerando-se cinco trechos lineares.

4.3.2 Características e comportamentos das ligações: Curvas M$x\theta_r$

Conforme dito anteriormente, o tipo de ligação abordado é a ligação com chapa de extremidade estendida e enrijecida transversalmente cujas características geométricas foram apresentadas na Figura 51. Este tipo de ligação é agora estudado variando-se a espessura da chapa. Dessa forma, além da espessura da chapa de 19 mm, são consideradas as chapas com espessuras iguais a 15,88 mm, 12,70 mm e 9,53 mm.

4.3.2.1 Parâmetros das ligações

Os parâmetros de rigidez, resistência e capacidades de rotação das ligações são determinados a partir de um modelo mecânico via método dos componentes estabelecido pela norma europeia e conforme os procedimentos da norma brasileira. As Tabelas 6 a 13 apresentam os resultados de verificação para as ligações conforme os procedimentos dessas normas. Os resultados obtidos consideram a influência dos coeficientes de segurança distintos para cada norma.

Tabela 6 – Resultados da verificação da ligação conforme EN 1993 - 1 - 8: 2005 – Ch.19,00mm.

Alma do pilar ao cisalhamento	$V_{wp,Rd}$ = 549,44 kN	$k_1 = \infty$
Alma do pilar à compressão	$F_{c,wc,Rd}$ = 1.004,77 kN	$k_2 = \infty$
Alma e mesa da viga à compressão	$F_{c,fb,Rd}$ = 490,18 kN	$k_7 = \infty$
Região tracionada	$F_{t,Rd}$ = 440,21 kN	$k_{eq} = 0{,}50$ cm
Linha1 $\rightarrow$ $F_{t,Rd}$ = 187,17kN (chapa de extremidade à flexão) - modo de falha 2		
Linha2 $\rightarrow$ $F_{t,Rd}$ = 253,04kN (chapa de extremidade à flexão) - modo de falha 3		
Rigidez rotacional inicial	$S_{j,ini}$ = 5.943.425,60 kNcm/rad	
Momento resistente	$M_{j,Rd}$ = 10.165,71 kNcm	
Capacidade de rotação	θ_{cd} = 0,011 rad	
A chapa de extremidade à flexão é o componente que limita a resistência da ligação – modo de falha 2.		

Fonte: Elaborado pelo autor, 2017.

Tabela 7 – Resultados da verificação da ligação conforme EN 1993 - 1 - 8: 2005 – Ch.15,88mm.

Alma do pilar ao cisalhamento	$V_{wp,Rd}$ = 549,44 kN	$k_1 = \infty$
Alma do pilar à compressão	$F_{c,wc,Rd}$ = 996,53 kN	$k_2 = \infty$
Alma e mesa da viga à compressão	$F_{c,fb,Rd}$ = 490,18 kN	$k_7 = \infty$
Região tracionada	$F_{t,Rd}$ = 386,59 kN	$k_{eq} = 0{,}45$ cm
Linha1 $\rightarrow$ $F_{t,Rd}$ = 159,05 kN (chapa de extremidade à flexão) - modo de falha1		
Linha2 $\rightarrow$ $F_{t,Rd}$ = 227,54 kN (chapa de extremidade à flexão) - modo de falha2		
Rigidez rotacional inicial	$S_{j,ini}$ = 5.278.235,04 kNcm/rad	
Momento resistente	$M_{j,Rd}$ = 8.880,38 kNcm	
Capacidade de rotação	θ_{cd} = 0,013 rad	
A chapa de extremidade à flexão é o componente que limita a resistência da ligação – modo de falha 1.		

Fonte: Elaborado pelo autor, 2017.

Tabela 8 – Resultados da verificação da ligação conforme EN 1993 - 1 - 8: 2005 – Ch.12,70mm.

Alma do pilar ao cisalhamento	$V_{wp,Rd}$ = 549,44 kN	$k_1 = \infty$
Alma do pilar à compressão	$F_{c,wc,Rd}$ = 988,03 kN	$k_2 = \infty$
Alma e mesa da viga à compressão	$F_{c,fb,Rd}$ = 490,18 kN	$k_7 = \infty$
Região tracionada	$F_{t,Rd}$ = 292,18 kN	$k_{eq} = 0{,}38$ cm
Linha1 $\rightarrow$ $F_{t,Rd}$ = 101,47 kN (chapa de extremidade à flexão) - modo de falha1		
Linha2 $\rightarrow$ $F_{t,Rd}$ = 190,71 kN (chapa de extremidade à flexão) - modo de falha2		
Rigidez rotacional inicial	$S_{j,ini}$ = 4.408.860,34 kNcm/rad	
Momento resistente	$M_{j,Rd}$ = 6.545,85 kNcm	
Capacidade de rotação	θ_{cd} = 0,018 rad	
A chapa de extremidade à flexão é o componente que limita a resistência da ligação – modo de falha 1.		

Fonte: Elaborado pelo autor, 2017.

Tabela 9 – Resultados da verificação da ligação conforme EN 1993 - 1 - 8: 2005 – Ch.9,53mm.

Alma do pilar ao cisalhamento	$V_{wp,Rd}$ = 549,44 kN	$k_1 = \infty$
Alma do pilar à compressão	$F_{c,wc,Rd}$ = 984,44 kN	$k_2 = \infty$
Alma e mesa da viga à compressão	$F_{c,fb,Rd}$ = 490,18 kN	$k_7 = \infty$
Região tracionada	$F_{t,Rd}$ = 201,24 kN	$k_{eq} = 0{,}26$ cm
Linha1 $\rightarrow$ $F_{t,Rd}$ = 56,78 kN (chapa de extremidade à flexão) - modo de falha1		
Linha2 $\rightarrow$ $F_{t,Rd}$ = 144,46 kN (chapa de extremidade à flexão) - modo de falha1		
Rigidez rotacional inicial	$S_{j,ini}$ = 2.923.485,81 kNcm/rad	
Momento resistente	$M_{j,Rd}$ = 4.392,47 kNcm	
Capacidade de rotação	θ_{cd} = 0,022 rad	
A chapa de extremidade à flexão é o componente que limita a resistência da ligação – modo de falha 1.		

Fonte: Elaborado pelo autor, 2017.

Tabela 10 – Resultados da verificação da ligação conforme ABNT 8800:2008 – Ch.19,00mm.

Alma do pilar ao cisalhamento	$V_{wp,Rd}$ = 596,59 kN
Alma do pilar à tração	F_{Rd} = 512,78 kN
Alma do pilar à compressão	F_{Rd} = 715,63 kN
Mesa do pilar à flexão	F_{Rd} = 403,22 kN
Chapa de extremidade do pilar à flexão	F_{Rd} = 362,08 kN
Alma e mesa da viga à compressão	$F_{c,Rd}$ = 530,45 kN
Alma e mesa da viga à tração	$F_{t,Rd}$ = 391,30 kN
Ruptura dos parafusos à tração	$F_{t,Rd}$ = 520,67 kN
Rigidez rotacional inicial	$S_{j,ini}$ = 5.943.425,60 kNcm/rad
Momento resistente	$M_{j,Rd}$ = 8.599,40 kNcm
Capacidade de rotação	θ_{cd} = 0,014 rad
A chapa de extremidade à flexão é o componente que limita a resistência da ligação – modo de falha 2.	

Fonte: Elaborado pelo autor, 2017.

Tabela 11 – Resultados da verificação da ligação conforme ABNT 8800:2008 – Ch.15,88mm.

Alma do pilar ao cisalhamento	$V_{wp,Rd}$ = 596,59 kN
Alma do pilar à tração	F_{Rd} = 512,78 kN
Alma do pilar à compressão	F_{Rd} = 715,63 kN
Mesa do pilar à flexão	F_{Rd} = 403,22 kN
Chapa de extremidade do pilar à flexão	F_{Rd} = 253,56 kN
Alma e mesa da viga à compressão	$F_{c,Rd}$ = 530,45 kN
Alma e mesa da viga à tração	$F_{t,Rd}$ = 391,30 kN
Ruptura dos parafusos à tração	$F_{t,Rd}$ = 520,67 kN
Rigidez rotacional inicial	$S_{j,ini}$ = 5.278.235,04 kNcm/rad
Momento resistente	$M_{j,Rd}$ = 6.022,05 kNcm
Capacidade de rotação	θ_{cd} = 0,019 rad
A chapa de extremidade à flexão é o componente que limita a resistência da ligação – modo de falha 2.	

Fonte: Elaborado pelo autor, 2017.

Tabela 12 – Resultados da verificação da ligação conforme ABNT 8800:2008 – Ch.12,70mm.

Alma do pilar ao cisalhamento	$V_{wp,Rd}$ = 596,59 kN
Alma do pilar à tração	F_{Rd} = 512,78 kN
Alma do pilar à compressão	F_{Rd} = 715,63 kN
Mesa do pilar à flexão	F_{Rd} = 403,22 kN
Chapa de extremidade do pilar à flexão	F_{Rd} = 161,77 kN
Alma e mesa da viga à compressão	$F_{c,Rd}$ = 530,45 kN
Alma e mesa da viga à tração	$F_{t,Rd}$ = 391,30 kN
Ruptura dos parafusos à tração	$F_{t,Rd}$ = 520,67 kN
Rigidez rotacional inicial	$S_{j,ini}$ = 4.408.860,34 kNcm/rad
Momento resistente	$M_{j,Rd}$ = 3.842,04 kNcm
Capacidade de rotação	θ_{cd} = 0,023 rad
A chapa de extremidade à flexão é o componente que limita a resistência da ligação – modo de falha 2.	

Fonte: Elaborado pelo autor, 2017.

Tabela 13 – Resultados da verificação da ligação conforme ABNT 8800:2008 – Ch.9,53mm.

Alma do pilar ao cisalhamento	$V_{wp,Rd}$ = 596,59 kN
Alma do pilar à tração	F_{Rd} = 512,78 kN
Alma do pilar à compressão	F_{Rd} = 715,63 kN
Mesa do pilar à flexão	F_{Rd} = 403,22 kN
Chapa de extremidade do pilar à flexão	F_{Rd} = 90,51 kN
Alma e mesa da viga à compressão	$F_{c,Rd}$ = 530,45 kN
Alma e mesa da viga à tração	$F_{t,Rd}$ = 391,30 kN
Ruptura dos parafusos à tração	$F_{t,Rd}$ = 520,67 kN
Rigidez rotacional inicial	$S_{j,ini}$ = 2.923.485,81 kNcm/rad
Momento resistente	$M_{j,Rd}$ = 2.149,61 kNcm
Capacidade de rotação	θ_{cd} = 0,026 rad
A chapa de extremidade à flexão é o componente que limita a resistência da ligação – modo de falha 2.	

Fonte: Elaborado pelo autor, 2017.

Pode se observar nas Tabelas 6 a 13 que o comportamento das ligações obtido por ambas as normas são distintos em termos de resistência e idênticos em termos de rigidez, pois conforme já mencionado, os valores da rigidez rotacional determinado pela ABNT NBR 8800:2008 segue os procedimentos da EN 1993-1-8: 2005. A chapa de extremidade sujeita à flexão é o componente que condiciona e limita o valor do momento fletor resistente das ligações para todas as espessuras de chapas, para ambas as normas.

Como o momento fletor resistente das ligações está relacionado à resistência da chapa de extremidade sujeita à flexão, a ligação é considerada suficientemente dúctil, com capacidade de rotação suficiente para desenvolver as rotações previstas no processo de análise estrutural, desde que a espessura atenda a condição dada pela equação (4.1). Conforme mencionado na seção 4.1.3, a ligação com chapa de 19 mm não atende a essa exigência normativa, e, portanto, o modelo estrutural segundo a EN 1993-1-8: 2005 deve ser limitado ao trecho elástico. O mesmo foi observado para a ligação com chapa de 15,88 mm de espessura. Nestes casos, considera-se a curva momento-rotação bilinear com rigidez modificada e uma capacidade de rotação ϕ_{Cd} elástica, dada pela rotação correspondente ao momento $M_{j,Rd}$. Entretanto, esse critério requerido pela norma europeia não é considerado, tendo em vista a comparação com os procedimentos da norma brasileira que não estabelece esse fator limitante. O comportamento elastoplástico é, portanto, adotado para todas as ligações.

Para definir a capacidade rotacional das ligações considera-se, de forma simplificada, uma linha reta com inclinação definida por dois pontos P_1=(0,008; 11.641,75) e P_2=(0,03; 0). O ponto P_1 é definido pela rotação igual a 0,008 rad, obtida pelo ensaio de Ribeiro (1998) para chapa de extremidade com espessura de 19 mm e pelo valor do momento plástico da viga igual a 11.641,75 kNcm. O ponto P_2 é definido pela capacidade de rotação igual a 0,03 para ligação perfeitamente flexível (M=0), conforme Figura 57.

Os parâmetros dessas ligações são apresentados na e na Tabela 14 e Tabela 15 e o comportamento das ligações aproximado por curvas na Figura 57, para ambas as normas estudadas.

Tabela 14 – Resumo dos parâmetros das ligações conforme EN 1993-1-8: 2005.

Espessura da chapa (mm)	Momento fletor resistente $M_{j,Rd}$ (kNcm)	Rigidez rotacional inicial $S_{j,ini}$ (kNcm/rad)	Capacidade de rotação θ_{cd} (rad)
19,00	10.165,71	5.943.425,60	0,011
15,88	8.880,38	5.278.235,04	0,013
12,70	6.545,85	4.408.860,34	0,018
9,53	4.392,47	2.923.485,81	0,022

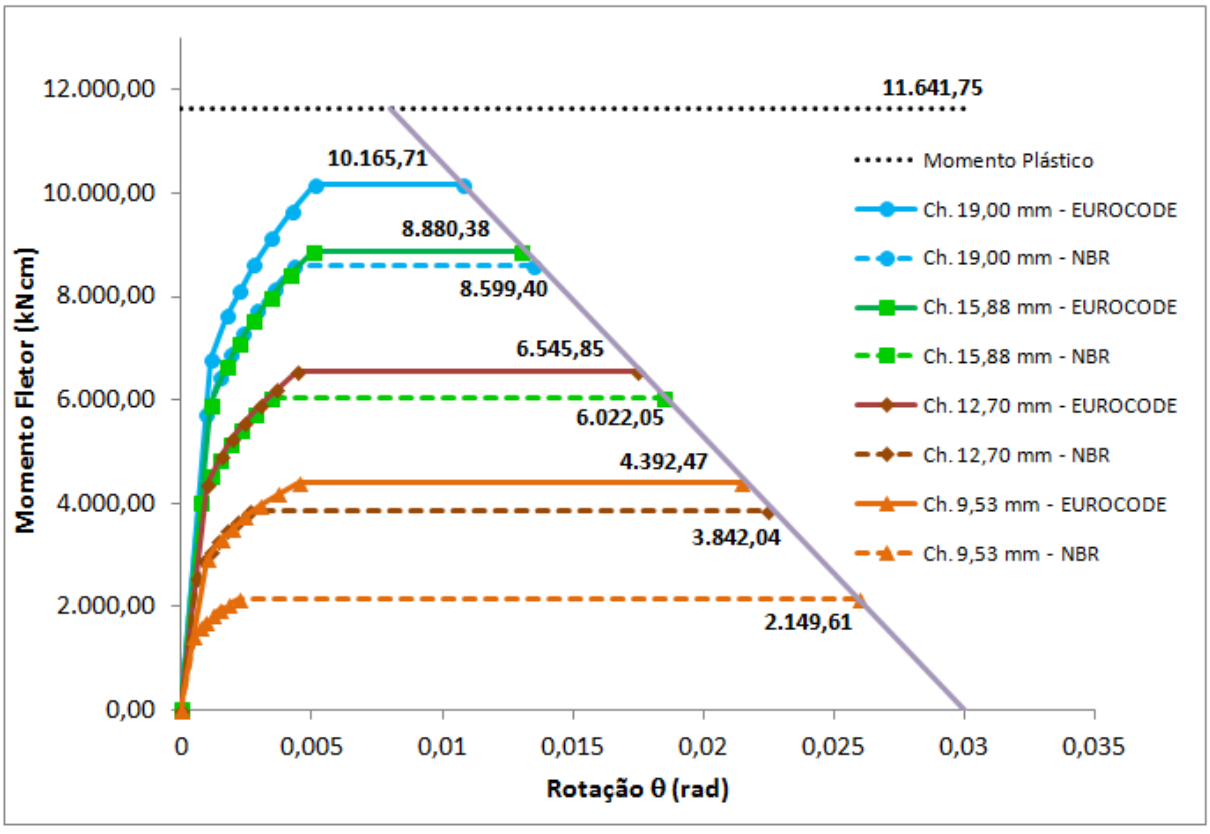
Fonte: Elaborado pelo autor, 2017.

Tabela 15 – Resumo dos parâmetros das ligações conforme ABNT NBR 8800: 2008

Espessura da chapa (mm)	Momento fletor resistente $M_{j,Rd}$ (kNcm)	Rigidez rotacional inicial $S_{j,ini}$ (kNcm/rad)	Capacidade de rotação θ_{cd} (rad)
19,00	8.599,40	5.943.425,60	0,014
15,88	6.022,05	5.278.235,04	0,019
12,70	3.842,04	4.408.860,34	0,023
9,53	2.149,61	2.923.485,81	0,026

Fonte: Elaborado pelo autor, 2017.

Figura 57 – Curvas M-θr – EN 1993-1-8: 2005 e ABNT NBR 8800: 2008.



Fonte: Elaborado pelo autor, 2017.

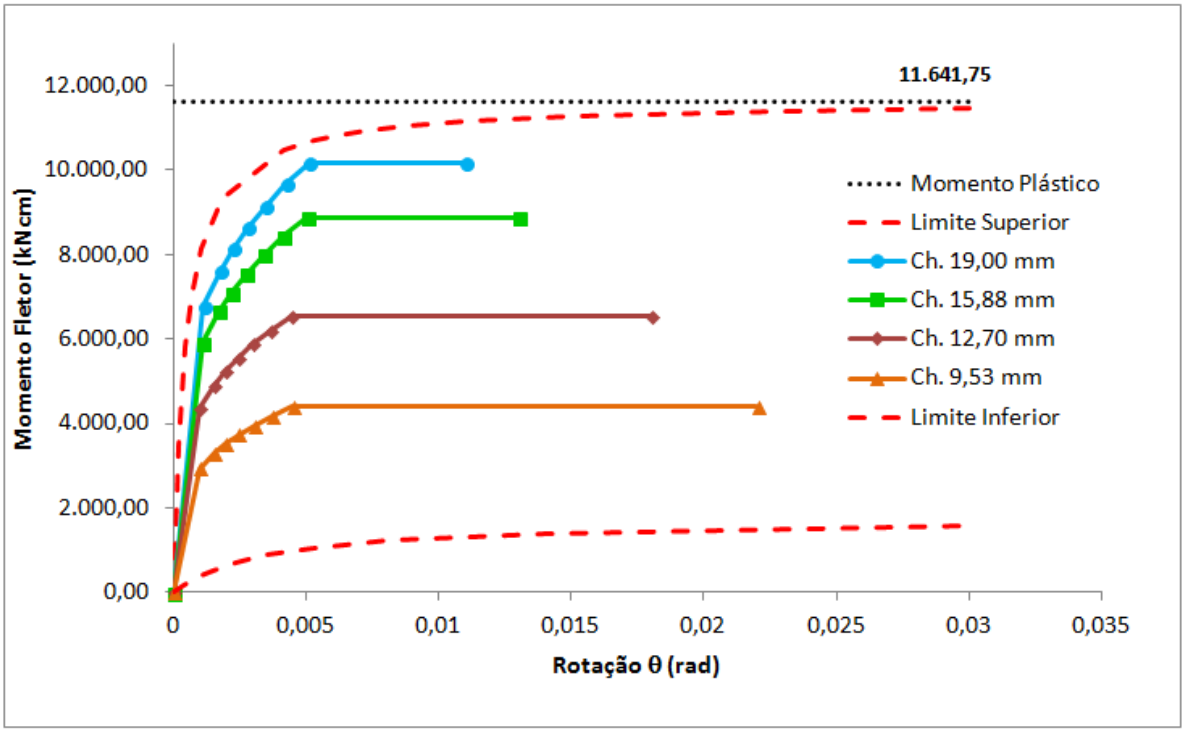
Conforme ilustrado na Figura 57, percebe-se que a resistência ao momento fletor decresce à medida que a espessura da chapa de extremidade torna-se mais fina. Nota-se também que, todas as ligações calculadas pela norma brasileira ABNT NBR 8800: 2008 possuem resistência ao momento fletor inferior em comparação à norma europeia EN 1993-1-8: 2005, agravando-se ao passo que a espessura da chapa decresce. Essa redução da resistência nas ligações se deve ao procedimento adotado, acrescentando o cálculo do efeito alavanca *Q* na determinação de momentos nas chapas, conforme fazem Queiroz e Vilela (2012).

Outro ponto a ser destacado é a limitação da espessura da chapa de extremidade, sendo a espessura de 19 mm, o limite para que esse componente seja o comprometedor da ligação. Para espessuras maiores, outro componente da ligação passa a ser o preponderante na resistência da ligação.

4.3.2.2 Classificações das ligações

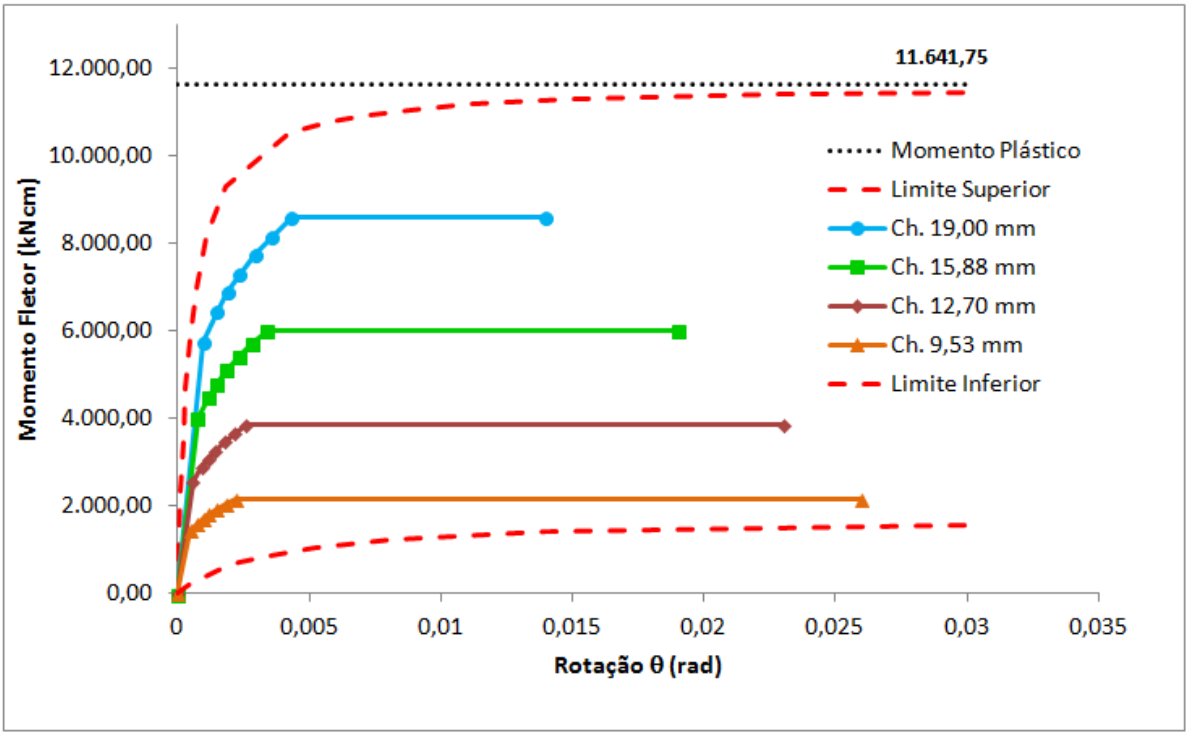
As ligações são classificadas pelo sistema de classificação proposto por Buonicontro (2017), conforme mostram as Figura 58 e Figura 59, para o comportamento das ligações segundo as normas europeia e brasileira, respectivamente.

Figura 58 – Classificação de Buonicontro (2017) – Ligações EN 1993-1-8: 2005.



Fonte: Elaborado pelo autor, 2017.

Figura 59 – Classificação de Buonicontro (2017) – Ligações ABNT NBR 8800: 2008.



Fonte: Elaborado pelo autor, 2017.

Conforme as Figura 58 e Figura 59, todas as ligações são classificadas como semirrígidas em termos de rigidez rotacional e parcialmente resistentes ao momento fletor em relação a resistência para ambos os procedimentos normativos.

4.3.3 Comportamento estrutural do pórtico com as ligações semirrígidas considerando a análise elastoplástica em teoria de 2ª ordem

Esta seção apresenta os resultados da análise numérica com o objetivo de avaliar a influência das ligações na resistência, na deslocabilidade lateral, na distribuição dos esforços internos e na propagação da plastificação das barras do pórtico plano de aço. Para tanto, foi realizada a análise elastoplástica de 2ª ordem dessas estruturas semirrígidas pelo programa PPLANPLEP.

4.3.3.1 Carga última e deslocamento horizontal no topo do pórtico

Os valores das cargas últimas e dos deslocamentos horizontais no topo do pórtico, nó 3, são apresentados na Tabela 16. Os resultados obtidos estão de acordo com o comportamento das ligações onde se observa o aumento de resistência dos pórticos à medida que a rigidez e a resistência das ligações aumentam. O pórtico idealmente rígido falha para uma carga última P_u igual a 1.544,40 kN apresentando um deslocamento horizontal no topo, nó 3, de 0,903 cm.

Tabela 16 – Carga última e deslocamento horizontal (nó3).

Ligação	P_u (kN)	Deslocamento Horizontal (cm)
Eurocode – 19,00mm	1.504,80	0,763
NBR – 19,00mm	1.425,60	0,664
Eurocode – 15,88mm	1.438,80	0,675
NBR – 15,88mm	1.254,00	0,452
Eurocode – 12,70mm	1.293,60	0,541
NBR – 12,70mm	1.108,80	0,417
Eurocode – 9,53mm	1.148,40	0,440
NBR – 9,53mm	990,00	0,355

Fonte: Elaborado pelo autor, 2017.

A Figura 60 mostra a relação carga-deslocamento até o colapso para o nó 3 do pórtico, considerando o comportamento das ligações obtido pelas normas europeia e brasileira.

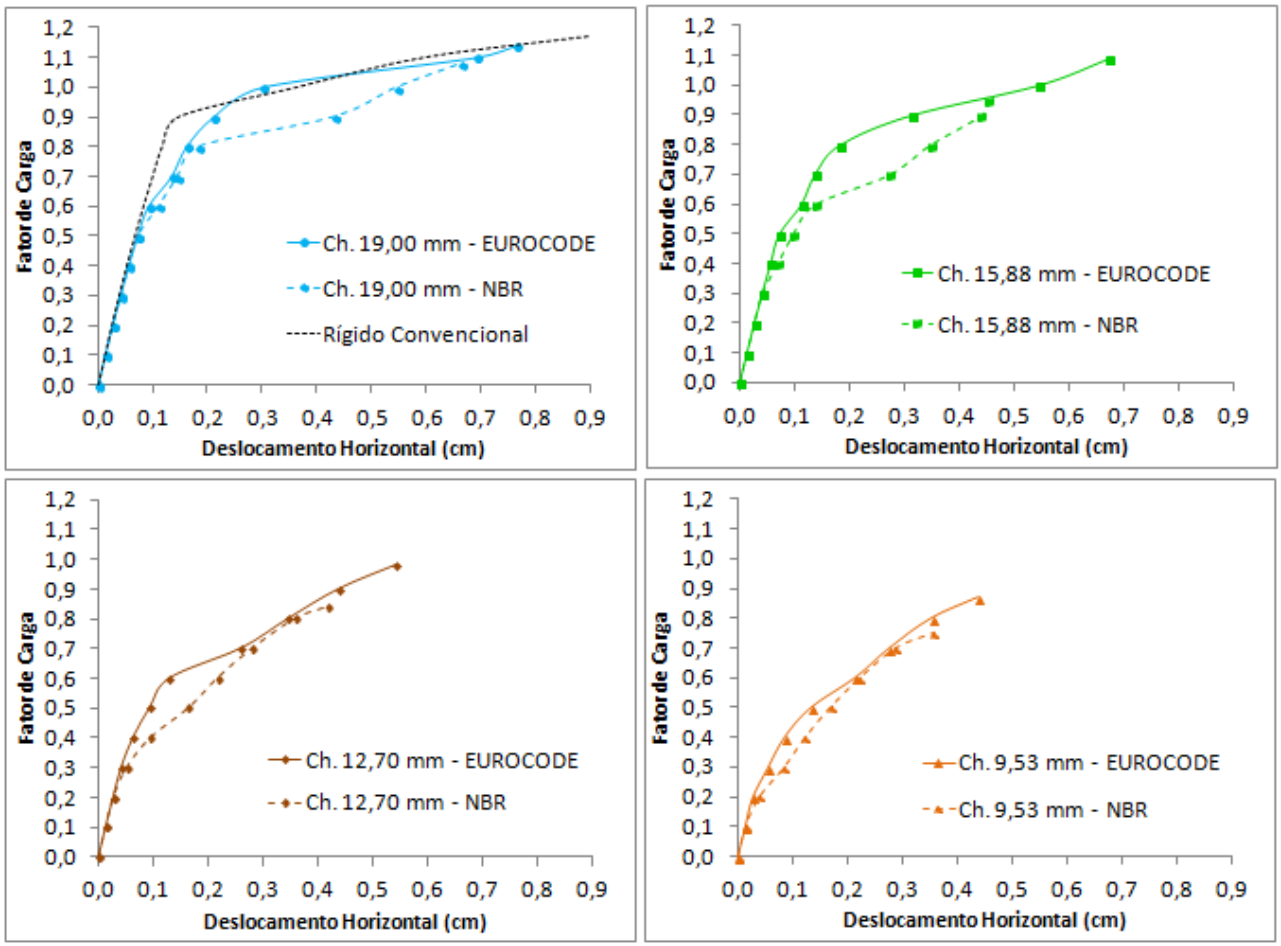
De acordo com a Figura 60 e a Tabela 16, nota-se que a carga última P_u aumenta à medida que a espessura da chapa de extremidade torna-se mais espessa. Como já esperado, uma vez que o aumento da resistência dos pórticos está relacionado com o aumento da rigidez e da resistência das ligações, sendo esses parâmetros diretamente relacionados com a espessura da chapa de ligação.

Além disso, comparando-se a mesma ligação com os dimensionamentos realizados pelas normas ABNT NBR 8800: 2008 e EN 1993-1-8: 2005 percebe-se que a norma brasileira é mais conservadora. A carga última do pórtico alcançada com a ligação definida pela

norma brasileira é significativamente menor do que aquela alcançada com a ligação definida pela norma europeia.

Observa-se que os resultados obtidos estão de acordo com o comportamento das ligações, onde se verifica que para um mesmo carregamento *P*, os deslocamentos são maiores à medida que a espessura da chapa de ligação diminui.

Figura 60 – Deslocamento horizontal – nó3

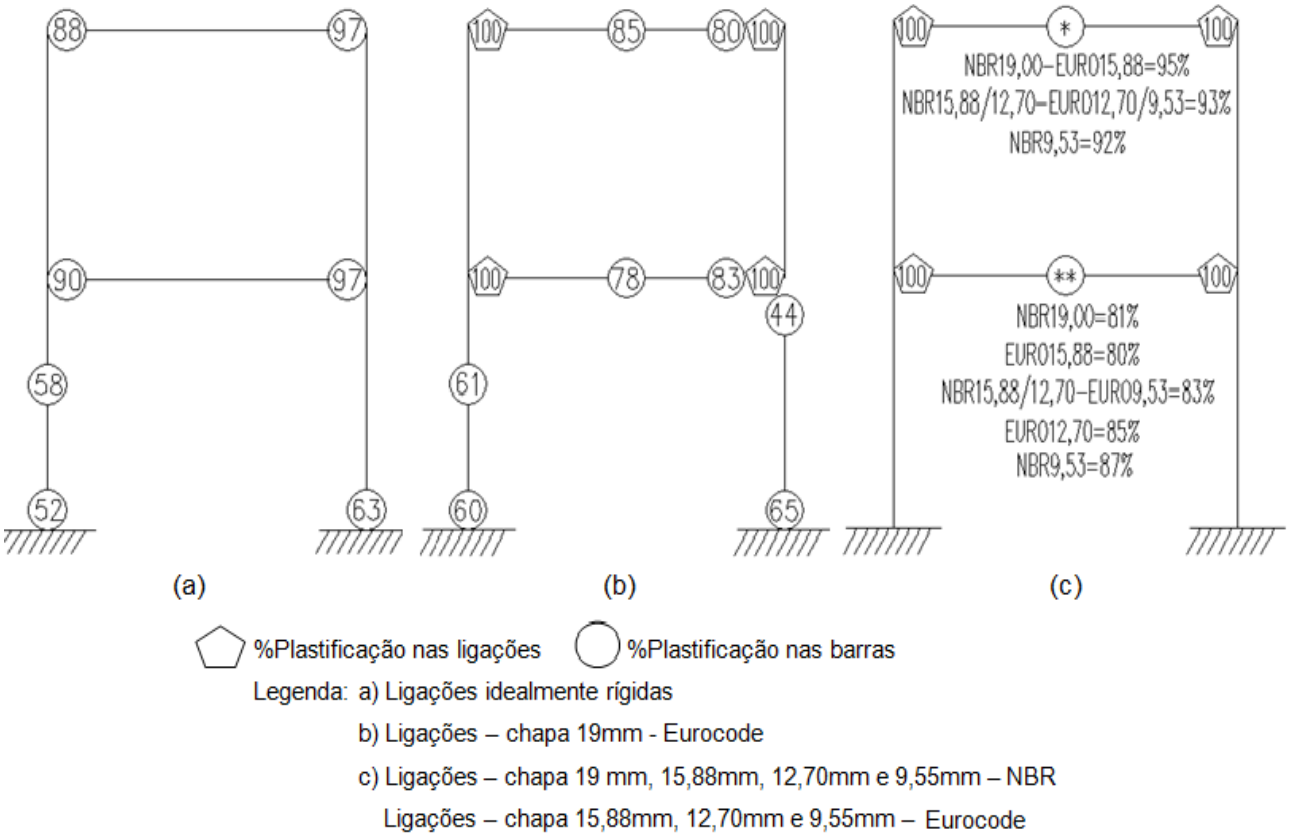


Fonte: Elaborado pelo autor, 2017.

4.3.3.2 Plastificação do pórtico

A Figura 61 ilustra o percentual de plastificação nos pilares do primeiro andar, nas extremidades e no meio do vão das vigas, além do percentual do momento último nas ligações semirrígidas, para a carga de colapso da estrutura. Os valores percentuais de plastificação na seção transversal dos perfis (pilares e vigas) são representados por círculos e os valores percentuais de momento último nas ligações são representados por pentágonos.

Figura 61 – Percentuais de plastificação nas barras e ligações.



Fonte: Elaborado pelo autor, 2017.

Pode-se observar que, o pórtico rígido convencional (Figura 61-a) falha por instabilidade inelástica enquanto o pórtico semirrígido com chapa de extremidade com espessura de 19 mm (Figura 61-b) falha por instabilidade inelástica associada com o mecanismo de viga em ambos os pavimentos devido ao alto nível de plastificação no centro do vão das vigas e a plastificação das ligações que atingem a sua capacidade de rotação máxima.

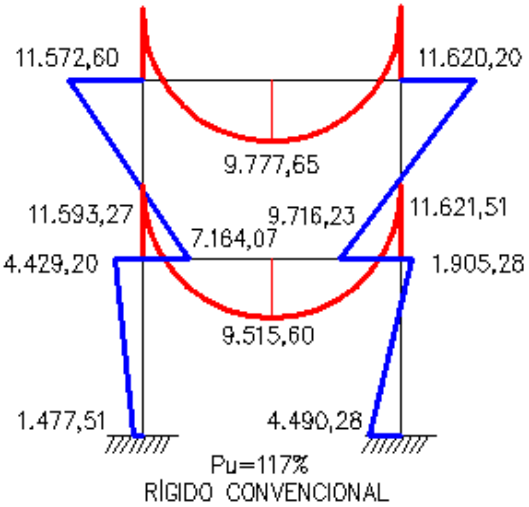
Os demais pórticos (Figura 61-c), com as ligações semirrígidas com chapas de espessuras de 15,88 mm, 12,70 mm, 9,53 mm com comportamento M-θ_r segundo ambas as normas, europeia e brasileira, e com a ligação semirrígida com chapa de 19 mm com comportamento M-θ_r segundo a norma brasileira, falham por mecanismos de viga em ambos os andares devido a plastificação no meio do vão da viga e nas ligações que atingem a sua capacidade resistente máxima.

Pode-se dizer que os comportamentos dos pórticos semirrígidos são governados pelas ligações, que apresentam momentos últimos significativamente inferiores ao momento plástico da viga conectada (ligações parcialmente resistentes).

4.3.3.3 Redistribuição de momento fletor nas barras do pórtico

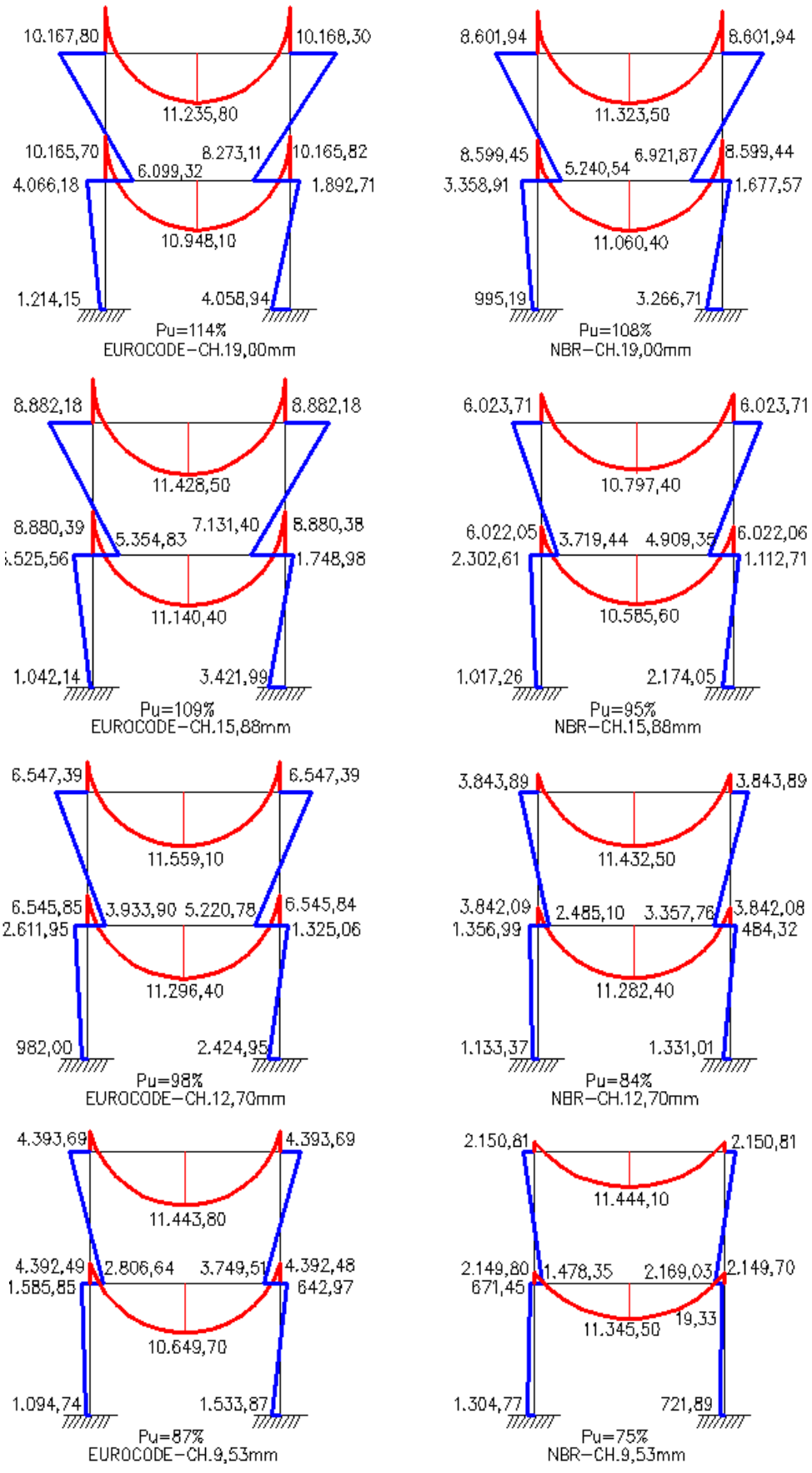
A Figura 62 e a Figura 63 mostram, respectivamente, os diagramas de momento fletor (DMF) associados à carga última dos pórticos considerando as ligações idealmente rígidas e semirrígidas com as espessuras de chapas variadas, determinadas pelas normas.

Figura 62 – DMF [kNxcm] – Pórtico com ligações idealmente rígidas.



Fonte: Elaborado pelo autor, 2017.

Figura 63 – DMF [kNxcm] – Pórticos com ligações semirrígidas viga-pilar.



Fonte: Elaborado pelo autor, 2017.

De acordo com os diagramas de momento fletor apresentados é possível observar a influência das ligações semirrígidas na redistribuição dos momentos, nos pilares e vigas do pórtico. Ao se considerar o comportamento semirrígido das ligações entre viga-pilar, observa-se a ocorrência de uma redução significativa nos momentos fletores nas bases do pórtico, uma redução dos momentos negativos nas extremidades das vigas e um aumento dos momentos positivos nos vãos, quando comparado com o diagrama do pórtico rígido convencional.

Nota-se que, no instante em que os pórticos atingem a carga última, os momentos fletores solicitantes nas extremidades das vigas alcançam o valor do momento fletor resistente da ligação. Para todos os pórticos semirrígidos, o momento fletor no meio do vão da viga do 1° andar varia entre os valores de 91 a 97,5% e no meio do vão da viga do 2° andar entre os valores de 92,7% e 99,3% do momento plástico teórico para as vigas (Mp_{viga}=*11.641,75 kNcm*). Nas extremidades dos pilares, os momentos fletores foram inferiores a 22% do momento plástico teórico para os pilares (Mp_{pilar}=*46.911,25 kNcm*).

Dessa forma, observa-se que o mecanismo de colapso ocorre devido à formação de rótulas plásticas nas ligações, associada à formação de rótula plástica no meio do vão das vigas de ambos os andares, caracterizando um mecanismo de viga, para um fator de carga última entre 75% e 114% do carregamento proposto.

De forma geral, os valores de momentos fletor nas extremidades das vigas e nas extremidades dos pilares nos pórticos semirrígidos com parâmetros das ligações determinados conforme a ABNT NBR 8800: 2008 foram menores, comparados aos valores desse mesmo esforço, nos pórticos com ligações de mesma espessura de chapa e com parâmetros determinados conforme a norma EN 1993-1-8: 2005, o que torna a norma brasileira mais conservadora que a europeia. Os momentos fletores no meio do vão da viga foram próximos ao momento teórico plástico para todos os casos.

O estudo realizado mostrou a relevância da influência do comportamento das ligações no desempenho dos pórticos e o fator conservador da norma brasileira em relação à norma europeia.

5 CONCLUSÃO

A compreensão do comportamento de uma ligação permite uma avaliação da sua influência no comportamento global de uma determinada estrutura. A consideração da flexibilidade das ligações nas análises estruturais representa um dos fatores que mais afetam a resistência e a estabilidade global dos pórticos, conduzindo a resultados mais consistentes e confiáveis, aproximando daqueles que realmente poderão ocorrer na estrutura.

O conhecimento adequado do comportamento das ligações também permite adotar de forma consciente e segura, os procedimentos simplificados de análise com hipóteses de comportamento idealizado.

O objetivo desse trabalho foi, portanto, compreender o comportamento das ligações semirrígidas viga-pilar constituídas por chapas de extremidade estendida com enrijecedores transversais e suas influências no comportamento estrutural. Para tanto, foi realizado um estudo para a determinação das principais propriedades mecânicas dessas ligações utilizando o método dos componentes. Esses parâmetros foram determinados conforme o modelo mecânico presente na EN 1993-1-8: 2005 e segundo os procedimentos da ABNT NBR 8800: 2008, complementada, quando necessário, por recomendações e normas, nacionais e/ou internacionais.

Para estudar o comportamento da ligação de chapa de extremidade estendida recorreu-se às literaturas já estudas sobre o tema. Ribeiro (1998) e Maggi (2000) estudaram a mesma ligação por meios de modelagem diferentes, aquele pelo modelo experimental e este por modelagem numérica. Partindo desse ponto, a ligação foi analisada conforme os procedimentos das normas EN 1993-1-8: 2005 e ABNT NBR 8800: 2008. Dessa forma, os parâmetros de rigidez inicial rotacional e de momento resistente da ligação com chapa de 19 mm de espessura foram determinados. Para a rigidez inicial, a norma brasileira adota o mesmo procedimento da norma europeia.

A ABNT NBR 8800: 2008 permite análises menos rigorosas em ligações para situações em que exista o efeito alavanca, dispensando a determinação do valor da força *Q*. A metodologia simplificada de dimensionamento da chapa de extremidade, sem que seja

calculada a força de alavanca, conduz a espessuras das chapas maiores. Dessa forma, as equações da ABNT NBR8800: 2008 podem apresentar resultados satisfatórios em relação ao dimensionamento dos parafusos, apenas.

Os resultados de dimensionamento mais econômicos são encontrados quando a chapa é considerada com comportamento de chapa fina, obtendo-se a resistência da ligação sujeita ao efeito máximo de alavanca. Devido ao procedimento simplificado da norma brasileira, uma complementação foi inserida no cálculo para a determinação do efeito alavanca. Portanto, de forma menos conservadora, foi adotado o procedimento apresentado em Queroz e Vilela (2012), que avaliam a situação intermediária entre os dois casos extremos: o da ausência e o da situação extrema da força de alavanca na determinação de momentos na chapa.

A curva momento versus rotação relativa do modelo numérico obtida por Maggi (2000) apresentou um comportamento bastante rígido com relação à curva experimental. Dessa forma, as curvas M-θ_r da ligação determinadas pelos procedimentos normativos foram comparadas apenas com a curva experimental obtida por Ribeiro (1998). Na análise comparativa, observou-se que o comportamento da curva desenvolvido segundo os procedimentos da norma brasileira, complementada por recomendações e normas, nacionais e/ou internacionais, foi mais conservador que o comportamento da curva desenvolvido pelo modelo mecânico da norma europeia. Ambas as curvas apresentaram uma boa aproximação com a curva experimental no trecho elástico, mas foram conservadoras em relação ao momento resistente, principalmente a curva desenvolvida considerando a norma brasileira, que apresentou momento fletor resistente cerca de 15% menor que o momento fletor resistente obtido pela norma europeia.

Após analisar a ligação com chapa de extremidade com espessura de 19 mm, estendeu-se o estudo da ligação com espessuras que variaram de 9,53 mm; 12,70 mm, 15,88 mm e novamente de 19 mm, levando-se em conta os valores de projeto (consideração dos parâmetros de segurança). As curvas momento - rotação relativa foram desenvolvidas conforme os critérios normativos. O comportamento das ligações obtido por ambas as normas foram distintos em termos de resistência e idênticos em termos de rigidez, uma vez que os valores da rigidez rotacional determinado pela ABNT 8800:2008 segue os procedimentos da EN 1993-1-8: 2005. A chapa de extremidade sujeita à flexão

foi o componente limitador do valor do momento fletor resistente para todas as ligações com espessuras variadas de chapas, para ambas as normas.

Observou-se que uma ligação com chapa de extremidade estendida pode apresentar comportamentos distintos, simplesmente modificando-se a espessura da chapa. A rigidez e a resistência aumentam significativamente com o aumento da espessura da chapa de extremidade, sendo a resistência com maior influência à variação da espessura da chapa do que a rigidez. Assim, no dimensionamento de ligações, pode-se demonstrar a eficiência do procedimento de se aumentar a espessura da chapa de extremidade objetivando-se aumentar a resistência da ligação. As ligações calculadas pela ABNT NBR 8800: 2008 apresentaram resistência ao momento fletor inferiores em comparação à EN 1993-1-8: 2005, agravando-se ao passo que a espessura da chapa decresce.

O comportamento destas ligações foi inserido no pórtico plano de dois andares e um vão, com bases engastadas, para avaliar a sua influência na distribuição dos esforços solicitantes nos elementos, nos deslocamentos nodais e na estabilidade global da estrutura. Todas as ligações estudadas foram classificadas como semirrígidas em termos de rigidez rotacional e parcialmente resistentes ao momento fletor em relação a resistência, para ambos os procedimentos normativos, segundo o sistema de classificação proposto por Buonicontro (2017).

Observou-se que a carga última P_u aumenta à medida que a espessura da chapa de extremidade torna-se mais espessa. O aumento da resistência dos pórticos está relacionado com o aumento da rigidez e da resistência das ligações, sendo esses parâmetros diretamente relacionados com a espessura da chapa da ligação. Comparando-se a mesma ligação com os dimensionamentos realizados pelas normas ABNT NBR 8800: 2008 e EN 1993-1-8: 2005, verificou-se que carga última do pórtico alcançada com a ligação definida pela norma brasileira foi significativamente menor do que aquela alcançada com a ligação definida pela norma europeia, como esperado.

Os pórticos semirrígidos falham devido ao mecanismo de viga em ambos os pavimentos provocados pelo alto nível de plastificação no centro do vão das vigas e a plastificação das ligações que atingem a sua capacidade de rotação máxima. Os comportamentos dos

pórticos semirrígidos foram governados pelas ligações, que apresentaram momentos últimos significativamente inferiores ao momento plástico da viga conectada (ligações parcialmente resistentes).

O exemplo numérico mostrou que, pode ser errôneo associar o conceito de ligações rígidas às ligações com chapas de extremidade enrijecidas transversalmente, uma vez que a resposta estrutural pode ser bem diferente do comportamento de uma ligação idealmente rígida. Sendo assim, a consideração do comportamento da ligação no comportamento estrutural é importante e necessária, principalmente, nos casos onde o comportamento da ligação se afasta substancialmente do comportamento dos modelos idealizados utilizados tradicionalmente nos processos de análise. O comportamento da ligação pode ser identificado inicialmente pelos sistemas de classificação consistentes apresentados na literatura.

Por fim, conclui-se que o estudo desenvolvido e os resultados apresentados ratificam o entendimento de que as ligações desempenham um papel fundamental no comportamento global dos pórticos, pois por meio delas que os esforços são transmitidos a toda estrutura. Além disso, sua classificação deve ser criteriosamente analisada para que o dimensionamento da estrutura seja o mais eficiente.

5.1 Sugestão de trabalho futuros

Ao final deste trabalho, considerando a consistência dos resultados alcançados, surge a necessidade de ampliar e dar continuidade à pesquisa em desenvolvimento. Assim, outros trabalhos poderão ser desenvolvidos para se considerar:

- Desenvolvimento da curva momento x rotação de diferentes concepções de ligações viga-pilar de aço: cantoneira simples e dupla na alma, tala na alma, soldadas (enrijecidas ou não) por meio das normas EN 1993-1-8: 2005 e ABNT NBR 8800: 2008;
- Desenvolvimento de uma expressão para determinação da capacidade rotacional para caracterização da ductilidade das ligações;
- Estudo do comportamento de ligações viga-pilar com placa de extremidade submetida a momento fletor e força normal.

- Análise avançada tridimensional das ligações viga-pilar em estruturas de aço.
- Desenvolvimento de procedimentos simplificados de análise que considerem o comportamento semirrígido das ligações e que possam ser incorporados nas rotinas de projeto.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

AISCAMERICAN INSTITUTE OF STEEL CONSTRUCTION. ANSI/AISC 360-10: **Specification for structural steel buildings.** Illinois, 2010. 552p.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 8800: **Projeto de estruturas de aço e de estruturas mistas de aço e concreto de edifícios**. Rio de Janeiro, 2008. 237p.

AVAKIAN, A. C. **Estruturas aporticadas mistas aço-concreto:** avaliação de metodologias de análise. 158f. Dissertação (Mestrado em Ciências em Engenharia Civil) Universidade Federal do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro, 2007.

BARBOSA, G. D. **Influência da flexibilidade das ligações no projeto de estruturas metálicas**. 163f. Dissertação (Mestrado em Engenharia), Escola de Engenharia, Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre, 2006.

BATHO, C.; BATEMAN, E. H. **Investigations on bolts and bolted joints**. Second report of the steel structures research committee. London, 1934.

BENDIGO, Robert A.; RUMPF, John L. **Calibration and installation of high strength bolts**. Lehigh University, 1959.

BERGAMASCO, P. D. A. **Estudo do comportamento estrutural de ligações parafusadas viga-pilar com chapa de topo estendida:** análise numérica. 396f. Dissertação (Mestrado em Engenharia de Estruturas), Escola de Engenharia, Universidade de São Paulo, São Carlos, 2012.

BJORHOVDE, R.; COLSON, A.; BROZZETTI, J. Classification system for beam-to-column connections. **Journal of Structural Engineering**, v.116, n.11, p.3059-3076, November, 1990.

BUONICONTRO, L. M. S. **Desenvolvimento de um sistema de classificação baseado nos parâmetros de rigidez e resistência de ligações viga-pilar de estruturas de aço.** 143f. Dissertação (Mestrado em Engenharia de Estruturas), Centro Federal de Educação Tecnológica de Minas Gerais, Belo Horizonte, 2017.

BURGESS, I. W., DAVISON, J. B. & PLANK, R. **Robustness Of Joints In Steel-Framed Structures At High Temperatures.** University of Sheffield, 2008. Disponível em < http://fire-research.group.shef.ac.uk/downloads.html>. Acesso em 22 jul. 2016.

CHEN, W.F E KISHI, N. Semi-Rigid Steel Beam-to-Column Connections: Data Base and Modeling. **Journal of Structural Engineering**, ASCE, Vol. 115, No. 7, p. 105-119, 1989.

CHEN, W.F.; LUI, E.M. Static flange moment connections. **Journal of Constructional Steel Research**, v.10, p.39-88, December, 1988.

CHEN, W. F.; TOMA, S. **Advanced analysis of steel frames; theory, software and applications**. Boca Raton: CRC-Press, 1994. 384 p.

CHRISTOPHER, J. E.; BJORHOVDE, R. Semi-rigid Frame Design Methods for Practicing Engineers. **Engineering Journal**, First Quarter, pp. 12-28, 1999.

DOUTY, R.T.; McGUIRE, W. High-strength bolted moment connections. **Journal of Structural Division**, v.91, n.ST2, p.101-128, April, 1965.

EN 1993-1-1: 2005 Eurocode 3: **Design of steel structures - Part 1-1: General rules and rules for buildings**. European Committee for Standardization. 2005. 91p.

EN 1993-1-8: 2005 Eurocode 3: **Design of steel structures - Part 1-8: design of joints**. European Committee for Standardization. 2005. 133p.

GOVERDHAM, A. V. **A collection of experimental moment rotation curves and evaluation of predict equations for semi-rigid connections**. Master's Thesis - Vanderbilt University, Nashville, 1984.

JONES, S. W.; KIRBY, P. A.; NETHERCOT, D. A. Effect of semirigid connections on steel column strength. **Journal of Constructional Steel Research**, v.1, n.1, p.38-46, September,1980.

JONES, S. W.; KIRBY, P. A.; NETHERCOT, D. A. The analysis of frames with semi-rigid connections: a state of the art report. **Journal of Constructional Steel Research**, v.3, n.2, p.2-13, December, 1983.

KISHI, N. (1994). **Semi-rigid connections**. In: CHEN, W. F.; TOMA, S., eds. Advanced analysis of steel frames. Boca Raton, CRC Press. Cap.3,p.91-137.

KISHI, N. E CHEN, W. F. **Data Base of Steel Beam-to-Column Connections.** Structural Engineering Report No.CE-STR-86-26. School of Civil Engineering. Purdue University, West Lafayette, IN. Vol. 2, 1986. p. 653.

KRISHNAMURTHY, N. **Effects of bolt heads and welds in steel bolted tee-type connections**. In: Report No. CE-AISC/MBMA-1901-11. Vanderbilt University, 1978.

LAVALL, A. C. C. **Uma formulação teórica consistente para a análise não linear de pórticos planos pelo método dos elementos finitos considerando barras com imperfeições iniciais e tensões residuais nas seções transversais**. 265f. Tese (Doutorado em Engenharia de Estruturas), Escola de Engenharia, Universidade de São Paulo, São Carlos, 1996.

LIGHTFOOT, E.; BARKER, A. R. CONGRESS SYMPOSIUM ON THE DESIGN OF BUILDING, 1961, Hong Kong, **The Analysis of Steel Fames with Elastic Beam Column Connections.** p. 205-217, 1961.

MAGGI, Y. I. **Análise numérica, via M.E.F, do comportamento de ligações parafusadas viga-pilar com chapa de topo.** 235f. Dissertação (Mestrado em Engenharia de Estruturas), Escola de Engenharia, Universidade de São Paulo, São Carlos, 2000.

MAGGI, Y. I. **Análise do comportamento estrutural de ligações parafusadas viga-pilar com chapa de topo estendida.** 269f. Tese (Doutorado em Engenharia de Estruturas), Escola de Engenharia, Universidade de São Paulo, São Carlos, 2004.

MONFORTON, G. R.; WU, T. S. Matrix Analysis of Semi-rigid Connected Frames. **Journal of the Structural Division**, v. 87, n. ST6, p. 13-42, 1963.

NAIR, R. S.; BIRKEMOE, P. C.; MUNSE, W.H. High-strength bolts subject to tension and prying. **Journal of Structural Division**, v.100, n.ST2, p.351-372, February, 1974.

OH, Sang-Hoon; PARK, Hae-Yong. A study to enhance the deformation capacity of beam-to-column connections using high strength steel having high yield ratio. **International Journal of Steel Structures**, v. 16, n. 1, p. 73-89, 2016.

OLIVEIRA, C. R. **Estudo do comportamento de uma ligação viga-pilar**. Dissertação (Mestrado em Engenharia Mecânica e Gestão Industrial), Instituto Politécnico de Viseu, Escola de Tecologia e Gestão de Viseu, Viseu, 2011.

OLIVEIRA, L. A. R. **Análise de pórticos de aço com ligações viga-pilar e de base de pilar semirrígidas a partir do método dos componentes.** 207f. Dissertação (Mestrado em Engenharia de Estruturas), Escola de Engenharia, Universidade Federal de Minas Gerais, Belo Horizonte, 2015.

PRELORENTZOU, P. A. **Um estudo sobre ligações viga-pilar em estruturas de aço.** São Carlos. 221f. Dissertação (Mestrado em Engenharia de Estruturas), Escola de Engenharia, Universidade de São Paulo, São Carlos, 1991.

QUEIROZ, G. **Estudo do comportamento e sistematização do projeto de ligações rígidas entre perfis I com almas coplanares.** 159f. Dissertação (Mestrado em Engenharia de Estruturas), Escola de Engenharia, Universidade Federal de Minas Gerais, Belo Horizonte, 1992.

QUEIROZ, G. **Análise experimental e análise não linear de nós soldados semirrígidos.** 285f. Tese (Doutorado em Engenharia de Estruturas), Escola de Engenharia, Universidade Federal de Minas Gerais, Belo Horizonte, 1995.

QUEIROZ, G.; VILELA, P. M. L. **Ligações, regiões nodais e fadiga de estruturas de aço**. 1 ed. Belo Horizonte: Código Editora, 2012.

RESEARCH COUNCIL ON RIVETED AND BOLTED STRUCTURAL JOINTS. **Specification for assembly of structural joints using highstrength bolts**. Philadelphia, 1949.

RESENDE, V. N. B. S. **Análise e dimensionamento de ligações metálicas segundo o eurocódigo 3:** vantagens no uso de ligações semirrígidas. Dissertação (Mestrado em Engenharia de Estruturas), Universidade do Porto, Porto, 2009.

RIBEIRO, L. F. L. **Estudo do comportamento estrutural de ligações parafusadas viga-pilar com chapa de topo:** análise teórico-experimental. 523f. Tese (Doutorado em Engenharia de Estruturas), Escola de Engenharia, Universidade de São Paulo, São Carlos, 1998.

SANTOS, L. B. **Influência da rigidez das ligações em estruturas de aço.** 171f. Dissertação (Mestrado em Engenharia de Estruturas), Escola de Engenharia, Universidade de São Paulo, São Carlos, 1998.

SEKULOVIC, M.; SALATIC, R. Nonlinear Analysis of Frames with Flexible Connections. **Computers and Structures**, v. 79(11), pp. 1097-1107, March, 2001.

SHERBOURNE, A. N. Bolted beam to column connections. **The Structural Engineer**, v. 91, n. 6, p. 203-209, June, 1961.

SILVA, R. G. L. **Análise inelástica avançada de pórticos planos de aço considerando as influências do cisalhamento e de ligações semirrígidas**. 272f. Tese (Doutorado em Engenharia de Estruturas), Escola de Engenharia, Universidade Federal de Minas Gerais, Belo Horizonte, 2010.

SOLEIMANI, E.; BEHNAMFAR, F. New moment-rotation equation for welded steel beam-to-column connections. **International Journal of Steel Structures**, v. 17, n. 2, p. 389-411, 2017.

VIEITO, A. A. S. **Análise e dimensionamento de ligações viga-pilar com placa de extremidade: influência das ligações na otimização das secções da estrutura.** 88f. Dissertação (Mestrado em Engenharia de Estruturas), Escola Superior de Tecnologia e Gestão, Instituto Politécnico de Viana do Castelo, Viana do Castelo, 2015.

ZHOU, F. **Model-Based Simulation of Steel Frames with Endplate Connections.** p. 133**.** Ph. D Thesis, Department of Civil and Environmental Engineering, University of Cincinnati, Ohio, 2005.

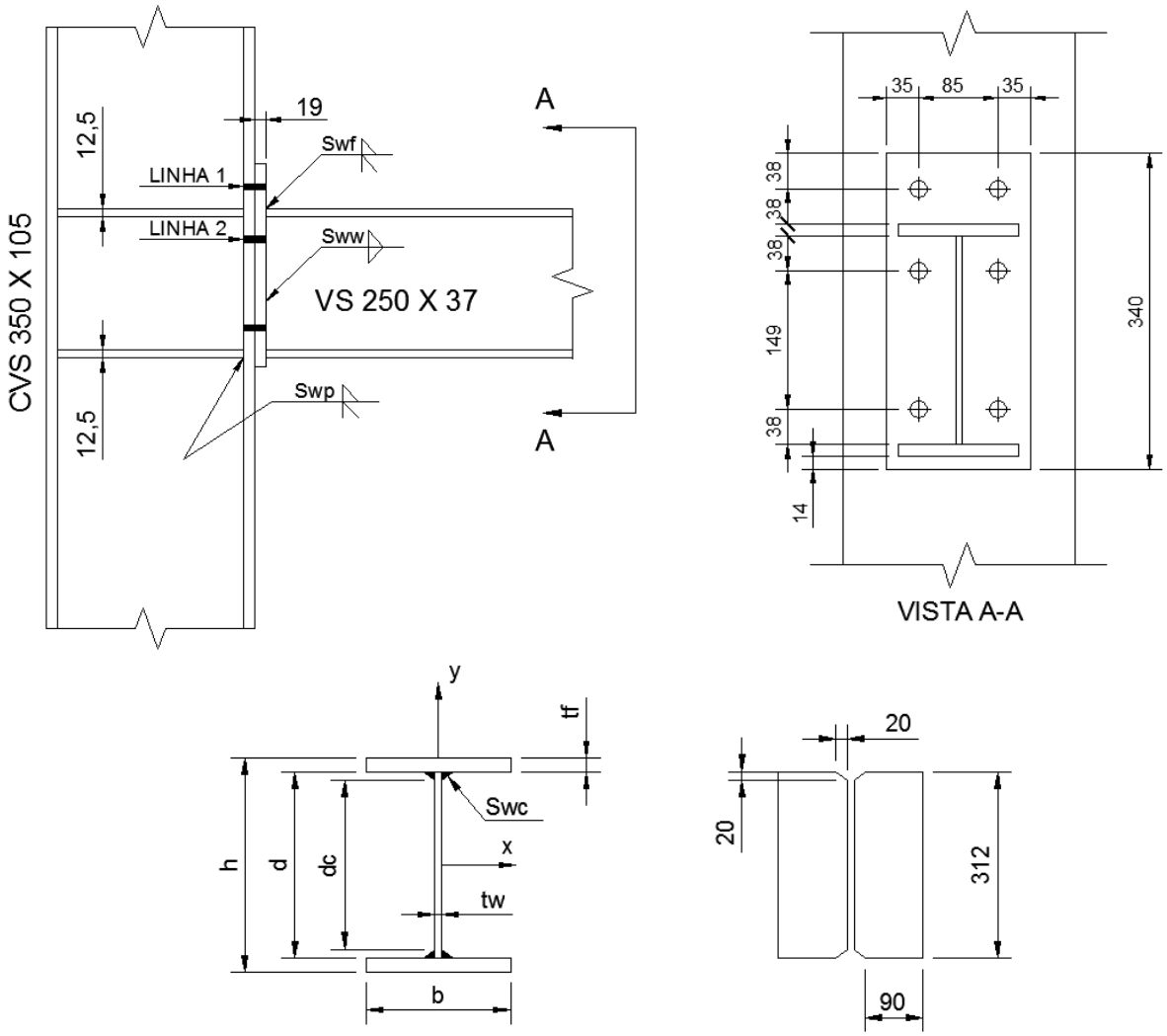
WILSON, W. M.; MOORE, H. F. **Tests to Determine the Rigidity of Riveted Joints in Steel Structures.** Bulletin n° 104, Engineering Experiment Station, University of Illinois, 1917.

WILSON, W. M.; THOMAS, F. P. **Fatigue tests of riveted joints.** University of Illinois, Engineering Experiment Station, 1938.

APÊNDICE A – Cálculo da ligação: EN 1993-1-8: 2005

A.1 Caracterização da Ligação

Figura 64 - Características geométricas da ligação (mm) – chapa 19mm.



DIMENSÕES EM MILÍMETRO

Fonte: Elaborado pelo autor, 2017.

Quadro 14 – Dimensões dos perfis

PERFIL		h (cm)	d (cm)	dc (cm)	b (cm)	tw (cm)	tf (cm)	Sww (cm)	Swf (cm)	Swc (cm)	Swp (cm)	A (cm²)	Ix (cm4)	Zx (cm³)	fy (kN/cm²)	E (kN/cm²)
VIGA	VS 250x37,0	25,00	22,50	21,50	13,00	0,63	1,25	0,50	0,50	-	-	46,70	5185,00	465,67	25,00	20500,00
PILAR	CVS 350x105,0	35,00	31,20	30,00	25,00	1,25	1,90	-	-	0,60	0,60	134,00	29213,00	1876,45	25,00	20500,00

Fonte: Elaborado pelo autor, 2017.

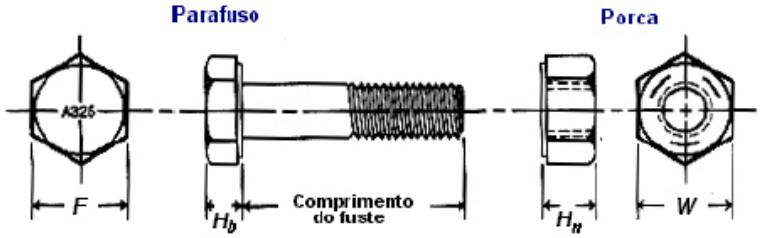
onde: *Sww* é a perna de solda entre a alma da viga e a chapa de extremidade, *Swf* é a perna de solda entre as mesas da viga e a chapa de extremidade, *Swc* é a perna de solda de composição do pilar e *Swp* é a perna de solda do enrijecedor no pilar. A espessura do enrijecedor é 1,25cm e o limite de escoamento f_y=25kN/cm².

Quadro 15 – Dimensões da placa de extremidade

PLACA DE EXTREMIDADE	b (cm)	e (cm)	fy (kN/cm²)	fu (kN/cm²)	E (kN/cm²)
	15,50	1,27	27,60	45,60	20560,00

Fonte: Elaborado pelo autor, 2017.

Figura 65 - Dimensões dos parafusos.



Fonte: MAGGI, 2000, p. 94.

Quadro 16 – Dimensões dos parafusos

PARAFUSOS	ϕp (cm)	Hb (cm)	Lb	Hn (cm)	dw (cm)	As (cm²)	n	fy (kN/cm²)	fub (kN/cm²)	E (kN/cm²)
	1,90	1,20	3,80	1,82	3,18	2,13	2,00	27,60	82,50	20500,00

Fonte: Elaborado pelo autor, 2017.

Onde *n* é o número de parafusos por linha.

A.2 Componentes ativos da ligação

- 1 - Alma do pilar ao cisalhamento;
- 2 - Alma do pilar à compressão;
- 3 - Alma do pilar à tração;
- 4 - Mesa do pilar à flexão;
- 5 - Chapa de extremidade à flexão;
- 7 - Alma e mesa da viga à compressão;
- 8 - Alma da viga à tração;
- 10-Parafusos à tração.

1 Alma do pilar ao cisalhamento

- Resistência
  - Verificação da esbeltez da alma do pilar:

$$\frac{d_c}{t_w} \leq 69\sqrt{\frac{235}{f_y[MPa]}} \rightarrow \frac{300}{12,5} \leq 69\sqrt{\frac{235}{250}} = 24,0 \leq 66,90 \quad (ok!)$$

  - Resistência da alma do pilar com enrijecedor:

$$V_{wp,Rd} = A_{vc} \times \frac{0,9 f_{ywc}}{\gamma_{M0}\sqrt{3}} + \frac{4M_{pl,fc,Rd}}{d_s}$$

$$A_{vc} = 30,0 \times 1,25 = 37,5cm^2 \ (Perfil\ soldado)$$

$$V_{wp,Rd} = 37,5 \times \frac{0,9 \times 25}{1\sqrt{3}} + 62,30 = 549,44\ kN$$

  - Verificação do momento plástico da mesa do pilar ($M_{pl,fc,Rd}$) e do enrijecedor ($M_{pl,st,Rd}$):

$$V_{wp,add,Rd} = \frac{4M_{pl,fc,Rd}}{d_s} \leq \frac{2M_{pl,fc,Rd} + 2M_{pl,st,Rd}}{d_s}$$

$$M_{pl,fc,Rd} = W_{pl,fc \times f_{y,fc}} = \frac{b_{fc} \times t_{fc}^2}{4} \times f_{y,fc} = \frac{25 \times 1,9^2}{4} \times 25 = 564,06\ kNxcm$$

$$M_{pl,st,Rd} = W_{pl,st \times f_{y,st}} = \frac{b_{st} \times t_{st}^2}{4} \times f_{y,st} == \frac{(2 \times 9,0) \times 1,25^2}{4} \times 25 = kNxcm$$

$$\frac{4 \times 564,06}{25 - 1,25} \leq \frac{2 \times 564,06 + 2 \times 175,78}{25 - 1,25}$$

$$95\ kN \leq 62,30\ kN$$

- Rigidez

$$k_1 = \infty$$

2 Alma do pilar à compressão

- Resistência
  - Largura efetiva da alma comprimida do pilar ($b_{eff,c,wc}$):

$$b_{eff,c,wc} = t_{fb} + 2\sqrt{2}ap + 5 \times (t_{fc} + S) + S_p == 1{,}25 + 2\sqrt{2} \times \left(\frac{0{,}5}{\sqrt{2}}\right) + 5 \times (1{,}9 + 0{,}6) + 1{,}9$$

$$== 16{,}65\ cm$$

Onde: *S* é a perna de solda de composição do pilar e S_p o comprimento obtido por difusão a 45° na chapa de extremidade, mínimo t_p e máximo 2 t_p . Adotado *tp*.

- Coeficiente de redução (ω):

Devido a configuração da ligação, o parâmetro de transformação $\beta \approx 1$ e o coeficiente de redução $\omega = \omega_1$.

$$\omega_1 = \frac{1}{\sqrt{1 + 1{,}3 \times \left(\frac{b_{eff,c,wc} \times t_{wc}}{A_{vc}}\right)^2}} = \frac{1}{\sqrt{1 + 1{,}3 \times \left(\frac{16{,}65 \times 1{,}25}{37{,}5}\right)^2}} = 0{,}85$$

- Coeficiente de redução para o enfunamento na chapa(ρ):

$$\overline{\lambda_p} = 0{,}932 \sqrt{\frac{b_{eff,c,wc} \times d_{wc} \times f_{y,wc}}{E \times t_{wc}^2}} = 0{,}932 \sqrt{\frac{16{,}65 \times 30 \times 25{,}0}{20.500 \times 1{,}25^2}} = 0{,}58$$

$$\overline{\lambda_p} \leq 0{,}72 \rightarrow \rho = 1{,}0$$

- Resistência da alma do pilar à compressão ($F_{c,wc,Rd}$) sem enrijecedor:

Adotado $\sigma_{com,Ed} \leq 0{,}7 f_{y,wc}$, tornando o coeficiente de redução k_{wc}=1,0.

$$F_{c,wc,Rd} = \frac{\omega \times k_{wc} \times b_{eff,c,wc} \times t_{wc} \times f_{y,wc}}{\gamma_{M0}} = \frac{0{,}85 \times 1{,}0 \times 16{,}65 \times 1{,}25 \times 25{,}0}{1{,}0} = 442{,}27\ kN$$

$$F_{c,wc,Rd} = \frac{\omega \times k_{wc} \times \rho \times b_{eff,c,wc} \times t_{wc} \times f_{y,wc}}{\gamma_{M0}} == \frac{0{,}85 \times 1{,}0 \times 1{,}0 \times 16{,}65 \times 1{,}25 \times 25{,}0}{1{,}0}$$

$$= 442{,}27\ kN$$

- Resistência da alma do reforço transversal ($N_{pl,st,Rd}$):

$$N_{pl,st,Rd} = \frac{A_{st} \times f_{y,st}}{\gamma_{M0}} = \frac{(2 \times 9{,}0) \times 1{,}25 \times 25{,}0}{1{,}0} = 562{,}50\ kN$$

- Resistência total da alma à compressão ($F_{c,wc,Rd}$):

$$F_{c,wc,Rd} = 442{,}27 + 562{,}50 = 1.004{,}77\ kN$$

- Rigidez

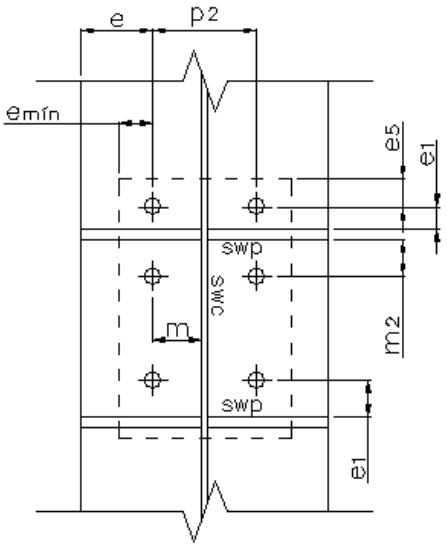
$$k_2 = \infty$$

4 Mesa do pilar à flexão

O centro de compressão da viga foi considerado no meio da mesa inferior. Como a linha de parafuso está próxima ao enrijecedor transversal, considera-se sua atuação isoladamente.

1ª linha de parafuso

- Resistência
  - Dados geométricos



$e_{mín}$ = 3,5cm	m = (8,5 – 0,8x2xS_{wc} – t_{wc}) / 2 =
e_1 = 3,8 - 0,8s_{wp} = 3,8 – 0,8x0,6 = 3,32 cm	= (8,5 – 0,8x2x0,6 – 1,25) / 2 = 3,15 cm
e = b_f/2 – p_2/2 = 25/2 – 8,5/2 = 8,25 cm	m_2 = 3,8 – 0,8S_{wp} = 3,8 – 0,8x0,6 = 3,32 cm
λ_1 = m / (m + e) = 3,15 / (3,15 + 8,25) = 0,28	n <= $e_{mín}$ mas n <= 1,25m
λ_2 = m_2 / (m + e) = 3,32 / (3,15 + 8,25) = 0,29	3,5 >= 1,25x3,15 = 3,94
α = 8,0	n = $e_{mín}$ = 3,5 cm

- Comprimentos efetivos

Linha	Padrão circular	Padrão não circular
Linha de parafusos de extremidade adjacente a um reforço	$2\pi m = 2\pi$x3,15 = 19,79 cm	$e_1 + \alpha m$ – (2m + 0,625e) =
		= 3,32 + 8,0x3,15 – (2x3,15 + 0,625
	$\pi m + 2e_1 = \pi$3,15 + 2x3,32 = 16,54 cm	+ 8,25) = 17,06 cm

Modo1: $l_{eff1} = l_{eff,nc}$ = 17,06 cm mas $l_{eff1} \leq l_{eff,cp}$ = 16,54cm → l_{eff1} = 16,54 cm

Modo2: $l_{eff2} = l_{eff,nc}$ = 17,14 cm

- Força de alavanca

$$L_b = t_f + t_p + 0{,}5(H_b + H_n) = 1{,}9 + 1{,}9 + 0{,}5(1{,}2 + 1{,}82) = 5{,}31\ cm$$

$$L_b{}^* = \frac{8{,}8 \times m^3 \times A_s \times n_b}{\sum l_{eff,1} \times t_f^3} = \frac{8{,}8 \times 3{,}15^3 \times 2{,}13 \times 1{,}0}{16{,}54 \times 1{,}9^3} = 5{,}16\ cm$$

Sendo $L_b{}^* < L_b$, não há força de alavanca.

- Momento plástico resistente ($M_{pl,Rd}$)

$$M_{pl,1,Rd} = \frac{0{,}25 \sum l_{eff,1} \times t_f^2 \times f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{0{,}25 \times 16{,}54 \times 1{,}9^2 \times 25{,}0}{1{,}0} = 373{,}18\ kNxcm$$

$$M_{pl,2,Rd} = \frac{0{,}25 \sum l_{eff,2} \times t_f^2 \times f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{0{,}25 \times 17{,}14 \times 1{,}9^2 \times 25{,}0}{1{,}0} = 386{,}72\ kNxcm$$

- Tração nos parafusos ($F_{t,Rd}$)

$$F_{t,Rd=} \frac{0{,}9 \times A_s \times f_{ub}}{\gamma_{M2}} = \frac{0{,}9 \times 2{,}13 \times 82{,}5}{1{,}25} = 126{,}52\ kN$$

- Resistência da mesa do pilar à flexão ($F_{t,\mathrm{fc,Rd}}$)

$$F_{t,Rd} = \sum F_{t,Rd} = 2 \times 126{,}50 = 253{,}04\ kN$$

$$F_{t,1-2,Rd} = \frac{2M_{pl,1,Rd}}{m} = \frac{2 \times 373{,}18}{3{,}15} = 236{,}94\ kN$$

$$F_{t,fcRd} = 236{,}94\ kN$$

- Rigidez

$$k_{4(1)} = \frac{0{,}9 \times l_{eff} \times t_f^3}{m^3} = \frac{0{,}9 \times 16{,}54 \times 1{,}9^3}{3{,}15^3} = 3{,}27\ cm$$

2ª linha de parafuso

- Resistência

Os dados geométricos são os mesmos calculados para a 1 linha de parafusos. Como a linha de parafuso está próxima ao enrijecedor transversal, considera-se sua atuação isoladamente.

◦ Comprimentos efetivos

Linha	Padrão circular	Padrão não circular
Linha de parafusos adjacentes a um reforço	$2\pi m$ = 2πx3,15 = 19,79 cm	αm = 8x3,15 = 25,20 cm

Modo1: $l_{eff1} = l_{eff,nc}$ = 25,20 cm mas $l_{eff1} \leq l_{eff,cp}$ = 19,79cm $\rightarrow$ l_{eff1} = 19,79 cm

Modo2: $l_{eff2} = l_{eff,nc}$ = 25,20 cm

◦ Força de alavanca

$$L_b = 5{,}31\ cm$$

$$L_b{}^* = \frac{8{,}8 \times m^3 \times A_s \times n_b}{\sum l_{eff,1} \times t_f^3} = \frac{8{,}8 \times 3{,}15^3 \times 2{,}13 \times 1{,}0}{19{,}79 \times 1{,}9^3} = 4{,}32\ cm$$

Sendo $L_b{}^* < L_b$, não há força de alavanca.

◦ Momento plástico resistente ($M_{pl,Rd}$)

$$M_{pl,1,Rd} = \frac{0{,}25 \sum l_{eff,1} \times t_f^2 \times f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{0{,}25 \times 19{,}79 \times 1{,}9^2 \times 25{,}0}{1{,}0} = 446{,}51\ kNxcm$$

$$M_{pl,2,Rd} = \frac{0{,}25 \sum l_{eff,2} \times t_f^2 \times f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{0{,}25 \times 25{,}2 \times 1{,}9^2 \times 25{,}0}{1{,}0} = 568{,}58\ kNxcm$$

- Resistência da mesa do pilar à flexão ($F_{t,fc,Rd}$)

$$F_{t,Rd} = \sum F_{t,Rd} = 2 \times 126{,}5 = 253{,}04\ kN$$

$$F_{t,1-2,Rd} = \frac{2M_{pl,1,Rd}}{m} = \frac{2 \times 446{,}51}{3{,}15} = 283{,}50\ kN$$

$$F_{t,fcRd} = 253{,}04kN$$

- Rigidez

$$k_{4(2)} = \frac{0{,}9 \times l_{eff} \times t_f^3}{m^3} = \frac{0{,}9 \times 19{,}79 \times 1{,}9^3}{3{,}15^3} = 3{,}91\ cm$$

3 Alma do pilar à tração

1ª linha de parafuso

- Resistência
  - Largura efetiva ($b_{eff,t,wc}$):

$$b_{eff,t,wc} = menor\left(l_{eff,1}; l_{eff,2}\right) = 16{,}54\ cm$$

  - Coeficiente de redução (ω):

$$\omega = \omega_1 = 0{,}85$$

  - Resistência à tração da alma do pilar ($F_{t,wc,Rd}$):

$$F_{t,wc,Rd} = \frac{\omega \times b_{eff} \times t_{wc} \times f_{y,wc}}{\gamma_{M0}} = \frac{0{,}85 \times 16{,}54 \times 1{,}25 \times 25{,}0}{1{,}0} = 439{,}34\ kN$$

- Rigidez

$$k_{3(1)} = \frac{0{,}7 \times b_{eff,t,wc} \times t_{wc}}{d_c} = \frac{0{,}7 \times 16{,}54 \times 1{,}25}{30{,}0} = 0{,}48\ cm$$

2ª linha de parafuso

- Resistência
  - Largura efetiva ($b_{eff,t,wc}$):

$$b_{eff,t,wc} = menor\left(l_{eff,1}; l_{eff,2}\right) = 19{,}79\ cm$$

  - Coeficiente de redução (ω):

$$\omega = \omega_1 = 0{,}85$$

  - Resistência à tração da alma do pilar ($F_{t,wc,Rd}$):

$$F_{t,wc,Rd} = \frac{\omega \times b_{eff} \times t_{wc} \times f_{y,wc}}{\gamma_{M0}} = \frac{0{,}85 \times 19{,}79 \times 1{,}25 \times 25{,}0}{1{,}0} = 525{,}67\ kN$$

- Rigidez

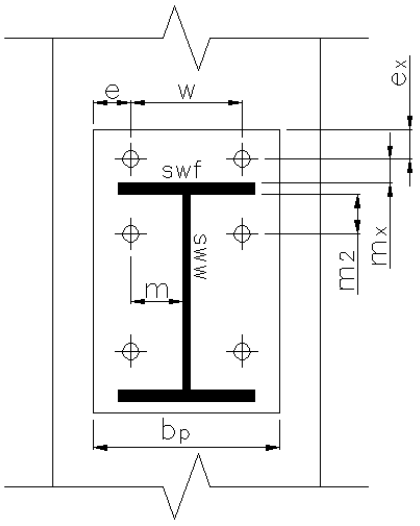
$$k_{3(2)} = \frac{0{,}7 \times b_{eff,t,wc} \times t_{wc}}{d_c} = \frac{0{,}7 \times 19{,}79 \times 1{,}25}{30{,}0} = 0{,}58\ cm$$

5 Chapa de extremidade à flexão

O centro de compressão da viga foi considerado no meio da mesa inferior. Como a linha de parafuso está próxima ao enrijecedor transversal, considera-se sua atuação isoladamente.

1ª linha de parafuso

- Resistência
  - Dados geométricos



e = 3,5 cm	m = (8,5 – 0,8x2xS_{ww} – t_{ww}) / 2 =
e_x = 3,8 cm	= (8,5 – 0,8x2x0,5 – 0,63) / 2 = 3,54 cm
	m_x = 3,8 – 0,8xS_{wf} = 3,8 – 0,8x0,5 = 3,4 cm
w=8,5 cm	
b_p=15,5 cm	n <= e_x mas n <= 1,25m_x
	3,8 >= 1,25x3,4 = 4,25
	n_x = $e_{mín}$ = 3,8 cm

- Comprimentos efetivos

Linha	Padrão circular	Padrão não circular
Linha de parafusos na parte saliente da mesa tracionada da viga	$2\pi m_x$ = 2πx3,4 = 21,36 cm	$4m_x + 1{,}25\ e_x$ = 4x3,4 + 1,25x3,8 = 18,35 cm
	$\pi m_x + w = \pi$3,4 + 8,5 = 19,18 cm	$e + 2\ m_x + 0{,}625\ e_x$ = 3,5 + 2x3,4 +
		0,625x3,8 = 12,68 cm
	$\pi m_x + 2e = \pi$3,4 + 2x3,5 = 17,68 cm	
		$0{,}5\ b_p$ = 0,5x15,5 = 7,75 cm
		$0{,}5w + 2m_x + 0{,}625\ e_x$ = 0,5x8,5 +2x3,4 +
		0,625x3,8 = 13,43 cm

Modo1: $l_{eff1} = l_{eff,nc}$ = 7,75 cm mas $l_{eff1} \leq l_{eff,cp}$ = 17,68 cm $\rightarrow$ l_{eff1} = 17,68 cm

Modo2: $l_{eff2} = l_{eff,nc}$ = 7,75 cm

- Força de alavanca

$$L_b == 5{,}31\ cm$$

$$L_b{}^* = \frac{8{,}8 \times m^3 \times A_s \times n_b}{\sum l_{eff,1} \times t_f^3} = \frac{8{,}8 \times 3{,}4^3 \times 2{,}13 \times 1{,}0}{7{,}75 \times 1{,}9^3} = 13{,}86\ cm$$

Sendo $L_b{}^* \geq L_b$, há força de alavanca.

- Momento plástico resistente ($M_{pl,Rd}$)

$$M_{pl,1,Rd} = \frac{0{,}25 \sum l_{eff,1} \times t_p^2 \times f_{yp}}{\gamma_{M0}} = \frac{0{,}25 \times 7{,}75 \times 1{,}9^2 \times 27{,}6}{1{,}0} = 193{,}04\ kNxcm$$

$$M_{pl,2,Rd} = \frac{0{,}25 \sum l_{eff,2} \times t_p^2 \times f_{yp}}{\gamma_{M0}} = \frac{0{,}25 \times 7{,}75 \times 1{,}9^2 \times 27{,}6}{1{,}0} = 193{,}04\ kNxcm$$

◦ Resistência da chapa de extremidade à tração ($F_{t,fc,Rd}$):

Modo1: $$F_{t,1,Rd} = \frac{4M_{pl,1,Rd}}{m_x} = \frac{4 \times 193{,}04}{3{,}4} = 227{,}11\ kN$$

Modo2: $$F_{t,1,Rd} = \frac{2M_{pl,2,Rd} + n_x \sum F_{t,Rd}}{m_x + n_x} = \frac{2 \times 193{,}04 + 3{,}8 \times 2 \times 126{,}52}{3{,}4 + 3{,}8} = 187{,}17\ kN$$

Modo3: $$F_{t,3,Rd} = \sum F_{t,Rd} = 2 \times 126{,}52 = 253{,}04\ kN$$

$$F_{t,fc,Rd} = 187{,}17\ kN$$

- Rigidez

$$k_{5(1)} = \frac{0{,}9 \times l_{effc} \times t_p^3}{m^3} = \frac{0{,}9 \times 7{,}75 \times 1{,}9^3}{3{,}4^3} = 1{,}22\ cm$$

2ª linha de parafuso

- Resistência
  - Dados geométricos

$m = (p_2 - 2x0{,}8xS_{ww} - t_{ww}) / 2 =$ $= (8{,}5 - 2x0{,}8x0{,}5 - 0{,}63) / 2 = 3{,}54$ cm	$n <= e_{mín}$ mas $n <= 1{,}25m$ 3,5 >= 1,25x3,54 = 4,43 $n = e_{mín} = 3{,}5$ cm
$m_2 = e_5 - 0{,}8xS_{wf} = 3{,}8\text{-}0{,}8x0{,}5 = 3{,}4$ cm	
	$\lambda_1 = m / (m + e) = 3{,}54 / (3{,}54 + 3{,}5) = 0{,}50$
$e = 3{,}5$ cm	$\lambda_2 = m_2 / (m + e) = 3{,}4 / (3{,}54 + 3{,}5) = 0{,}48$
	$\alpha = 5{,}8$

  - Comprimentos efetivos

Linha	Padrão circular	Padrão não circular
Primeira linha de parafusos sob a mesa tracionada da viga	$2\pi m = 2\pi x3{,}54 = 22{,}24$ cm	$\alpha m = 5{,}8x3{,}54 = 20{,}53$ cm

Modo1: $l_{eff1} = l_{eff,nc} = 20{,}53$ cm mas $l_{eff1} \leq l_{eff,cp} = 22{,}24$cm $\rightarrow l_{eff1} = 20{,}53$ cm

Modo2: $l_{eff2} = l_{eff,nc} = 20{,}53$ cm

◦ Força de alavanca

$$L_b = 5{,}31cm$$

$$L_b{}^* = \frac{8{,}8 \times m^3 \times A_s \times n_b}{\sum l_{eff,1} \times t_f^3} = \frac{8{,}8 \times 3{,}54^3 \times 2{,}13 \times 1{,}0}{20{,}53 \times 1{,}9^3} = 5{,}91\ cm$$

Sendo $L_b{}^* \geq L_b$, há força de alavanca.

◦ Momento plástico resistente ($M_{pl,Rd}$)

$$M_{pl,1,Rd} = \frac{0{,}25 \sum l_{eff,1} \times t_p^2 \times f_{yp}}{\gamma_{M0}} = \frac{0{,}25 \times 20{,}53 \times 1{,}9^2 \times 27{,}6}{1{,}0} == 511{,}38\ kNxcm$$

$$M_{pl,2,Rd} = \frac{0{,}25 \sum l_{eff,2} \times t_p^2 \times f_{yp}}{\gamma_{M0}} = \frac{0{,}25 \times 20{,}53 \times 1{,}9^2 \times 27{,}6}{1{,}0} == 511{,}38\ kNxcm$$

◦ Resistência da chapa de extremidade à tração ($F_{t,fc,Rd}$):

Modo1: $$F_{t,1,Rd} = \frac{4M_{pl,1,Rd}}{m} = \frac{4 \times 511{,}38}{3{,}54} = 577{,}83\ kN$$

Modo2: $$F_{t,1,Rd} = \frac{2M_{pl,2,Rd} + n \sum F_{t,Rd}}{m + n} = \frac{2 \times 511{,}38 + 3{,}5 \times 2 \times 126{,}52}{3{,}54 + 3{,}5} = 270{,}56\ kN$$

Modo3: $$F_{t,3,Rd} = \sum F_{t,Rd} = 2 \times 126{,}52 = 253{,}04\ kN$$

$$F_{t,fc,Rd} = 253{,}04\ kN$$

- Rigidez

$$k_{5(2)} = \frac{0{,}9 \times l_{effc} \times t_p^3}{m^3} = \frac{0{,}9 \times 20{,}53 \times 1{,}9^3}{3{,}54^3} = 2{,}86\ cm$$

7 Alma e mesa da viga à compressão

- Resistência

$$M_{c,Rd} = \frac{Z_x \times f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{465{,}67 \times 25{,}0}{1{,}0} = 11.641{,}75\ kNxcm$$

$$F_{c,fb,Rd} = \frac{M_{c,Rd}}{h_b - t_{fb}} = \frac{11.641{,}75}{25{,}0 - 1{,}25} = 490{,}18\ kN$$

- Rigidez

$$k_7 = \infty$$

8 Alma da viga à tração

2ª linha de parafuso

- Resistência

  - Largura efetiva ($b_{eff,t,wb}$)

A largura efetiva ($b_{eff,t,wb}$) é a menor dos l_{eff} da componente 5, $b_{eff,t,wb} = l_{eff,1} = l_{eff,2} = 20{,}53$ cm.

  - Resistência da alma da viga à tração

$$F_{t,wb,Rd} = \frac{b_{eff,wb} \times t_{wb} \times f_{y,wb}}{\gamma_{M0}} = \frac{20{,}53 \times 0{,}63 \times 25{,}0}{1{,}0} = 323{,}35\ kN$$

- Rigidez

$$k_8 = \infty$$

10 Parafusos à tração

- Resistência

$$F_{t,Rd} = \frac{0{,}9 \times A_s \times f_{ub}}{\gamma_{M2}} = \frac{0{,}9 \times 2{,}13 \times 82{,}5}{1{,}25} = 126{,}52\ kN$$

  - Verificação da punção na chapa de extremidade

$$F_{t,Rd} \leq \frac{0{,}6\pi \times d_w \times t \times f_u}{\gamma_{M2}} = \frac{0{,}6\pi \times 3{,}18 \times 1{,}9 \times 45{,}6}{1{,}25} = 415{,}47\ kN \quad (atende)$$

A.3 Resistência da 1ª linha de parafusos à tração

$$F_{t,1,Rd} = mín(C3 = 439{,}34\ kN\ ;\ C4 = 236{,}94\ kN\ ; C5 = 187{,}17\ kN) = 187{,}17\ kN$$

A.4 Resistência da 2ª linha de parafusos à tração

$$F_{t,2,Rd} = mín(C3 = 525{,}67\ kN\ ;\ C4 = 253{,}04\ kN\ ; C5 = 253{,}04\ kN\ ;\ C8 = 323{,}35\ kN)$$
$$= \ 253{,}04\ kN$$

A.5 Verificação de segurança à flexão

$$\sum F_{tr,Rd} \leq mín\left(\frac{C_1}{\beta} = \ V_{wp,Rd};\ C_2 = F_{c,wc,Rd}\ ;\ C_7 = F_{c,fb,Rd}\right)$$

$$187{,}17 + 253{,}04\ \leq mín\left(\frac{549{,}44}{1{,}0}; 1.004{,}77; 490{,}18\right)$$

$$440{,}21\ \leq 490{,}18\ \ (ok!)$$

Diante dos resultados, não será necessário reduzir a resistência da segunda linha de parafusos. Com isso, $F_{t,2,Rd}$ = 253,04 kN.

A.6 Momento resistente da ligação

$$M_{J,Rd} = F_{t,1,Rd} \times h_1 + F_{t,2,Rd} \times h_2 = 187{,}17 \times 28{,}18 + 253{,}04 \times 19{,}33 == 10.165{,}71\ kNxcm$$

A.7 Rigidez de rotação da ligação

- Rigidez da 1ª linha de parafusos tracionados ($k_{eff(1)}$):

$$k_{eff(1)} = \frac{1}{\frac{1}{k_1} + \frac{1}{k_2} + \frac{1}{k_3} + \frac{1}{k_4} + \frac{1}{k_5} + \frac{1}{k_7} + \frac{1}{k_8} + \frac{1}{k_{10}}} =$$

$$= \frac{1}{\frac{1}{\infty} + \frac{1}{\infty} + \frac{1}{0{,}47} + \frac{1}{3{,}3} + \frac{1}{1{,}22} + \frac{1}{\infty} + \frac{1}{\infty} + \frac{1}{0{,}90}} = 0{,}23\ cm$$

- Rigidez da 2ª linha de parafusos tracionados ($k_{eff(2)}$):

$$k_{eff(2)} = \frac{1}{\frac{1}{k_1} + \frac{1}{k_2} + \frac{1}{k_3} + \frac{1}{k_4} + \frac{1}{k_5} + \frac{1}{k_7} + \frac{1}{k_8} + \frac{1}{k_{10}}} =$$

$$= \frac{1}{\frac{1}{\infty} + \frac{1}{\infty} + \frac{1}{0{,}56} + \frac{1}{3{,}91} + \frac{1}{2{,}86} + \frac{1}{\infty} + \frac{1}{\infty} + \frac{1}{0{,}90}} = 0{,}29\ cm$$

- Braço do binário equivalente (Z_{eq}):

$$Z_{eq} = \frac{\sum_r k_{eff,r} \times h_r^2}{\sum_r k_{eff,r} \times h_r} = \frac{0{,}23 \times 28{,}18^2 \times 0{,}29 \times 19{,}33^2}{0{,}23 \times 28{,}18 + 0{,}29 \times 19{,}33} = 24{,}08\ cm$$

- Rigidez equivalente das linhas de parafusos à tração (k_{eq}):

$$k_{eq} = \frac{\sum_r k_{eff,r} \times h_r}{Z_{eq}} = \frac{0{,}23 \times 28{,}18 + 0{,}29 \times 19{,}33}{24{,}08} = 0{,}50\ cm$$

- Rigidez de rotação inicial da ligação (S_{ini}):

$$S_{ini} = \frac{E \times Z^2}{\mu \sum \frac{1}{k_i}} = \frac{20.500 \times 24{,}08^2}{1{,}0 \times \frac{1{,}0}{0{,}5}} = 5.943.425{,}60\ kNxcm/rad$$

- Rigidez de rotação final da ligação (S_j):

$$S_j = \frac{E \times Z^2}{\mu \sum \frac{1}{k_i}} = \frac{20.500 \times 24{,}08^2}{2{,}9885 \times \frac{1{,}0}{0{,}5}} = 1.988.765{,}47\ kNxcm/rad$$

$$\mu = \left(\frac{1{,}5\ .\ M_{j,Ed}}{M_{j,Rd}}\right)^{\Psi} = \left(\frac{1{,}5\ .\ M_{j,Rd}}{M_{j,Rd}}\right)^{2{,}7} = (1{,}5)^{2{,}7} = 2{,}9885$$

- Rigidez de rotação reduzida inicial da ligação (S_j/η):

$$S_j = \frac{S_{j,ini}}{\eta} = \frac{5.943.425{,}60}{2} = 2.971.712{,}80\ kNxcm/rad$$

A.8 Rotação – Análise Elastoplástica

- Trecho elástico

$$M = K \times \theta$$

$$\theta = \frac{\frac{2}{3} M_{J,Rd}}{S_{j,ini}} = \frac{6.733{,}71}{5.943.425{,}60} = 0{,}0011\ rad$$

- Trecho Elastoplástico

$$\theta = \frac{M_{J,Rd}}{S_j} = \frac{10.100{,}57}{1.987.767{,}76} = 0{,}0051\ rad$$

A.9 Rotação – Análise Elástica

- Trecho Elástico

$$\theta = \frac{M_{J,Rd}}{\frac{S_{j,ini}}{\eta}} = \frac{10.100{,}57}{2.971.712{,}80} = 0{,}0034\ rad$$

APÊNDICE B – Cálculo da ligação: ABNT NBR 8800: 2008

A ligação calculada apresenta as mesmas características geométricas e de materiais ilustrados no Apêndice A.1. Será utilizada a mesma rigidez calculada pelo método dos componentes.

B.1 Disposição Construtiva

- Dimensão mínima da perna do filete da solda da alma da viga com a chapa de extremidade:

$$t \leq 6{,}5\ mm \ \rightarrow \ d_w > 3\ mm$$
$$d_w = 5\ mm\ (ok!)$$

- Dimensão mínima da perna do filete da solda da alma do pilar com enrijecedores:

$$6{,}35\ mm \leq t \leq 12{,}5\ mm \ \rightarrow \ d_w > 5\ mm$$
$$d_w = 6\ mm\ (ok!)$$

- Espaçamento mínimo entre furos:

$$d \geq 2{,}7\ d_b \ \rightarrow \ d_w \geq 2{,}7 \times 19 = 51{,}3\ mm$$
$$d = 85\ mm\ (ok!)$$

- Espaçamento máximo entre furos:

$$d < \begin{cases} 14 \times t_{ch} = 14 \times 19 = 266\ mm \\ 180\ mm \end{cases}$$
$$d = 85\ mm\ (ok!)$$

- Distância mínima de um furo à borda:

$$d \leq 26\ mm$$
$$d = 35\ mm\ (ok!)$$

- Distância máxima de um parafuso à borda:

$$d < \begin{cases} 12 \times t_{ch} = 12 \times 19 = 228\ mm \\ 150\ mm \end{cases}$$
$$d = 82{,}5\ mm\ (ok!)$$

- Enrijecedor transversal:

Largura do enrijecedor:

$$112{,}75\ mm + 6{,}25\ mm > \frac{1}{3}250\ mm$$

$$119\ mm\ >\ 83{,}33\ \ mm\ (ok!)$$

Espessura do enrijecedor:

$$12{,}5\ mm\ > \begin{cases} \frac{1}{2}19\ mm = 9{,}5\ mm\ (ok!) \\ \frac{112{,}75}{15}\ mm =\ 7{,}52\ mm\ (ok!) \end{cases}$$

B.2 Alma do Pilar ao Cisalhamento

- Parâmetro de esbeltez da alma do pilar

$$\lambda = \frac{h}{t_w} = \frac{31{,}2}{1{,}25} = 24{,}96$$

$$\lambda_p = 1{,}10\sqrt{\frac{k_v E}{f_y}} = 1{,}10\sqrt{\frac{13{,}63 \times 20500}{25}} = 116{,}29$$

$$k_v =\ 5 + \frac{5}{\left(\frac{a}{h}\right)^2} = 5 + \frac{5}{\left(\frac{23{,}75}{31{,}2}\right)^2} = 13{,}63$$

$$\lambda_r = 1{,}37\sqrt{\frac{k_v E}{f_y}} = 1{,}37\sqrt{\frac{13{,}63 \times 20500}{25}} = 144{,}84$$

- Força cortante resistente de cálculo

$$\lambda \leq \lambda_p \rightarrow V_{Rd} = \frac{V_{pl}}{\gamma_{a1}} = \frac{656{,}25}{1{,}1} = 596{,}59\ kN$$

$$V_{pl} = 0{,}60 A_w f_y = 0{,}60 d t_w f_y = 0{,}60 \times 35 \times 1{,}25 \times 25 = 656{,}25\ kN$$

B.3 Flexão local da mesa do pilar (tração na alma)

- Comprimento de atuação da força segundo a EN 1993-1-8: 2005

$$p = \left(< \begin{matrix} e_2 \\ \mathrm{b} + 0{,}5\mathrm{d_b} \end{matrix}\right) + \left(< \begin{matrix} e_1/2 \\ \mathrm{b} + 0{,}5\mathrm{d_b} \end{matrix}\right) = \left(< \begin{matrix} \infty \\ 3{,}63 + 0{,}5 \times 1{,}9 \end{matrix}\right) + \left(< \begin{matrix} 8{,}85/2 \\ 3{,}8 + 0{,}5 \times 1{,}9 \end{matrix}\right)$$

$$= \left(< \begin{matrix} \infty \\ 4{,}58 \end{matrix}\right) + \left(< \begin{matrix} 4{,}43 \\ 4{,}58 \end{matrix}\right) = 9{,}01\ cm$$

$$l_n = 2 \times p = 2 \times 9{,}01 = 18{,}02\ cm$$

$$l_n \geq 0{,}15 b_f \rightarrow l_n \geq 0{,}15 \times 25 = 3{,}75\ cm$$

$$F_{Rd} = \frac{6{,}25 t_f^2 f_y}{\gamma_{a1}} = \frac{6{,}25 \times 1{,}9^2 \times 25}{1{,}1} = 512{,}78\ kN$$

Como a força atua a uma distância de 1,9 cm (espessura da chapa), menor que 10 x 1,9 (espessura da mesa do pilar) = 19 cm, não se faz necessário reduzir pela metade a força resistente F_{Rd}.

B.4 Escoamento local da alma do pilar à tração

- distância da extremidade da barra inferior ou igual à altura da seção transversal

Onde *ln* foi considerado igual a 2*p* e k a espessura da mesa mais o filete de solda.

$$F_{Rd} = \frac{1{,}10(2{,}5k + l_n) f_y t_w}{\gamma_{a1}} = \frac{1{,}10(2{,}5 \times 2{,}5 + 18{,}02) \times 25 \times 1{,}25}{1{,}1} = 758{,}44\ kN$$

B.5 Escoamento local da alma do pilar à compressão

- distância da extremidade da barra inferior ou igual à altura da seção transversal

O comprimento de atuação da força l_n foi baseado na largura efetiva $b_{eff,c,w}$ da EN 1993-1-8: 2005, conforme calculado no Apêncide A - item 2 Alma do pilar à compressão.

$$F_{Rd} = \frac{1{,}10(2{,}5k + l_n) f_y t_w}{\gamma_{a1}} = \frac{1{,}10(2{,}5 \times 2{,}5 + 16{,}65) \times 25 \times 1{,}25}{1{,}1} = 715{,}63\ kN$$

B.6 Enrugamento da alma do pilar à compressão

- quando a força de compressão está a uma distância da extremidade do pilar menor que a metade da altura da seção transversal, a força resistente é dado por:

$$\frac{l_n}{d} > 0{,}2 \rightarrow F_{Rd} = \frac{0{,}33 t_w^2}{\gamma_{a1}} \left[1 + \left(\frac{4 l_n}{d} - 0{,}2 \right) \left(\frac{t_w}{t_f} \right)^{1{,}5} \right] \sqrt{\frac{E f_y t_f}{t_w}}$$

$$\frac{16{,}65}{35{,}0} = 0{,}48 > 0{,}2 \rightarrow F_{Rd}$$

$$= \frac{0{,}33 \times 1{,}25^2}{1{,}1} \left[1 + \left(\frac{4 \times 16{,}65}{35{,}0} - 0{,}2 \right) \left(\frac{1{,}25}{1{,}9} \right)^{1{,}5} \right] \sqrt{\frac{20.500 \times 25 \times 1{,}9}{1{,}25}} =$$

$$= 789{,}67\ kN$$

B.7 Flambagem da alma do pilar à compressão

Este fenômeno só ocorre quando forças opostas atuam comprimindo a alma pelas duas mesas.

$$F_{Rd} = \frac{24 t_w^3 \sqrt{E f_y}}{\gamma_{a1} h} = \frac{24 \times 1{,}25^3 \sqrt{20.500 \times 25{,}0}}{1{,}1 \times 35} = 871{,}62\ kN$$

B.8 Flambagem lateral da alma (compressão local da mesa)

Considerado comprimento destravado do pilar igual 365 cm.

$$\left(\frac{\frac{h}{t_w}}{\frac{l}{b_f}} \right) = \left(\frac{\frac{31{,}2}{1{,}25}}{\frac{365}{25{,}0}} \right) = 1{,}71$$

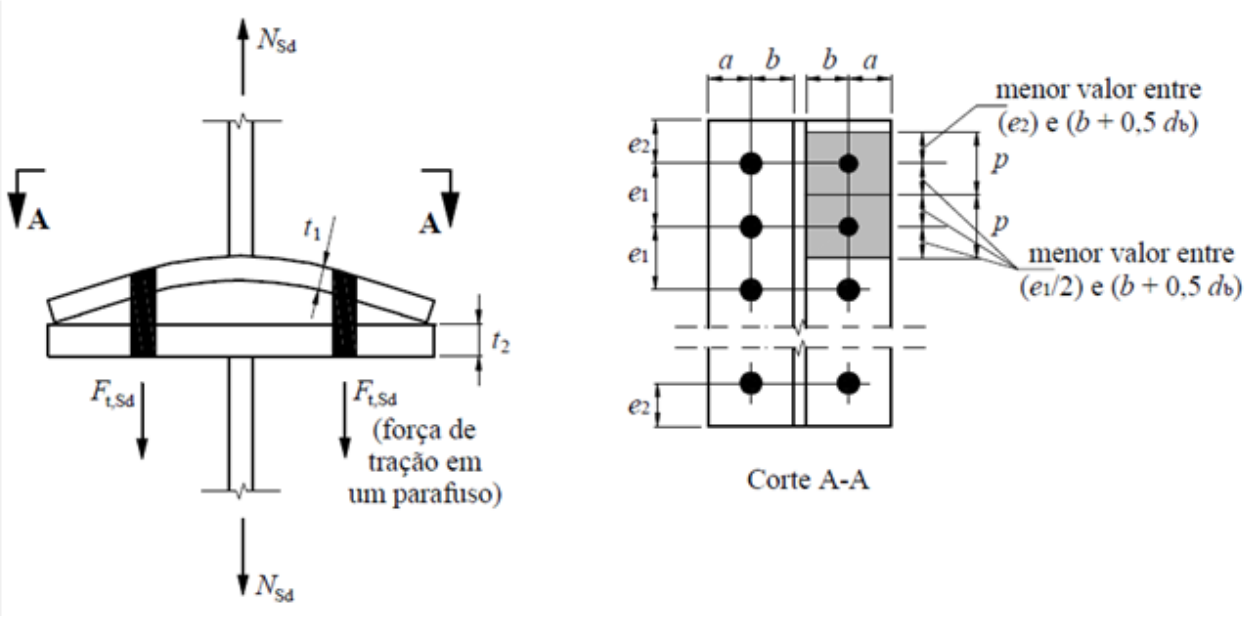
- se a rotação da mesa carregada for impedida, para (h / t_w) / (l / b_f) ≤ 2,30, F_{Rd} é dado por:

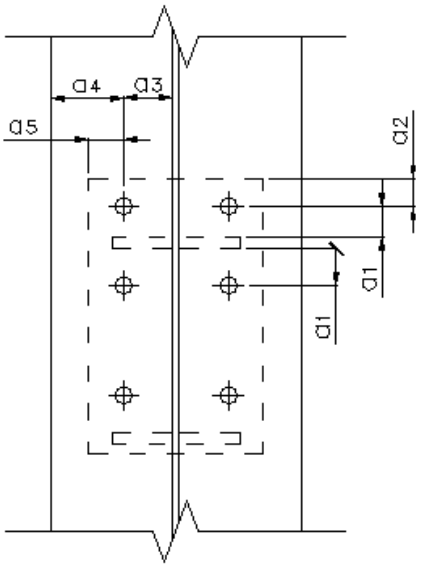
$$F_{Rd} = \frac{C_r t_w^3 t_f}{\gamma_{a1} h^2} \left[0{,}94 + 037 \left(\frac{\frac{h}{t_w}}{\frac{l}{b_f}} \right)^3 \right]$$

$$F_{Rd} = \frac{656.000 \times 1{,}25^3 \times 1{,}9}{1{,}1 \times 31{,}2^2}\left[0{,}94 + 037\left(\frac{\frac{31{,}2}{1{,}25}}{\frac{365{,}0}{25{,}0}}\right)^3\right] = 6.340{,}07\ kN$$

$$C_r = 32E = 32 \times 20.500 = 656.000\ kN/cm^2$$

B.9 Mesa do Pilar à Flexão





$$b = a_3 = \frac{(b_p - 2a_3) - t_w}{2} = \frac{(15{,}5 - 2 \times 3{,}5) - 1{,}25}{2} = 3{,}63\ cm$$

$$a = a_5 = 3{,}5\ cm$$

$$d' = d + 1/8" = 1{,}9 + 0{,}32 = 2{,}22\ cm$$

Sendo a<b, considerar efeito de alavanca.

- Largura de influência da mesa do modelo *T-Stub* equivalente:

$$p = \left(< \begin{Bmatrix} e_2 \\ \mathrm{b} + 0{,}5\mathrm{d_b} \end{Bmatrix}\right) + \left(< \begin{Bmatrix} e_1/2 \\ \mathrm{b} + 0{,}5\mathrm{d_b} \end{Bmatrix}\right) = \left(< \begin{Bmatrix} \infty \\ 3{,}63 + 0{,}5 \times 1{,}9 \end{Bmatrix}\right) + \left(< \begin{Bmatrix} 8{,}85/2 \\ 3{,}8 + 0{,}5 \times 1{,}9 \end{Bmatrix}\right)$$

$$= \left(< \begin{Bmatrix} \infty \\ 4{,}58 \end{Bmatrix}\right) + \left(< \begin{Bmatrix} 4{,}43 \\ 4{,}58 \end{Bmatrix}\right) = 9{,}01\ cm$$

- Relação entre a resistência de cálculo na seção com furo e momento resistente:

$$\delta = \left(< \left\{ \begin{bmatrix} 1{,}0 \\ \dfrac{(\mathrm{p} - \mathrm{d}')\frac{\mathrm{f_u}}{1{,}35}}{\mathrm{p}\frac{\mathrm{f_y}}{1{,}10}} \end{bmatrix} \right) =< \left\{ \begin{bmatrix} 1{,}0 \\ \dfrac{(9{,}01 - 2{,}22)\frac{40}{1{,}35}}{9{,}01\frac{25}{1{,}10}} \end{bmatrix} = 0{,}98 \right.$$

$$\delta = 0{,}98$$

$$M_{Rd} = \frac{pt^2}{4} \times \frac{f_y}{\gamma_{a1}} = \frac{9{,}01 \times 1{,}9^2}{4} \times \frac{25}{1{,}1} = 184{,}81\ kNxcm$$

- Cálculo das incógnitas Tsd e Q:

Equação junto à alma do pilar (I):

$$\frac{0{,}25T_{Sd} \times b - Q \times a}{M_{Rd}} \leq 1{,}0$$

Equação na seção dos furos (II):

$$\frac{Q \times a}{\delta M_{Rd}} \leq 1{,}0 \rightarrow \frac{Q \times a}{M_{Rd}} \leq \delta$$

Somando equações I e II:

$$\frac{0{,}25T_{Sd} \times b - Q \times a}{M_{Rd}} + \frac{Q \times a}{M_{Rd}} \leq 1 + \delta$$

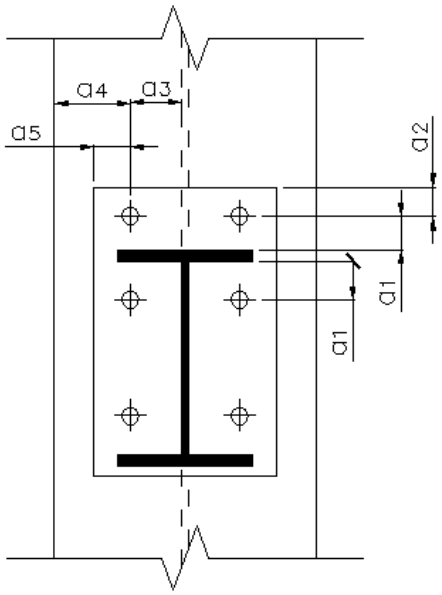
$$\frac{0{,}25T_{Sd} \times b}{M_{Rd}} \leq 1 + \delta \rightarrow T_{Sd} \leq \frac{(1 + \delta)M_{Rd}}{0{,}25b}$$

$$T_{Sd} \leq \frac{(1 + 0{,}98) \times 184{,}8}{0{,}25 \times 3{,}63} = 403{,}20\ kN$$

Equação na seção dos furos (II):

$$Q = \frac{\delta \times M_{Rd}}{a} = \frac{0{,}98 \times 184{,}8}{3{,}5} = 51{,}74\ KN$$

B.10 Chapa de Extremidade à Flexão



$$b = a_1 = 3{,}8\ cm$$

$$a = a_2 = 3{,}8\ cm$$

$$a \geq b$$

$$d' = d + 1/8" = 1{,}9 + 0{,}32 = 2{,}22\ cm$$

- Largura de influência da mesa do modelo *T-Stub* equivalente:

$$p = \left(< \begin{Bmatrix} e_2 \\ b + 0{,}5d_b \end{Bmatrix} + \left(< \begin{Bmatrix} e_1/2 \\ b + 0{,}5d_b \end{Bmatrix} = \left(< \begin{Bmatrix} 3{,}5 \\ 3{,}8 + 0{,}5 \times 1{,}9 \end{Bmatrix} + \left(< \begin{Bmatrix} 8{,}5/2 \\ 3{,}8 + 0{,}5 \times 1{,}9 \end{Bmatrix}\right.\right.\right.$$

$$= \left(< \begin{Bmatrix} 3{,}5 \\ 4{,}75 \end{Bmatrix} + \left(< \begin{Bmatrix} 4{,}25 \\ 4{,}75 \end{Bmatrix} = 7{,}75\ cm\right.\right.$$

- Relação entre a resistência de cálculo na seção com furo e momento resistente:

$$\delta = \left(< \left\{ \left[\frac{(p - d')\frac{f_u}{1{,}35}}{p\frac{f_y}{1{,}10}} \right] \right. \right) = < \left\{ \left[\frac{(7{,}75 - 2{,}22)\frac{45{,}6}{1{,}35}}{7{,}75\frac{27{,}6}{1{,}10}} \right] = 0{,}96 \right.$$

$$\delta = 0{,}96$$

$$M_{Rd} = \frac{pt^2}{4} \times \frac{f_y}{\gamma_{a1}} = \frac{7{,}75 \times 1{,}9^2}{4} \times \frac{27{,}6}{1{,}1} = 175{,}50\ kNxcm$$

- Cálculo das incógnitas Tsd e Q:

Equação junto à alma do pilar (I):

$$\frac{0{,}25T_{Sd} \times b - Q \times a}{M_{Rd}} \leq 1{,}0$$

Equação na seção dos furos (II):

$$\frac{Q \times a}{\delta M_{Rd}} \leq 1{,}0 \rightarrow \frac{Q \times a}{M_{Rd}} \leq \delta$$

Somando equações I e II:

$$\frac{0{,}25T_{Sd} \times b - Q \times a}{M_{Rd}} + \frac{Q \times a}{M_{Rd}} \leq 1 + \delta$$

$$\frac{0{,}25T_{Sd} \times b}{M_{Rd}} \leq 1 + \delta \rightarrow T_{Sd} \leq \frac{(1+\delta)M_{Rd}}{0{,}25b}$$

$$T_{Sd} \leq \frac{(1 + 0{,}96) \times 175{,}50}{0{,}25 \times 3{,}8} = 362{,}08\ kN$$

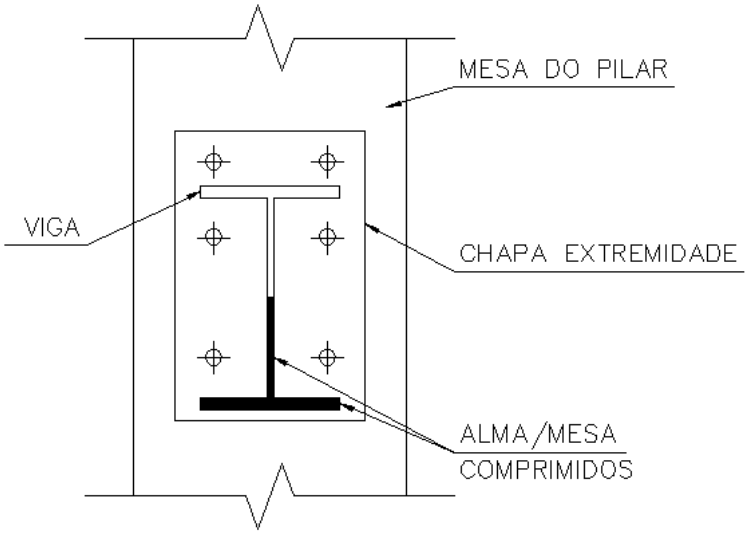
Equação na seção dos furos (II):

$$Q = \frac{\delta \times M_{Rd}}{a} = \frac{0{,}96 \times 175{,}50}{3{,}8} = 44{,}34\ KN$$

B.11 Alma e mesa da viga à compressão

Os parâmetros A_g e I_x (eixo no plano médio da alma do pilar) foram retirados do Autocad.

Considerado fator de redução associado à resistência à compressão, χ=1,0.



$$F_{c,Rd} = \frac{\chi Q A_g f_y}{\gamma_{a1}} = \frac{1{,}0 \times 1{,}0 \times 23{,}34 \times 25{,}0}{1{,}1} = 530{,}45\ kN$$

- fator de redução Qs (mesa):

Elementos comprimidos AL, Grupo 5.

$$\frac{b}{t} = \frac{\left(\frac{13{,}0}{2}\right)}{1{,}25} = 5{,}2$$

$$\left(\frac{b}{t}\right) lim = 0{,}64\sqrt{\frac{E}{\frac{f_y}{kc}}} = 0{,}64\sqrt{\frac{20.500}{\frac{25{,}0}{0{,}76}}} = 15{,}98$$

$$k_c = \frac{4}{\sqrt{\frac{h}{t_w}}} = \frac{4}{\sqrt{\frac{\left(\frac{22{,}5}{2}\right)}{0{,}63}}} = \frac{4}{\sqrt{\frac{11{,}25}{0{,}63}}} = 0{,}95$$

$$0{,}35 \leq k_c \leq 0{,}76$$

$$\frac{b}{t} < \left(\frac{b}{t}\right) lim \rightarrow Q_s = 1{,}0$$

- fator de redução Qa (alma):

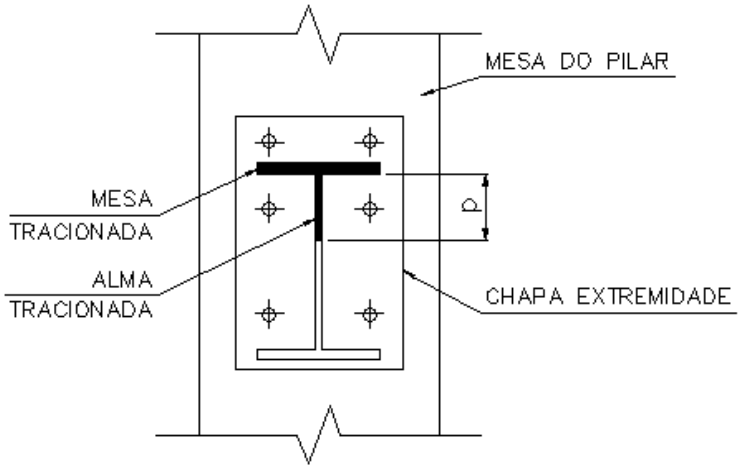
Elementos comprimidos AA, Grupo 2.

$$\frac{b}{t} = \frac{22,5}{1,25} = 18,0$$

$$\left(\frac{b}{t}\right) lim = 1,49\sqrt{\frac{E}{f_y}} = 1,49\sqrt{\frac{20.500}{25,0}} = 42,67$$

$$\frac{b}{t} < \left(\frac{b}{t}\right) lim \rightarrow Q_s = 1,0$$

B.12 Alma e mesa da viga à tração



- Largura de influência da mesa do modelo *T-Stub* equivalente:

$$p = \left(< \begin{Bmatrix} e_2 \\ b + 0,5d_b \end{Bmatrix}\right) + \left(< \begin{Bmatrix} e_1/2 \\ b + 0,5d_b \end{Bmatrix}\right) = \left(< \begin{Bmatrix} 3,5 \\ 3,8 + 0,5 \times 1,9 \end{Bmatrix}\right) + \left(< \begin{Bmatrix} 8,5/2 \\ 3,8 + 0,5 \times 1,9 \end{Bmatrix}\right)$$

$$= \left(< \begin{Bmatrix} 3,5 \\ 4,75 \end{Bmatrix}\right) + \left(< \begin{Bmatrix} 4,25 \\ 4,75 \end{Bmatrix}\right) = 7,75\ cm$$

  - para escoamento da seção bruta:

$$F_{t,Rd} = \frac{A_g f_y}{\gamma_{a1}} = \frac{(0,63 \times 7,75 + 13,00 \times 1,25) \times 25,0}{1,1} = 480,28\ kN$$

- para ruptura da seção líquida:

$$F_{t,Rd} = \frac{A_e f_u}{\gamma_{a2}} = \frac{(0{,}63 \times 7{,}75 + 13{,}00 \times 1{,}25) \times 25{,}0}{1{,}35} = 391{,}34\ kN$$

B.13 Ruptura do Parafuso à Tração

$$F_{t,Rd} = \frac{A_{be} f_{ub}}{\gamma_{a2}} = \frac{2{,}13 \times 82{,}5}{1{,}35} = 129{,}95\ kN$$

$$F_{t,Rd} = 4 \times 129{,}95 = 519{,}80\ kN$$

$$A_{be} = 0{,}75 A_b = 0{,}75 \times \left(\frac{\pi \times 1{,}9^2}{4}\right) = 2{,}13\ cm^2$$

B.14 Resistência à tração da ligação

Menor dos valores calculados foi a chapa de extremidade à flexão.

$$F_{t,,Rd} = 362{,}08\ kN$$

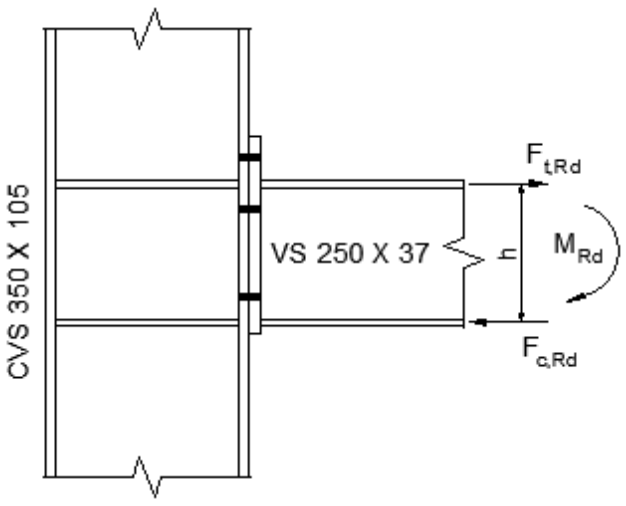
B.15 Verificação de segurança à flexão

O elemento “alma e mesa da viga” possui a menor resistência à compressão.

$$F_{tr,Rd} \leq mín\left(F_{c,Rd}\right)$$

$$362{,}08 \leq 530{,}45\ (ok!)$$

B.16 Momento resistente da ligação



$$M_{Rd} = F_{t,Rd} \times h = 362{,}08 \times (25{,}00 - 1{,}25) = 8.599{,}40\ kNxcm$$

B.17 Rigidez de rotação

A rigidez rotacional utilizada foi a mesma calculada no Apêndice A – Método dos Componentes.

B.18 Rotação – Análise Elastoplástica

- Trecho elástico

$$M = K \times \theta$$

$$\theta = \frac{\frac{2}{3} M_{J,Rd}}{S_{j,ini}} = \frac{\frac{2}{3} 8.599{,}40}{5.943.425{,}60} = 0{,}0010\ rad$$

- Trecho Elástoplástico

$$\theta = \frac{M_{J,Rd}}{S_j} = \frac{8.599{,}40}{1.987.767{,}76} = 0{,}0043\ rad$$