

UNIVERSIDADE FEDERAL DE MINAS GERAIS
ESCOLA DE ENGENHARIA

PROGRAMA DE PÓS-GRADUAÇÃO
EM ENGENHARIA DE ESTRUTURAS

**ANÁLISE DE PÓRTICOS DE AÇO COM LIGAÇÕES VIGA-
PILAR E DE BASE DE PILAR SEMIRRÍGIDAS A PARTIR DO
MÉTODO DOS COMPONENTES**

LEANDRO ALBUQUERQUE RIBEIRO DE OLIVEIRA

2015

**"ANÁLISE DE PÓRTICOS DE AÇO COM LIGAÇÕES VIGA-PILAR E
DE BASE DE PILAR SEMIRRÍGIDAS A PARTIR DO MÉTODO DOS
COMPONENTES"**

Leandro Albuquerque Ribeiro de Oliveira

Dissertação apresentada ao Programa de Pós-Graduação em Engenharia de Estruturas da Escola de Engenharia da Universidade Federal de Minas Gerais, como parte dos requisitos necessários à obtenção do título de "Mestre em Engenharia de Estruturas".

Comissão Examinadora:

Prof. Dr. Armando Cesar Campos Lavall
DEES - UFMG (Orientador)

Profª. Dra. Ana Lydia Reis de Castro e Silva
DEES - UFMG

Prof. Dr. Luiz Fernando Loureiro Ribeiro
DECIV - UFOP

Belo Horizonte, 13 de novembro de 2015

O48a

Oliveira, Leandro Albuquerque Ribeiro de.

Análise de pórticos de aço com ligações viga-pilar e de base de pilar semirrígidas a partir do método dos componentes [manuscrito] / Leandro Albuquerque Ribeiro de Oliveira. – 2015.
xiv, 207 f., enc.: il.

Orientador: Armando Cesar Campos Lavall.

Dissertação (mestrado) Universidade Federal de Minas Gerais, Escola de Engenharia.

Bibliografia: f. 204-207.

1. Engenharia de estruturas - Teses. 2. Aço - Estruturas - Teses.
3. Colunas - Teses. I. Lavall, Armando Cesar Campos. II. Universidade Federal de Minas Gerais. Escola de Engenharia. III. Título.

CDU: 624(043)

*À minha mãe Beth e ao meu filho Pedro
Dedico com carinho este trabalho.*

AGRADECIMENTOS

A Deus, por que *“dEle vem a ideia, o movimento, a cor, a rima, o tom, o amor, o sonho e a quimera”*.

Ao Prof. Dr. Armando Cesar Campos Lavall, pela confiança no trabalho, pelo tempo dedicado, muitas vezes suprimido de seus momentos de descanso. Pela orientação competente e pela compreensão, apoio e palavra de fé nos momentos difíceis.

À Profa. Dr. Renata Gomes Lanna da Silva pela amizade, apoio e constante colaboração para desenvolvimento deste trabalho.

Ao Prof. Dr. Rodrigo Sernizon Costa por seu apoio, incentivo e colaboração.

Aos professores e funcionários do Departamento de Estruturas da UFMG, pela atenção, amizade e colaboração durante o curso de Mestrado. Em especial à Maria Inês Miranda de Souza pelo comprometimento, empenho e empatia.

À Eng. Àdila Adriana Silva, por toda compreensão e pelas palavras certas nos momentos certos.

À minha mãe Elizabeth Taveira da Silva Marcelino, por tudo o que fez e ainda faz por mim, pelo exemplo de vida e determinação, pela educação e pelos princípios que me fizeram chegar aqui.

À Dra. Rafaela Fernandes Freitas pelo apoio no momento mais difícil.

À minha família e amigos, por encontrar em cada um, um porto seguro: Pedro Albuquerque, José Maria Oliveira, Geziane Marcelino, e André Marcelino.

Ao Conselho Nacional de Desenvolvimento Científico e Tecnológico, pelo investimento que possibilitou a idealização e conclusão deste trabalho.

“A civilização tecnológica é a conquista do espaço pelo homem. É um triunfo frequentemente alcançado pelo sacrifício de um ingrediente essencial da existência, isto é, o tempo. Na civilização tecnológica nós gastamos tempo para ganhar espaço. Intensificar nosso poder no mundo do espaço é o nosso maior objetivo.

No entanto, ter mais não significa ser mais. O poder que alcançamos no mundo do espaço termina abruptamente na fronteira do tempo.

Mas o tempo é o coração da existência.

Ganhar o controle no mundo do espaço é certamente uma de nossas tarefas. O perigo começa quando, para adquirir poder no reino do espaço, pagamos com a perda de todas as aspirações no reino do tempo.

Há um reino no tempo em que a meta não é ter, mas ser; não possuir, mas dar; não controlar, mas partilhar; não submeter, mas estar de acordo. A vida vai mal quando o controle do espaço, a aquisição de coisas do espaço, torna-se nossa única preocupação.”

Abraham Joshua Heschel

RESUMO

O comportamento das ligações estruturais pode ser descrito, principalmente, pela curva momento-rotação, que considera a relação entre o momento fletor que solicita a ligação e a rotação relativa entre os elementos conectados e que pode ser estabelecida a partir de três propriedades fundamentais: a rigidez rotacional inicial, o momento resistente e a capacidade de rotação. Tradicionalmente, a rigidez não é considerada no dimensionamento das ligações e estas são projetadas assumindo-se dois tipos idealizados de comportamento: ligações rígidas ($K=\infty$) e ligações flexíveis ($K=0$). Entretanto, devido à impossibilidade prática de se projetar ligações ideais, o comportamento real de uma ligação é semirrígido ($0 < K < \infty$). Dessa forma, neste trabalho, tem-se como objetivo o estudo do comportamento semirrígido de ligações viga-pilar e de ligações de base de pilar, a partir de formulações teóricas via Método dos Componentes e de suas aplicações em simulações numéricas de estruturas apertadas de aço. Para isso, conceitos fundamentais acerca do comportamento, da classificação e dos diversos tipos de modelagens do comportamento das ligações são apresentados, de modo a permitir uma compreensão adequada das propriedades que determinam a resposta estrutural. Em seguida, são discutidos alguns dos conceitos, etapas e procedimentos práticos que envolvem a aplicação do método do Método dos Componentes e é apresentado um estudo da região tracionada da ligação a partir do modelo de um *T-stub* tracionado e de seus respectivos mecanismos de falha. São apresentados ainda alguns procedimentos práticos para dimensionamento, verificação de ligações e para caracterização e avaliação das propriedades fundamentais (rigidez rotacional, momento resistente e capacidade de rotação), baseados na norma EN 1993 - 1 - 8: (2005). Finalmente, são apresentados exemplos numéricos de pórticos com ligações viga-pilar e de base de pilar semirrígidas, com o intuito de avaliar a influência do comportamento dessas ligações na distribuição dos esforços solicitantes nos elementos, nos deslocamentos nodais e na estabilidade global da estrutura e de verificar validade de procedimentos simplificados de análise.

Palavras-chave: Estruturas de aço; Ligação estrutural semirrígida; Método dos Componentes; Base de pilar.

ABSTRACT

The behavior of structural connections can be described mainly by the moment-rotation characteristic, that considering the relation between the applied bending moment in the connection and relative rotation between the connected elements, which can be defined from the fundamental properties: the initial rotational stiffness, the moment resistance and the rotation capacity. Traditionally, the stiffness is not considered in the dimensioning of the connections, and they are designed assuming two idealized behavior: fully rigid connections ($K = \infty$), and ideally pinned connections ($K = 0$). However, due to the practical impossibility of designing ideal connections, the actual behavior of a connection is semi-rigid ($0 < K < \infty$). Thus, this work has as objective the study of semi-rigid behavior of beam-column connections and column basis connections from theoretical formulations via Component Method and its applications in numerical simulations of steel frames. For this, in this work, the fundamental concepts about the behavior, the classification and the different types of modeling the behavior of connections are presented in order to provide a proper understanding of the properties that determine the structural response. So some of the concepts, steps and practical procedures of implementation of the Component Method method are presented and discussed, and then presents a study of the tensioned region of connection from the T-stub model and their failure mechanisms. Furthermore, based on the European Standard, some practical procedures for design and verification of connections and for characterization and evaluation of fundamental properties (initial rotational stiffness, moment resistance and rotation capacity) are presented.

Finally, numerical examples of frames with semi-rigid beam-column connections and column basis are presented, in order to evaluate the influence of the behavior of these joints in the nodal displacements, the distribution of and magnitude of the internal forces in the elements and the global stability of the structure and evaluate the validity of simplified global analysis procedures.

Keywords: Steel structures, Semi-rigid connections; Component method; Column basis.

LISTA DE SÍMBOLOS

Alguns símbolos de aplicação local, definidos por questões de clareza ou coesão, sem relevância no contexto geral, foram omitidos desta lista de símbolos, entretanto, as definições destes são apresentadas nas seções em que estes são apresentados.

Letras romanas minúsculas

A	área bruta da seção transversal
b_f	largura da mesa do perfil
d	altura livre da alma do perfil
d_b	diâmetro nominal do parafuso
f_{ub}	resistência à ruptura do material do parafuso
f_y	resistência ao escoamento, parâmetro geral
h	altura do perfil I ou H tomada entre as faces externas da mesa.
k	parâmetro de rigidez
m	distância entre linha de junção mesa/alma de um perfil de seção T e a fiada de parafuso
m_p	momento de plastificação por unidade de comprimento
n	distância entre linha de atuação da força de alavanca e a fiada de parafusos
r	raio de concordância da alma com a mesa do perfil decorrente ao processo de laminação
t	espessura, parâmetro geral
t_w	espessura da alma do perfil
t_f	espessura da mesa do perfil
z	braço de alavanca de um binário de forças

Letras romanas maiúsculas

E	módulo de elasticidade
F, T	força atuante, parâmetro genérico
I	momento de inércia de uma seção transversal
K, S	parâmetro genérico que define a rigidez rotacional de uma ligação
L	vão ou comprimento
M	momento fletor, parâmetro genérico
$M_{j.Ed}$	momento fletor solicitante na ligação j
$M_{j.Rd}$	momento fletor resistente de cálculo da ligação j
M_p, M_{pl}	momento de plastificação
$M_{pl,Rd}$	momento plástico resistente, parâmetro genérico
Q	força desenvolvida devido à influência do efeito alavanca

Letras gregas

Δ	deslocamento transversal, parâmetro genérico
ϕ, θ	rotação relativa, parâmetro genérico
$\phi_w, \phi_{cd}, \theta_w, \theta_{cd}$	capacidade de rotação
γ	coeficiente de ponderação da resistência/ações, ou ainda, coeficiente parcial de segurança
μ	taxa de rigidez

ABREVIATURAS E SIGLAS

LRFD	<i>Load and resistance factor design</i>
AISC	<i>American Institute Of Steel Construction</i>
SCI	<i>Steel Construction Institute</i>
ABNT	Associação Brasileira de Normas Técnicas
BCSA	<i>British Constructional Steelwork Association Limited</i>

SUMÁRIO

1	INTRODUÇÃO.....	1
1.1	Considerações iniciais.....	1
1.2	Objetivo.....	5
1.3	Apresentação do trabalho.....	5
2	COMPORTAMENTO, MODELAGEM E CLASSIFICAÇÃO DAS LIGAÇÕES.....	7
2.1	Considerações Iniciais.....	7
2.2	Revisão Bibliográfica.....	8
2.3	Comportamento das Ligações.....	10
2.4	Modelagem das Ligações Semirrígidas.....	14
2.4.1	Modelagem analítica.....	14
2.4.2	Modelagem experimental.....	18
2.4.3	Modelagem mecânica.....	19
2.5	Classificação das Ligações.....	20
2.5.1	Classificação de BJORHOVDE <i>et al.</i> (1990).....	20
2.5.2	Classificação segundo a EN 1993 - 1 - 8: (2005).....	22
2.5.3	Classificação segundo o ANSI/AISC 360 - (2010).....	26
2.5.4	Classificação segundo a ABNT NBR 8800: (2008).....	29
3	O MÉTODO DOS COMPONENTES.....	30
3.1	Considerações Iniciais.....	30
3.2	Etapas do Método dos Componentes.....	31
3.3	Identificação dos Componentes Básicos.....	32
3.3.1	Distribuição e transmissão de esforços na região nodal.....	32
3.3.2	Os componentes básicos da EN 1993 - 1 - 8: (2005).....	34
3.4	Caracterização do Comportamento dos Componentes Básicos.....	35
3.4.1	Componentes de alta ductilidade.....	36
3.4.2	Componentes de ductilidade limitada.....	37
3.4.3	Componentes frágeis.....	38
3.5	Associação dos Componentes e Avaliação do Comportamento.....	38
3.5.1	Resistência ao momento fletor.....	39

3.5.2	Rigidez	43
3.5.3	Capacidade de rotação.....	48
3.6	Relação Momento-Rotação a partir do Modelo Mecânico	49
3.6.1	Relação Momento-Rotação a partir do Modelo Mecânico	49
3.6.2	Modelos de ligações estruturais e métodos de análise	50
3.7	Modelagem da região nodal	54
4	APLICAÇÃO DOS CONCEITOS DA SEÇÃO “T” EQUIVALENTE NO ESTUDO DOS COMPONENTES DE UMA LIGAÇÃO	59
4.1	Considerações Iniciais.....	59
4.2	Comportamento de um Perfil de Seção T em uma Ligação.....	60
4.3	Um Método de Cálculo para Ligações <i>T-stub</i>	62
4.3.1	Comportamento de um <i>T-stub</i> e outros elementos de seção T em uma ligação..	62
4.3.2	Mecanismos de colapso de um <i>T-stub</i>	63
4.3.3	Mecanismo de colapso A: a plastificação da chapa determina o colapso	67
4.3.4	Mecanismo de colapso B: a ruptura dos parafusos determina o colapso	68
4.3.5	Considerações sobre ligações <i>T-stub</i> e os seus mecanismos de colapso.....	71
4.4	O Comprimento Efetivo de uma Mesa de Pilar	75
4.4.1	Mecanismos de colapso para mesa do pilar	76
4.4.2	Mecanismo de colapso I: a plastificação da mesa determina o colapso.....	79
4.4.3	Mecanismo de colapso II: a ruptura dos parafusos determina o colapso	88
4.4.4	O comprimento efetivo	94
4.4.5	Capacidade de resistência	98
4.5	Seção T Equivalente Tracionada e o Comprimento Efetivo	99
4.5.1	Seção T equivalente tracionada.....	99
4.5.2	Comprimento efetivo equivalente	102
4.5.3	Comprimento efetivo para ligações de chapa de extremidade	105
4.5.4	Comprimento efetivo para ligações de bases de pilares.....	116
4.6	<i>Prying Action</i> ou Efeito Alavanca.....	118
4.6.1	Efeito alavanca conforme AISC 9th Ed. (1989)	118
4.6.2	Efeito alavanca conforme a ABNT NBR 8800: (2008).....	121
4.6.3	Efeito alavanca conforme EN 1993 - 1 - 8: (2005).....	122
4.7	Rigidez de um Perfil <i>T-stub</i> Equivalente	126
4.8	Comentários Adicionais	129

4.8.1	Falha por plastificação da chapa na ausência de força de alavanca	129
4.8.2	Falha por punção da chapa.....	130
4.9	Considerações Finais.....	131
5	PROCEDIMENTOS PRÁTICOS PARA VERIFICAÇÃO E DIMENSIONAMENTO DE	
	LIGAÇÕES	132
5.1	Considerações Iniciais.....	132
5.2	Rigidez e Resistência dos Componentes Básicos de Ligações Viga-Pilar com Chapa de Extremidade	133
5.2.1	Alma do pilar solicitada ao cisalhamento.	134
5.2.2	Alma do pilar comprimida	135
5.2.3	Alma do pilar tracionada.....	138
5.2.4	Mesa do pilar sujeita à flexão.....	139
5.2.5	Chapa de extremidade sujeita à flexão.....	141
5.2.6	Cantoneira de mesa sujeita à flexão	142
5.2.7	Mesa e alma da viga comprimidas	142
5.2.8	Alma tracionada da viga.....	143
5.2.9	Chapa tracionada/comprimida	144
5.2.10	Parafusos tracionados.....	145
5.2.11	Parafusos ao corte	146
5.2.12	Determinação do momento resistente em ligações viga-pilar com chapa de extremidade estendida.....	147
5.2.13	Determinação da rigidez rotacional em ligações viga-pilar com chapa de extremidade estendida.....	150
5.3	Rigidez e Resistência dos Componentes Básicos de Ligações de Base de Pilar.....	150
5.3.1	Concreto comprimido.....	152
5.3.2	Placa de base do pilar fletida por ação de compressão no concreto.....	154
5.3.3	Placa de base de pilar fletida por ação de tração nos chumbadores	155
5.3.4	Chumbadores tracionados	156
5.3.5	Chumbadores ao corte.....	157
5.3.6	Determinação do momento resistente em ligações de base de pilar	158
5.3.7	Determinação da rigidez rotacional em ligações de base de pilar.....	161
5.4	Capacidade de Rotação	162
5.4.1	Capacidade de rotação de ligações com chapa de extremidade estendida.....	162
5.4.2	Capacidade de rotação de ligações de base de pilar	164

5.4.3	Avaliação da capacidade de rotação a partir do momento resistente	165
5.5	Curva Momento-Rotação e Resposta Estrutural	165
6	EXEMPLOS E DISCUSSÃO DOS RESULTADOS	167
6.1	Considerações Iniciais.....	167
6.2	Exemplo 1: Pórtico Não-Contraventado de 2 Andares e 1 Vão.....	168
6.2.1	Definição das ligações viga-pilar	169
6.2.2	Modelo mecânico das ligações viga-pilar	171
6.2.3	Análise elástica em teoria de 2ª ordem do comportamento estrutural de pórticos com ligações semirrígidas	178
6.3	Exemplo 2: Pórtico Contraventado de 2 Andares e 1 Vão.....	180
6.3.1	Definição das ligações viga-pilar	183
6.3.2	Modelo mecânico das ligações viga-pilar	184
6.3.3	Análise elastoplástica em teoria de 2ª ordem do comportamento estrutural do pórtico com ligações semirrígidas.....	187
6.4	Exemplo 3: Pórtico Não-Contraventado de 1 andar e 1 Vão com Ligações de Base Semirrígidas	192
6.4.1	Definição das ligações das bases dos pilares	192
6.4.2	Modelo mecânico das ligações da base do pilar	193
6.4.3	Análise do comportamento estrutural do pórtico com ligações de base semirrígidas.....	196
7	CONCLUSÕES E CONSIDERAÇÕES FINAIS.....	199
7.1	Considerações Finais.....	199
7.2	Conclusões	200
7.3	Sugestões para Trabalhos Futuros.....	202
	REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS	204

1

INTRODUÇÃO

1.1 Considerações iniciais

As estruturas metálicas são utilizadas em quase todos os tipos de construções civis, industriais e viárias. A versatilidade dos sistemas construtivos que utilizam estruturas de aço impulsionou o processo de evolução das tendências arquitetônicas, exigindo um maior desempenho estrutural para vencer grandes vãos e acompanhar contornos cada vez mais arrojados, demandando assim, avanços nos processos de metalurgia, fabricação, montagem e, principalmente, conhecimentos cada vez mais profundos acerca do comportamento das estruturas de aço.

O comportamento global das estruturas de aço depende, dentre outros fatores, do comportamento das ligações que, por sua vez, depende diretamente da interação entre os elementos de ligação (cantoneiras e chapas) e meios de ligação (soldas e parafusos), bem como das características geométricas dos perfis conectados. O comportamento das ligações tem grande influência na distribuição dos esforços solicitantes nos elementos estruturais, nos deslocamentos e na estabilidade global da estrutura. Na FIGURA 1.1 são apresentadas algumas ligações típicas em um pórtico plano.

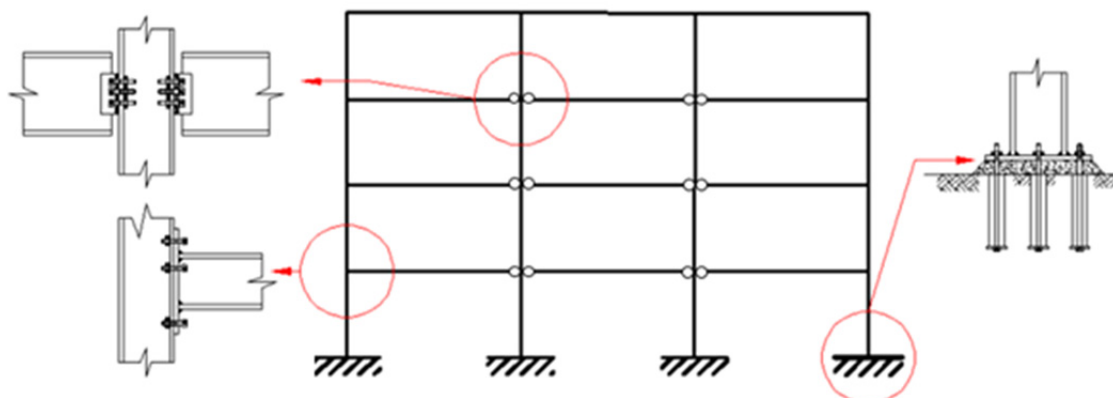
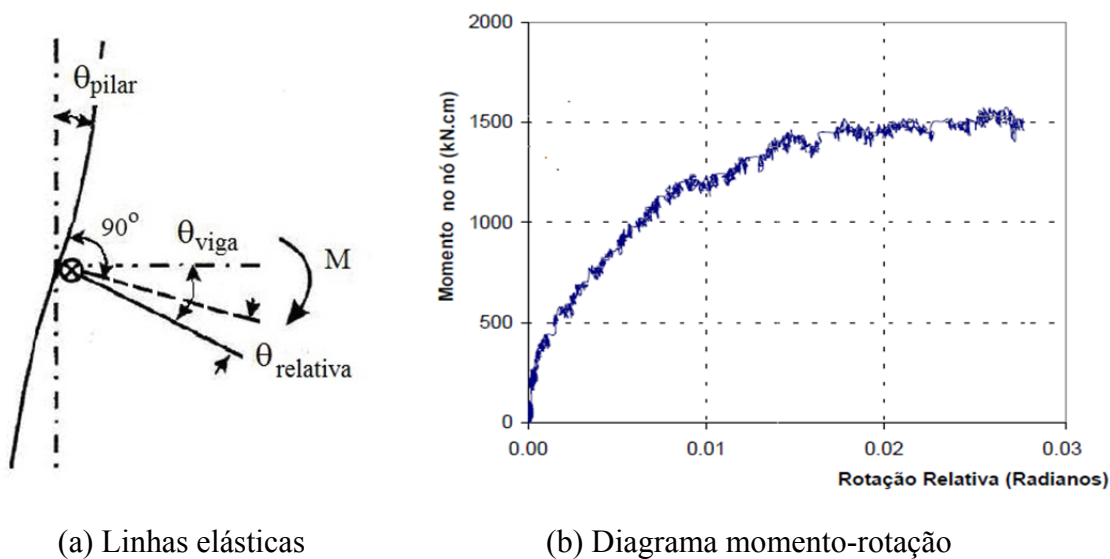


FIGURA 1.1- Ligações típicas em um pórtico de vários andares

Uma maneira de representar o comportamento de uma ligação é relacionar o momento fletor que esta é capaz de transmitir entre os elementos conectados e a rotação relativa medida a partir das linhas elásticas desses elementos. O momento fletor e a rotação relativa numa ligação viga-pilar, respectivamente, M e $\theta_{relativa}$, são mostrados esquematicamente, na FIGURA 1.2 (a):



(a) Linhas elásticas

(b) Diagrama momento-rotação

FIGURA 1.2- Representação do comportamento de uma conexão viga-pilar, adapt. de GONZAGA (2003)

Na FIGURA 1.2 (b) é mostrada uma representação do comportamento de ligação viga-pilar estudada por GONZAGA (2003), obtido através de um diagrama experimental momento-rotação.

A partir da curva $M \times \theta_{relativa}$, definem-se as três propriedades fundamentais que permitem uma compreensão da resposta estrutural de uma ligação: a rigidez rotacional inicial K_i , o momento resistente M_u e a capacidade de rotação θ_u . Estas propriedades são apresentadas de forma gráfica na FIGURA 1.3.

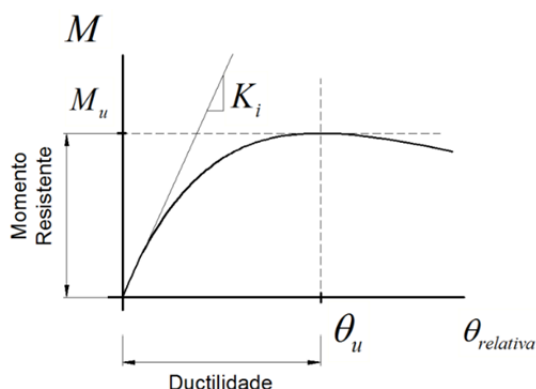
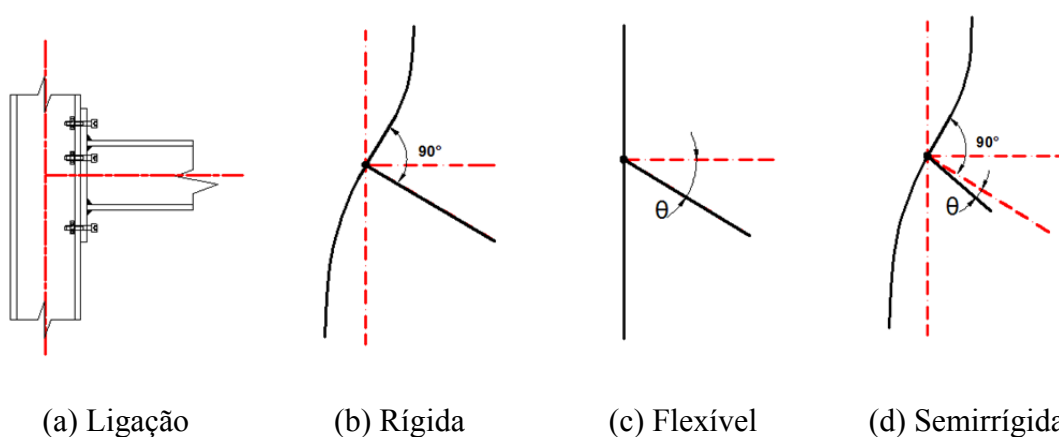


FIGURA 1.3-Propriedades fundamentais para caracterização de uma ligação

A compreensão do comportamento de uma ligação permite uma avaliação da influência desta e da sua resposta estrutural no comportamento global de uma determinada estrutura. Na FIGURA 1.4 são mostradas, esquematicamente, as diferentes possibilidades de resposta estrutural de uma ligação viga-pilar em função da rigidez.



(a) Ligação (b) Rígida (c) Flexível (d) Semirrígida

FIGURA 1.4- Rotação de uma ligação viga-pilar, adapt. de JASPART (2000)

Quando as diferentes regiões que constituem a ligação são suficientemente rígidas, para fins práticos, a rigidez da ligação pode ser assumida como infinita e seu comportamento idealizado pode ser assumido como rígido, neste caso, o ângulo formado entre a viga e o

pilar permanece inalterado mesmo após atuação do carregamento na estrutura, conforme é mostrado na FIGURA 1.4 b, e a transmissão de momento fletor entre os elementos conectados é total.

De outra forma, quando as partes que compõem a conexão apresentam pequena rigidez, pode-se assumir que o comportamento idealizado da ligação é o de uma rótula perfeita, isto é, sua rigidez é nula, não havendo transmissão de momento fletor entre os elementos, e a ligação pode ser considerada como flexível, conforme é mostrado na FIGURA 1.4 c.

Para os casos intermediários, onde a rigidez não é suficientemente pequena para ser tomada como nula, nem grande o suficiente para ser assumida como infinita, a ligação é dita semirrígida, conforme mostrado na FIGURA 1.4 d. A transmissão de esforços é parcial e resulta em uma rotação relativa entre os elementos conectados. O comportamento real de uma ligação viga-pilar, normalmente, é semirrígido devido à impossibilidade prática de se projetar ligações ideais.

Tradicionalmente, as ligações são dimensionadas durante a fase de detalhamento do projeto, num período posterior à análise global da estrutura. Durante a fase de análise estrutural são assumidas hipóteses de um comportamento idealizado para as ligações, situando-as em duas classes extremas: ligações rígidas e ligações flexíveis. Ao considerar o comportamento ideal rígido, o projetista é conduzido a subestimar os deslocamentos que ocorrem nas estruturas e superestimar os momentos fletores transmitidos. De outra forma, ao assumir o comportamento idealizado de uma ligação flexível, o projetista considera que não há continuidade rotacional e que nenhuma transmissão de momento fletor ocorre entre os elementos, portanto, neste caso, os valores dos esforços atuantes nos elementos podem se afastar substancialmente dos assumidos no adotado modelo na análise estrutural.

A análise baseada em ligações ideais: totalmente rígidas ou perfeitamente rotuladas resulta em valores incorretos para as respostas estruturais, ficando aparente a necessidade de uma abordagem que considere hipóteses de desempenho mais próximas ao comportamento real das ligações.

1.2 Objetivo

Neste trabalho, tem-se como objetivo o estudo do comportamento semirrígido de ligações viga-pilar e de base de pilar, a partir de formulações teóricas via Método dos Componentes e de suas aplicações em simulações numéricas de pórticos de aço, com o intuito de avaliar a validade de procedimentos simplificados de análise e a influência das ligações semirrígidas na distribuição dos esforços solicitantes nos elementos, nos deslocamentos nodais e na estabilidade global da estrutura.

1.3 Apresentação do trabalho

Neste trabalho serão estudadas ligações estruturais de chapa de extremidade e de bases de pilar não reforçadas, isto é, sem enrijecedores, considerando o comportamento semirrígido dessas ligações através do método dos componentes e suas aplicações e influência nas estruturas de pórticos constituídos por perfis I ou H. Os próximos capítulos deste trabalho são dedicados à apresentação da metodologia utilizada nesta pesquisa e dos resultados obtidos por intermédio das análises numéricas para, em seguida, serem apresentadas as discussões, as conclusões e as recomendações relativas às sugestões para o prosseguimento das pesquisas.

No capítulo 2 será apresentada uma breve revisão bibliográfica ressaltando algumas das principais contribuições no campo de estudos das ligações estruturais. Serão expostos alguns aspectos gerais acerca do comportamento das ligações e dos diversos tipos de modelagens para representação e incorporação deste comportamento no processo de análise estrutural. Finalmente, será abordada a classificação das ligações, e serão apresentados alguns dos sistemas de classificação mais difundidos na literatura técnica com seus respectivos critérios de classificação.

No capítulo 3 serão discutidos os conceitos e etapas que fundamentam o “método dos componentes”, um método de análise e projeto de ligações, adotado pela norma EN 1993 - 1 - 8: (2005) que, a partir da caracterização dos componentes básicos de uma ligação, proporciona uma avaliação das propriedades fundamentais de uma ligação: da rigidez rotacional, da resistência e da capacidade de rotação.

A norma EN 1993 - 1 - 8: (2005), que adota o método dos componentes para dimensionamento e verificação de ligações estruturais, apresenta uma lista geral que identifica 20 componentes básicos para análise e dimensionamento de ligações, destes quase a metade pode ser modelada a partir de um perfil de seção transversal “T”, ou como é conhecido dentre os projetistas americanos: “*T-stub*”. Considerando a relevância do assunto, no capítulo 4, será apresentada uma abordagem para o estudo de um *T-stub* e seus mecanismos de falha através de uma análise rígido-plástica com aplicações ao projeto de ligações estruturais. No capítulo 4, serão apresentadas ainda algumas considerações acerca do efeito alavanca ou *prying action* e sua influência na distribuição dos esforços.

Baseado nos conceitos apresentados em capítulos anteriores, o capítulo 5 aborda alguns procedimentos práticos para dimensionamento, verificação de ligações de chapa de extremidade entre perfis I ou H e de bases de pilares. Este capítulo também apresenta procedimentos para caracterização e avaliação das propriedades fundamentais (rigidez, resistência e capacidade rotação), representadas pela rigidez rotacional, pelo momento resistente e pela capacidade de rotação.

No capítulo 6 alguns exemplos numéricos são apresentados, com o objetivo de estudar a influência das ligações na resistência, na deslocabilidade lateral e na distribuição dos esforços internos, em vigas, pilares e pórticos planos de aço. Para avaliação do comportamento desses pórticos planos com ligações semirrígidas será utilizado o programa PPLANLEP, escrito na linguagem FORTRAN 90, que considera as análises em teoria de 2ª ordem elástica e elastoplástica.

Finalmente, no capítulo 7, serão apresentadas as considerações finais, conclusões e algumas sugestões para trabalhos futuros e estudos complementares.

2

COMPORTAMENTO, MODELAGEM E CLASSIFICAÇÃO DAS LIGAÇÕES

2.1 Considerações Iniciais

Nas últimas décadas, em todo o mundo, muitas pesquisas têm sido dedicadas ao estudo do comportamento das ligações e sua influência na resistência e na estabilidade estrutural. Todas essas pesquisas têm conduzido ao desenvolvimento de ferramentas de projeto para avaliação das propriedades mecânicas das ligações e, atualmente, alguns manuais normativos já incluem em seu texto procedimentos de análise que levam em conta o comportamento semirrígido das conexões.

Neste capítulo será apresentada uma breve revisão bibliográfica ressaltando algumas das principais contribuições no campo de estudos das ligações estruturais. Serão expostos alguns aspectos gerais acerca do comportamento das ligações e dos diversos tipos de modelagens para representação e incorporação deste comportamento no processo de análise estrutural. Finalmente, será abordada a classificação das ligações, e serão apresentados alguns dos sistemas de classificação mais difundidos na literatura técnica com seus respectivos critérios de classificação.

2.2 Revisão Bibliográfica

As ligações semirrígidas são geralmente caracterizadas a partir de propriedades associadas ao seu projeto como a rigidez rotacional, o momento fletor resistente e a capacidade de rotação. As diversas pesquisas, realizadas com o objetivo de apresentar modelos matemáticos para consideração dessas propriedades, podem ser agrupadas em quatro categorias distintas: ajustes de curva a partir de dados experimentais ou simulações numéricas, formulações analíticas simplificadas, modelos mecânicos e previsões a partir do método dos elementos finitos.

O comportamento das ligações pode ser determinado, de forma mais precisa, através de ensaios experimentais. Pesquisas na área experimental tiveram início no começo do século XX quando WILSON¹ e MOORE *apud* MAGGI (2004) avaliaram a rigidez rotacional de ligações rebitadas e sua influência no comportamento da estrutura.

Com evolução e a difusão dos microcomputadores na década de 1960, houve um avanço nas pesquisas, viabilizando-se possibilidade de se incorporar o comportamento não linear das ligações na análise estrutural. Nessa década, foram desenvolvidos os primeiros programas computacionais para analisar estruturas planas com ligações elásticas, tornando mais interessantes os modelos numéricos até então pouco usuais.

As metodologias utilizadas na modelagem numérica utilizando elementos finitos têm sido desenvolvidas e modificadas desde a década de 1970. MAGGI (2004) cita vários trabalhos importantes de um mesmo pesquisador, KRISHNAMURTHY, realizados nesta época. Os estudos, detalhados por KRISHNAMURTHY sobre a concentração de esforços nas placas e parafusos e os problemas do “efeito alavanca” em ligações com placa de extremidade foi considerado como referência fundamental na metodologia de dimensionamento das ligações parafusadas em 1980 pelo AMERICAN INSTITUTE OF STEEL CONSTRUCTION (AISC).

A difusão da filosofia do Método dos Estados Limites a partir de 1980 contribuiu significativamente para que as ligações fossem classificadas de acordo com parâmetros

¹ WILSON, W. M. E MOORE, H. F. (1917) *Tests to Determine the Rigidity of Riveted Joints in Steel Structures*. Bulletin nº 104, Engineering Experiment Station, University of Illinois, Urban, IL.

mais realísticos de rigidez e resistência. Desde então, as pesquisas a nível mundial vêm confirmando a importância de se considerar na análise, o comportamento semirrígido das ligações, na tentativa de melhor representar o comportamento global das estruturas.

Em 1983, GOVERDHAM² *apud* CHEN *et al.* (1996) reuniu um total de 230 curvas momento-rotação, obtidas experimentalmente, em um banco de dados relativo ao comportamento de ligações. KISHI e CHEN³ *apud* CHEN *et al.* (1996) estenderam a coleta feita por GOVERDHAM e criaram um sistema computadorizado para gerenciamento do banco de dados. Com objetivo de desenvolver um método racional de análise para pórticos semirrígidos, KISHI e CHEN criaram o programa SCDB (Steel Connection Data Bank) para reunir dados experimentais e estabelecer uma relação matemática no ajuste da curva experimental momento-rotação da ligação.

CHEN e KISHI (1989) apresentaram um modelo com três parâmetros para representar o comportamento das ligações. Os três parâmetros do modelo são: a rigidez inicial da ligação, a capacidade última ao momento da ligação e um fator de forma que depende da configuração da ligação. Esses parâmetros são calculados através de um modelo analítico simples, utilizando as propriedades do material e dimensões geométricas. Usando-se esses parâmetros no modelo dado por RICHARD e ABBOTT⁴ *apud* CHEN *et al.* (1996) obtém-se a função que representa o comportamento momento-rotação relativa da ligação.

Em 1990, BJORHOVDE *et al.* (1990) estabeleceram um esquema para classificação das ligações em função da rigidez, da resistência e da capacidade de rotação que elas apresentavam. Posteriormente, um novo sistema de classificação para as ligações foi proposto por HASAN *et al.* (1998), que consistia em dividir o diagrama momento-rotação relativa, para estrutura não contraventada, em três zonas, definindo-se um diagrama trilinear.

²GOVERDHAM, A. V. (1983). *A collection of experimental moment rotation curves and evaluation of predict equations for semi-rigid connections*. Nashville. Master's Thesis. Vanderbilt University.

³KISHI, N. E CHEN, W. F. (1986) *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, p. 653.

⁴RICHARD, R. M. e ABBOTT, B. J. (1975) *Versatile Elastic-Plastic Stress-Strain Formula*. Journal of Engineering Mechanics Division. ASCE, v. 101, nº EM4, pp. 511-515.

CHRISTOPHER e BJORHOVDE (1999) analisaram as características do comportamento de ligações semirrígidas em pórticos estruturais, considerando as diferenças das características de carga e descarga através de uma representação da curva momento-rotação dada pelo modelo dos três parâmetros.

Nos últimos anos, resultados de diversas pesquisas relacionadas ao comportamento e classificação das ligações têm sido incorporadas às normas modernas. Assim, as especificações da norma americana ANSI/AISC 360 - (2010), baseadas nos conceitos de rigidez, distinguem três tipos de ligações: simples (*simple*), completamente restringidas (*fully restrained*) e parcialmente restringidas (*partially restrained*). A ANSI/AISC 360 - (2010), no entanto, não estabelece regras para determinação da rigidez das ligações.

A norma europeia EN 1993 - 1 - 8: (2005) estabelece um método de classificação baseado nos critérios de rigidez e resistência e prescrições normativas para a racionalização da capacidade de rotação, incluindo procedimentos para determinação da rigidez das ligações. Pelo critério de rigidez, as ligações são classificadas como: rígidas, semirrígidas ou flexíveis.

Assim como a norma europeia, a norma brasileira ABNT NBR 8800: (2008) classifica as ligações a partir rigidez relativa entre as barras, estas são classificadas como: rígidas, semirrígidas ou flexíveis. Como a norma americana, a norma ABNT NBR 8800: (2008) também não estabelece regras para obtenção da rigidez das ligações.

Apesar de diversos avanços terem sido alcançados no estudo do comportamento das ligações semirrígidas, faz-se necessário a proposição de procedimentos simplificados de análise que considerem esse comportamento e que possam ser incorporados às rotinas de projeto. Faz-se necessária ainda, a definição de critérios de projeto para a consideração das hipóteses de comportamento ideal de forma segura, econômica e que garantam a estabilidade global da estrutura.

2.3 Comportamento das Ligações

As ligações são responsáveis pela transmissão dos diversos esforços solicitantes: força normal, força cortante, momento fletor e momento de torção. Entretanto, em muitos casos práticos as deformações causadas pelas forças normal e cortante e pelo momento

de torção podem ser desconsideradas nos procedimentos de análise, devido a sua pequena magnitude em relação à deformação rotacional. Desta forma, o comportamento das ligações pode ser descrito principalmente pela relação momento-rotação, que considera a relação entre o momento fletor que solicita a ligação, genericamente M , e a rotação relativa entre os elementos conectados: θ_r , onde $\theta_r = \theta_{viga} - \theta_{pilar}$, isto é, a mudança do ângulo entre a viga e o pilar da configuração original devido ao momento fletor, conforme apresentado na FIGURA 2.1.

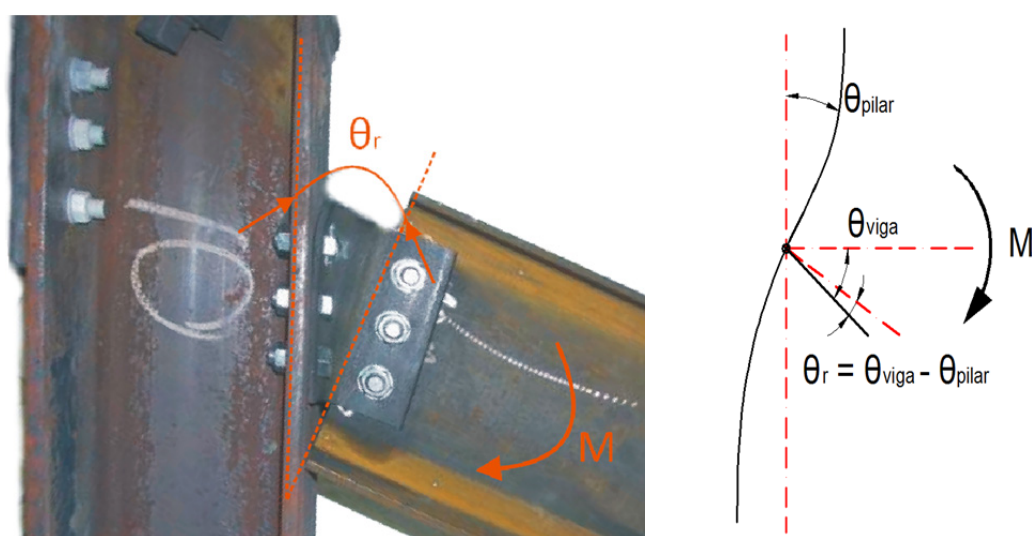


FIGURA 2.1- Rotação relativa da ligação sob ação de momento fletor, adapt. de BURGESS *et al.* (2008).

As curvas momento-rotação são geralmente obtidas por métodos experimentais, por modelos teóricos, empíricos ou semi-empíricos. Na FIGURA 2.2 são mostradas curvas momento-rotação experimentais para alguns tipos de ligação, obtidas relacionando-se o momento fletor total com a rotação relativa de cada ligação.

Pode se observar que todos os tipos de ligações possuem comportamento situado entre dois extremos: perfeitamente rígido e perfeitamente flexível. Uma curva correspondente a uma ligação perfeitamente rígida seria dada por um segmento reto coincidente com o eixo vertical e uma curva que representa ligação perfeitamente flexível seria dada por um segmento reto coincidente com o eixo horizontal.

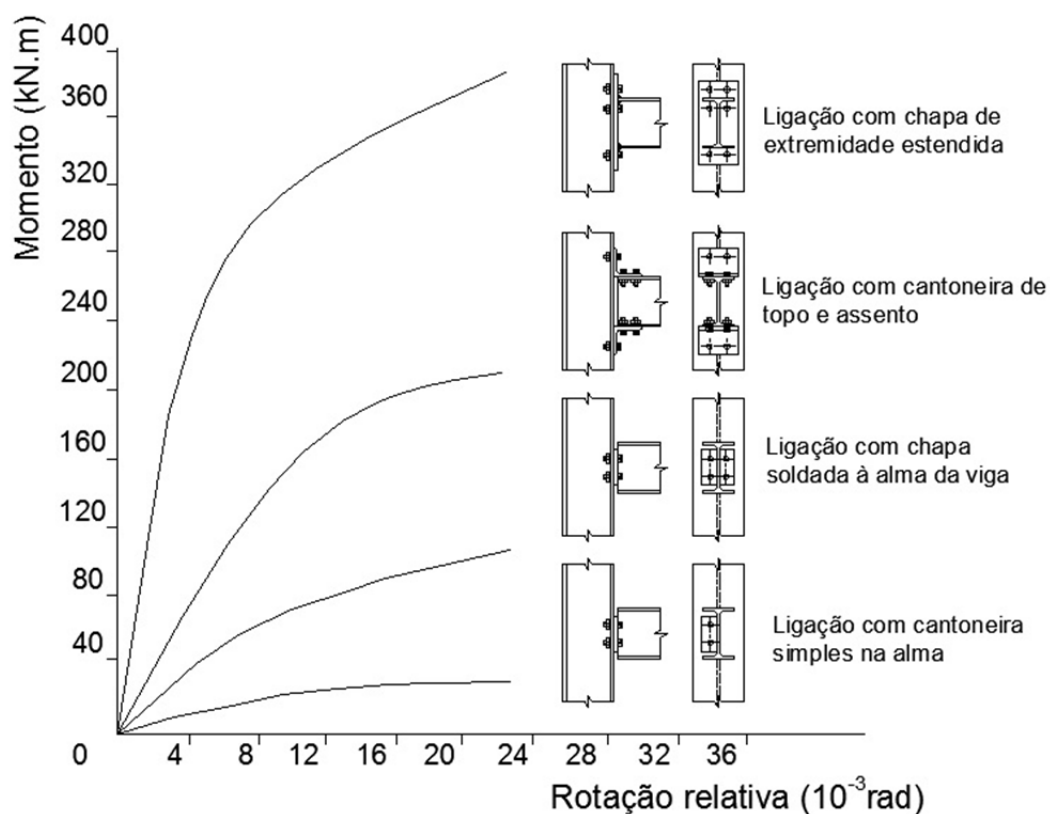


FIGURA 2.2- Curvas momento-rotação para diversos tipos de ligações, adapt. de CHEN e TOMA (1994)

As ligações semirrígidas apresentam comportamento tipicamente não linear desde o início da fase de carregamento, com redução da rigidez à medida que a rotação aumenta. Quanto mais flexível for uma ligação, maior será a rotação atingida, mesmo para valores baixos do momento fletor. Ao contrário, quanto mais rígida for uma ligação, maior será o momento máximo que esta ligação é capaz transmitir, mesmo para pequenos valores de rotação relativa.

De um modo geral, a não linearidade da relação momento-rotação relativa das ligações semirrígidas é atribuída a diversos fatores como, por exemplo:

- *escoamento local de algumas partes da ligação;*
- *flambagem local de mesas e da alma da viga ou do pilar conectados pela ligação;*

- *descontinuidade geométrica na ligação devido a combinação de parafusos, chapas e cantoneiras, permitindo o deslizamento relativo entre partes da ligação quando esta é submetida ao carregamento;*
- *concentrações de tensão e deformação causadas por furos, chapas de contato e porcas utilizadas como elementos de montagem da ligação; ou ainda,*
- *tensões residuais oriundas de operações de soldagem e recorte.*

Um determinado tipo de ligação pode apresentar diversos comportamentos rotacionais, simplesmente modificando-se os seus parâmetros. Por exemplo, a rigidez e a resistência de uma ligação com chapa de extremidade podem ser alteradas ao variar a espessura da chapa e/ou o diâmetro dos parafusos, bem como outros parâmetros da ligação.

A rigidez da ligação afeta os deslocamentos totais de uma estrutura, a distribuição dos esforços internos e a transmissão de momentos fletores entre os elementos estruturais e entre esses elementos e a fundação. A FIGURA 2.3 visa mostrar como os momentos fletores numa viga isolada e a flecha no meio do vão podem variar para cada tipo de ligação com o apoio (flexível, semirrígida e rígida), para um mesmo carregamento aplicado na estrutura.

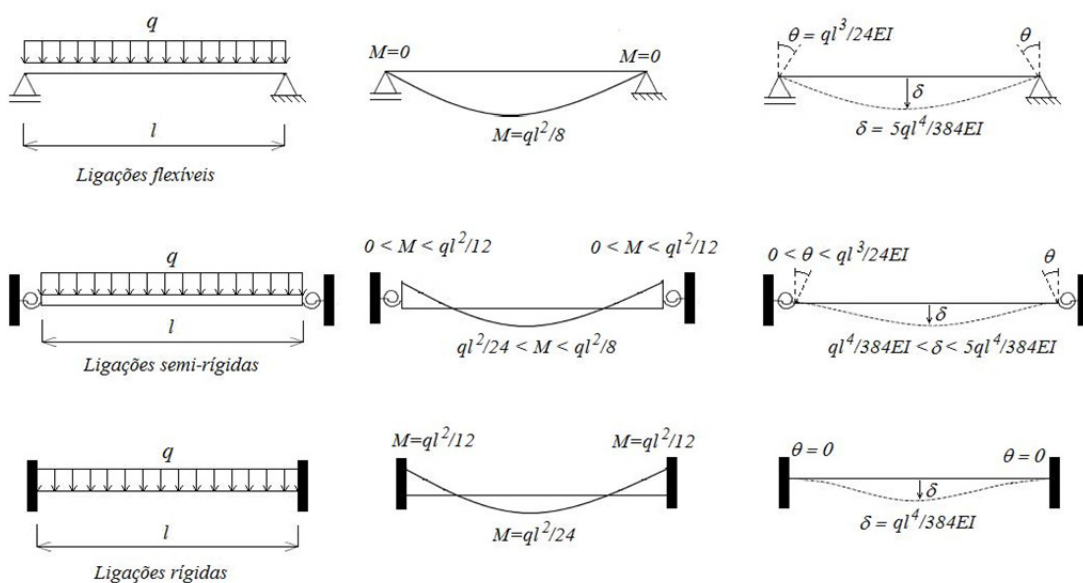


FIGURA 2.3- Influência da rigidez da ligação no comportamento da viga adapt. de SILVA (2010)

O elemento isolado de uma viga tem sua distribuição de esforços solicitantes e de deslocamentos variando a partir do comportamento de viga biapoiada (quando a rigidez da ligação é nula) até o comportamento de viga biengastada (quando a rigidez da ligação é infinita). Para rigidezes entre estas duas configurações, as ligações no apoio da viga têm comportamento semirrígido, apresentando esforços e deslocamentos intermediários a estas duas situações.

2.4 Modelagem das Ligações Semirrígidas

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-rotação relativa, que pode ser realizada através dos seguintes modelos: analítico, experimental, mecânico e numérico.

2.4.1 Modelagem analítica

A escolha do modelo matemático depende do nível de refinamento desejado para a curva momento-rotação e de sua influência na resposta da estrutura, podendo ser, por exemplo, linear, bilinear, trilinear, multilinear, conforme mostrado na FIGURA 2.4 em linha tracejada, ou ainda continuamente não linear.

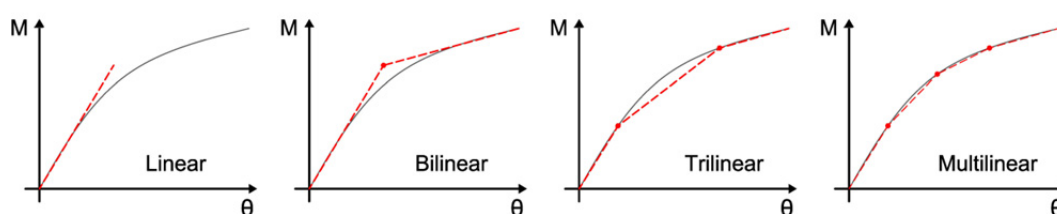


FIGURA 2.4- Modelos matemáticos da curva momento-rotação da ligação

Os modelos analíticos são geralmente validados através da comparação com os resultados experimentais e/ou modelos numéricos e até mesmo com outros modelos analíticos. Os modelos lineares são os mais simples e têm como vantagem a facilidade de uso, pois utilizam a rigidez inicial para representar todo o comportamento da ligação, porém, tornam-se menos precisos à medida que os esforços solicitantes aumentam, superestimando a capacidade da ligação. Os modelos do tipo continuamente não linear,

bilinear, trilinear, multilinear possibilitam a consideração da variação da rigidez na curva, o que os torna mais adequados do que o modelo linear para análises em que seja desejável verificar o comportamento elastoplástico da estrutura.

a) Modelo Polinomial de Frye-Morris

Este modelo foi desenvolvido em 1969 por SOMMER⁵ *apud* SANTOS (1998) para descrever o comportamento de ligações com chapa de topo, e posteriormente generalizado por FRYE-MORRIS⁶ *apud* CHEN e TOMA (1994) em 1975 para outros tipos de ligações. A ideia básica consiste em aproximar a curva experimental através de uma função polinomial que apresenta a seguinte forma:

$$\theta_r = C_1(k_f M) + C_2(k_f M)^3 + C_3(k_f M)^5 \quad (2.1)$$

Onde k_f é um parâmetro de padronização que depende do tipo e das características geométricas da ligação, como dimensões de cantoneiras, chapas, diâmetros de parafusos, perfis conectados, entre outros. Os coeficientes C_1 , C_2 e C_3 são constantes obtidas por técnicas de ajuste de curva.

O modelo descreve bem o comportamento da ligação até um determinado limite do carregamento, a partir do qual começa a apresentar grandes discrepâncias em relação à curva experimental, além de apresentar valores negativos de rigidez para determinados tipos de ligação. Ainda assim, o modelo apresenta grande relevância, pois, para muitos casos, as anomalias e discrepâncias que o modelo pode apresentar, só ocorrem para valores de carregamentos muito superiores aos valores práticos e usuais.

A aplicação direta deste modelo é inadequada no Brasil, uma vez que, as expressões obtidas para correlacionar o parâmetro k_f com as características geométricas da ligação foram calibradas por ensaios com perfis estrangeiros e as constantes das funções foram ajustadas no sistema inglês de unidades, o que exige que este mesmo sistema seja

⁵ SOMMER, W. H. (1960). “*Behavior of Welded Header Plate Connections.*” MS thesis, University of Toronto, Toronto, Ontario. University of Toronto.

⁶FRYE, M. J.; MORRIS, G. A. (1975). *Analysis of Flexibility Connected Steel Frames. Canadian Journal of Civil Engineering*, v. 2, p. 280-291.

empregado na análise estrutural, ou que seja criado um dispositivo adequado de conversão de unidades, conforme afirma SANTOS (1998).

b) Modelo *B-spline* cúbico

JONES *et al.* (1980) corrigiram com precisão o problema do modelo polinomial propondo um modelo *B-spline* cúbico para melhorar a aproximação da curva e evitar o problema da tangente negativa. Este método exige a subdivisão da curva experimental em um número de trechos menores e em cada trecho uma função cúbica é ajustada mantendo-se a continuidade da primeira e segunda derivadas, entre trechos adjacentes. Estas condições garantem curvas suaves e contínuas, que se aproximam bastante das curvas experimentais. Contudo, para aplicação, esta aproximação necessita de um grande número de parâmetros.

c) Modelo de três parâmetros CHEN e KISHI (1989)

O modelo dos três parâmetros foi proposto por CHEN e KISHI (1989) e, como o próprio nome diz, representa o comportamento das ligações através de três parâmetros obtidos a partir de propriedades do material e das dimensões geométricas. Os três parâmetros de relevância para o modelo são: a rigidez inicial da ligação, a resistência última ao momento da ligação e um fator de forma, que depende das características da ligação. Usando-se esses parâmetros no modelo dado por RICHARD e ABBOTT⁷ *apud* CHEN *et al.* (1996) obtém-se a função que representa o comportamento momento-rotação relativa da ligação:

$$M = \frac{K_i \theta_r}{\left[1 + \left(\frac{\theta_r}{\theta_0} \right)^n \right]^{\frac{1}{n}}} \quad (2.2)$$

Onde: K_i é a rigidez inicial da ligação e θ_0 a rotação plástica de referência igual a M_u/K_i . O parâmetro M_u , que aparece de forma implícita na equação (2.2), é a capacidade de momento último da ligação. O parâmetro n é o fator de forma que depende do tipo e das

⁷RICHARD, R. M. e ABBOTT, B. J. (1975) *Versatile Elastic-Plastic Stress-Strain Formula*. Journal of Engineering Mechanics Division. ASCE, v. 101, nº EM4, pp. 511-515.

características da ligação e que pode ser obtido, segundo CHEN e TOMA (1994), aplicando-se o método dos mínimos quadrados às diferenças entre as curvas teórica e experimental. Desta forma, o modelo de três parâmetros pode ser aplicado a qualquer tipo de ligação, sendo necessário, entretanto, que sejam avaliados de forma teórica ou experimental os três parâmetros característicos.

Diversos pesquisadores basearam-se neste modelo para descrever o comportamento das ligações. A equação (2.2) é representada graficamente na FIGURA 2.5, onde se pode observar curvas distintas para alguns valores do fator de forma n .

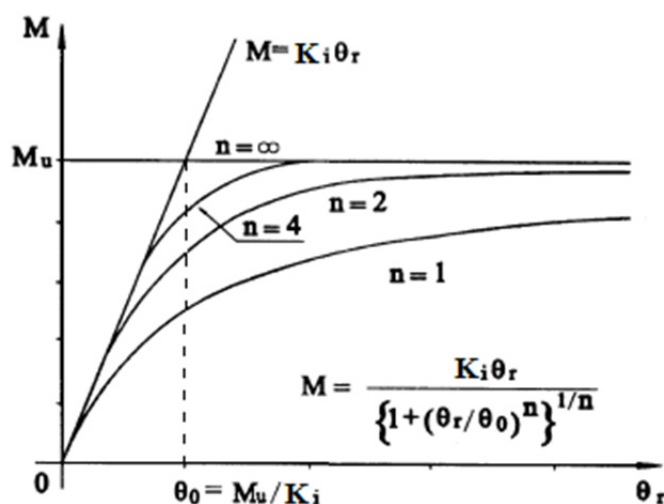


FIGURA 2.5- Curva momento-rotação para o modelo de três parâmetros, adapt. CHEN e KISHI (1989)

Segundo CHEN e TOMA (1994), este modelo é considerado uma ferramenta útil para análises não lineares, pois a rigidez tangente e a rotação da ligação podem ser obtidas diretamente da expressão analítica do modelo, fazendo-se a derivada primeira da equação (2.2) sem a necessidade de processos iterativos adicionais. A rigidez tangente K_t e a rotação relativa θ_r são dadas, respectivamente, por:

$$K_t = \frac{dM}{d\theta_r} = \frac{K_i}{\left[1 + \left(\frac{\theta_r}{\theta_0}\right)^n\right]^{\frac{n+1}{n}}} \quad (2.3)$$

$$\theta_r = \frac{M}{K_i \left[1 - \left(\frac{M}{M_u} \right)^n \right]^{\frac{1}{n}}} \quad (2.4)$$

d) Modelo de quatro parâmetros de KISHI et al. (2004)

Posteriormente, foi proposto por KISHI *et al.* (2004) um modelo de quatro parâmetros, determinados a partir de testes experimentais realizados com 168 tipos de ligações com chapa de extremidade. Esse modelo é definido por três parâmetros com características semelhantes aos do modelo proposto por CHEN e KISHI (1989) e, ainda, um parâmetro adicional: a *rigidez com encruamento*, que permite um ajuste mais adequado do comportamento da ligação, nos trechos de menor inclinação da curva.

e) Modelagem numérica

A modelagem numérica baseada em métodos numéricos, como o método dos elementos finitos, é considerada uma ferramenta adequada para conduzir investigações e realizar a calibração de modelos. Os inconvenientes da sua aplicação nas rotinas de projeto são os custos envolvidos devido à utilização de programas comerciais sofisticados e ao tempo gasto nas simulações.

2.4.2 Modelagem experimental

A modelagem experimental consiste na realização de ensaios em laboratórios de modelos em escala real com a finalidade de estudar o comportamento mecânico da ligação. A realização de ensaios experimentais permite obter, de forma confiável e precisa, o comportamento real das ligações. Com base nos resultados é possível calibrar os diversos modelos existentes para determinação do momento resistente, da rigidez inicial e de sua capacidade de rotação.

No entanto, apesar deste modelo ser importante na avaliação dos resultados, na calibração e validação dos modelos analíticos propostos, os recursos envolvidos são bastante elevados, bem como é grande a dificuldade de medição dos resultados experimentais e a aplicação direta em projetos corriqueiros, fazendo com que esta não

seja uma técnica adotada com frequência na prática, se restringido muitas vezes a estudos de pesquisas.

2.4.3 Modelagem mecânica

O modelo mecânico consiste em identificar os componentes ativos da ligação, caracterizar o comportamento destes componentes e associar os componentes para obtenção da curva momento-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).

A primeira etapa do Método dos Componentes consiste na identificação dos componentes que são relevantes para a análise da ligação. A seguir, numa segunda etapa, estes componentes são caracterizados avaliando-se sua rigidez, resistência e a capacidade de rotação. Finalmente, na terceira etapa, os componentes, representados por molas translacionais através de suas respectivas rigidezes, são associados em série e/ou em paralelo, configurando um sistema que simula o comportamento de uma mola rotacional. Esta associação permite a obtenção da rigidez e da resistência global da ligação, que é necessária para a definição da curva momento-rotação. Na FIGURA 2.6 são mostrados os componentes relevantes para uma ligação usual onde a viga carregada é soldada diretamente ao pilar e também o modelo mecânico para esta ligação.

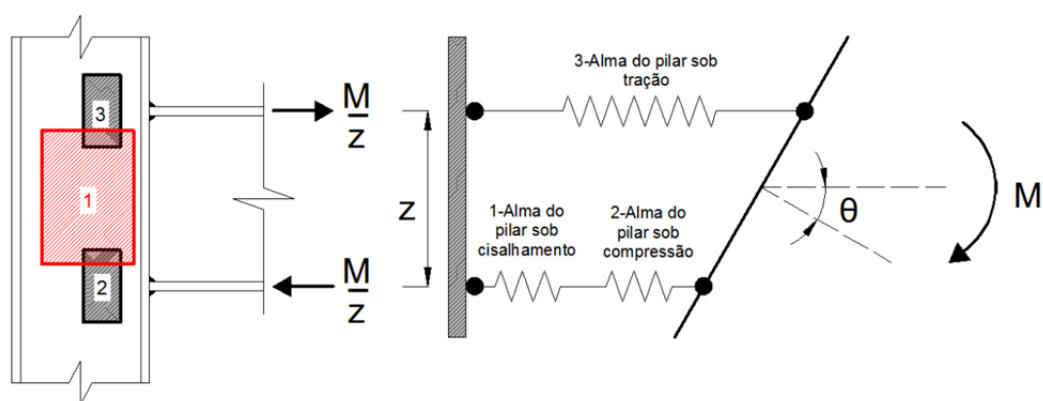


FIGURA 2.6- Ligação viga-pilar e seu modelo mecânico correspondente.

Os modelos mecânicos permitem determinar a rigidez rotacional e a resistência da ligação, bem como estabelecer limites para a capacidade de rotação, a partir da avaliação da ductilidade de cada componente.

2.5 Classificação das Ligações

Existem, na literatura técnica, diferentes sistemas de classificação que estabelecem limites segundo os critérios de rigidez, resistência e capacidade de rotação, e que são bastante difundidos no meio técnico-científico. A seguir são apresentados de forma breve, os critérios de classificação propostos por BJORHOVDE *et al.* (1990) e pelas normas técnicas ANSI/AISC 360 - (2010), EN 1993 - 1 - 8: (2005) e ABNT NBR 8800: (2008).

2.5.1 Classificação de BJORHOVDE *et al.* (1990)

BJORHOVDE *et al.* (1990) propuseram, a partir de resultados de modelos experimentais, um sistema adimensional de classificação baseado em um diagrama momento-rotação bilinear, estabelecendo critérios de classificação quanto a rigidez, a resistência e a capacidade de rotação da ligação. O sistema proposto define um parâmetro denominado comprimento de referência, ajustado experimentalmente a partir de dados de 55 ligações e que permite relacionar a rigidez da viga com a rigidez da ligação. Segundo BJORHOVDE *et al.* (1990) é razoável assumir, para o comprimento de referência, um valor médio equivalente a cinco vezes a altura da seção transversal da viga.

A ideia principal do sistema de classificação de BJORHOVDE *et al.* (1990) é classificar as ligações em três categorias: rígida, semirrígida e flexível, definindo graficamente zonas de classificação que reúnem adequadamente as características de cada uma dessas categorias. Para tanto, são propostas curvas momento-rotação representadas simplificadamente por funções bilineares compostas por dois trechos que delimitam e definem as zonas de classificação, como mostrado na FIGURA 2.7:

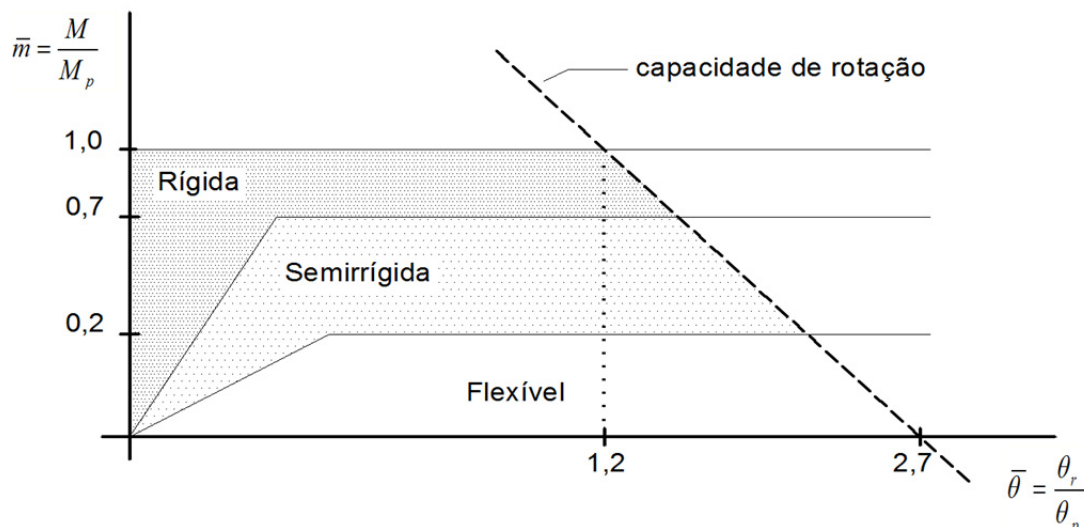


FIGURA 2.7- Classificação das ligações proposta por BJORHOVDE *et al.* (1990)

Na FIGURA 2.7 são mostradas as regiões delimitadas para cada uma das categorias, onde os parâmetros adimensionais \bar{m} e $\bar{\theta}$ utilizados são definidos, respectivamente, por:

$$\bar{m} = \frac{M}{M_p} \quad \text{e} \quad \bar{\theta} = \frac{\theta_r}{\theta_p} \quad (2.5) \text{ e } (2.6)$$

Sendo, M_p o momento de plastificação total da seção transversal da viga, θ_r a rotação relativa da ligação para momento fletor M e $\theta_p = 5dM_p/EI_b$ a rotação de referência da viga, onde $5d$ 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), uma ligação é classificada como rígida, se, em termos de resistência $\bar{m} \geq 0,7$, e, em termos de rigidez $\bar{m} \geq 2,5\bar{\theta}$. De outra forma, uma ligação é considerada semirrígida, se, em termos de resistência, os limites forem dados por $0,2 < \bar{m} < 0,7$ e, em termos de rigidez, $0,5\bar{\theta} < \bar{m} < 2,5\bar{\theta}$. Finalmente, quando os limites de resistência e de rigidez forem, respectivamente, $\bar{m} \leq 0,2$ e $\bar{m} \leq 0,5\bar{\theta}$ a ligação é considerada flexível. A TABELA 2.1 mostra, de forma esquemática, os limites para a classificação das ligações segundo BJORHOVDE *et al.* (1990).

TABELA 2.1: Classificação das ligações segundo BJORHOVDE *et al.* (1990).

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

BJORHOVDE *et al.* (1990) também desenvolveram uma expressão para cálculo da capacidade de rotação da ligação baseada no comprimento de referência da viga e em curvas de ajustes de dados de ensaios. Essa expressão, cuja representação é mostrada em linha tracejada na FIGURA 2.7 é dada por:

$$\bar{m} = \frac{5,4 - 2\bar{\theta}}{3} \quad (2.7)$$

2.5.2 Classificação segundo a EN 1993 - 1 - 8: (2005)

A EN 1993 - 1 - 8: (2005) também estabelece uma classificação para as ligações baseada nos critérios de rigidez e resistência.

a) Classificação quanto a rigidez

A classificação proposta utiliza o comprimento real da viga para definir a rigidez, e é dependente do tipo de estrutura (contraventada ou não) uma vez que os efeitos da rigidez das ligações diferem para cada caso. Segundo o critério da rigidez rotacional, três regiões são definidas, conforme mostrado na FIGURA 2.8:

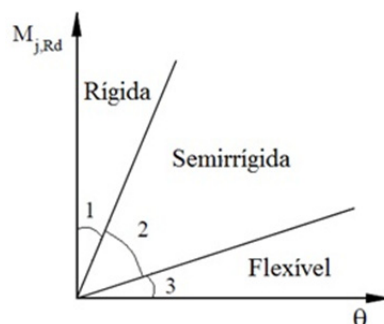


FIGURA 2.8-Classificação quanto à rigidez, conforme EN 1993- 1 - 8: (2005)

Região 1 – ligações rígidas: são aquelas que possuem rigidez rotacional suficiente para justificar a análise baseada na continuidade total.

Para estruturas contraventadas:

$$K_i \geq \frac{8EI_v}{L_v} \quad (2.8)$$

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. Para estruturas não contraventadas:

$$K_i \geq \frac{25EI_v}{L_v} \quad (2.9)$$

As inequações (2.8) e (2.9) 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.

Região 2 – Ligações semirrígidas: são aquelas que não se enquadram nem nos critérios de ligação rígida nem nos de critérios de ligação flexível;

Região 3 – Ligações Flexíveis: são aquelas capazes 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:

$$K_i \leq \frac{0,5EI_v}{L_v} \quad (2.10)$$

A TABELA 2.2 mostra, de forma esquemática e resumida, os limites e critérios para a classificação das ligações, considerando a rigidez segundo a norma europeia.

TABELA 2.2: Classificação das ligações considerando a rigidez, conforme EN 1993 - 1 - 8: (2005).

Classificação	Critérios de classificação considerando a rigidez
Rígida	<ul style="list-style-type: none"> - Ligações que integram estruturas contraventadas onde: $K_i \geq \frac{8EI_v}{L_v}$, desde que $\frac{K_v}{K_p} \geq 0,1$ em todos os andares. - Ligações que integram estruturas não contraventadas onde: $K_i \geq \frac{25EI_v}{L_v}$, desde que $\frac{K_v}{K_p} \geq 0,1$ em todos os andares.
Flexível	- Ligações que integram quaisquer estruturas onde: $K_i \leq \frac{0,5EI_v}{L_v}$
Semirrígida	<ul style="list-style-type: none"> - Ligações que integram estruturas onde, em algum andar $\frac{K_v}{K_p} < 0,1$; - Ligações que não se enquadrem nos critérios de ligações rígidas ou flexíveis; - Ligações que se enquadrem nos critérios de ligações rígidas ou flexíveis, mas que facultativamente, se faça a opção por serem tratadas como semirrígidas.

b) Classificação quanto à Resistência

Quanto à resistência, uma ligação pode ser classificada como: totalmente resistente, parcialmente resistente ou flexível ao se comparar o seu momento resistente de cálculo com os momentos resistentes de cálculo das barras por esta conectadas.

Totalmente resistentes (*full strength*): são aquelas onde a resistência de cálculo da ligação é igual ou superior à resistência dos elementos conectados. Sendo assim, a rótula plástica se desenvolve na barra e não na ligação.

Uma ligação é classificada como totalmente resistente se:

$$M_{j,Rd} \geq \text{menor}(M_{v,pl,Rd}; M_{p,pl,Rd}) \quad (2.11)$$

para uma ligação localizada no topo do pilar, ou se:

$$M_{j,Rd} \geq \text{menor}(M_{v,pl,Rd}; 2M_{p,pl,Rd}) \quad (2.12)$$

para uma ligação localizada num nível intermediário do pilar, 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.

Flexíveis (*nominally pinned*): são aquelas capazes de transmitir esforços internos sem desenvolver momentos significativos que possam afetar as barras ou a estrutura como um todo. Devem ainda, possuir capacidade de rotação suficiente de modo a permitir as rotações resultantes dos esforços solicitantes.

Uma ligação deve ser classificada como flexível se:

$$M_{j,Rd} \leq 0,25 \times \text{menor}(M_{v,pl,Rd}; M_{p,pl,Rd}) \quad (2.13)$$

para uma ligação localizada no topo do pilar, ou se:

$$M_{j,Rd} \leq 0,25 \times \text{menor}(M_{v,pl,Rd}; 2M_{p,pl,Rd}) \quad (2.14)$$

para uma ligação localizada num nível intermediário do pilar.

Parcialmente resistentes (*partial strength*): são aquelas que não se enquadram nem nos critérios de ligação totalmente resistente nem nos de flexível.

A TABELA 2.3 mostra, de forma esquemática e resumida, os limites e critérios para a classificação das ligações, considerando a resistência, segundo a norma EN 1993 - 1 - 8: (2005).

TABELA 2.3: Classificação das ligações considerando a resistência, conforme EN 1993 - 1 - 8: (2005).

Classificação	Crítérios de classificação considerando a resistência
Totalmente resistente	<ul style="list-style-type: none"> - Ligações localizadas no topo do pilar em que: $M_{j,Rd} \geq \text{menor}(M_{v,pl,Rd}; M_{p,pl,Rd})$; - Ligações localizadas num nível intermediário do pilar em que: $M_{j,Rd} \geq \text{menor}(M_{v,pl,Rd}; 2M_{p,pl,Rd})$.
Flexível*	<ul style="list-style-type: none"> - Ligações localizadas no topo do pilar em que: $M_{j,Rd} \leq 0,25 \times \text{menor}(M_{v,pl,Rd}; M_{p,pl,Rd})$; - Ligações localizadas num nível intermediário do pilar em que: $M_{j,Rd} \leq 0,25 \times \text{menor}(M_{v,pl,Rd}; 2M_{p,pl,Rd})$.
Parcialmente resistente	- Ligações que não se enquadram nos critérios de ligação totalmente resistente, nem nos critérios de ligação flexível.

* Independente da localização da ligação na estrutura, uma ligação flexível deve possuir capacidade de rotação suficiente para permitir as rotações resultantes dos esforços solicitantes.

2.5.3 Classificação segundo o ANSI/AISC 360 - (2010)

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

Ligações FR – totalmente restringidas (*fully restrained*): permitem a transferência de momento fletor com uma rotação insignificante entre os elementos conectados. Uma ligação do tipo FR deve ter resistência e rigidez suficientes para manter inalterado o ângulo entre os elementos conectados, mesmo no estado limite último. Segundo o ANSI/AISC 360 - (2010) se:

$$K_s \geq \frac{20EI_v}{L_v} \quad (2.15)$$

é aceitável considerar a ligação como totalmente restringida.

Na inequação (2.15) K_s é a rigidez secante para o carregamento de serviço (conforme definido na FIGURA 2.9); I_v é o momento de inércia da seção transversal da viga no plano da estrutura e L_v é o comprimento da viga conectada à ligação.

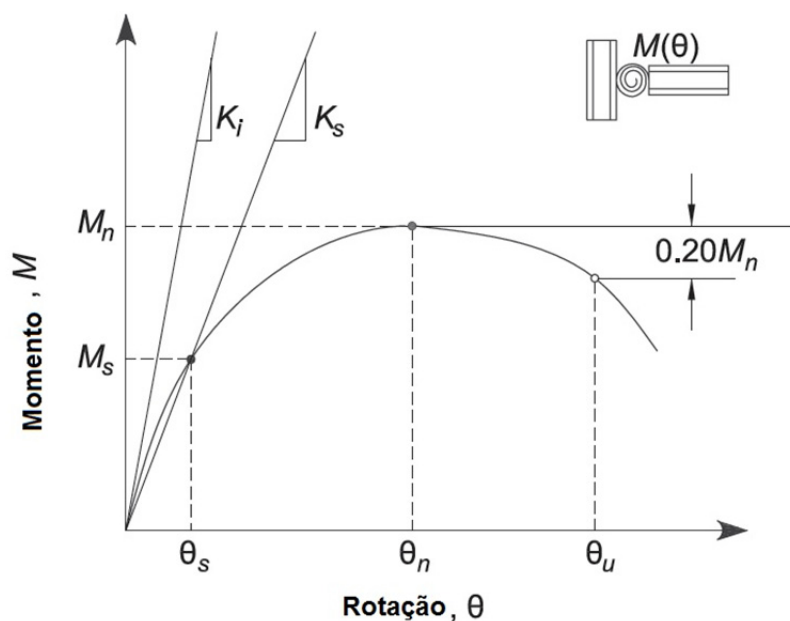


FIGURA 2.9- Definição das características da rigidez, resistência e capacidade de rotação de uma ligação adapt. de ANSI/AISC 360 - (2010)

Na FIGURA 2.9, K_i é a rigidez tangente inicial, M_s é o momento correspondente ao carregamento de serviço, M_n é o momento máximo que a ligação pode suportar, θ_u indica a rotação máxima que a ligação pode desenvolver, θ_s e θ_n são as rotações associadas, respectivamente, aos momentos M_s e M_n .

Ligações simples – (simple): não permitem a transferência de momento fletor e apresentam rotações significativas entre os elementos conectados. Conforme o ANSI/AISC 360 - (2010), quando uma ligação transmite menos de 20% do momento de plastificação da seção da viga para rotações iguais ou superiores a 0,02 rad, pode-se desconsiderar, para fins de projeto, o momento resistente desta ligação. A especificação americana ainda define que se:

$$K_s \leq \frac{2EI_v}{L_v} \quad (2.16)$$

é aceitável considerar a ligação como simples.

Ligações PR – parcialmente restringidas (*partial restrained*): permitem a transferência de momento fletor com rotação significativa entre os elementos conectados.

Na análise estrutural, o comportamento da ligação deve ser incluído. A resposta característica da ligação pode ser obtida através da literatura técnica existente ou através de modelos analíticos ou experimentais. Os componentes de uma ligação do tipo PR devem apresentar resistência, rigidez e capacidade de rotação suficientes no estado limite último.

Na FIGURA 2.10 é apresentado graficamente o sistema de classificação adotado pela especificação americana, sendo $M_{v,pl,Rd}$ o momento plástico resistente da viga. O ANSI/AISC 360 - (2010), considera adequada, na ausência de uma análise acurada, uma capacidade de rotação de 0,03 rad. Esta rotação é igual à capacidade mínima de conexão viga-pilar, tal como especificado nas disposições que consideram efeitos sísmicos na especificação americana.

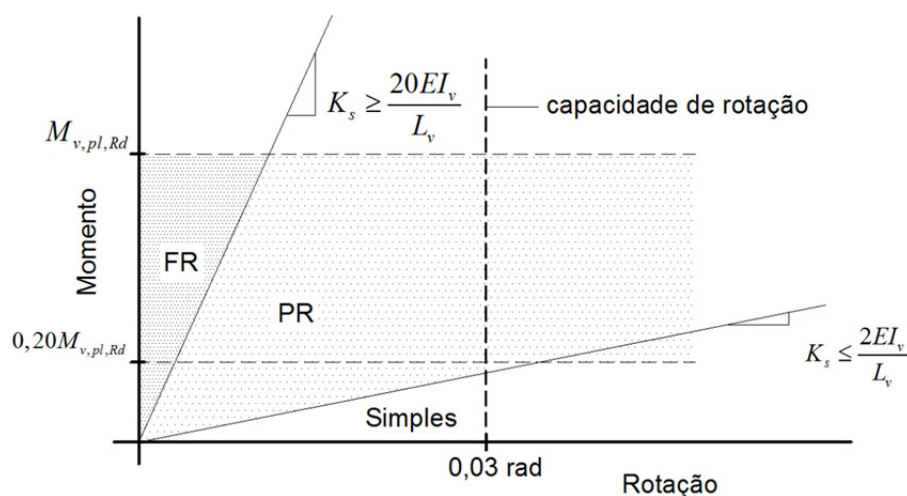


FIGURA 2.10- Classificação das ligações segundo o ANSI/AISC 360 - (2010)

2.5.4 Classificação segundo a ABNT NBR 8800: (2008)

A norma brasileira ABNT NBR 8800: (2008) classifica as ligações em relação à rigidez rotacional, mas não estabelece regras para classificar quanto à resistência das ligações. A ligação, independente do tipo de estrutura (contraventada ou não), é considerada rígida quando a sua rigidez satisfaz a Equação (2.9) e rotulada quando satisfaz a Equação (2.10). Além disso, as condições de validade da Equação (2.9) devem ser as mesmas especificadas pela norma EN 1993-1-8: (2005). Quando a ligação não atende aos critérios de ligação rígida ou rotulada, ela é classificada como semirrígida, ver FIGURA 2.11.

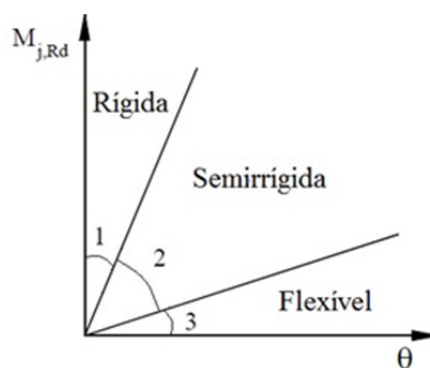


FIGURA 2.11-Classificação das ligações quanto à rigidez segundo a norma ABNT NBR 8800: (2008)

3

O MÉTODO DOS COMPONENTES

3.1 Considerações Iniciais

As ligações constituem um dos principais fatores que condicionam a resposta de um sistema estrutural e, apesar dos diversos avanços nas formulações para caracterização das propriedades das ligações, ainda existem consideráveis incertezas em relação à previsão do comportamento destas. Parte significativa dessas incertezas pode ser atribuída à complexidade geométrica das ligações, à imprevisibilidade dos deslocamentos relativos das partes conectadas e à descontinuidade física dos elementos e meios de ligação.

Com o objetivo de se obter representações matemáticas para o comportamento das ligações, diversos estudos e experimentos conduziram ao desenvolvimento de uma abordagem que permite que as propriedades mecânicas fundamentais de uma ligação: resistência, rigidez e capacidade de rotação, possam ser descritas a partir da caracterização das diversas partes que compõem essa ligação. A consolidação das premissas dessa abordagem em uma metodologia de análise e verificação de ligações é genericamente conhecida no meio técnico como *Método dos Componentes*. Neste capítulo serão discutidos alguns dos conceitos, etapas e procedimentos práticos que

envolvem a aplicação do método dos componentes para análise e verificação de ligações estruturais.

3.2 Etapas do Método dos Componentes

O método dos componentes é adotado pelas normas europeias e detém boa aceitação entre a comunidade científica. Este método avalia o comportamento de uma ligação a partir de modelos mecânicos simples, constituídos de molas translacionais e barras rígidas. Cada mola translacional representa um componente básico e está relacionada a uma curva força-deslocamento. Um componente básico é definido por uma determinada parte da ligação e seu esforço solicitante associado que, necessariamente, tenha influência significativa na rigidez rotacional, na resistência ao momento fletor e/ou na capacidade de rotação, doravante discriminadas respectivamente por S_j , $M_{j,Rd}$ e ϕ_{Cd} .

Simplificadamente, a aplicação do método dos componentes consiste na construção de um modelo mecânico formado pela associação de molas translacionais. Esta associação simula o comportamento de uma mola rotacional, cujas propriedades fundamentais são analiticamente determináveis. O processo de construção do modelo mecânico pode ser descrito em três etapas, enunciadas a seguir e discutidas no decorrer do presente capítulo:

- *Etapa 1: identificação dos componentes que são relevantes para a análise da ligação;*
- *Etapa 2: caracterização do comportamento dos componentes, avaliando-se a rigidez, a resistência e a ductilidade de cada componente;*
- *Etapa 3: associação dos componentes para avaliação do comportamento da ligação, a partir do modelo mecânico representativo.*

O modelo mecânico, construído a partir do desenvolvimento das 3 etapas do método dos componentes, deve ser atribuído às vinculações que definem as condições de contorno das extremidades das barras. Assim, o comportamento da mola que representa a ligação pode ser considerado durante o processo de análise estrutural.

Adicionalmente, é importante ressaltar que a escolha do modelo mecânico que representa a ligação depende do método de análise estrutural aplicado para determinação dos esforços e deslocamentos, assim, tal escolha pode implicar na necessidade de execução de um processo de análise estrutural iterativo, já que o modelo de ligação também tem influência na determinação desses esforços e deslocamentos.

3.3 Identificação dos Componentes Básicos

A praticidade do método dos componentes advém da possibilidade de se avaliar o comportamento da ligação a partir do comportamento de seus componentes básicos que, em geral, possuem geometria e relações força-deslocamento mais simples, evitando-se assim as dificuldades inerentes ao estudo de um modelo único, global, de geometria complicada, que considere simultaneamente as características das partes conectadas e as complexas interações entre os componentes. A identificação dos componentes básicos é realizada a partir do conhecimento prévio da distribuição dos esforços internos e dos modos de falha associados a cada um destes esforços. Este conhecimento é geralmente fundamentado em estudos numéricos e/ou experimentais.

3.3.1 Distribuição e transmissão de esforços na região nodal

A região nodal, conforme definido por QUEIROZ e VILELA (2012), é o conjunto de todas as ligações de barras que se interceptam, mais as regiões dessas barras afetadas pelas ligações, mais os eventuais reforços (por exemplo, enrijecedores), mais a região de eventual elemento de concreto afetada pelas ligações.

Conforme mostrado na FIGURA 3.1, para fins práticos, a resposta estrutural de uma ligação depende basicamente do comportamento dessa perante os efeitos do momento fletor solicitante. Nas ligações viga-pilar, para fins de análise, assume-se a hipótese de que o momento fletor solicitante é transmitido ao pilar apenas pelas mesas da viga, por meio de um par de forças binárias, cujo braço z é definido pela distância entre os planos de ação dessas forças, que passam pela espessura média de cada mesa. Esse par de forças subdivide a região nodal em três regiões distintas: a região tracionada, a região comprimida e a região de cisalhamento.

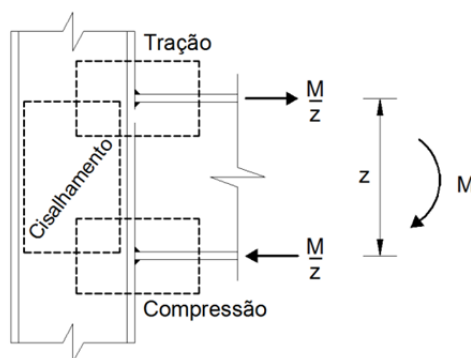


FIGURA 3.1- Regiões de tração, compressão e cisalhamento de uma ligação viga-pilar.

Cada uma destas regiões é composta por um grupo de componentes básicos que podem ser ativados pelos esforços de acordo com a intensidade do momento fletor solicitante. Essas regiões que constituem a região nodal podem ser definidas conforme apresentado a seguir:

a) Região de Compressão

A resistência potencial da região de compressão deve ser avaliada considerando-se os eventuais efeitos de instabilidade local na verificação dos componentes básicos comprimidos. Também deve ser considerada a interação dos esforços de compressão com os esforços transversais (cisalhamento) e esforços normais.

A força de compressão é aplicada através do contato direto da mesa viga com a mesa do pilar ou, indiretamente, por meio de chapas ou cantoneiras de ligação. A região comprimida é determinada a partir do centro de compressão dado pela linha de contato que intercepta o plano de ação da força de compressão do binário.

b) Região de Tração

A resistência potencial da região tracionada também deve ser avaliada e limitada em função da consideração da interação entre os esforços de tração e os esforços transversais (cisalhamento). Comumente, as forças de tração são transmitidas entre partes conectadas através de parafusos ou soldas.

c) Região de Cisalhamento

Para avaliação da resistência potencial da região de cisalhamento de uma ligação viga-pilar, além da contribuição das forças que definem o binário vinculado ao momento solicitante, deverão ser consideradas forças solicitantes de corte transversais que ocasionalmente atuem no pilar. Devem ser consideradas também, possíveis interações com outras ligações nas proximidades, como no caso de ligações duplas, onde duas vigas são conectadas, uma em cada mesa do pilar.

Adicionalmente, deve-se levar em conta as interações da força cortante com os esforços que atuam nas regiões de tração e compressão. Na avaliação da resistência potencial da região de cisalhamento, devem ser evitados, ou adequadamente tratados, os efeitos de instabilidade local da região de cisalhamento.

De um modo geral, a região de cisalhamento de uma ligação viga-pilar não reforçada é constituída por um único componente básico: o painel da alma do pilar solicitado ao cisalhamento. Este painel é definido por uma porção retangular da alma do pilar solicitado por forças cortantes atuantes na região nodal.

3.3.2 Os componentes básicos da EN 1993 - 1 - 8: (2005)

A norma europeia EN 1993 - 1 - 8: (2005) apresenta uma lista geral de 20 componentes básicos aplicáveis às ligações mais usuais – ver TABELA 3.1. Opcionalmente, os componentes e os métodos de cálculo apresentados pela EN 1993 - 1 - 8: (2005) também podem ser utilizados para analisar e dimensionar ligações com configurações incomuns ou com características peculiares, contudo, neste caso, a análise deverá basear-se em hipóteses adequadas de distribuição dos esforços.

Sobretudo, para a identificação dos componentes de uma ligação qualquer é importante compreensão da distribuição dos esforços na região nodal, evitando-se, contudo, a formulação de modelos excessivamente complexos. A EN 1993 - 1 - 8: (2005), permite ainda, a utilização de outros componentes, não constantes na lista geral, desde que as suas propriedades se baseiem em resultados de ensaios ou em métodos analíticos e numéricos justificados por ensaios experimentais.

TABELA 3.1: Componentes básicos, conforme EN 1993 - 1 - 8: (2005).

1- Alma do pilar solicitada ao cisalhamento
2- Alma do pilar comprimida
3- Alma do pilar tracionada
4- Mesa do pilar sujeita à flexão
5- Chapa de extremidade sujeita à flexão
6- Cantoneira de mesa sujeita à flexão
7- Mesa e Alma da viga comprimidas
8- Alma tracionada da viga
9- Chapa tracionada/comprimida
10- Parafusos tracionados
11- Parafusos ao corte
12- Pressão de contato em furos
13- Concreto comprimido
14- Placa de base do pilar fletida por ação de compressão no concreto
15- Placa de base de pilar fletida por ação de tração nos chumbadores
16- Chumbadores tracionados
17- Chumbadores ao corte
18- Pressão de contato dos chumbadores
19- Soldas
20- Reforços

3.4 Caracterização do Comportamento dos Componentes Básicos

Após a etapa de identificação dos componentes que constituem a ligação, segue-se a etapa de caracterização do comportamento dos componentes básicos através da curva força-deslocamento que representa cada componente.

A curva força-deslocamento de um componente normalmente é não linear e deve incorporar as eventuais interações com os demais componentes da ligação. No entanto, esta curva pode ser aproximada por outra mais simples, linear, ou mesmo por uma curva composta por trechos sucessivos de retas, sem perda significativa de rigor.

A caracterização da curva força-deslocamento dos 20 componentes básicos apresentados na EN 1993 - 1 - 8: (2005) resultou de um intenso esforço de investigação, utilizando-se resultados experimentais complementados por simulações numéricas baseadas no método dos elementos finitos, a fim de calibrar os modelos analíticos simplificados. Genericamente, os vários componentes podem ser classificados em três

classes: componentes de alta ductilidade; componentes de ductilidade limitada e componentes frágeis, conforme proposto por SIMÕES DA SILVA (2002).

3.4.1 Componentes de alta ductilidade

Os componentes de alta ductilidade apresentam uma curva força-deslocamento típica, caracterizada por uma resposta inicial elástica definida pelo coeficiente de rigidez inicial do componente e pelos limites de deslocamento e força resistente que determinam o início da plastificação, respectivamente, k , Δ_e e F_r , conforme mostrado na FIGURA 3.2. A resposta inicial elástica é sucedida por um trecho elastoplástico em que ocorre uma redução da inclinação da curva, que é dada pelo coeficiente de rigidez k_{ep} . A redução da inclinação da curva ocorre principalmente devido ao desenvolvimento de zonas de plastificação e/ou aos efeitos relacionados à instabilidade do componente. É importante ressaltar que os coeficientes de rigidez k e k_{ep} se referem às rigidezes translacionais da mola que representa o componente básico, diferindo, conceitualmente, da rigidez rotacional da ligação.

Em geral, para os componentes de alta ductilidade a inclinação do segundo trecho, definida pelo coeficiente rigidez k_{ep} , é positiva e permite que a força resistente atinja valores superiores à força F_r , para valores crescentes de deslocamento.

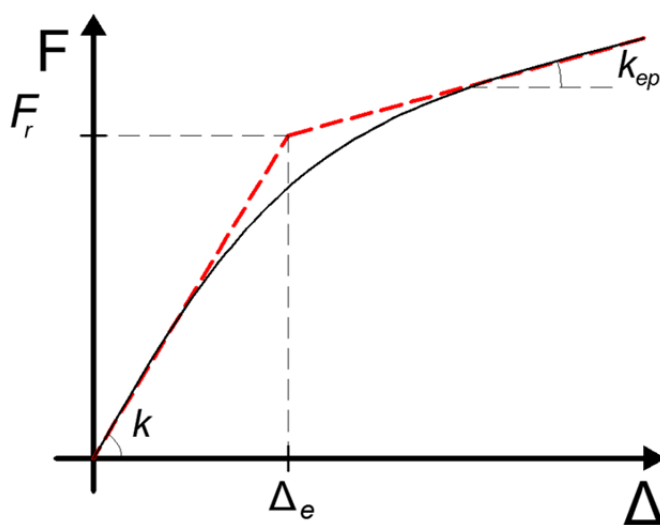


FIGURA 3.2- Curva força-deslocamento não linear típica de componentes de alta ductilidade e uma curva de aproximação bilinear.

O comportamento apresentado na FIGURA 3.2 é típico de componentes como: a alma do pilar sob a ação de cisalhamento; a mesa do pilar sob ação de flexão; a alma da viga sob a ação de força de tração; entre outros. A capacidade de deformação destes componentes é, para fins práticos, ilimitada.

3.4.2 Componentes de ductilidade limitada

Os componentes de ductilidade limitada apresentam uma curva força-deslocamento conforme mostrada na FIGURA 3.3, cujas grandezas Δ_e , F_r , k , e k_{ep} possuem as mesmas definições consideradas anteriormente. Para os componentes de ductilidade limitada, no entanto, pode se observar que, após o trecho inicial elástico, a curva é sucedida por um trecho de inclinação negativa, dada pelo coeficiente de rigidez k_{ep} . Outra característica importante de se ressaltar é que, para esta classe de componentes, é necessária a definição de um deslocamento limite, que na FIGURA 3.3 é representado por Δ_{cd} .

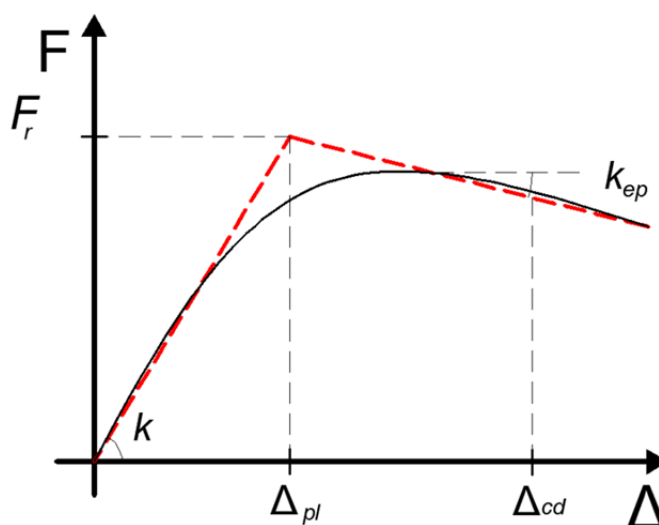


FIGURA 3.3- Curva força-deslocamento não linear típica de componentes de ductilidade limitada e uma curva de aproximação bilinear.

Como exemplo típico deste pode-se citar o componente da alma do pilar sob a ação de força de compressão.

3.4.3 Componentes frágeis

Os componentes frágeis apresentam um comportamento praticamente linear até a ruptura, conforme mostrado na FIGURA 3.4. As grandezas Δ_{cd} , Δ_e , F_r , k possuem as mesmas definições consideradas para as outras classes de componentes. Entretanto, observa-se que, para os componentes frágeis, a ruptura ocorre quase imediatamente após o trecho inicial elástico.

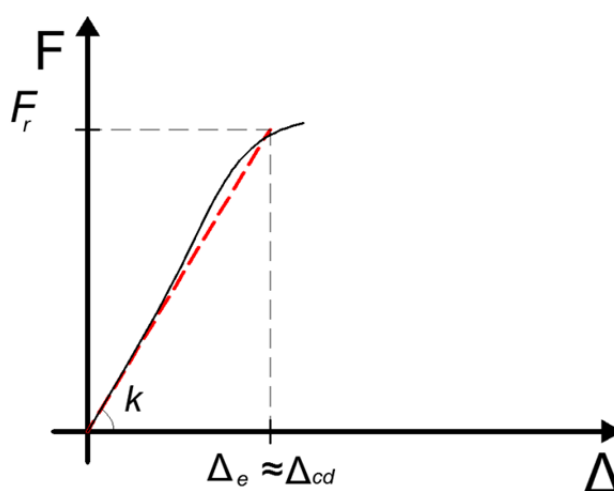


FIGURA 3.4- Curva força-deslocamento não linear típica de componentes frágeis e uma curva de aproximação linear.

Como exemplo do comportamento apresentado na FIGURA 3.4, pode-se citar os seguintes componentes: parafusos solicitados à tração; parafusos solicitados ao corte e cordões de solda submetidos à tração. Para o dimensionamento destes componentes, em grande parte dos casos, a capacidade de deformação, após o trecho elástico, é desprezada.

3.5 Associação dos Componentes e Avaliação do Comportamento

Após a identificação e caracterização dos componentes básicos de uma ligação é então possível o desenvolvimento da última etapa: associação dos componentes para definição das propriedades fundamentais da ligação e avaliação de seu comportamento. Nesta etapa é realizada a montagem dos componentes, onde cada componente básico, representado por uma mola translacional, é associado em série e/ou em paralelo com os

demais, configurando um sistema mecânico que simula o comportamento de uma mola rotacional.

A partir deste sistema mecânico é possível uma avaliação da resistência, rigidez e da capacidade de rotação da ligação, conforme procedimentos apresentados a seguir. Para uma melhor compreensão foram utilizadas, na exemplificação e na ilustração dos conceitos, ligações viga-pilar com chapa de extremidade. No entanto, a ideia do processo é genérica, podendo ser aplicada, com algumas adequações, a outros tipos de ligação.

3.5.1 Resistência ao momento fletor

O modelo para avaliação da resistência baseia-se nos métodos de análise plástica e permite a determinação do momento resistente para a ligação considerando-se as seguintes premissas:

- *existe o equilíbrio entre os esforços internos e externos;*
- *a resistência de cada componente não é excedida;*
- *a capacidade de deformação de cada componente não é excedida e*
- *a compatibilidade das deformações é desconsiderada.*

Para determinação do momento fletor resistente é necessária a avaliação da resistência potencial de cada uma das três regiões da ligação: região de tração, região de compressão e região de cisalhamento, conforme mostrado na FIGURA 3.5. Para tanto deve ser ajustada a distribuição das forças de forma a garantir o equilíbrio de esforços.

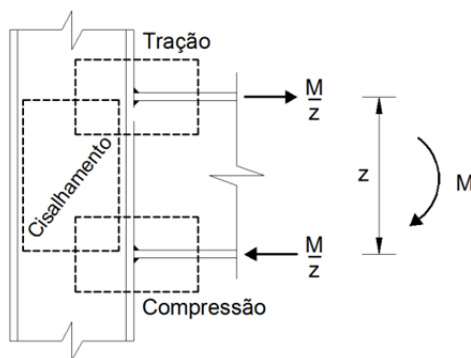


FIGURA 3.5- Regiões de tração, compressão e cisalhamento numa ligação viga-pilar.

Considerando um caso geral de uma ligação viga-pilar com várias linhas de parafusos tracionados, conforme mostrado na FIGURA 3.6, o procedimento para obtenção da resistência potencial da região tracionada deve levar em consideração a resistência das linhas de parafusos.

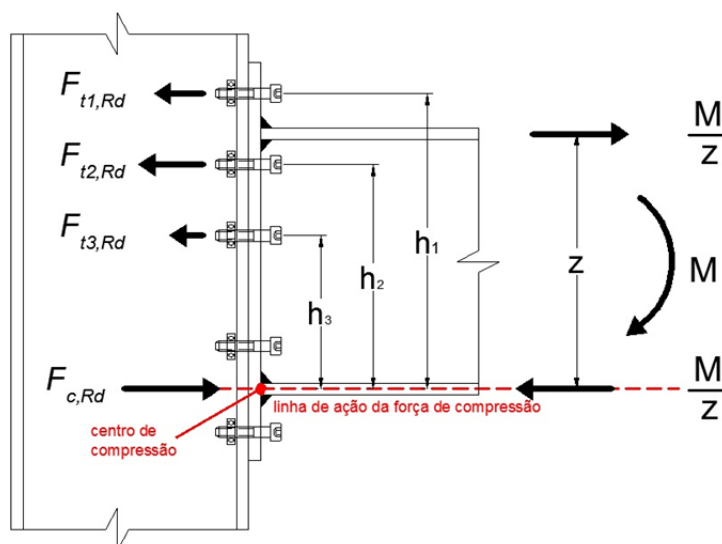


FIGURA 3.6- Distribuição das forças de tração e compressão numa ligação com chapa de extremidade.

A resistência de uma linha de parafuso deve ser avaliada considerando não somente a resistência desta atuando de forma isolada, mas também a sua resistência atuando como integrante de um grupo de linhas de parafusos. Nesse caso devem ser ponderadas todas as possíveis combinações com as outras linhas adjacentes. É importante ressaltar que a resistência de cada linha de parafusos é influenciada por mais de um componente, cujo comportamento conjunto determina a resposta estrutural dessa linha.

Na FIGURA 3.6 é mostrada uma ligação com chapa de extremidade com três linhas de parafusos na região de tração, onde cada uma das três linhas tem duas fiadas de parafusos, uma de cada lado da alma do pilar. A FIGURA 3.6 apresenta também a distribuição das forças de tração nas linhas de parafusos, onde $F_{tr,Rd}$ indica a força resistente de tração efetiva em uma linha de parafusos r , sendo que o índice r indica a posição da linha em relação ao centro de compressão, a partir da linha mais afastada.

O comprimento h_r define a distância de uma linha de parafusos r ao centro de compressão, que neste caso, está localizado na metade da espessura da mesa comprimida da viga. A força $F_{c,Rd}$ é a força resistente de compressão.

Inicialmente, deve ser considerada uma combinação onde cada linha deve ser considerada como atuando de forma isolada. Além desta combinação, devem ser consideradas outras combinações para associação das linhas de parafuso, conforme mostradas na FIGURA 3.7.

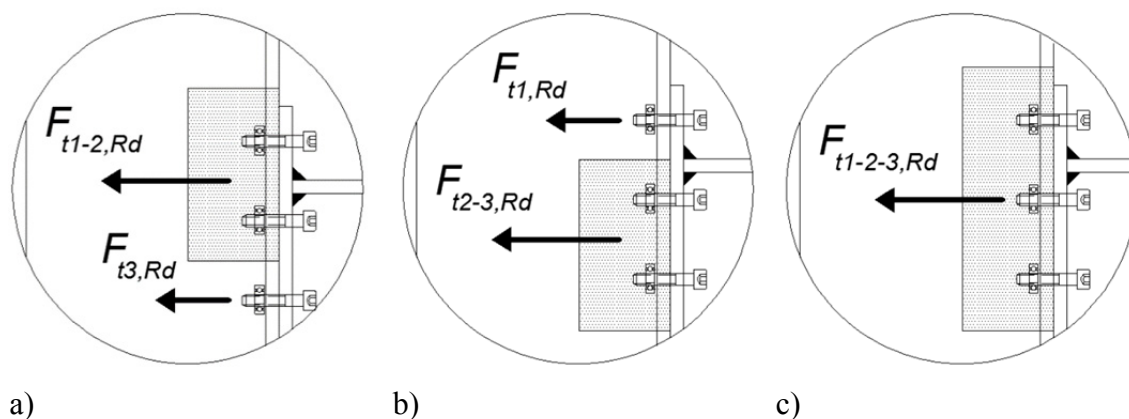


FIGURA 3.7- Combinações para associações das linhas de parafuso.

Assim, nesse caso, são possíveis três combinações de grupos de linhas. Na primeira combinação, FIGURA 3.7 a), as linhas 1 e 2 são consideradas como integrantes do grupo 1-2 combinado com a linha 3 isolada. Na segunda combinação, FIGURA 3.7b), as linhas 2 e 3 são consideradas como integrantes do grupo 2-3 combinado com a linha 1 isolada. Finalmente, na terceira combinação, FIGURA 3.7 c), as linhas 1,2 e 3 são consideradas como integrantes do grupo 1-2-3.

É importante ressaltar que os parafusos próximos ao centro de compressão são desconsiderados para o cálculo da força de tração efetiva, entretanto, a influência destes pode ser considerada para a resistência ao cisalhamento.

A resistência efetiva de uma determinada linha de parafusos $F_{tr,Rd}$ pode estar vinculada a mais de um componente. No caso da FIGURA 3.6, a força em cada linha tracionada é definida a partir da resistência de 4 componentes básicos: a alma do pilar tracionada, a

mesa do pilar sujeita à flexão, a chapa de extremidade sujeita à flexão e a alma tracionada da viga. A resistência efetiva de uma linha de parafusos $F_{tr,Rd}$ é dada, inicialmente, pela resistência isolada desta linha. No entanto, esta poderá ser reduzida para satisfazer as condições enunciadas a seguir:

- A resistência potencial da região tracionada, dada por $\sum_r F_{tr,Rd}$, deverá ser reduzida, se necessário, a fim de que sejam atendidas as hipóteses de equilíbrio, de modo que a resistência da região de tração seja compatível com as resistências potenciais das regiões de compressão e de cisalhamento. Assim a resistência potencial da região tracionada $\sum_r F_{tr,Rd}$, deve ser limitada ao menor valor dentre as resistências de compressão e de cisalhamento.
- Se necessário, a resistência efetiva $F_{tr,Rd}$ da linha de parafusos r também deverá ser reduzida a um valor inferior ao da resistência da linha isolada, de modo a assegurar que, até a linha de parafusos r , o somatório das forças resistentes das linhas não ultrapasse a resistência de um dos grupos dentre os quais a linha de parafusos r faz parte, conforme expresso pelas inequações (3.1):

$$\begin{aligned}
 F_{t1,Rd} + F_{t2,Rd} &\leq F_{t1-2,Rd} \\
 F_{t2,Rd} + F_{t3,Rd} &\leq F_{t2-3,Rd} \\
 F_{t1,Rd} + F_{t2,Rd} + F_{t3,Rd} &\leq F_{t1-2-3,Rd}
 \end{aligned}
 \tag{3.1}$$

Para o caso da ligação da FIGURA 3.6, a constatação quanto à necessidade de redução das resistências efetivas das linhas, implicaria na verificação das seguintes relações:

$$\begin{aligned}
 F_{t2,Rd} &\leq F_{t1-2,Rd} - F_{t1,Rd} \\
 F_{t3,Rd} &\leq F_{t2-3,Rd} - F_{t2,Rd} \\
 F_{t3,Rd} &\leq F_{t1-2-3,Rd} - (F_{t1,Rd} + F_{t2,Rd})
 \end{aligned}
 \tag{3.2}$$

- A fim de garantir à região de tração ductilidade suficiente para atingir os limites de resistência previstos e controlar a distribuição plástica dos esforços na ligação, o valor da resistência à tração efetiva, $F_{tr,Rd}$, para a linha de parafusos r deverá ser reduzido quando o valor da resistência efetiva $F_{tx,Rd}$ da linha de parafusos precedente, na posição x é superior a 1,9 vezes a resistência à tração da linha de parafusos isolada r , de forma a assegurar que:

$$F_{tr,Rd} \leq F_{tx,Rd} \frac{h_r}{h_x} \quad (3.3)$$

Onde h_x é distância entre a linha de parafusos x e o centro de compressão e x é a posição da linha de parafusos mais afastada do centro de compressão cujo valor de cálculo da resistência à tração é superior a 1,9 vezes a resistência à tração da linha isolada de parafusos isolada.

Sendo verificada a interação entre as regiões de tração, compressão e cisalhamento e sendo realizadas as devidas reduções na resistência efetiva de das linhas de parafuso, pode se obter, através da equação (3.4) o momento resistente $M_{j,Rd}$ da ligação:

$$M_{j,Rd} = \sum_r h_r \cdot F_{tr,Rd} \quad (3.4)$$

3.5.2 Rigidez

A rigidez rotacional de uma ligação, S_j , resulta da combinação dos parâmetros de rigidez, k_i , associados às rigidezes translacionais dos diversos componentes que contribuem para as deformações da ligação. Cada parâmetro de rigidez k_i deve atender à relação força-deslocamento do componente que representa, que pode ser dada de forma genérica pela equação (3.5):

$$F_i = E \cdot k_i \cdot \Delta_i \quad (3.5)$$

onde, Δ_i é o deslocamento correspondente à força F_i e E é o módulo de elasticidade do material que constitui o componente identificado na equação, genericamente, pelo índice i .

São mostrados na FIGURA 3.8, como exemplo, o modelo mecânico e os parâmetros de rigidez dos componentes de uma ligação viga-pilar soldada, conforme os componentes básicos relacionados na TABELA 3.1:

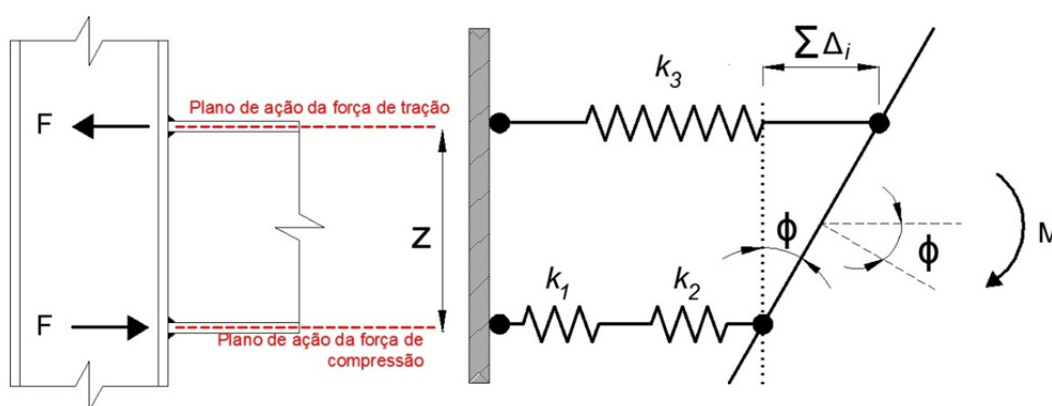


FIGURA 3.8- Modelo mecânico de uma ligação viga-pilar soldada.

A ligação mostrada na FIGURA 3.8, solicitada pelo binário de braço z , possui apenas um componente básico na região tracionada cuja rigidez é relevante. Para o caso particular desta ligação, que tem suas mesas soldadas diretamente à mesa do pilar, os planos das forças de compressão e de tração passam pela espessura média das mesas da viga. Admitindo-se que o centro de rotação da ligação coincide com o centro de compressão, pode-se reescrever a rigidez rotacional, $S_j = \frac{M}{\phi}$, da seguinte forma:

$$S_j = \frac{M}{\phi} = \frac{Fz}{\sum_{i=1}^3 \frac{\Delta_i}{z}} \quad (3.6)$$

com o auxílio equação (3.5), tem-se que:

$$S_j = \frac{Fz^2}{\frac{F}{E} \cdot \sum_{i=1}^3 \frac{1}{k_i}} \quad (3.7)$$

Assim:

$$S_j = \frac{Ez^2}{\sum_i \frac{1}{k_i}} \quad (3.8)$$

Para ligação soldada da FIGURA 3.8:

$$S_j = \frac{Ez^2}{\frac{1}{k_1} + \frac{1}{k_2} + \frac{1}{k_3}} \quad (3.9)$$

Para o caso geral de uma ligação viga-pilar com várias linhas de parafusos tracionados, como o da FIGURA 3.6, onde cada linha de parafusos recebe contribuições de mais de um componente, o procedimento para obtenção da rigidez rotacional consiste nos seguintes passos:

- a) Associação em série dos parâmetros de rigidez de todos os componentes da região de tração, vinculados à linha de parafusos, para obtenção de um único parâmetro de rigidez efetivo k_{eff} . O parâmetro de rigidez efetivo de uma linha de parafusos é dado pela equação (3.10):

$$k_{eff,r} = \frac{1}{\sum_i \frac{1}{k_{i,r}}} \quad (3.10)$$

- b) Associação em paralelo dos parâmetros de rigidez efetivos de cada linha de parafusos r para obtenção de um parâmetro de rigidez equivalente, sob a hipótese de que a rotação ocorre de forma rígida em torno do centro de compressão. O parâmetro de rigidez equivalente é dado pela equação (3.11):

$$k_{eq} = \frac{\sum_r k_{eff,r} \cdot h_r}{z_{eq}} \quad (3.11)$$

Onde h_r é distância de cada linha de parafuso ao centro de compressão e define o braço de alavanca da força associada a uma linha de parafuso em relação ao centro de compressão e z_{eq} é o braço de alavanca equivalente associado ao coeficiente de rigidez k_{eq} , dado por pela equação (3.12)

$$z_{eq} = \frac{\sum_r k_{eff,r} \cdot h_r^2}{\sum_r k_{eff,r} \cdot h_r} \quad (3.12)$$

- c) Determinação da rigidez rotacional da ligação, a partir da combinação do parâmetro de rigidez equivalente da região de tração, com os parâmetros de rigidez das regiões de compressão e cisalhamento, no caso, k_1 e k_2 . A rigidez rotacional, de uma ligação com mais de uma linha de parafusos na região tracionada é dada novamente pela equação (3.8):

$$S_j = \frac{Ez^2}{\sum_i \frac{1}{k_i}}$$

Para o caso específico de ligações com chapa de extremidade com mais de uma linha de parafusos tem-se:

$$S_j = \frac{Ez^2}{\frac{1}{k_1} + \frac{1}{k_2} + \frac{1}{k_{eq}}} \quad (3.13)$$

Conforme a EN 1993 - 1 - 8: (2005), a rigidez rotacional deduzida na equação (3.8) é válida apenas para a fase elástica, ou seja, para os casos onde o momento solicitante $M_{j,Ed}$ é menor ou igual ao momento que define o final da fase elástica, adotado como

$M_{j,Ed} \leq \frac{2}{3} M_{j,Rd}$. Dessa forma, essa rigidez é designada como rigidez inicial $S_{j,ini}$ e define o comportamento da ligação na fase elástica:

$$S_{j,ini} = \frac{Ez^2}{\sum_i \frac{1}{k_i}} \quad (3.14)$$

Para os casos em que $M_{j,Ed} > \frac{2}{3} M_{j,Rd}$, a rigidez da ligação passa a ser afetada pelos efeitos da plastificação, decrescendo seu valor gradualmente. Com o objetivo de se considerar as variações do valor da rigidez rotacional, a norma EN 1993 - 1 - 8: (2005) propõe a utilização da taxa de rigidez μ , um fator de correção que reduz a rigidez inicial em função dos níveis de solicitação do momento fletor na ligação.

Caso $M_{j,Ed} \leq \frac{2}{3} M_{j,Rd}$, adota-se a taxa de rigidez $\mu=1$ e a rigidez é igual à rigidez inicial, dada pela equação (3.14).

Caso $\frac{2}{3} M_{j,Rd} < M_{j,Ed} \leq M_{j,Rd}$, a taxa de rigidez μ é dada pela equação (3.15):

$$\mu = \left(\frac{1,5 M_{j,Ed}}{M_{j,Rd}} \right)^\psi \quad (3.15)$$

O valor do coeficiente ψ para ligações soldadas, ligações com chapa de extremidade parafusada e ligações de bases de pilares é de 2,7. Para ligações utilizando cantoneiras de topo e assento o valor para o coeficiente ψ é de 3,1.

Dessa forma, a rigidez rotacional S_j , para ligações viga-pilar, pode ser obtida a partir da rigidez rotacional inicial e da taxa de rigidez μ , resultando na seguinte expressão (3.16):

$$S_j = \frac{Ez^2}{\mu \sum_i \frac{1}{k_i}} \quad (3.16)$$

3.5.3 Capacidade de rotação

A avaliação da capacidade de rotação é fundamental para o projeto e para a análise de ligações em geral, principalmente em situações em que a influência de efeitos sísmicos é relevante. As avaliações relacionadas à resistência garantem, conceitualmente, que a ligação resiste a um determinado nível de esforços, contudo é necessário que, de algum modo, sejam previstas rotações mínimas que a ligação deve potencialmente atingir para que sobrecargas imprevistas não resultem no colapso parcial ou completo da estrutura, garantindo uma adequada redistribuição dos esforços e segurança do projeto.

A capacidade de rotação de uma ligação está diretamente relacionada com a ductilidade dos componentes da mesma. Caso a ductilidade dos componentes seja adequada às deformações previstas para a ligação, a resposta estrutural, no que se refere à capacidade de rotação, também será adequada. A EN 1993 - 1 - 8: (2005) fornece alguns princípios básicos para verificação da capacidade de rotação necessária para uma ligação, entretanto, não existe nesta norma, nenhum método geral de verificação.

Os princípios básicos apresentados pela norma europeia para avaliação da capacidade de rotação consideram, principalmente, a influência dos componentes de alta ductilidade. De forma geral, caso o momento resistente da ligação $M_{j,Rd}$ seja definido pela resistência de um componente de alta ductilidade, considera-se que a ligação possui capacidade de rotação suficiente, salvo quando a resistência do componente em questão é afetada por efeitos de instabilidade.

A norma europeia também estabelece restrições para ligações parafusadas, como a redução da força resistente na linha de parafusos, conforme abordado em 3.5.1. Para as ligações parafusadas também deve ser atendida a inequação (3.17):

$$t \leq 0,36d_b \sqrt{\frac{f_{ub}}{f_y}} \quad (3.17)$$

onde t e f_y são, respectivamente, a espessura e a resistência ao escoamento do componente básico considerado, d_b é o diâmetro nominal do parafuso e f_{ub} é a resistência à ruptura do material do parafuso.

Ainda, de acordo com as prescrições da EN 1993 - 1 - 8: (2005), pode ser dispensável a verificação da capacidade de rotação de uma ligação desde que seja atendida inequação (3.18):

$$M_{j,Rd} \geq 1,2 M_{pl,Rd} \quad (3.18)$$

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

A norma europeia apresenta outros princípios aplicáveis a casos particulares de ligações, contudo, para a maior parte das 20 componentes apresentadas na TABELA 3.1, a informação acerca da capacidade de rotação encontra-se indisponível. No intuito de suprir algumas lacunas da EN 1993 - 1 - 8: (2005) referentes aos procedimentos para avaliação da capacidade de rotação, algumas pesquisas têm sido conduzidas entre estas se destacam os estudos de GIRÃO COELHO (2004) e SIMÕES DA SILVA (2002).

3.6 Relação Momento-Rotação a partir do Modelo Mecânico

3.6.1 Relação Momento-Rotação a partir do Modelo Mecânico

Neste trabalho, para representação do comportamento estrutural das ligações, será utilizada uma relação momento-rotação baseada no modelo mecânico obtido a partir do método dos componentes. Este modelo mecânico é construído a partir das características mecânicas dos componentes parametrizados em função das dimensões e propriedades estruturais dos elementos e meios de ligação, de acordo com os conceitos esboçados na seção 3.5.

A norma europeia EN 1993 - 1 - 8: (2005) apresenta um procedimento prático no qual uma curva momento-rotação pode ser definida a partir da rigidez rotacional, do

momento resistente e da capacidade de rotação, obtidos de um modelo mecânico da ligação, conforme mostrado na FIGURA 3.9.

O trecho inicial da curva momento rotação é dado por um segmento de reta, cuja inclinação é determinada pela rigidez inicial $S_{j,ini}$. Este segmento de reta representa o comportamento da ligação até que o valor do momento fletor solicitante atinja o limite elástico da ligação $M_{j,Ed} = \frac{2}{3}M_{j,Rd}$. A partir deste valor, a rigidez varia de forma não linear com o momento fletor solicitante até atingir o valor do momento resistente onde a curva assume um patamar horizontal, limitado pela capacidade de rotação.

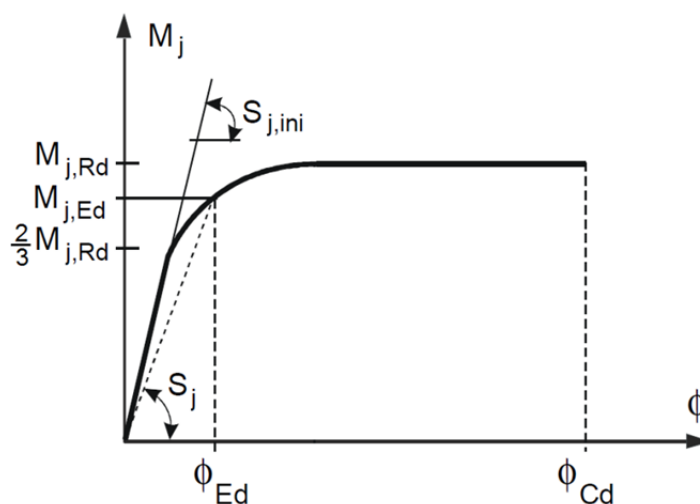


FIGURA 3.9- Curva momento-rotação obtida a partir de um modelo mecânico.

3.6.2 Modelos de ligações estruturais e métodos de análise

Os efeitos do comportamento das ligações na distribuição dos esforços e dos deslocamentos das estruturas deverão, em geral, ser levados em conta durante o procedimento de análise estrutural, mas poderão ser desprezados quando a influência desses é suficientemente reduzida, permitindo a adoção de modelos e métodos de análise simplificados, de acordo com a precisão requerida.

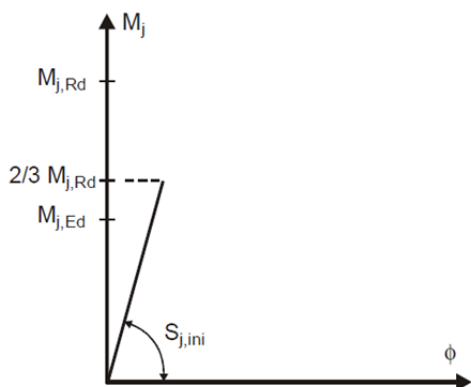
Didaticamente, a norma EN 1993 - 1 - 8: (2005) faz distinção entre três modelos simplificados de ligações, conforme definidos a seguir e ilustrados na TABELA 3.2:

- *modelo rotulado: quando pode se considerar que a ligação não transmite momentos fletores;*
- *modelo contínuo: quando pode se admitir que o comportamento da ligação não interfere na continuidade dos elementos e, portanto, não tem qualquer efeito na análise;*
- *modelo semicontínuo: quando o comportamento da ligação interfere na continuidade dos elementos e, portanto, deve ser levado em consideração na análise estrutural.*

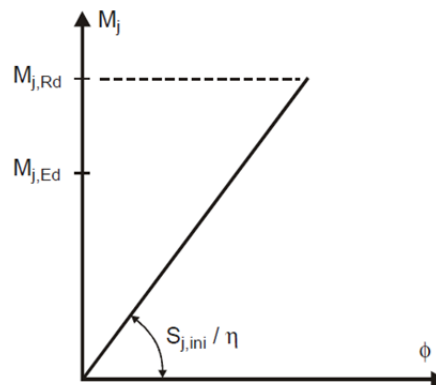
TABELA 3.2: Modelos de ligação estrutural.

	Ligação em mesa única	Ligação em ambas as mesas	Emenda de viga
Rotulado			
Contínuo			
Semicontínuo			

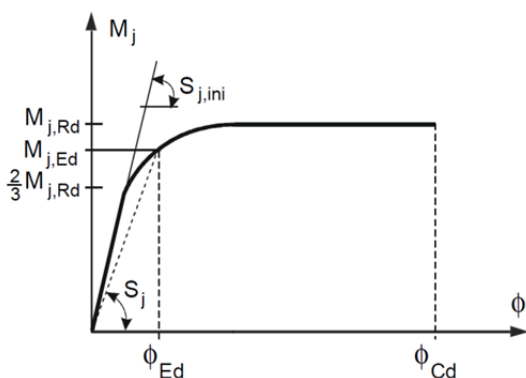
Considerando-se três diferentes métodos de análise estrutural comumente adotados, a saber: o método de análise elástica, o método de análise elastoplástica e o método de análise rígido-plástica, a definição do modelo de ligação apropriado para cada caso é estabelecida em função da classificação da ligação, conforme os conceitos abordados na seção 2.5. As curvas momento-rotação de uma ligação para cada método de análise estrutural são mostradas na FIGURA 3.10:



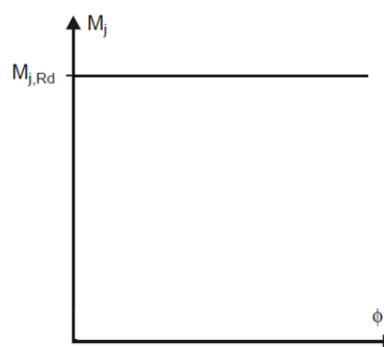
a1) Curva $Mx\phi$ para análise elástica com rigidez inicial, para $M_{j,Ed} \leq \frac{2}{3} M_{j,Rd}$.



a2) Curva $Mx\phi$ para análise elástica com rigidez modificada para $M_{j,Ed} \leq M_{j,Rd}$.



b) Curva $Mx\phi$ para análise elastoplástica.



c) Curva $Mx\phi$ para análise rígido-plástica.

FIGURA 3.10- Curvas momento-rotação da ligação obtidas a partir de um modelo mecânico para os diversos métodos de análise.

a) Análise elástica

Para aplicação de um método de análise estrutural baseado num comportamento elástico, ver FIGURA 3.10 a1) e FIGURA 3.10 a2), as ligações devem ser classificadas em função de sua rigidez rotacional, e deverão ter resistência suficiente para transmitir os esforços atuantes que resultam da análise estrutural. Para determinação da distribuição dos esforços, o comportamento da ligação pode ser considerado de forma

simplificada, através de uma curva momento-rotação linear, cuja inclinação, de um modo geral, é dada pela rigidez rotacional.

Nesse caso o momento fletor solicitante de cálculo $M_{j,Ed}$ não poderá ultrapassar o valor limite correspondente a $\frac{2}{3}$ de $M_{j,Rd}$, onde $M_{j,Ed}$ é o momento resistente de cálculo da ligação. Dessa forma, deve ser utilizada a rigidez inicial $S_{j,ini}$ para o traçado da curva-momento rotação, conforme FIGURA 3.10 a1). Para os casos em que o momento fletor solicitante de cálculo ultrapassar o valor limite, deverá ser utilizada a rigidez modificada $\frac{S_{j,ini}}{\eta}$, conforme FIGURA 3.10 a2), onde η é o coeficiente de modificação da rigidez, que considera a redução da rigidez em função dos efeitos da plastificação, conforme EN 1993 - 1 - 8: (2005):

TABELA 3.3: Coeficiente de modificação da rigidez η .

Tipo de ligação	Ligações viga-pilar	Outros tipos de ligações (viga-viga e base de pilares)
Soldada	2	3
Chapa de extremidade	2	3
Cantoneira de assento	2	3,5
Placa de base	-	3

b) Análise elastoplástica

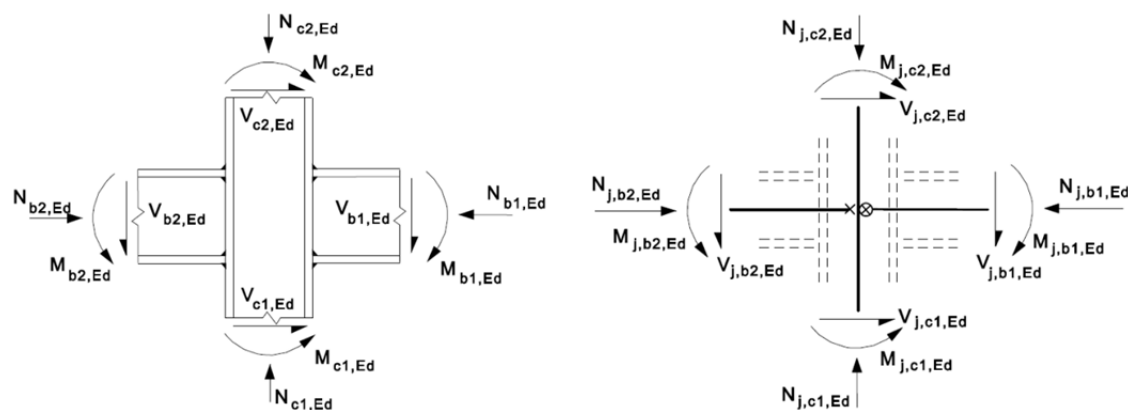
Para adoção de um método de análise estrutural baseado num comportamento elastoplástico, as ligações devem ser classificadas em função de sua resistência e de sua rigidez rotacional. Nesse método de análise, o comportamento da ligação exige uma representação matemática das curvas momento-rotação características de cada ligação, fazendo-se necessárias as avaliações pertinentes em relação à rigidez $S_{j,ini}$, à capacidade resistente $M_{j,Rd}$ e à capacidade de rotação ϕ_{Cd} .

c) Análise rígido-plástica

Como mostrado na FIGURA 3.10 c), o método de análise estrutural rígido-plástica, para fins práticos, desconsidera os efeitos da rigidez no comportamento das ligações. Na prática, as ligações são tomadas como contínuas com resistência total, semicontínuas com resistência parcial, ou rotuladas com resistência nula. Assim, os esforços solicitantes devem ficar limitados à capacidade resistente da ligação. Para aplicação de tal método de análise as ligações devem ser classificadas em função de sua resistência $M_{j,Rd}$, e deverão apresentar capacidade de rotação ϕ_{Cd} suficiente para assegurar as rotações resultantes previstas na análise estrutural.

3.7 Modelagem da região nodal

A fim de garantir o desempenho estrutural, uma determinada configuração da ligação deverá ser concebida e dimensionada de modo a resistir aos momentos fletores, às forças normais e às forças cortantes atuantes na região nodal, conforme mostrado na FIGURA 3.11.



(a) Esforços solicitantes na região nodal.

(b) Esforços solicitantes no nó.

FIGURA 3.11- Esforços solicitantes na região nodal.

Por simplicidade, para os processos de dimensionamento ou verificação, os esforços que solicitam a região nodal, conforme mostrado na FIGURA 3.11 (a), podem ser substituídos pelos esforços solicitantes no nó, mostrados na FIGURA 3.11 (b).

Para modelar o comportamento da região nodal de forma precisa, deverão ser levadas em conta as deformações da região de cisalhamento e das regiões de tração e de compressão. Para tanto, o painel da alma do pilar solicitado ao corte e as ligações de cada lado do painel deverão ser modelados separadamente, tendo em conta os esforços solicitantes nos elementos ligados na periferia do painel de alma, conforme FIGURA 3.11 a). A força cortante resultante $V_{wp,Ed}$, que solicita o painel de alma do pilar, pode ser calculada a partir da equação (3.19):

$$V_{wp,Ed} = \left(\frac{M_{b1,Ed} - M_{b2,Ed}}{z} \right) - \left(\frac{V_{c1,Ed} - V_{c2,Ed}}{2} \right) \quad (3.19)$$

Há na literatura alguns modelos de ligações estruturais que admitem a modelagem de forma separada do painel e das ligações viga-pilar, como os apresentados por LEITÃO *et al.* (2005). Aqui, ressaltam-se os estudos de TSCHEMMERNEGG *et al.*⁸ *apud* QUEIROZ (1992), que embasaram o desenvolvimento de um modelo mecânico para ligação viga-pilar, considerando separadamente a modelagem do painel e das ligações, conforme mostrado na FIGURA 3.12 b).

A mola equivalente do tipo “a” representa as rigidezes associadas dos componentes da ligação entre a viga e a face do pilar; a mola equivalente do tipo “b” representa as rigidezes associadas dos componentes da região interna do pilar, oposta a qualquer mesa de viga que introduza força de tração ou compressão no pilar; a mola do tipo “c” representa a rigidez do painel ao cisalhamento. As molas “a” e “b” reagem às forças normais resultantes dos momentos fletores solicitantes M' e M aplicados nas extremidades da viga. Enquanto a mola “c”, posicionada diagonalmente, reage à força cortante associada ao momento resultante $|\Delta M| = |M - M'|$ e às solicitações de cisalhamento causadas por eventuais forças cortantes que atuem na base/topo dos pilares, nos trechos acima e abaixo da região nodal.

⁸ TSCHEMMERNEGG, F., TAUSCHNIG, A., KLEIN, H., BRAUN, CH. E HUMER, CH. (1987) *Zur Nachgiebigkeit von Rahmenknoten*. Stahlbau, pp. 299-306.

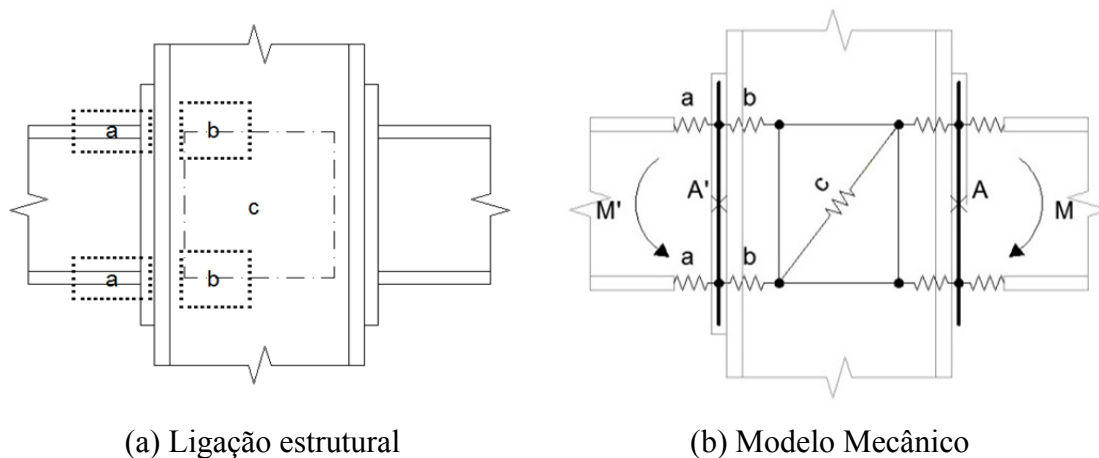


FIGURA 3.12- Modelo mecânico considerando separadamente a modelagem do painel e das ligações viga-pilar.

Apesar do modelo de TSCHERMERNEGG representar com precisão o comportamento do painel, este apresenta alguns empecilhos práticos, discutidos por QUEIROZ (1992).

Como alternativa mais simples para a modelagem do painel, a EN 1993 - 1 - 8: (2005) apresenta um modelo mecânico simplificado, no qual, diferentemente do modelo de TSCHERMERNEGG, a mola correspondente à região de cisalhamento, é associada em série com as molas da região comprimida. A pesquisadora GIRÃO (2004) ilustra o modelo mecânico adotado pela norma europeia, aplicado a uma ligação viga-pilar, conforme mostrado na FIGURA 3.13.

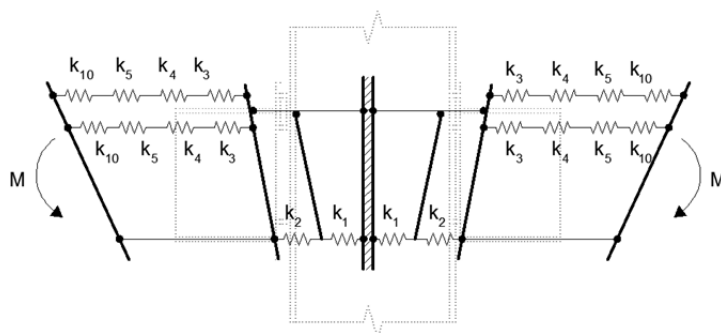


FIGURA 3.13- Modelo mecânico conforme EN 1993 - 1 - 8: (2005), adapt. de GIRÃO (2004).

Pode-se observar que os componentes das regiões de cisalhamento e comprimida, respectivamente representados pelos parâmetros de rigidez k_1 e k_2 , são associados em série, enquanto a região tracionada, com duas linhas de parafuso é representada por uma associação série-paralelo dos componentes que afetam cada linha de parafusos.

Os componentes da ligação viga-pilar, representados por molas e seus respectivos parâmetros de rigidez são identificados na TABELA 3.4, cujos sub-índices são definidos conforme apresentados na EN 1993 - 1 - 8: (2005).

TABELA 3.4: Componentes do modelo mecânico.

Parâmetros de rigidez	Componente
k_1	Alma do pilar solicitada ao cisalhamento
k_2	Alma do pilar comprimida
k_3	Alma do pilar tracionada
k_4	Mesa do pilar sujeita à flexão
k_5	Chapa de extremidade sujeita à flexão
k_7	Mesa e Alma da viga comprimidas
k_8	Alma tracionada da viga
k_{10}	Parafusos tracionados

Os parâmetros de rigidez k_7 e k_8 não foram apresentados na FIGURA 3.13. Essa omissão se justifica em função das pronunciadas rigidezes dos respectivos componentes que, para fins práticos, deverão ser consideradas como infinitas. Assim, sistematicamente, ao associar-se k_7 em série com k_1 e k_2 ou ainda, ao associar-se k_8 em série com k_3 , k_4 , k_5 e k_{10} em cada linha de parafuso; a parcela correspondente aos parâmetros de rigidez k_7 e k_8 seria desprezável em relação à rigidez equivalente do conjunto, podendo ser desconsideradas no cálculo da rigidez de rotação.

No modelo mecânico apresentado pelo EN 1993 - 1 - 8: (2005), as ligações, com vigas conectadas a ambas as mesas do pilar, podem ser modeladas separadamente, como duas ligações isoladas, praticamente independentes. Em consequência disso, o modelo de uma ligação viga-pilar com vigas nos dois lados, diferentemente do modelo mecânico de TSCHERMERNEGG, apresentará duas relações momento-rotação, ou seja, duas molas rotacionais: uma para a ligação da direita e outra para a da esquerda, com sistemas mecanicamente independentes.

Contudo, para a consideração de molas rotacionais independentes numa mesma região nodal, a interação recíproca entre ambos os lados da ligação deve ser considerada. Para tanto, a EN 1993 - 1 - 8: (2005) adota o parâmetro de transformação β , que permite a consideração da interação recíproca entre as ligações de cada lado e a influência painel. Dessa forma, numa ligação com vigas conectadas a ambas as mesas do pilar, a eventual influência do painel de alma solicitado ao cisalhamento e a influência recíproca das ligações de ambos os lados são consideradas por meio dos parâmetros de transformação β_1 e β_2 , definidos pelas expressões (3.20) e (3.21).

$$\beta_1 = \left| 1 - \frac{M_{j,b2,Ed}}{M_{j,b1,Ed}} \right| \leq 2 \quad (3.20)$$

$$\beta_2 = \left| 1 - \frac{M_{j,b1,Ed}}{M_{j,b2,Ed}} \right| \leq 2 \quad (3.21)$$

Nessas equações $M_{j,b1, Ed}$ e $M_{j,b2, Ed}$ são os momentos fletores solicitantes, aplicados pelas vigas dos lados direito e esquerdo, respectivamente, conforme ilustrado na FIGURA 3.11. No caso de um pilar com ligações nas mesas de ambos os lados, o parâmetro de transformação β_1 , considera a interação da ligação da mesa esquerda na ligação da mesa direita, enquanto o β_2 , considera a interação da ligação da mesa direita na ligação da mesa esquerda. A aplicação prática de tal parâmetro será tratada no capítulo 5.

4

APLICAÇÃO DOS CONCEITOS DA SEÇÃO “T” EQUIVALENTE NO ESTUDO DOS COMPONENTES DE UMA LIGAÇÃO

4.1 Considerações Iniciais

A análise de ligações estruturais nem sempre é um processo trivial, pois, em grande parte dos casos, estas apresentam geometria e comportamento complexos. Muitas vezes, para compreensão de um determinado fenômeno relacionado a uma ligação, é necessário dividi-la em partes mais simples que permitam estabelecer analogias com outros elementos de geometria menos complexa ou de comportamento conhecido.

Baseadas nesse princípio, as formulações analíticas propostas pela norma EN 1993 - 1 - 8: (2005) utilizam o modelo de um “*T-stub*” tracionado para estudar as partes de uma ligação solicitada à tração. O *T-stub*, como é conhecido dentre os projetistas americanos, é constituído por um perfil metálico definido por uma seção transversal com formato de “T”, cujo modelo pode ser empregado para descrição de alguns dos fenômenos que governam os mecanismos de falha de uma ligação.

A norma EN 1993 - 1 - 8: (2005) apresenta uma lista geral que identifica 20 componentes básicos para análise e dimensionamento de ligações, desses, quase a

metade pode ser caracterizada ou afetada pela adoção de hipóteses baseadas no modelo do *T-stub*. Considerando a relevância do assunto, neste capítulo, será apresentado o desenvolvimento de uma abordagem para o estudo de um *T-stub* e de seus mecanismos de falha através de uma análise rígido-plástica, com aplicações ao projeto e à verificação de ligações estruturais. Ainda, neste capítulo, serão discutidas algumas considerações acerca do *prying action* ou efeito alavanca e sua influência na distribuição dos esforços.

4.2 Comportamento de um Perfil de Seção T em uma Ligação

Estruturas de aço frequentemente contêm ligações com parafusos tracionados pela ação de forças externas. Na FIGURA 4.1 são mostrados dois tipos comuns de ligações com parafusos tracionados que utilizam como elemento de ligação peças com seção em forma de “T”. Na FIGURA 4.1 (a) é mostrada uma ligação comumente conhecida como ligação *T-stub*, que utiliza um perfil metálico de seção T para unir as mesas do pilar e da viga.

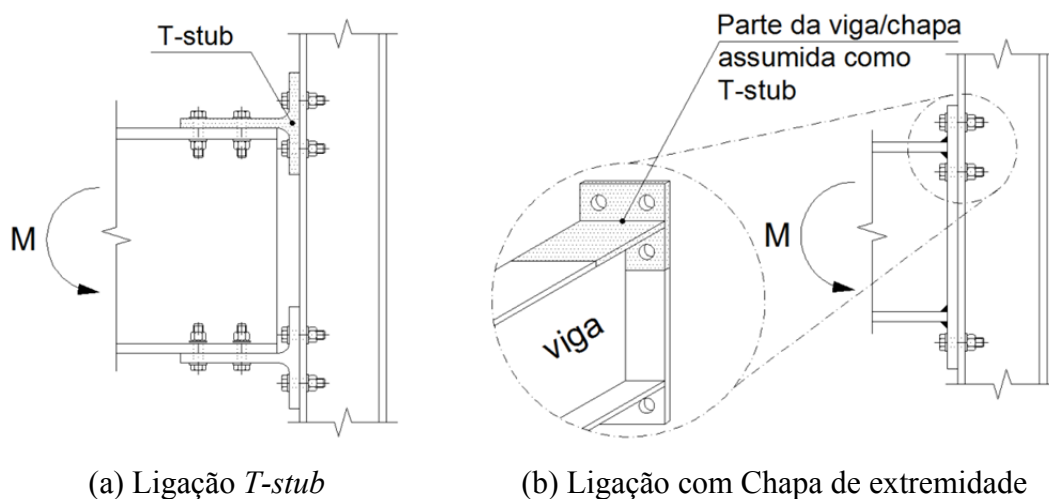


FIGURA 4.1- Ligações viga-pilar que utilizam peças de ligação de seção T

Também é frequente o emprego de ligações com chapa de extremidade, que utilizam uma chapa soldada à extremidade da viga e parafusada ao pilar. Nessas ligações não são utilizadas peças *T-stub* reais como as apresentadas na FIGURA 4.1 (a), mas, tais ligações apresentam um conjunto que, para fins de análise, pode ser assumido como uma peça de seção T “imaginária”. Para a FIGURA 4.1 (b) a peça de seção T, em

destaque, seria constituída por um trecho da mesa da viga e por um trecho da chapa, que apresenta um comportamento bem semelhante ao de um *T-stub* real e pode, em muitos casos, ser modelada e analisada através do modelo de um *T-stub* equivalente, que será discutido em seções subsequentes.

O modelo desenvolvido por, STRUIK e de BACK⁹ *apud* SWANSON (2002) e por KULAK *et al.*¹⁰ *apud* SWANSON (2002) para a previsão da resistência do *T-stub*, é o mais utilizado e amplamente difundido. Variações deste modelo são empregadas pelas normas americana, brasileira e europeia e por outras publicações normativas em todo o mundo.

Em linhas gerais, este modelo e suas variações tratam do caso de dois perfis de seção T presos entre si pelas mesas através de duas fiadas de parafusos dispostas de cada lado das almas dos perfis, sendo aplicados a cada alma esforços iguais e opostos, tracionando a ligação conforme mostrado na FIGURA 4.2.

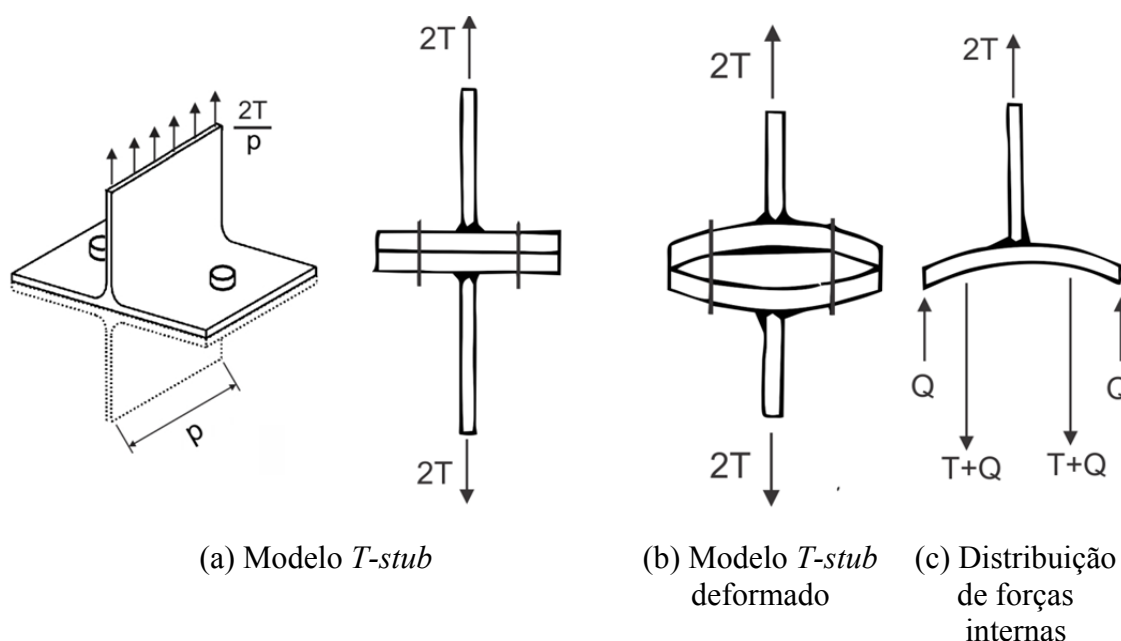


FIGURA 4.2- Flexão e distribuição de forças em uma conexão tipo *T-stub*

⁹STRUIK, J. H. A. E DE BACK, J. (1969). *Tests on Bolted T-stubs with Respect to Bolted Beam-to-Column Connections*. Report 6-69-13, Stevin Laboratory, Delft University of Technology, Delft. The Netherlands.

¹⁰KULAK, G. L., FISHER, J. W. E STRUIK, J. H. A. (1987). *Guide to Design Criteria for Bolted and Riveted Joints*, 2nd ed., John Wiley & Sons, New York.

Na prática, uma força externa de intensidade $2T$, adequadamente aplicada na alma de um elemento *T-stub* de largura genericamente definida como p poderá ocasionar a flexão da mesa do *T-stub* como mostrado na FIGURA 4.2 (a) e na FIGURA 4.2 (b). A deformação das mesas fletidas permite que os bordos dessas mesas entrem em contato e passem a exercer pressão entre si. Em decorrência disso, os parafusos estarão não apenas solicitados pelo esforço devido à força externa $2T$, mas também por um incremento de força interna, de intensidade Q , conforme ilustrado na FIGURA 4.2 (c). Este fenômeno é conhecido como “*prying action*” ou “efeito alavanca”.

Os esforços relacionados ao efeito alavanca dependem das características físicas e geométricas dos elementos e meios de ligação e podem ter influência relevante no comportamento da ligação. SWANSON (1999) afirma que o esforço adicional em cada parafuso tracionado pode alcançar valores de até 50% da força a qual estaria submetido o parafuso caso não se desenvolvesse o efeito alavanca. No entanto, o ANSI/AISC 360 - (2010), acrescenta que as implicações relacionadas ao efeito alavanca não estão limitadas apenas às alterações no valor da tração que solicita os parafusos, mas, inclui outros efeitos como a flexão da área rosqueada sob a porca, indicando a necessidade estudos mais profundos acerca desse fenômeno.

4.3 Um Método de Cálculo para Ligações *T-stub*

4.3.1 Comportamento de um *T-stub* e outros elementos de seção T em uma ligação

É comum a utilização de enrijecedores em ligações estruturais com o objetivo de auxiliar na distribuição dos esforços atuantes. Estes são, geralmente, constituídos por chapas de reforço soldadas às almas e/ou mesas dos elementos conectados, que aumentam a rigidez e a resistência à ação das forças de tração, de compressão ou cortante. De modo geral, projetistas optam por evitar a concepção de ligações entre vigas e pilares sem o uso de chapas enrijecedoras. Uma das razões para esta opção é que, sem o uso de enrijecedores, as deformações na ligação podem ser consideráveis.

Ao contrário do detalhe de duas peças de seção T isoladas apresentado na FIGURA 4.2, numa ligação viga-pilar os planos nos quais estão definidas as almas das peças são

perpendiculares entre si. No entanto, as deformações, as quais permitem o surgimento de forças de alavanca nos parafusos de uma ligação entre duas peças de seção T isoladas, poderão se desenvolver também, de forma muito semelhante, na ligação viga-pilar. As deformações que ocorrem na região tracionada podem ser elevadas, intensificando a influência do efeito alavanca. A FIGURA 4.3 ilustra as deformações típicas numa ligação viga-pilar utilizando perfis *T-stub*.

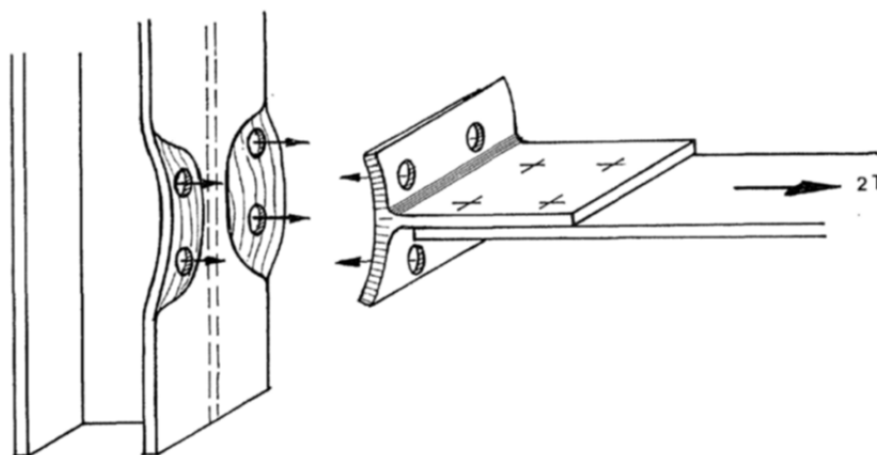


FIGURA 4.3- Deformações típicas na região tracionada de uma ligação viga-pilar sem enrijecedores.

A resistência e a rigidez do perfil *T-stub* preso à mesa da viga podem ser calculadas quando as dimensões da peça são conhecidas, contudo, a ausência de uma formulação que permita a determinação da rigidez e da resistência da mesa contínua do pilar ainda é um obstáculo para muitos projetistas.

Nesta seção, será apresentado o desenvolvimento de um método de análise e dimensionamento para a região tracionada de uma ligação viga-pilar parafusada, sem enrijecedores, baseado nos estudos de ZOETEMEIJER (1974) acerca do modelo *T-stub* que, como já mencionado, pode ser extrapolado para outros tipos de ligações parafusadas.

4.3.2 Mecanismos de colapso de um *T-stub*

A teoria do método aqui apresentado se baseia na premissa de um comportamento plástico da mesa e dos parafusos, sob a hipótese de que a plastificação é suficientemente

grande, para permitir adoção da situação mais favorável de equilíbrio estático. Também se baseia na premissa de que as deformações plásticas na chapa da mesa do *T-stub* e/ou nos parafusos ocorrem antes da formação do mecanismo de colapso. A teoria prevê, eventualmente, a formação de linhas de plastificação nas duas fiadas de parafusos e/ou na junção da mesa e da alma, conforme mostrado na FIGURA 4.4.

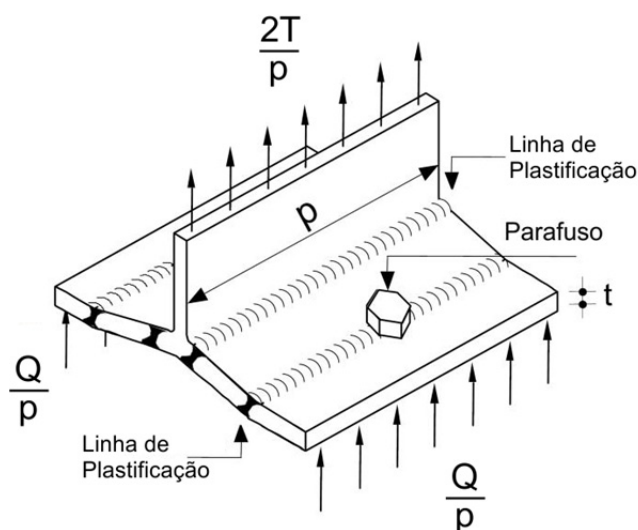


FIGURA 4.4- Formação de linhas de plastificação num perfil *T-stub* tracionado.

Os momentos de plastificação na junção da alma e da mesa do *T-stub* e na fiada de parafusos são dados, respectivamente pelas equações (4.1) e (4.2):

$$M_p = \frac{pt^2 f_y}{4} \quad (4.1)$$

$$M'_p = \frac{pt^2 f_y}{4} \quad (4.2)$$

Nas equações (4.1) e (4.2), tem-se que p é a largura tributária que define a área de influência de um parafuso ou de um conjunto de parafusos, correspondendo ao comprimento no qual se desenvolve a linha de plastificação na peça T, que neste caso é dada pelo próprio comprimento da peça conforme indicado na FIGURA 4.2; t é a espessura da mesa e f_y é a resistência ao escoamento do material.

De um modo geral, o colapso de um *T-stub*, está relacionado à falha da mesa ou dos parafusos. Assim sendo, são aqui definidos dois mecanismos de colapso distintos para o modelo *T-stub*: um *mecanismo A*, que está relacionado a um modo de falha onde a plastificação da chapa é o fator determinante, e um *mecanismo B*, que está relacionado a outro modo de falha onde o rompimento do parafuso é o fator determinante.

O colapso poderá ocorrer por quaisquer dos mecanismos dependendo praticamente das relações entre a espessura da chapa e o diâmetro dos parafusos. De forma intuitiva, tem-se que: se a chapa que constitui a mesa do *T-stub* é muito espessa, dificilmente a falha do conjunto ocorrerá por plastificação desta, logo, o rompimento dos parafusos é determinante e o colapso do *T-stub* ocorrerá através do mecanismo B. De outra forma, se parafuso possui grande diâmetro, o colapso do conjunto ocorrerá pela plastificação da chapa, segundo o mecanismo A. Os mecanismos de colapso A e B são mostrados na FIGURA 4.5.

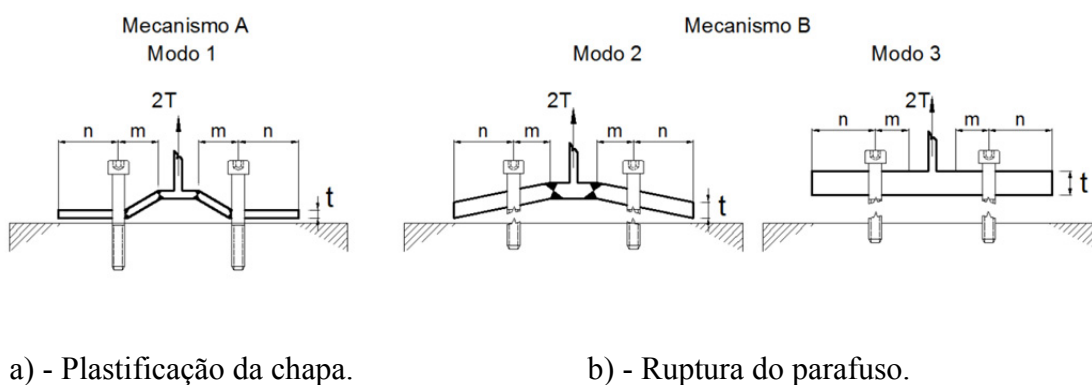


FIGURA 4.5 – Mecanismos de colapso do perfil *T-stub*.

Na FIGURA 4.6 são mostrados os diagramas de equilíbrio de forças e a distribuição dos momentos fletores na chapa para cada mecanismo de colapso.

A força T corresponde à metade da força externa aplicada na peça, que pode atingir o valor da força T_u , correspondente à metade da força máxima de tração que o conjunto resiste. Tem-se ainda que a força Q define a força de alavanca, que pode atingir o valor máximo $Q_{máx}$ e atua na borda da mesa, a uma distância n da linha de parafusos.

Certamente, diferentes estados limites podem ser estabelecidos para os parafusos. Aqui, para fins práticos, ΣB_u corresponde ao valor total da força de tração atuante na fiada no instante da ruptura dos parafusos. Assim, tem-se que o somatório ΣB é o valor total da força de tração atuante nos parafusos da fiada, de um dos lados do *T-stub* e que pode atingir o valor máximo de ΣB_u .

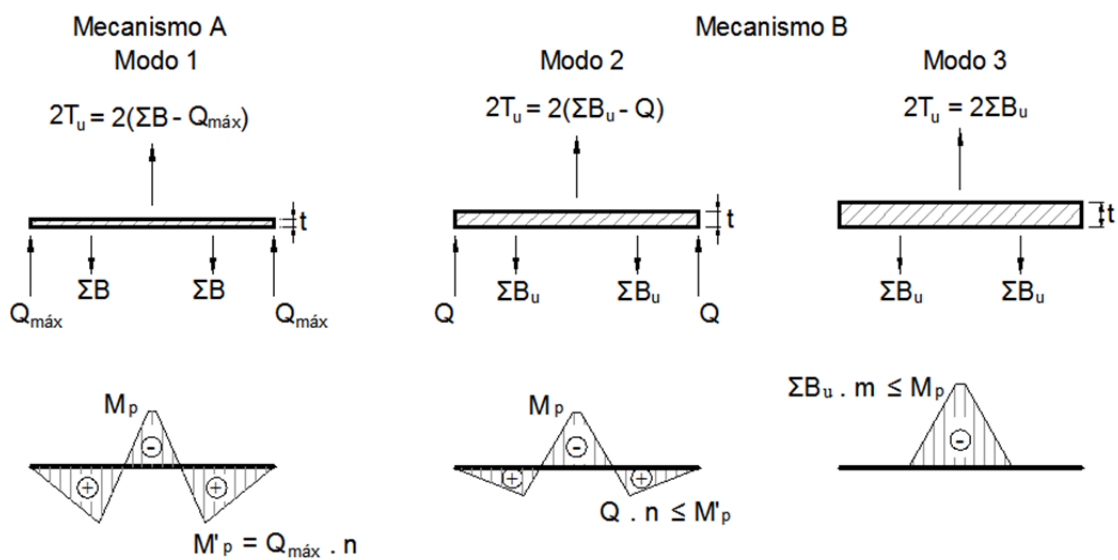


FIGURA 4.6 - Diagrama de equilíbrio de forças e distribuição dos momentos fletores na chapa para cada mecanismo de colapso.

Os momentos M_p e M'_p são os momentos de plastificação que originam, respectivamente, as linhas de plastificação nas proximidades da junção entre a mesa e alma e no alinhamento ao longo da fiada de parafuso. É importante acrescentar que, neste estudo, a influência das forças de cisalhamento foi desprezada para avaliação dos mecanismos de colapso propostos e os momentos fletores são definidos pelas equações (4.1).

O modo de falha 1 associado ao mecanismo de colapso A, conforme mostrado na FIGURA 4.5a e na FIGURA 4.6, ocorre com a plastificação simultânea da chapa na junção da mesa com a alma e na fiada de parafusos. O modo de falha 2 associado ao mecanismo de colapso B, conforme mostrado na FIGURA 4.5b e na FIGURA 4.6, representa uma situação ideal, onde a ruptura dos parafusos e a plastificação das chapas ocorrem simultaneamente, distinguindo-se do modo de falha 3 onde a ruptura dos parafusos necessariamente ocorre antes da plastificação da chapa.

4.3.3 Mecanismo de colapso A: a plastificação da chapa determina o colapso

Considerando-se a FIGURA 4.5a, a FIGURA 4.6 e a FIGURA 4.7, observa-se que quando uma linha de plastificação é formada na direção da fiada de parafuso, a força de alavanca Q atinge o seu valor máximo, conforme expressa a equação (4.3). A partir daí o mecanismo de colapso A se desenvolve, configurando o *modo de falha 1*.

$$Q_{m\acute{a}x} \cdot n = M'_p \therefore Q_{m\acute{a}x} = \frac{M'_p}{n} \quad (4.3)$$

Para este caso, a chapa da mesa é o fator determinante. Na FIGURA 4.7 é mostrado o diagrama de equilíbrio para o mecanismo A:

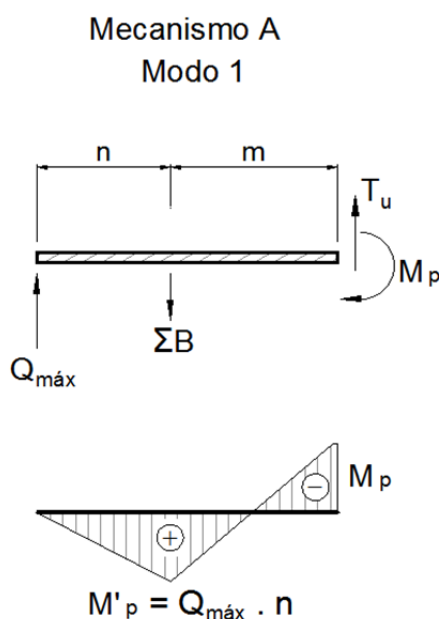


FIGURA 4.7- Diagramas de distribuição de forças e momentos - modo de falha 1.

As relações de equilíbrio para o diagrama da FIGURA 4.7 são expressas através das equações (4.4) e (4.5) para a metade do *T-stub*, considerando-se a sua simetria.

$$T_u = \sum B - Q_{m\acute{a}x} \quad (4.4)$$

$$T_u \cdot m - Q_{m\acute{a}x} \cdot n = M_p \quad (4.5)$$

Neste caso, a força T_u representa a resist\encia m\acute{a}xima do *T-stub* para o modo de falha 1, associado mecanismo de colapso A. Percebe-se que para a rela\c\ao $T_u = \Sigma B - Q_{m\acute{a}x}$, tem-se que: $\Sigma B < \Sigma B_u$, uma vez que os parafusos n\ao chegam \a ruptura neste mecanismo. Neste caso, a for\ca ΣB \e a for\ca atuante nos parafusos no instante imediato que antecede a forma\c\ao de uma linha de plastifica\c\ao na chapa, pr\oximo \a fiada de parafusos.

As equa\c\oes (4.4) e (4.5) podem ser combinadas conduzindo \a seguinte rela\c\ao em fun\c\ao da geometria e da resist\encia do conjunto.

$$T_u \cdot m - (\sum B - T_u) \cdot n = M_p \quad (4.6)$$

Com aux\ilio da equa\c\ao (4.3) tem-se que:

$$T_u \cdot m - \frac{M'_p}{n} \cdot n = M_p \quad (4.7)$$

Finalmente:

$$T_u \cdot m = M_p + M'_p \quad (4.8)$$

Percebe-se que as for\cas de alavanca de s\ao, de forma impl\icita, consideradas nas equa\c\oes (4.6) e (4.8).

4.3.4 Mecanismo de colapso B: a ruptura dos parafusos determina o colapso

Como visto anteriormente, na FIGURA 4.5b e na FIGURA 4.6, o mecanismo de colapso B pode se desenvolver conforme dois modos de falha distintos, ambos regidos pela ruptura dos parafusos.

a) Modo de falha 2: o parafuso rompe simultaneamente à plastificação da chapa

Para o modo de falha 2, mostrado na FIGURA 4.8, verifica-se que antes do rompimento dos parafusos, uma linha de plastificação se forma nas proximidades da junção da mesa com a alma, cujo momento de plastificação é dado por $M_p = \frac{pt^2 f_y}{4}$.

com a alma, cujo momento de plastificação é dado por $M_p = \frac{pt^2 f_y}{4}$.

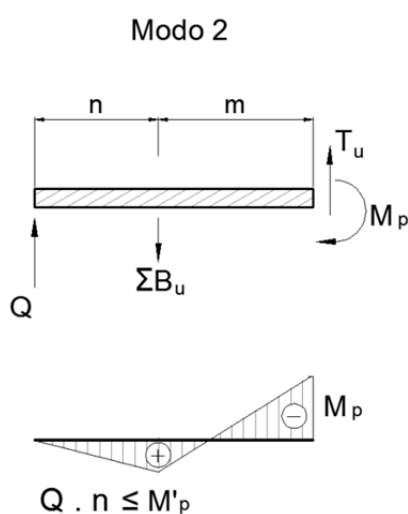


FIGURA 4.8- Diagramas de distribuição de forças e momentos - modo de falha 2.

Enquanto ocorre a plastificação da mesa, surge nas extremidades uma força de alavanca Q , reduzindo gradualmente a capacidade resistente da peça, visto que para esta configuração, $T_u = \Sigma B_u - Q$. É importante notar que no desenvolvimento do mecanismo de colapso B assume-se que a força atuante no parafuso atingirá o valor total da capacidade resistente do parafuso $\Sigma B = \Sigma B_u$.

No modo de falha 2 poderá ou não ser formada uma linha de plastificação adicional na fiada de parafusos. Esta plastificação adicional ocorrerá se a força de alavanca Q atingir

o seu valor máximo, $Q_{\max} = \frac{M'_p}{n}$, entretanto, como para o mecanismo de B a ruptura

do parafuso é o fator determinante, esta linha de plastificação apenas se formará simultaneamente à ruptura do parafuso.

É importante notar que a formação da linha de plastificação apenas na junção da mesa com a alma não configura um mecanismo de colapso. O mecanismo de colapso apenas é formado quando, adicionalmente, se forma outra linha de plastificação próximo a fiada de parafusos (modo 1 do mecanismo de colapso A) ou quando o parafuso rompe (modo 2 do mecanismo de colapso B).

As relações de equilíbrio para o diagrama da FIGURA 4.8, são expressas através das equações (4.9) e (4.10) para a metade do *T-stub*, considerando-se sua simetria.

$$T_u = \sum B_u - Q \quad (4.9)$$

$$T_u \cdot m - Q \cdot n = M_p \quad (4.10)$$

As equações (4.9) e (4.10) podem ser combinadas conduzindo à equação (4.11):

$$T_u \cdot m - \left(\sum B_u - T_u \right) \cdot n = M_p \quad (4.11)$$

b) Modo de falha 3: o parafuso rompe antes da plastificação da chapa

Considerando-se a FIGURA 4.9, onde são mostrados os diagramas de distribuição de forças e momentos relativos ao modo de falha 3, observa-se que ao contrário do modo de falha 2, o rompimento dos parafusos ocorre antes da formação da linha de plastificação adjacente à junção da mesa com a alma. Para este caso a força de alavanca Q é nula e a força atuante no parafuso atingirá o valor total da capacidade resistente deste: $\sum B = \sum B_u$. Este modo de falha ocorre, em geral, quando a mesa é constituída por chapas de grande espessura.

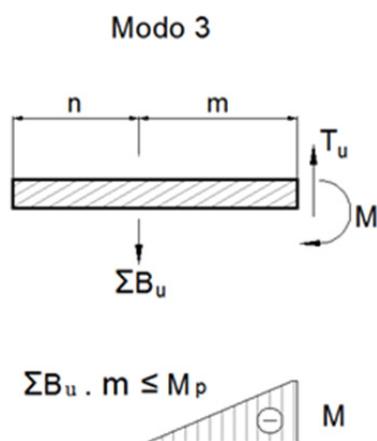


FIGURA 4.9- Diagramas de distribuição de forças e momentos - modo de falha 3.

As relações de equilíbrio para o diagrama da FIGURA 4.9 são expressas através das seguintes equações:

$$T_u = \sum B_u \quad (4.12)$$

$$T_u \cdot m = M \quad (4.13)$$

Neste modo de falha tem-se que $\sum B_u \cdot m \leq M_p$, o que implica em:

$$T_u \cdot m \leq M_p \quad (4.14)$$

4.3.5 Considerações sobre ligações *T-stub* e os seus mecanismos de colapso

A seguir, são feitas algumas considerações quanto à aplicação dos conceitos que envolvem os mecanismos de colapso no projeto e verificação de ligações, e quanto à aplicação das formulações apresentadas para o caso em que as almas das peças de seção T conectadas são perpendiculares entre si.

a) Dimensionamento e verificação de ligações

Conforme já demonstrado, a espessura da mesa e o diâmetro dos parafusos são fatores importantes no projeto de ligações envolvendo peças de seção “T”. Em geral, ao se projetar uma ligação, a força de tração T que solicita a peça é conhecida, e é desejável a determinação da espessura da mesa e do diâmetro dos parafusos. Outra situação comum é a necessidade de se verificar a resistência da ligação projetada. Para este último caso, a ligação e suas dimensões estão definidas e a força T_u que a ligação pode resistir é o fator incógnito que se deseja determinar. Enfim, no dimensionamento ou verificação de ligações devem ser avaliadas as condições expressas nas inequações (4.15) e (4.16) e suas implicações na escolha da espessura para a mesa, do diâmetro dos parafusos ou na determinação da resistência do conjunto.

Se a plastificação da chapa é o fator determinante, é assumido que a colapso da ligação ocorrerá através do mecanismo A, pelo modo de falha 1, cujo dimensionamento é governado pela expressão (4.15):

$$T \cdot m \leq M_p + M'_p \quad (4.15)$$

O dimensionamento da mesa para o modo de falha 1 considera que a força de alavanca atinge seu valor máximo, $Q_{m\acute{a}x} = \frac{M'_p}{n}$, então, a espessura pode ser determinada pela expressão $2 \cdot t^2 \frac{p f_y}{4} = T \cdot m$, advinda da combinação das equações (4.1) e (4.2), com a inequação (4.15). A espessura assim determinada é a espessura mínima necessária para se projetar a ligação com o parafuso de maior diâmetro possível, visto que este deverá resistir além da força T , uma força de alavanca adicional, $Q = Q_{m\acute{a}x}$. Obviamente, sempre é possível utilizar parafusos cada vez maiores, porém, neste caso, a utilização de um parafuso de diâmetro maior não irá conferir qualquer aumento de resistência à peça e o colapso continuará sendo determinado pela plastificação da mesa.

Se a ruptura do parafuso é o fator determinante, é assumido que o colapso da ligação ocorrerá através do mecanismo B, conforme os modos de falha 2 ou 3, cujo dimensionamento é governado pela expressão (4.16):

$$T \cdot m - \left(\sum B_u - T \right) \cdot n \leq M_p \quad (4.16)$$

O dimensionamento para modo de falha 3 considera uma outra situação extrema em que a força de alavanca é nula, $Q=0$, isto é, $(\sum B_u - T)=0$, portanto, $T=\sum B_u$. Assim a espessura da mesa pode ser determinada pela expressão $t^2 \frac{p f_y}{4} = T \cdot m$, advinda da combinação das equações (4.1) e (4.2) com a expressão (4.16). Esta condição conduz à espessura mínima da mesa necessária para se projetar a ligação com o parafuso de menor diâmetro possível, visto que este, hipoteticamente, não suportará qualquer esforço além da força T .

O dimensionamento para o modo de falha 2, para fins práticos, considera uma situação intermediária em que a força de alavanca pode variar, de zero até o valor $Q_{máx}$. Assim, a espessura da mesa pode ser determinada pela expressão (4.16), onde se tem que $t^2 \frac{p f_y}{4} = T \cdot m - Q \cdot n$. Esta expressão conduz a espessuras para mesa cada vez mais finas à medida que são assumidos valores crescentes para a força de alavanca Q .

Grosso modo, considerando-se duas situações extremas de projeto, pode-se definir que o dimensionamento para o modo de falha 1 conduz a uma situação em que seriam projetadas mesas de chapa fina e parafusos de grande diâmetro, enquanto o dimensionamento para o modo de falha 3 conduz a uma outra situação em que seriam projetadas mesas de chapa grossas e parafusos de pequeno diâmetro.

Observa-se que as expressões (4.15) e (4.16) são oriundas das equações (4.8) e (4.10), reescritas genericamente para uma situação de dimensionamento ou verificação de ligações. É importante observar, que tanto força T quanto a força T_u se referem, por simetria, à metade da peça e, que para avaliação do conjunto estas forças deverão ser multiplicadas por 2.

b) Posição das almas dos perfis de seção T numa conexão

As expressões (4.15) e (4.16) podem ser diretamente aplicadas a ligações onde as almas dos perfis de seção T estão alinhadas num mesmo plano. Todavia, em uma ligação viga-pilar as almas dos perfis de seção T conectados são, geralmente, perpendiculares entre si. Este é o caso da ligação viga-pilar através de um perfil *T-stub* real, mostrada na FIGURA 4.10.

Vale observar que, ao se tomar parte da seção do perfil do pilar, conforme mostrado na vista b da FIGURA 4.10, esta se assemelha a uma peça do tipo *T-stub* e pode igualmente, com algumas considerações adicionais, ser modelada a partir do modelo *T-stub* já discutido neste capítulo.

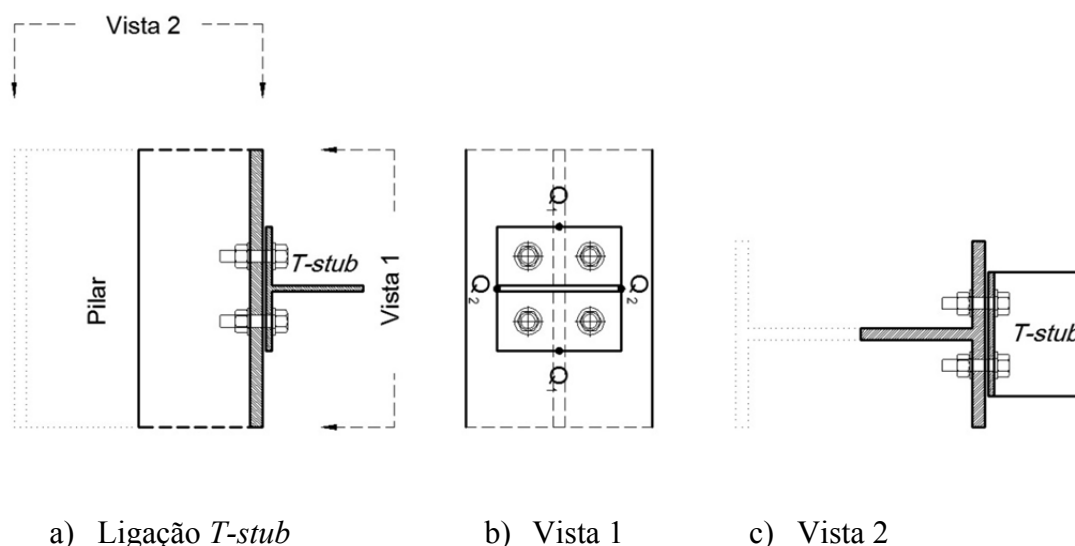


FIGURA 4.10- Distribuição das forças de alavanca.

Na FIGURA 4.10, pode-se notar que, para uma ligação onde as almas das peças de seção T são perpendiculares, o desenvolvimento simultâneo de forças de alavanca em ambas as partes ligadas é incompatível. As forças de alavanca, Q_1 no *T-stub* e Q_2 na mesa do pilar, não podem se desenvolver ao mesmo tempo. No entanto, as forças de alavanca Q_1 e Q_2 podem se desenvolver de forma isolada, não concomitante, dependendo da rigidez relativa entre as mesas do pilar e do *T-stub*. Se a mesa do *T-stub* é menos rígida do que a mesa do pilar, as forças de alavanca Q_1 vão se desenvolver, caso contrário, se desenvolvem as forças de alavanca Q_2 na mesa do pilar.

A fim de oferecer uma solução prática para este problema, propõe-se que o *T-stub* e a mesa do pilar sejam dimensionados ou verificados separadamente, a partir das equações (4.15) e (4.16) e a resistência à tração da ligação seja dada pelo menor dos valores obtidos para força de tração resistente T .

Sendo assim, ao se verificar ou dimensionar uma ligação através das expressões (4.15) e (4.16), e se constatar que o menor valor da força de tração resistente T é dado pela resistência da mesa do pilar, desenvolvem-se as forças de alavanca Q_2 . Neste caso, as forças de alavanca Q_1 e as tensões na mesa do *T-stub* ainda não terão atingidos seus valores máximos, e a peça *T-stub* estará sujeita a uma força de tração inferior à sua capacidade resistente de cálculo, garantindo a segurança da ligação. De outro modo, não é difícil perceber que, se o menor valor de T é dado pela resistência da peça *T-stub*, desenvolvem-se as forças de alavanca Q_1 e a resistência da ligação também pode ser garantida, visto que as forças de alavanca Q_2 e as tensões na mesa do pilar não atingirão valores elevados e seus limites de resistência não serão ultrapassados.

Assim, conclui-se que é possível verificar ou dimensionar ligações estruturais que utilizam peças de seção T como elementos de ligação, a partir do modelo de um *T-stub*, mesmo quando as almas das peças estão em planos perpendiculares.

4.4 O Comprimento Efetivo de uma Mesa de Pilar

Para o modelo *T-stub* estudado até aqui a linha de plastificação é retilínea e pode se formar no alinhamento da fiada de parafusos e/ou na junção da mesa com a alma. Esta linha de plastificação é definida apenas pela largura tributária p , que determina os limites de influência da ancoragem de um parafuso da fiada.

Apesar das semelhanças entre o comportamento do *T-stub* tracionado e o comportamento de uma seção T genérica (como aquela suposta para mesa do pilar da FIGURA 4.10), observa-se que, por ser uma peça contínua, a mesa do pilar pode desenvolver linhas de plastificação com formatos diferentes das linhas retilíneas que o modelo abordado até aqui prevê para um *T-stub* constituído por uma peça isolada de comprimento p .

Sendo assim, para o dimensionamento ou verificação da ligação também é necessário conhecer a geometria e o comprimento linhas de plastificação que podem ser formadas na mesa do pilar para se obter os momentos de plastificação M'_p e M_p , que possibilitam a determinação da resistência da ligação.

4.4.1 Mecanismos de colapso para mesa do pilar

Os estudos teórico-experimentais de ZOETEMEIJER (1974) identificaram para a mesa do pilar dois possíveis mecanismos de colapso: o *mecanismo I*, governado pela plastificação da mesa e o *mecanismo II*, governado pela ruptura dos parafusos, conforme ilustrado na FIGURA 4.11 e na FIGURA 4.12. Como mostrado a seguir, esses mecanismos são respectivamente equiparáveis aos mecanismos A e B considerados anteriormente para a peça *T-stub*.

Conforme já observado, uma ligação de dois perfis de seção T presos entre si pelas mesas e sujeita à força de tração, pode apresentar deformações consideráveis. Após a fase elástica, em que as deformações na chapa são proporcionais às tensões, inicia-se a plastificação progressiva nas regiões em que os momentos fletores atingem o valor do momento de plastificação. As seções nas quais isso acontece continuam a se deformar, mesmo sem aumento sensível da intensidade da força de tração aplicada à alma da peça, o que produz na chapa da mesa uma redistribuição de esforços solicitantes bem mais pronunciada do que na fase precedente. Fica caracterizada a fase da plastificação. Como já visto, as regiões em que o momento fletor atinge o valor do momento de plastificação, em geral são lineares, constituindo linhas de plastificação, conforme mostrado na FIGURA 4.4.

A simples formação de linhas de plastificação na chapa não determina o colapso da ligação. Mesmo com o desenvolvimento progressivo das linhas de plastificação a ligação ainda apresentará capacidade resistente adicional. Contudo, com o completo desenvolvimento das linhas de plastificação atinge-se a fase em que a ligação se torna hipostática, qualquer aumento de carga torna impossível o equilíbrio estático e, a partir daí, a chapa passa a se deformar livremente. Fica então caracterizada a fase de ruína e o completo desenvolvimento do mecanismo de colapso.

Uma distribuição qualquer de linhas de plastificação que torna a ligação hipostática é denominada configuração possível e a configuração possível que coincide com o verdadeiro modo de ruína da chapa recebe o nome de configuração de ruína. Os mecanismos I e II apresentados na FIGURA 4.11 e na FIGURA 4.12, respectivamente, caracterizam duas configurações possíveis e a menor das cargas associadas a estes mecanismos define a carga de ruína que determina a resistência da mesa do pilar.

Nesses mecanismos, obtidos experimentalmente por ZOETEMEIJER (1974), admitem-se dois tipos de distribuição de linhas de plastificação, que apresentam traçados distintos e contornos irregulares. Todavia, como as deformações elásticas passam a ser desprezáveis em face das deformações plásticas, as diversas partes não plastificadas da chapa são ligeiramente planas e, portanto, suas interseções são linhas de plastificação praticamente retas.

O modelo teórico proposto para os mecanismos toma essas linhas de plastificação simplificadaamente como segmentos retilíneos. Sem maiores considerações teóricas por ora, a essas linhas de plastificação retilíneas é dado o nome genérico de charneiras plásticas, positivas ou negativas conforme o sinal do respectivo momento fletor.

A teoria das charneiras plásticas constitui um método de cálculo, baseado no comportamento plástico do material, através do qual se estudam as configurações de ruína de uma placa e se determinam as cargas de ruína associadas a essas configurações.

Os mecanismos de colapso I e II, mostrados na FIGURA 4.11 e na FIGURA 4.12, são mecanismos teóricos que apresentam uma boa correspondência com os mecanismos de colapso experimentais observados nos ensaios realizados por ZOETEMEIJER (1974). Nessas figuras, tem-se que T , ΣB , ΣB_u , M_p , M'_p , Q e $Q_{m\acute{a}x}$ possuem as mesmas definições já apresentadas anteriormente e o parâmetro n define a distância entre a linha de parafusos e o bordo.

Percebe-se que, na situação de equilíbrio, a força $Q_{m\acute{a}x}$ atua na extremidade da chapa, a uma distância n , da fiada de parafusos. Obviamente, existem limites para o valor n , e apesar de não haver consenso geral para estes limites, de acordo com McGUIRE (1968), $n \leq 1,25m$ seria um limite adequado.

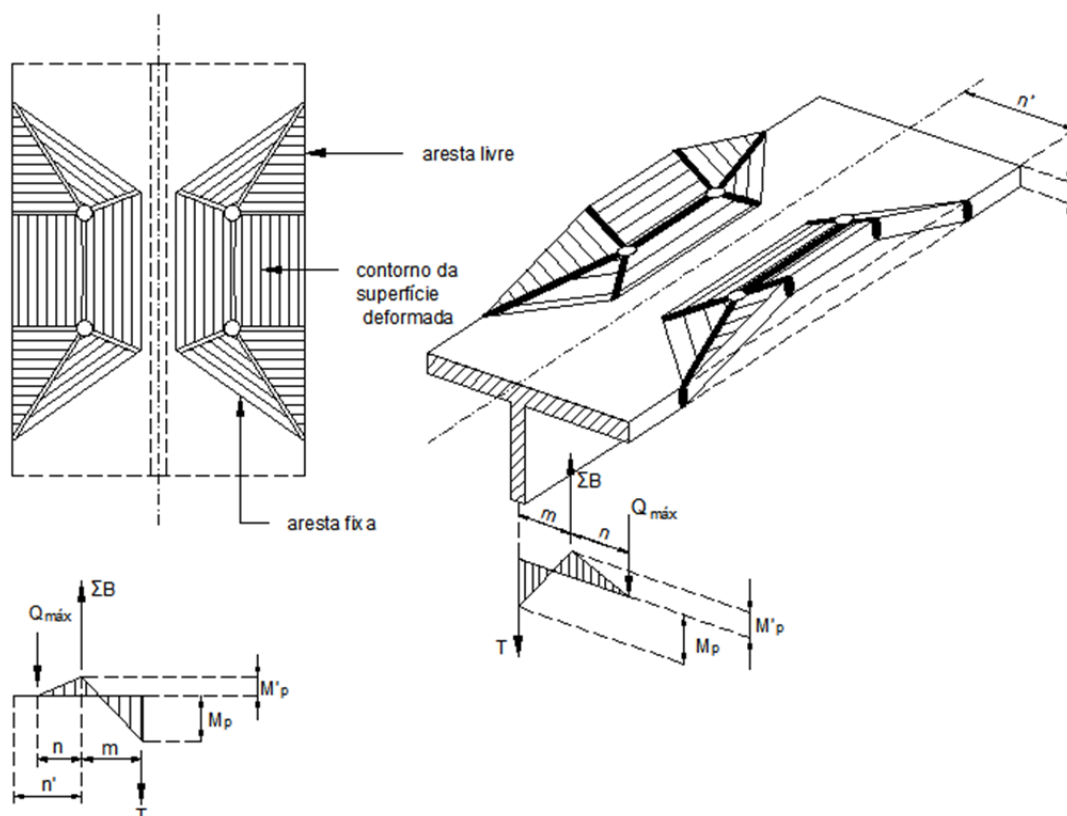


FIGURA 4.11- Mecanismo de colapso I: plastificação da mesa do pilar, adapt.de ZOETEMEIJER (1974)

Os diagramas de distribuição de momentos fletores para os mecanismos I e II da FIGURA 4.11 e da FIGURA 4.12 também são análogos aos diagramas dos mecanismos A e B, que foram apresentados para o *T-stub* na FIGURA 4.6. Assim, as expressões (4.15) e (4.16) são também aplicáveis aos mecanismos I e II.

Dessa forma para determinação do comprimento efetivo, que é dado pelo comprimento das charneiras plásticas ou linhas de plastificação de cada mecanismo de colapso, são desenvolvidos a seguir os cálculos baseados nos métodos de energia.

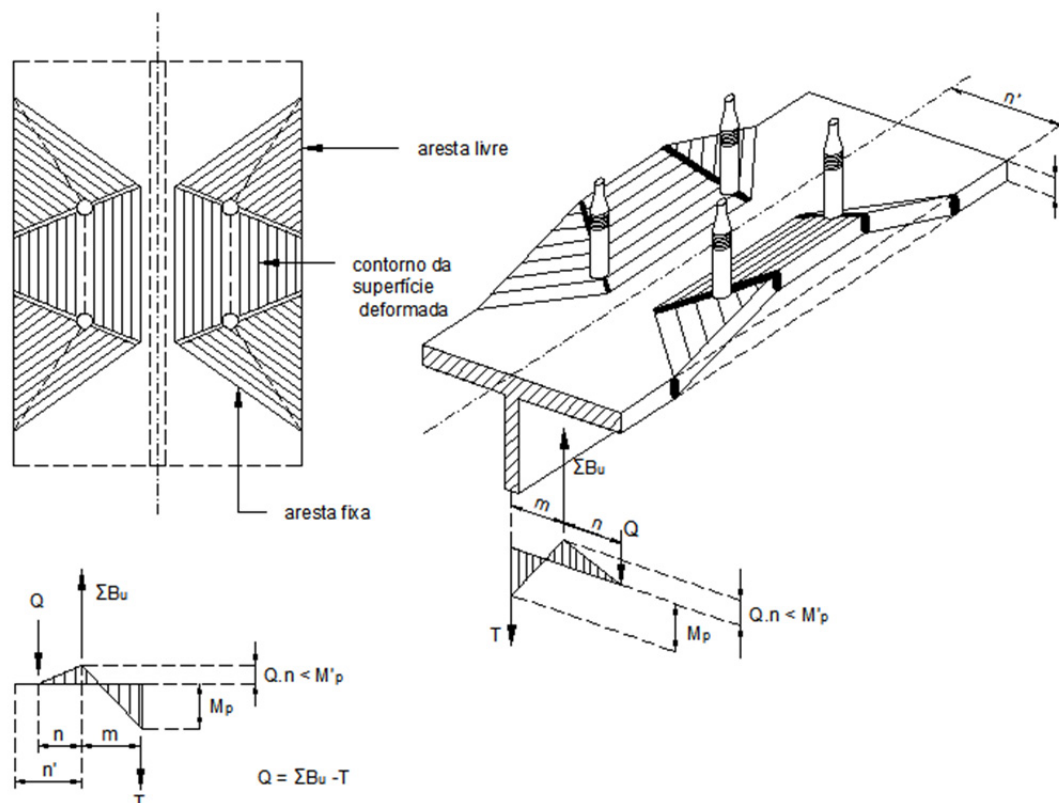


FIGURA 4.12- Mecanismo de colapso II: ruptura dos parafusos, adapt.de ZOETEMEIJER (1974)

4.4.2 Mecanismo de colapso I: a plastificação da mesa determina o colapso

Para o mecanismo de colapso I a força de alavanca Q , alcança o seu valor máximo e causa a formação de uma charneira plástica na linha de parafusos.

O modo de colapso da mesa e suas possíveis configurações de ruína são mostrados na FIGURA 4.13 para apenas um dos lados da mesa do pilar, considerando-se a simetria.

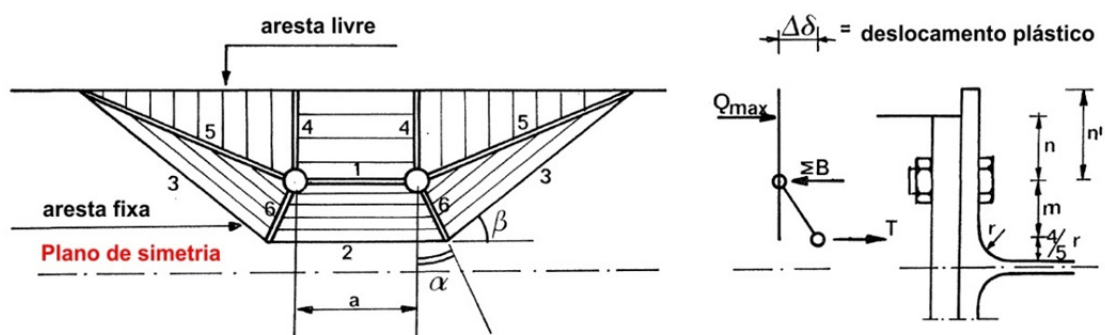


FIGURA 4.13- Mecanismo de colapso I

É importante ressaltar que alguns dos modelos atuais introduziram uma pequena mudança em relação ao modelo inicialmente proposto por STRUIK e de BACK¹¹ *apud* SWANSON (2002) e por KULAK *et al.*¹² *apud* SWANSON (2002): o comprimento “ m ” é ligeiramente reduzido para considerar a influência da solda da junção mesa-alma ou o raio de curvatura da laminação, para o caso de perfis laminados. Esta redução se justifica dado ao incremento de rigidez que o cordão de solda ou que raio de curvatura impõem a peça, alterando a posição da linha de plastificação nessa região. Dessa forma, para esses modelos, o comprimento m é considerado a partir da face da alma, descontando-se de $4/5$ da perna do cordão de solda ou do raio de laminação.

Na FIGURA 4.13 existem duas incógnitas: os ângulos α e β que definem o formato das linhas de plastificação. Na figura são mostradas as charneiras plásticas definidas para o mecanismo de colapso I e sua identificação numérica de 1 a 6. Dessa forma o problema se resume em determinar, dentre a coleção de configurações possíveis que conduzem ao mecanismo de colapso I , qual está associada à menor carga de colapso, ou seja, encontrar valores para os ângulos α e β que forneçam o menor valor de T .

Existem dois processos de cálculo bem difundidos na literatura que oferecem uma abordagem para determinação da carga de ruína. O primeiro deles, empregado na teoria original de JOHANSEN¹³ *apud* PINHEIRO (1983) e em outros trabalhos que a sucederam, denominado processo do equilíbrio ou processo das forças nodais. Devido a algumas limitações deste método, que não serão discutidas aqui, será utilizado um segundo processo, comumente conhecido como processo do trabalho ou processo da energia.

¹¹ STRUIK, J. H. A. E DE BACK, J. (1969). *Tests on Bolted T-stubs with Respect to Bolted Beam-to-Column Connections*. Report 6-69-13, Stevin Laboratory, Delft University of Technology, Delft. The Netherlands.

¹² KULAK, G. L., FISHER, J. W. E STRUIK, J. H. A. (1987). *Guide to Design Criteria for Bolted and Riveted Joints*, 2nd ed., John Wiley & Sons, New York.

¹³ JOHANSEN, K. W., (1962). *Linhas de Ruptura*. Ao Livro Técnico S. A., Rio de Janeiro.

A energia interna ΔE deve ser igual ao trabalho realizado pelas forças externas durante a formação do mecanismo de colapso, desprezando-se a energia elástica.

$$\Delta E = \Delta W \quad (4.17)$$

O trabalho realizado pelas forças externas, no caso a força T , pode ser definido pela expressão:

$$\Delta W = T \cdot \Delta \delta \quad (4.18)$$

onde o deslocamento plástico da mesa em relação a um ponto no centro dos furos dos parafusos, é dado por $\Delta \delta$, conforme mostrado na FIGURA 4.13.

A energia interna pode ser calculada como mostrado a seguir.

Energia interna da charneira plástica 1

O comprimento da charneira 1 é dado por a , enquanto a rotação é dada por $\Delta \delta/m$. Dessa forma, a energia interna para a charneira 1 pode ser determinada pelo produto do momento de plastificação: $M_p = m_p \cdot a$ pela rotação da charneira $\Delta \delta/m$, como indicado a seguir:

$$\Delta E_1 = a \cdot \frac{\Delta \delta}{m} \cdot m_p \quad (4.19)$$

Onde m_p é o momento de plastificação por unidade de comprimento igual a:

$$m_p = \frac{t^2 f_y}{4} \quad (4.20)$$

Energia interna da charneira plástica 2

O comprimento da charneira plástica 2 é dado por $a+2m \cdot \operatorname{tg}\alpha$, enquanto a rotação é dada por $\Delta\delta/m$ logo a energia interna na charneira é dada por:

$$\Delta E_2 = (a + 2m \cdot \operatorname{tg}\alpha) \cdot \frac{\Delta\delta}{m} \cdot m_p \quad (4.21)$$

Energia interna da charneira plástica 3

O comprimento da charneira 3 é dado por $2 \cdot \frac{m+n'}{\operatorname{sen}\beta}$ e a rotação é dada por:

$\frac{\Delta\delta}{\frac{m}{\cos\alpha} \cdot \cos(\beta-\alpha)}$. Logo a energia interna na charneira pode ser definida como:

$$\Delta E_3 = 2 \cdot \frac{m+n'}{\operatorname{sen}\beta} \cdot \frac{\cos\alpha}{\cos(\beta-\alpha)} \cdot \frac{\Delta\delta}{m} \cdot m_p \quad (4.22)$$

Energia interna da charneira plástica 4

O comprimento da charneira 4 é dado por $2n'$, enquanto a rotação é dada por $\Delta\delta/b$, onde b define um comprimento de aresta livre tal como é mostrado na FIGURA 4.14:

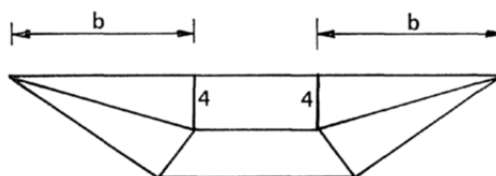


FIGURA 4.14- Trecho de aresta livre de comprimento b .

A energia interna na charneira 4 é dada por:

$$\Delta E_4 = 2 \cdot \frac{n'}{b} \cdot \Delta\delta \cdot m_p \quad (4.23)$$

Energia interna da charneira plástica 5

O comprimento da charneira 5 é dado por $2\sqrt{(b^2) + (n')^2} = 2l$, enquanto a rotação é determinada a partir das relações geométricas ilustradas na FIGURA 4.15.

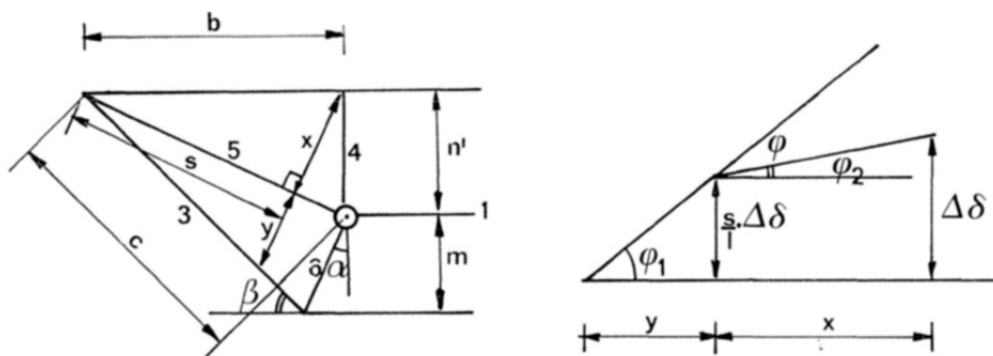


FIGURA 4.15- Esquema auxiliar para determinação do comprimento da linha de plastificação 5

Sendo assim, tem-se que: $\varphi = \varphi_1 - \varphi_2 = \frac{s}{l} \cdot \Delta\delta - \frac{\Delta\delta - \frac{s}{l} \cdot \Delta\delta}{x} = \left(\frac{s}{ly} + \frac{s}{lx} - \frac{1}{x} \right) \cdot \Delta\delta$. Logo a energia interna na charneira plástica 5 é dada por:

$$\Delta E_5 = 2l \cdot \varphi \cdot m_p = 2 \cdot \left(\frac{s}{y} + \frac{s}{x} - \frac{l}{x} \right) \cdot \Delta\delta \cdot m_p \quad (4.24)$$

Tem-se ainda que: $\frac{s}{y} = \frac{c}{\frac{m}{\cos\alpha} \cdot \cos(\beta - \alpha)}$; e $\frac{s}{x} = \frac{b}{n'}$.

Da FIGURA 4.15 tem-se que: $\frac{x}{b} = \frac{n'}{l} \rightarrow x = \frac{b \cdot n'}{l}$. Assim $\frac{l}{x} = \frac{l^2}{b \cdot n'}$.

Então, $\Delta E_5 = 2 \cdot \left[\frac{c \cdot \cos\alpha}{m \cdot \cos(\beta - \alpha)} + \frac{b}{n'} - \frac{l^2}{bn'} \right] \cdot \Delta\delta \cdot m_p$, ou ainda:

$$\Delta E_5 = 2 \cdot \left[\frac{c \cdot \cos \alpha}{m \cdot \cos(\beta - \alpha)} - \frac{n'}{b} \right] \cdot \Delta \delta \cdot m_p.$$

Sendo $c = \left[\frac{m}{\cos \alpha} \cdot \cos(\beta - \alpha) + \frac{n'}{\cos \beta} \right] \cdot \text{ctg} \beta$. Pode-se reescrever a expressão para a energia interna na charneira 5 como:

$$\Delta E_5 = 2 \cdot \left[\text{ctg} \beta + \frac{n'}{m} \cdot \frac{\cos \alpha}{\text{sen} \beta \cdot \cos(\beta - \alpha)} - \frac{n'}{b} \right] \cdot \Delta \delta \cdot m_p \quad (4.25)$$

Energia interna da charneira plástica 6

O comprimento da charneira 6 é dado por $\frac{2m}{\cos \alpha}$, enquanto a rotação é determinada a partir das relações geométricas ilustradas na FIGURA 4.16. Os vetores definidos pelos algarismos (2), (3) e (6) representam as rotações nestas respectivas linhas de plastificação:

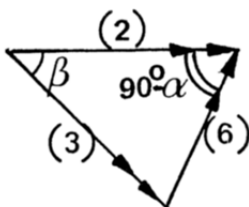


FIGURA 4.16- Rotações nas linhas de plastificação 2, 3 e 6.

Sendo assim, tem-se que: $\frac{(3)}{\text{sen}(90^\circ - \alpha)} = \frac{(6)}{\text{sen} \beta} \rightarrow (6) = \frac{\Delta \delta}{m} \cdot \frac{\text{sen} \beta}{\cos(\beta - \alpha)}$. Logo a

energia interna na charneira 6 pode ser definida como:

$$\Delta E_6 = 2 \cdot \frac{m}{\cos \alpha} \cdot \frac{\Delta \delta}{m} \cdot \frac{\text{sen} \beta}{\cos(\beta - \alpha)} \cdot m_p \quad (4.26)$$

Energia interna total do mecanismo de colapso I

Os parafusos estão sujeitos apenas a deformações elásticas, as quais não contribuem para a dissipação de energia interna, o que é compatível com as premissas de uma análise rígido-plástica. Sendo assim, a expressão para a energia interna total é dada pelo somatório das parcelas relevantes:

$$\sum_{i=1}^6 \Delta E_i = 2 \cdot \left[\frac{a}{m} + \operatorname{tg} \alpha + \frac{m+n'}{m} \cdot \frac{\cos \alpha}{\operatorname{sen} \beta \cdot \cos(\beta-\alpha)} + \frac{n'}{b} + \operatorname{ctg} \beta + \frac{n'}{m} \cdot \frac{\cos \alpha}{\operatorname{sen} \beta \cdot \cos(\beta-\alpha)} - \frac{n'}{b} + \frac{\operatorname{sen} \beta}{\cos \alpha \cdot \cos(\beta-\alpha)} \right] \cdot \Delta \delta \cdot m_p \quad (4.27)$$

Então:

$$\sum_{i=1}^6 \Delta E_i = 2 \cdot \left[\frac{a}{m} + \frac{m+2n'}{m} \cdot \frac{\cos \alpha}{\operatorname{sen} \beta \cdot \cos(\beta-\alpha)} + \operatorname{tg} \alpha + \operatorname{ctg} \beta + \frac{\operatorname{sen} \beta}{\cos \alpha \cdot \cos(\beta-\alpha)} \right] \cdot \Delta \delta \cdot m_p \quad (4.28)$$

Pelo equilíbrio das energias internas e externas, tem-se a seguinte relação:

$$T \cdot \Delta \delta = 2 \cdot \left[\frac{a}{m} + \frac{m+2n'}{m} \cdot \frac{\cos \alpha}{\operatorname{sen} \beta \cdot \cos(\beta-\alpha)} + \operatorname{tg} \alpha + \operatorname{ctg} \beta + \frac{\operatorname{sen} \beta}{\cos \alpha \cdot \cos(\beta-\alpha)} \right] \cdot \Delta \delta \cdot m_p \quad (4.29)$$

Como pode se observar, para se determinar a força T mínima de colapso é necessário determinar os valores de α e β que conduzem à energia interna mínima. Dessa forma as seguintes relações devem ser satisfeitas:

$$\frac{\partial \sum_{i=1}^6 \Delta E_i}{\partial \alpha} = 0 \quad (4.30)$$

$$\frac{\partial \sum_{i=1}^6 \Delta E_i}{\partial \beta} = 0 \quad (4.31)$$

que resulta em:

$$\frac{1}{\Delta \delta \cdot m_p} \cdot \frac{\partial \sum_{i=1}^6 \Delta E_i}{\partial \alpha} = -\frac{m+2n'}{m} \cdot \frac{1}{\cos^2(\beta-\alpha)} + \frac{\cos 2(\beta-\alpha) + \text{sen}^2 \alpha}{\cos^2 \alpha \cdot \cos^2(\beta-\alpha)} = 0 \quad (4.32)$$

$$\frac{1}{\Delta \delta \cdot m_p} \cdot \frac{\partial \sum_{i=1}^6 \Delta E_i}{\partial \beta} = \frac{2m+2n'}{m} \cdot \frac{\text{sen}^2 \beta - \cos^2(\beta-\alpha)}{\text{sen}^2 \beta \cdot \cos^2(\beta-\alpha)} = 0 \quad (4.33)$$

Na FIGURA 4.13 pode ser observado que as condições $\cos^2 \alpha \cdot \cos^2(\beta-\alpha) \neq 0$ e $\text{sen}^2 \beta \cdot \cos^2(\beta-\alpha) \neq 0$ são sempre satisfeitas. Então da equação (4.33) segue que: $\text{sen}^2 \beta = \cos^2(\beta-\alpha)$ ou ainda que:

$$\text{sen} \beta = \cos \beta \cdot \cos \alpha + \text{sen} \beta \cdot \text{sen} \alpha \quad (4.34)$$

Da equação (4.32) vem a seguinte relação $\frac{m+2n'}{m} = \frac{\cos 2(\beta-\alpha) + \text{sen}^2 \alpha}{\cos^2 \alpha}$, que

desenvolvendo-se leva a $\frac{m+2n'}{m} = \frac{2\text{sen}^2 \beta - \cos^2 \alpha}{\cos^2 \alpha} = \frac{2\text{sen}^2 \beta}{\cos^2 \alpha} - 1$, e então

$\frac{m+n'}{m} = \frac{\text{sen}^2 \beta}{\cos^2 \alpha}$. Logo:

$$\cos \alpha = \frac{\text{sen} \beta}{\sqrt{\frac{m+n'}{m}}} \quad (4.35)$$

Substituindo a equação (4.35) na equação (4.34) tem-se que:

$$\operatorname{sen}\beta \left(1 - \sqrt{1 - \frac{\operatorname{sen}^2\beta}{\frac{m+n'}{m}}} \right) = \cos\beta \cdot \frac{\operatorname{sen}\beta}{\sqrt{\frac{m+n'}{m}}}, \text{ o que conduz a:}$$

$$\cos\beta = \frac{1}{2\sqrt{\frac{m+n'}{m}}} \quad (4.36)$$

Agora, que são conhecidos os ângulos α e β que conduzem à energia mínima ou à mínima carga de colapso todas as incógnitas da equação da energia podem ser calculadas. Ao se substituir as expressões (4.35) e (4.36) na equação (4.29) tem-se a

relação $T \cdot \Delta\delta = 2 \cdot \left(\frac{a}{m} + \frac{6m+8n'}{\sqrt{3m^2+4n'm}} \right) \Delta\delta \cdot m_p$ que pode ser desenvolvida para:

$$T \cdot m = 2 \cdot \left(a + \frac{6m+8n'}{\sqrt{3 + \frac{4n'}{m}}} \right) \cdot m_p \quad (4.37)$$

Na FIGURA 4.17 é mostrado que, para valores usuais de m e n' , a parcela $\frac{6m+8n'}{\sqrt{3 + \frac{4n'}{m}}}$

pode ser aproximada pela expressão $4m+1,25n'$ com uma boa precisão, apresentando, uma diferença percentual inferior a 2%.

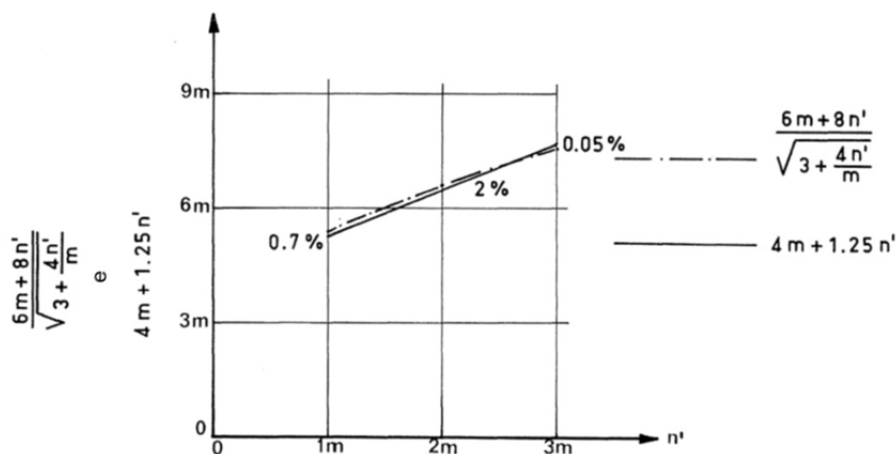


FIGURA 4.17- Avaliação de uma aproximação para valores práticos de m e n' .

Dessa forma a equação (4.37) pode ser reescrita como:

$$T \cdot m = 2 \cdot (a + 4m + 1,25n') \cdot m_p \quad (4.38)$$

4.4.3 Mecanismo de colapso II: a ruptura dos parafusos determina o colapso

Considerando a simetria, o mecanismo de colapso II é mostrado na FIGURA 4.13 para um dos lados da mesa:

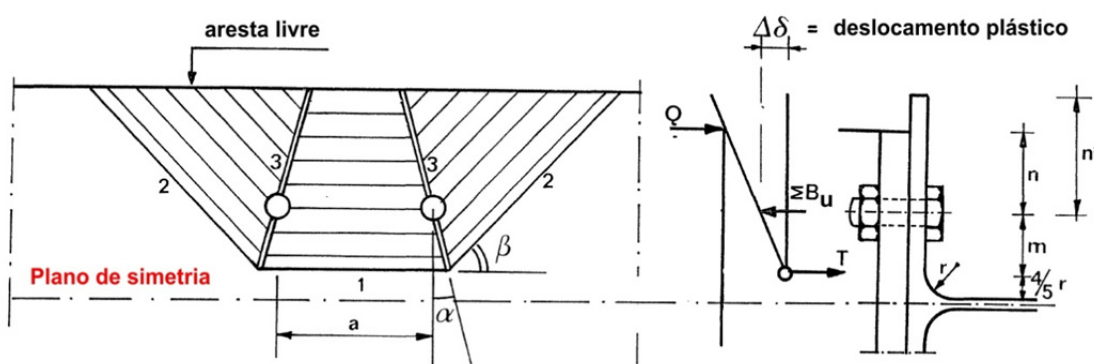


FIGURA 4.18- Mecanismo de colapso II.

Novamente, problema se resume em encontrar valores para os ângulos α e β associados à menor carga de colapso.

A energia interna ΔE deve ser igual ao trabalho feito pelas forças externas:

$$\Delta W = T \cdot \frac{m+n}{m} \Delta \delta, \text{ desprezando-se a energia elástica, conforme indica a equação (4.17).}$$

Energia interna da charneira plástica 1

O comprimento da charneira 1 é dado por $a + 2m \cdot \text{tg} \alpha$, enquanto a rotação é dada por $\Delta \delta / m$, logo a energia interna na charneira pode ser definida por:

$$\Delta E_1 = (a + 2m \cdot \text{tg} \alpha) \cdot \frac{\Delta \delta}{m} \cdot m_p \quad (4.39)$$

Onde m_p é o momento de plastificação por unidade de comprimento.

Energia interna da charneira plástica 2

O comprimento da charneira plástica 2 é dado por $2 \cdot \frac{m+n'}{\text{sen}\beta}$, enquanto a rotação é dada

por: $\frac{\Delta\delta}{\frac{m}{\cos\alpha} \cdot \cos(\beta-\alpha)}$. Logo a energia interna na linha de plastificação 2 é dada por:

$$\Delta E_2 = 2 \cdot \frac{m+n'}{\text{sen}\beta} \cdot \frac{\cos\alpha}{\cos(\beta-\alpha)} \cdot \frac{\Delta\delta}{m} \cdot m_p \quad (4.40)$$

Energia interna da charneira plástica 3

O comprimento da charneira é dado por $2 \cdot \frac{m+n'}{\cos\alpha}$, enquanto a rotação é determinada a partir das relações geométricas ilustradas na FIGURA 4.19. Os vetores definidos pelos algarismos (1), (2) e (3) representam as rotações nas respectivas charneiras:

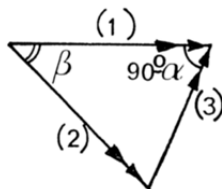


FIGURA 4.19- Rotações nas charneiras plásticas 1, 2 e 3

Sendo assim, tem-se que: $\frac{(3)}{\text{sen}\beta} = \frac{\frac{\Delta\delta}{m}}{\text{sen}(90^\circ - \beta + \alpha)} \rightarrow (3) = \frac{\Delta\delta}{m} \cdot \frac{\text{sen}\beta}{\cos(\beta - \alpha)}$. Logo a energia interna na charneira 3 é dada por:

$$\Delta E_3 = 2 \cdot \frac{m+n'}{m} \cdot \frac{\text{sen}\beta}{\cos\alpha \cdot \cos(\beta-\alpha)} \cdot \Delta\delta \cdot m_p \quad (4.41)$$

Energia interna devido ao alongamento do parafuso

No mecanismo de colapso II, as deformações parafusos ocorrem no regime plástico, e sua contribuição para dissipação da energia interna pode ser determinada como

mostrado a seguir. O alongamento do comprimento do parafuso decorre da FIGURA 4.20.

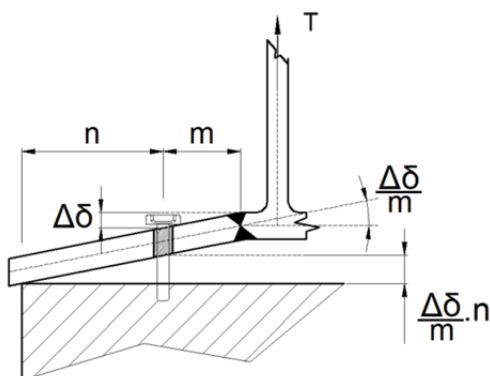


FIGURA 4.20- Deformações plásticas no parafuso

O alongamento do parafuso devido à força nos parafusos ΣB_u é dado por: $\frac{\Delta\delta}{m} \cdot n$, sendo assim, tem-se que:

$$\Delta E_4 = \Sigma B_u \cdot \frac{\Delta\delta}{m} \cdot n \quad (4.42)$$

Energia interna total do mecanismo de colapso II

Dessa forma a expressão para a energia interna total será dada por:

$$\sum_{i=1}^4 \Delta E_i = \left\{ \left[a + 2m \cdot \operatorname{tg} \alpha + 2(m+n') \cdot \frac{\cos \alpha}{\operatorname{sen} \beta \cdot \cos(\beta - \alpha)} + \right. \right. \\ \left. \left. + 2(m+n') \cdot \frac{\operatorname{sen} \beta}{\cos \alpha \cdot \cos(\beta - \alpha)} \right] \cdot m_p + \Sigma B_u \cdot n \right\} \frac{\Delta\delta}{m} \quad (4.43)$$

Para as configurações que conduzem à formação do mecanismo de colapso II, a força de alavanca Q causa apenas deformações elásticas e, portanto, não contribui para a dissipação de energia interna.

Equilíbrio das energias internas e externas

Assim, o trabalho realizado pela força externa T é dado por: $\Delta W = T \cdot \frac{m+n}{m} \Delta \delta$. Pelo equilíbrio das energias internas e externas, tem-se a seguinte relação:

$$T \cdot (m+n) = \left[a + 2m \cdot \operatorname{tg} \alpha + 2(m+n') \cdot \frac{\cos^2 \alpha \cdot \operatorname{sen}^2 \beta}{\cos \alpha \cdot \operatorname{sen} \beta \cdot \cos(\beta - \alpha)} \right] \cdot m_p + \sum B_u \cdot n \quad (4.44)$$

Como pode se observar, para se determinar a força T mínima de colapso é necessário determinar os valores de α e β que conduzem à energia interna mínima. Dessa forma as seguintes relações devem ser satisfeitas:

$$\frac{\partial \sum_{i=1}^4 \Delta E_i}{\partial \alpha} = 0 \quad (4.45)$$

$$\frac{\partial \sum_{i=1}^4 \Delta E_i}{\partial \beta} = 0 \quad (4.46)$$

que resulta em:

$$\frac{m}{\Delta \delta \cdot m_p} \cdot \frac{\partial \sum_{i=1}^4 \Delta E_i}{\partial \alpha} = 2m \cdot \frac{\cos^2(\beta - \alpha) - \frac{m+n'}{m} \cdot [\operatorname{sen}^2(\alpha - \beta) + \cos 2\alpha]}{\cos^2 \alpha \cdot \cos^2(\beta - \alpha)} = 0 \quad (4.47)$$

$$\frac{m}{\Delta \delta \cdot m_p} \cdot \frac{\partial \sum_{i=1}^4 \Delta E_i}{\partial \beta} = 2(m+n') \cdot \frac{\operatorname{sen}^2 \beta \cdot \cos \alpha - \cos^2 \alpha \cdot \cos(2\beta - \alpha)}{\cos \alpha \cdot \operatorname{sen}^2 \beta \cdot \cos^2(\beta - \alpha)} = 0. \quad (4.48)$$

Na FIGURA 4.18 pode ser observado que as condições $\cos^2 \alpha \cdot \cos^2(\beta - \alpha) \neq 0$ e $\cos \alpha \cdot \operatorname{sen}^2 \beta \cdot \cos^2(\beta - \alpha) \neq 0$ são sempre satisfeitas, então segue que a equação (4.47) pode ser reduzida para:

$$\cos^2(\beta - \alpha) = \frac{m+n'}{m} \cdot [\operatorname{sen}^2(\alpha - \beta) + \cos 2\alpha] \quad (4.49)$$

Simplificando a equação (4.48) tem-se:

$$\operatorname{sen}^2 \beta = \cos \alpha \cdot \cos(2\beta - \alpha) = \cos \alpha \cdot \cos 2\beta \cdot \cos \alpha + \cos \alpha \cdot \operatorname{sen} 2\beta \cdot \operatorname{sen} \alpha ;$$

$$\frac{1}{2} \cdot (1 - \cos 2\beta) = \cos^2 \alpha \cdot \cos 2\beta + \cos \alpha \cdot \operatorname{sen} 2\beta \cdot \operatorname{sen} \alpha ;$$

$$\frac{1}{2} = \left(\cos^2 \alpha + \frac{1}{2} \right) \cdot \cos 2\beta + \frac{1}{2} \cdot \operatorname{sen} 2\alpha \cdot \operatorname{sen} 2\beta ;$$

$$\frac{1}{2} = \frac{1}{2} \cdot \cos 2\beta + \frac{1}{2} \cdot \cos 2\beta + \frac{1}{2} \cdot \cos 2\alpha \cdot \cos 2\beta + \frac{1}{2} \cdot \operatorname{sen} 2\alpha \cdot \operatorname{sen} 2\beta ;$$

$$1 = 2 \cdot \cos 2\beta + \cos 2(\alpha - \beta) . \text{ Finalmente: } 1 - 2 \cdot \operatorname{sen}^2(\alpha - \beta) + \cos 2\beta - 1 = 0 ;$$

Sendo assim a equação (4.48) é reduzida a:

$$\operatorname{sen}^2(\alpha - \beta) = \cos 2\beta \quad (4.50)$$

Substituindo a equação (4.50) na equação (4.49) tem-se então:

$$\cos^2(\beta - \alpha) = \frac{m+n'}{m} \cdot [\cos 2\beta + \cos 2\alpha] ;$$

$$\cos^2(\beta - \alpha) = 2 \cdot \frac{m+n'}{m} \cdot \cos(\alpha + \beta) \cdot \cos(\alpha - \beta) . \text{ Logo:}$$

$$\cos(\beta - \alpha) = 2 \cdot \frac{m+n'}{m} \cdot \cos(\alpha + \beta) \quad \cos(\beta - \alpha) = 2 \cdot \frac{m+n'}{m} \cdot \cos(\alpha + \beta) \quad (4.51)$$

Reescrevendo a equação (4.51) tem-se a relação entre os ângulos α e β associados à carga de ruína:

$$\cot g \beta = 2 \cdot \frac{3m + 2n'}{m + 2n'} \cdot \operatorname{tg} \alpha \quad (4.52)$$

Se o resultado expresso na equação (4.52) for substituído no numerador de (4.48), após algumas simplificações tem-se que:

$$\operatorname{tg} \alpha = \frac{m + 2n'}{\sqrt{7m^2 + 12mn' + 4 \cdot (n')^2}} \quad (4.53)$$

Pela substituição da equação (4.53) na equação (4.52) pode-se expressar β em função de m e n' . Pode-se então reescrever a equação (4.44) em função de $\operatorname{tg} \alpha$ resultando em:

$$T \cdot (m + n) = \left[a + 2m \cdot \operatorname{tg} \alpha + 2(m + n') \cdot \frac{2 + (1 + q^2) \operatorname{tg}^2 \alpha}{(1 + q) \operatorname{tg} \alpha} \right] \cdot m_p + \sum B_u \cdot n \quad (4.54)$$

onde $q = \frac{3m + 2n'}{m + 2n'}$. Se o valor de $\operatorname{tg} \alpha$ expresso na equação (4.53) é substituído na equação (4.54), esta pode ser reescrita como:

$$T \cdot (m + n) = \left[a + 2\sqrt{7m^2 + 12mn' + 4 \cdot (n')^2} \right] \cdot m_p + \sum B_u \cdot n \quad (4.55)$$

Na FIGURA 4.21 é mostrado que, para valores usuais de m e n' a parcela $2\sqrt{7m^2 + 12mn' + 4 \cdot (n')^2}$ pode ser aproximada pela expressão $5,5m + 4n'$ com uma boa precisão, apresentando uma diferença percentual inferior a 1,5%.

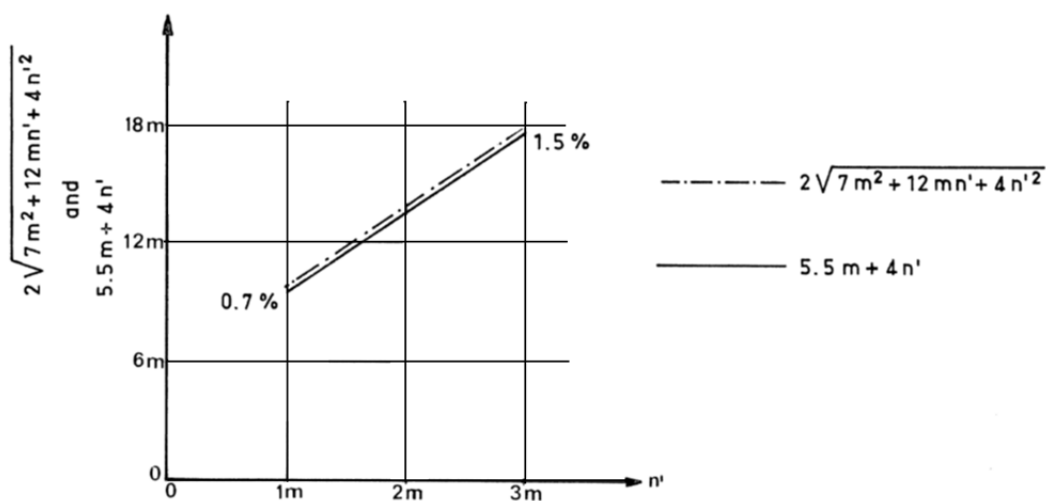


FIGURA 4.21- Avaliação da aproximação para valores práticos de m e n'

Desta forma a equação (4.55) pode ser reescrita como:

$$T \cdot m - (\sum B_u - T) \cdot n = (a + 5,5m + 4n') \cdot m_p \quad (4.56)$$

4.4.4 O comprimento efetivo

Da expressão (4.16): $T \cdot m - (\sum B_u - T) \cdot n \leq M_p$, e da equação (4.56) segue que, no desenvolvimento do mecanismo de colapso II na mesa do pilar, o momento M_p é igual a $(a + 5,5m + 4n') \cdot m_p$. Sendo assim, quando a falha ocorre através do mecanismo de colapso II, o comprimento da linha de plastificação, dado por $(a + 5,5m + 4n')$, é equiparável à largura tributária p definida no início do capítulo para uma peça *T-stub*. Portanto, o comprimento $(a + 5,5m + 4n')$ pode ser considerado como o *comprimento efetivo* da mesa do pilar para o mecanismo de colapso II.

É importante ressaltar que, na determinação do comprimento efetivo através da equação (4.56), o termo $(\sum B_u - T)$ corresponde à força de alavanca Q , que neste caso, varia entre zero e o valor $Q_{máx}$.

Na situação correspondente ao mecanismo de colapso I, a força de alavanca é conhecida e, por definição, alcança o valor $Q_{máx}$ pouco antes da formação de uma linha de plastificação na linha de parafusos. Neste caso também pode ser definido um comprimento efetivo correspondente, igual a $2 \cdot (a + 4m + 1,25n')$, conforme expresso na equação (4.38).

Considerando-se o desenvolvimento do mecanismo I, a soma dos momentos $M_p + M'_p$, no lado direito da expressão (4.38): $T \cdot m \leq M_p + M'_p$, é igual a $2 \cdot (a + 4m + 1,25n') \cdot m_p$. A parcela dessa soma correspondente ao momento M'_p é causada pela força de alavanca

$Q_{máx} = \frac{M'_p}{n}$. Portanto, é interessante conhecer a magnitude de M'_p , para então se

estimar o valor de M_p para o mecanismo de colapso I.

A influência da força de alavanca $Q_{máx}$ para a soma dos momentos $M_p + M'_p$, conforme ZOETEMEIJER (1974), pode ser determinada pela análise do equilíbrio de parte da

mesa do pilar limitada pela aresta livre e pelas linhas de plastificação 1 e 5, como mostrado na FIGURA 4.22.

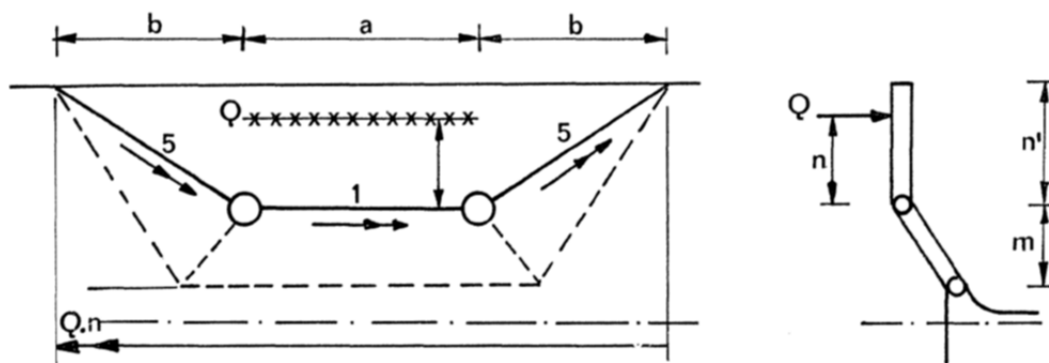


FIGURA 4.22- Equilíbrio de momentos para uma parte da mesa do pilar.

Baseado na FIGURA 4.22, o equilíbrio de momentos conduz a:

$$Q \cdot n = m_p \cdot a + 2m_p \cdot b \quad (4.57)$$

Sabe-se que:

$$b = m \cdot \operatorname{tg} \alpha + \frac{m + n'}{\operatorname{sen} \beta} = m \cdot \frac{m + 2n'}{\sqrt{3m^2 + 4n'm}} + (m + n') \cdot \frac{2\sqrt{m + n'}}{\sqrt{3m + 4n'}};$$

$$b = \frac{m^2 + 2mn' + (m + n') \cdot 2\sqrt{m^2 + mn'}}{\sqrt{3m^2 + 4n'm}};$$

Então:

$$Q_{\max} \cdot n = \left[a + 2 \cdot \frac{m^2 + 2mn' + (m + n') \cdot 2\sqrt{m^2 + mn'}}{\sqrt{3m^2 + 4n'm}} \right] \cdot m_p \quad (4.58)$$

Na FIGURA 4.23 é mostrado que, para valores usuais de m e n' a parcela

$$2 \cdot \frac{m^2 + 2mn' + (m + n') \cdot 2\sqrt{m^2 + mn'}}{\sqrt{3m^2 + 4n'm}}$$

pode ser aproximada pela expressão $4m + 2,54n'$

com uma boa precisão.

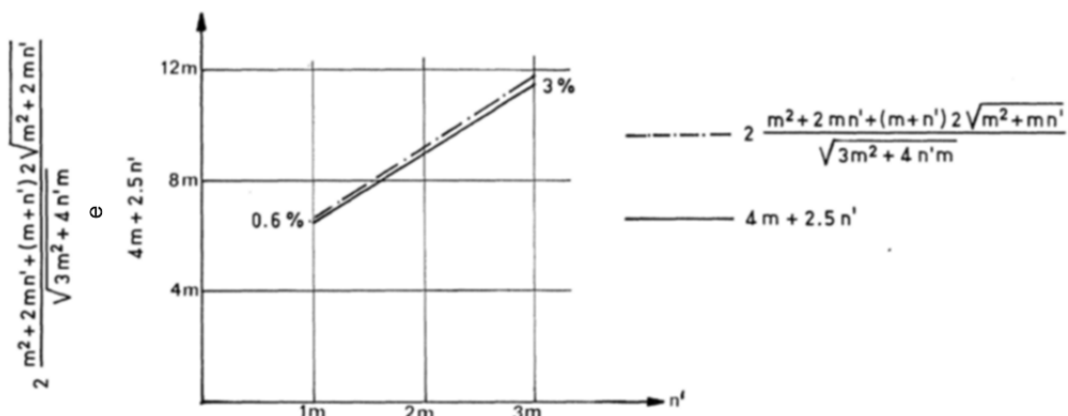


FIGURA 4.23- Avaliação da aproximação para valores práticos de m e n' .

Dessa forma a equação (4.58) pode ser aproximada por:

$$Q_{\max} \cdot n = (a + 4m + 2,5n') \cdot m_p \quad (4.59)$$

ou seja,

$$M'_p = (a + 4m + 2,5n') \cdot m_p \quad (4.60)$$

Conclui-se que para o mecanismo de colapso I, sendo válidas as equações (4.15), (4.38), (4.59) e (4.60) o momento de plastificação M_p é igual a $(a + 4m) \cdot m_p$.

Nota-se que, a partir deste valor obtido para o momento de plastificação, $M_p = (a + 4m) \cdot m_p$, e do valor determinado com o mecanismo de colapso II, $M_p = (a + 5,5m + 4n') \cdot m_p$.

Assim, o comprimento efetivo da mesa do pilar que define a magnitude de M_p depende do valor da força de alavanca Q :

- para $Q=0$, $M_p = (a + 5,5m + 4n') \cdot m_p$,
- para $Q=Q_{\max}$, $M_p = (a + 4m) \cdot m_p$.

Para solucionar essa duplicidade, pode-se definir um valor único para o comprimento efetivo que seja compatível com as finalidades práticas. Se o comprimento efetivo $(a+5,5m+4n')$ é adotado para o mecanismo I, a segurança contra a ruptura do parafuso será reduzida caso a força de alavanca se aproxime do valor $Q_{máx}$. Se o comprimento efetivo $(a+4m)$ é adotado para o mecanismo II, a segurança contra a ruptura do parafuso será aumentada caso a força de alavanca seja pouco intensa ou mesmo nula. Para simplificar a teoria, ZOETEMEIJER (1974) recomenda um valor intermediário entre as duas situações mencionadas, que se ajusta satisfatoriamente aos resultados de ensaios experimentais e também atende às finalidades práticas de projeto:

$$M_p = (a + 4m + 1,25n') \cdot m_p \quad (4.61)$$

Uma vantagem adicional para o comprimento efetivo adotado na expressão (4.61) é que, no caso do mecanismo de colapso I, o valor para a soma $M_p + M'_p$ é igual a $(2a + 8m + 2,5n') \cdot m_p$ e, portanto, M'_p também é igual $(a + 4m + 1,25n') \cdot m_p$.

Sendo assim, conforme será apresentado na seção a seguir, mesa do pilar pode ser analisada como sendo uma mesa de um *T-stub* equivalente com um comprimento efetivo equivalente igual a $(a + 4m + 1,25n')$.

As equações de equilíbrio podem então ser reescritas considerando-se um único comprimento efetivo:

$$T \cdot m = 2 \cdot (a + 4m + 1,25n') \cdot m_p \quad (4.62)$$

$$T \cdot m - (\sum B_u - T) \cdot n = (a + 4m + 1,25n') \cdot m_p \quad (4.63)$$

Nesta seção um conjunto de configurações possíveis foi relacionado para cada um dos mecanismos identificados experimentalmente por ZOETEMEIJER (1974). Estes conjuntos são representados, implicitamente, no modelo matemático através dos ângulos incógnitos α e β . A partir da aplicação do princípio da conservação da energia

foram determinadas as configurações de ruína destes mecanismos, que são expressas, essencialmente, a partir do comprimento das linhas de plastificação, definido como comprimento efetivo da ligação.

4.4.5 Capacidade de resistência

O comprimento efetivo, expresso nas equações (4.62) e (4.63), está associado às configurações de ruína e, conforme mostrado a seguir, permite obtenção da capacidade de resistência da ligação. Para tanto, as equações (4.62) e (4.63), podem ser reescritas explicitando-se a força T em função do comprimento efetivo $\ell_{eff} = a + 4m + 1,25n'$ e do momento de plastificação dado na equação (4.61). Dessa maneira, considerando-se o equilíbrio de ambos os lados da peça de seção T, tem-se:

$$T = \frac{4\ell_{eff}m_p}{m} \quad (4.64)$$

$$T = \frac{2\ell_{eff}m_p + n\sum B_u}{m + n} \quad (4.65)$$

No modelo estudado, ao se formarem as linhas de plastificação de comprimento ℓ_{eff} , desenvolve-se o mecanismo I ou ainda, quando a força que solicita os parafusos atinge a força, $\sum B_u$ se desenvolve o mecanismo II. Em ambos os casos a força aplicada na alma do perfil de seção T alcança seu valor limite, ou seja, $T = T_u$. Dessa forma, a capacidade resistente da peça T_u pode ser definida a partir da equação que indicar o menor módulo para a força resistente, dentre as três relacionadas a seguir:

$$T_u = \frac{4\ell_{eff}m_p}{m} \quad (4.66)$$

$$T_u = \frac{2\ell_{eff}m_p + n\sum B_u}{m + n} \quad (4.67)$$

$$T_u = \sum B_u \quad (4.68)$$

A capacidade resistente de uma ligação viga-pilar com duas linhas de parafusos na região tracionada, como a mostrada na FIGURA 4.24, pode então ser determinada, em função dos mecanismos de falha A e B, considerando-se as equações (4.66), (4.67) e (4.68). Esta capacidade resistente é definida pela situação mais restritiva dentre os modos de falha 1,2 e 3, já mostrados na FIGURA 4.5.

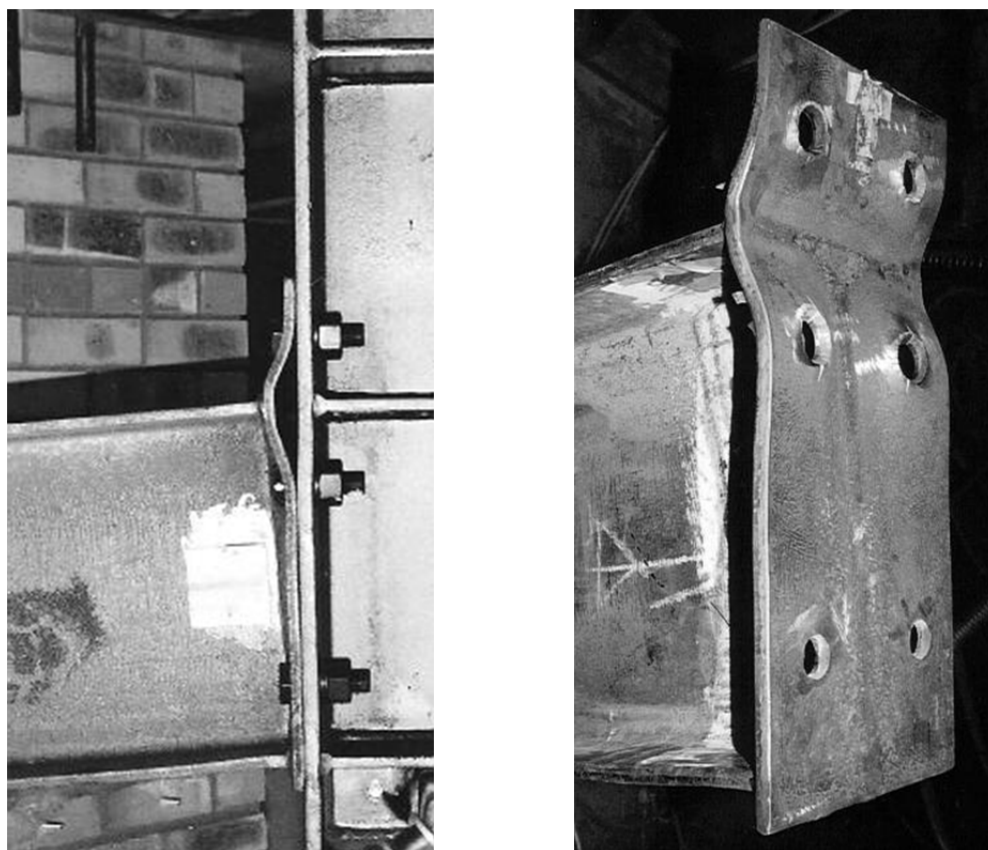


FIGURA 4.24- Ligação de chapa de extremidade com duas linhas de parafuso na região tracionada, adaptada de ADEGOKE (2009).

4.5 Seção T Equivalente Tracionada e o Comprimento Efetivo

4.5.1 Seção T equivalente tracionada

Embora as equações (4.66), (4.67) e (4.68) sejam de fácil aplicação a uma ligação viga-pilar com duas linhas de parafuso, como a mostrada na FIGURA 4.24, as linhas de plastificação podem apresentar formatos diferentes dos mostrados na seção 4.4. Esses formatos podem variar com a presença de elementos enrijecedores e com a posição, a quantidade e a disposição de parafusos, entre outros fatores. Tal fato demanda que, para

cada configuração de ruína relacionada à plastificação da mesa, sejam determinadas novas equações de equilíbrio e seus respectivos comprimentos efetivos. Obviamente, tal prática é incompatível com a rotina de projeto.

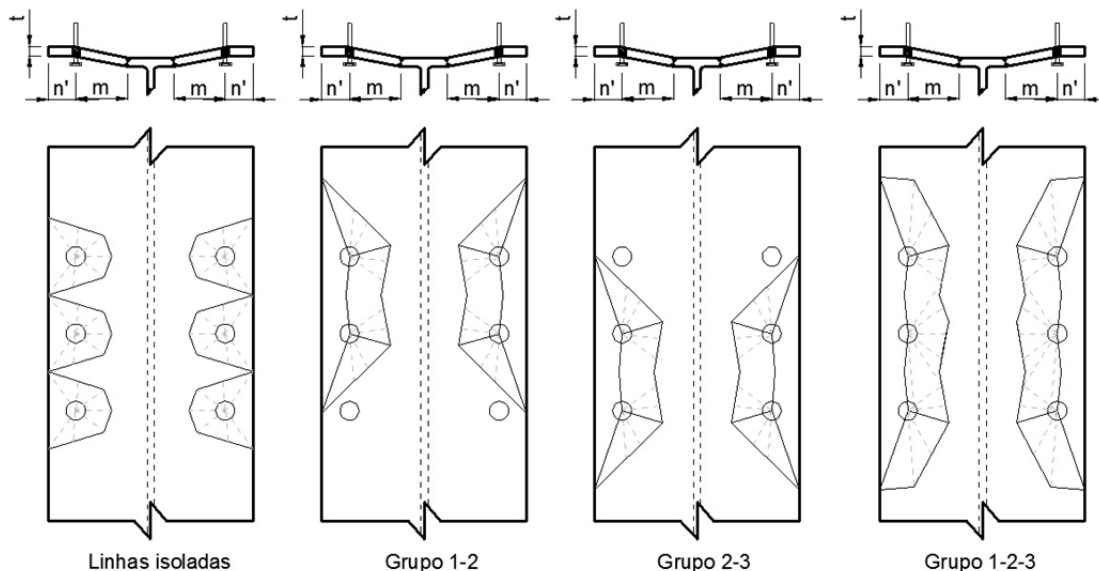
Para contornar tais empecilhos a norma EN 1993 - 1 - 8: (2005) indica um procedimento simplificado que é aplicável a diferentes arranjos e variações de ligações parafusadas e que permite uma avaliação da resistência da região tracionada. Nesse procedimento, essencialmente, é adotado para análise um modelo constituído por um perfil de seção T equivalente, ou seja, um *T-stub* cujas características estruturais como rigidez, resistência e ductilidade sejam equivalentes às do componente da ligação avaliada, de forma que os modos de colapso previstos para o modelo sejam compatíveis aos esperados para o componente correspondente.

De acordo com o procedimento, esta equivalência é garantida na prática tomando-se para representação do componente, um perfil *T-stub* com as mesmas distâncias m e n , com as mesmas quantidades e disposição de parafusos e com a mesma espessura de mesa t . Adicionalmente, a largura tributária do *T-stub* equivalente deve ser igual ao comprimento efetivo l_{eff} do componente correspondente. Desta forma, os parâmetros geométricos do componente correspondente são então atribuídos ao modelo.

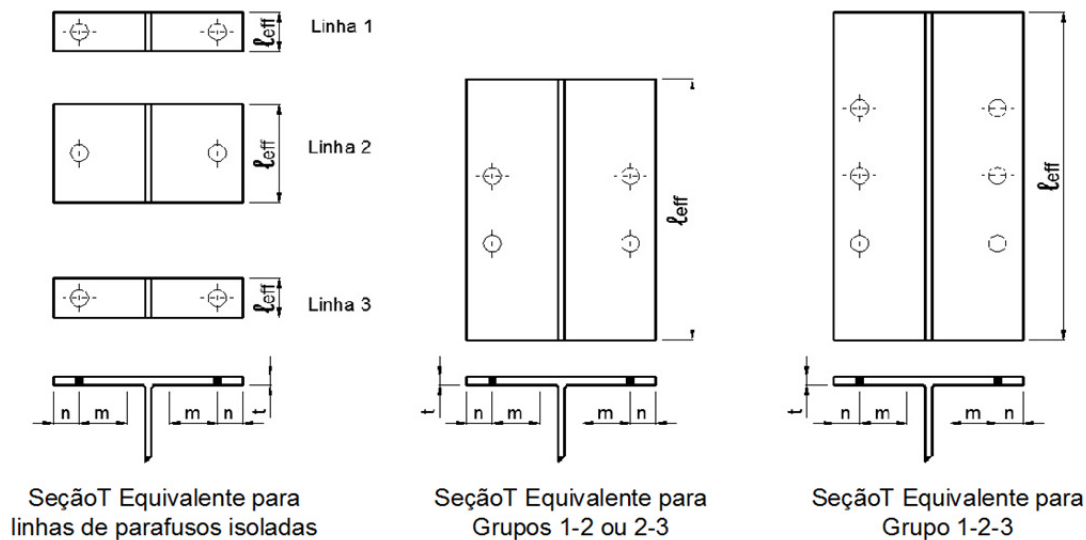
A capacidade resistente do modelo *T-stub* equivalente é determinada considerando-se os mecanismos de colapso, a partir da aplicação direta das equações (4.66), (4.67) e (4.68). Assim, a capacidade resistente obtida é assumida como equivalente à do componente correspondente. Na FIGURA 4.25 exemplifica-se, de forma prática, tal procedimento. Nessa figura é mostrada uma mesa de pilar, semelhante à abordada na seção 4.4, onde cada lado da alma apresenta uma fiada com 3 de linhas de parafusos tracionados.

Na FIGURA 4.25 (a) são apresentadas três possibilidades de associação das linhas de parafusos, além da possibilidade de cada linha de parafusos atuar de forma isolada. A distribuição das forças entre as linhas de parafusos nem sempre é uniforme, por isso o procedimento de determinação da capacidade resistente deve considerar, não somente as linhas de parafusos atuando de forma isolada, como também as diversas combinações de linhas de parafusos atuando em grupo numa mesma configuração de ruína. Cada um destes grupos de linhas de parafuso associadas ou isoladas está relacionado a um

comprimento efetivo distinto, que varia de acordo com a configuração da ligação estrutural.



(a) Linhas de plastificação da ligação estrutural.



(b) Seção T-equivalente para linhas de parafuso isoladas e associadas em grupos.

FIGURA 4.25- Comprimento efetivo de uma ligação e seu perfil T equivalente.

Assim, conforme mostrado na FIGURA 4.25 (b), são obtidas as seções T equivalentes para cada comprimento efetivo de linha isolada ou de grupo de linhas de parafuso, cujos

parâmetros geométricos t , m e n , são os mesmos do componente que o modelo representa e a largura tributária é dada pelo comprimento efetivo ℓ_{eff} .

Desse modo, as equações (4.66), (4.67) e (4.68) podem ser aplicadas a diversos arranjos de ligações, para as configurações de ruína associadas à plastificação da mesa. O comprimento efetivo de cada linha isolada ou de cada grupo de linhas de parafusos define uma configuração possível de um determinado mecanismo. A capacidade resistente deste mecanismo é definida pela menor força resistente obtida pela aplicação das equações (4.66) e (4.67). Embora, na prática, possa ocorrer alguma plastificação no desenvolvimento do modo de falha 3, a resistência considerada pela equação (4.68) não está relacionada à plastificação da mesa e não é influenciada pelo comprimento efetivo.

A avaliação da capacidade resistente pode ser realizada, então, de forma simplificada, através do modelo de uma seção T equivalente de mesma energia de deformação do componente correspondente, a partir do comprimento efetivo. Assim sendo, admite-se que os eventuais modos de colapso do perfil de seção T equivalente são semelhantes aos previstos para o componente básico que ele representa. A capacidade resistente do componente será definida pela configuração que apresente menor força resistente de tração.

Finalmente, a partir da determinação do comprimento efetivo, pode se obter a seção T equivalente e determinar a resistência de vários tipos de ligações como: ligações com chapa de extremidade, ligações com cantoneiras topo e assento, ligações de base de pilar, entre outros.

4.5.2 Comprimento efetivo equivalente

O comprimento efetivo de um perfil de seção T é um comprimento teórico e, como já demonstrado, está sensivelmente relacionado com as linhas de plastificação que surgem em uma configuração de colapso. Por outro lado, o comprimento efetivo de um perfil de seção T equivalente ℓ_{eff} , considerado nas formulações, é um comprimento nocional, e

não necessariamente representa a extensão real da peça, ou do componente, que estará sujeita aos esforços solicitantes.

Na FIGURA 4.26 é mostrada uma chapa de extremidade de uma ligação viga-pilar com duas linhas de parafusos tracionadas, submetida à ação dos esforços solicitantes até a formação de linhas de plastificação na região tracionada (destacadas em tracejado). Observa-se que, diferentemente das charneiras plásticas adotadas nos estudos de ZOETEMEIJER (1974), na prática, as linhas de plastificação não são retilíneas.

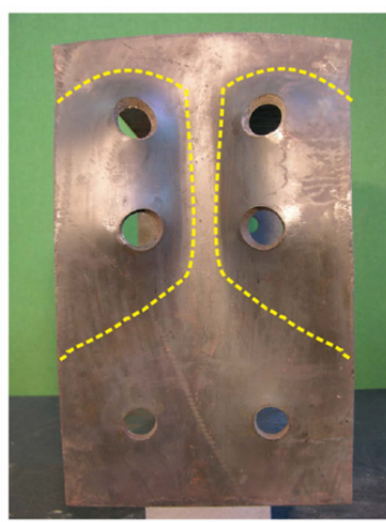


FIGURA 4.26- Chapa de extremidade e linhas de plastificação, adapt. de BURGESS *et al.* (2008).

As linhas de plastificação podem assumir diversos formatos, os quais são agrupados pela norma EN 1993 - 1 - 8: (2005) em duas formas básicas: formas circulares e formas não circulares, conforme mostradas na FIGURA 4.27. Assim um comprimento efetivo obtido a partir de uma linha de plastificação de forma circular é denominado comprimento efetivo de forma circular, $\ell_{eff,cp}$, enquanto um comprimento efetivo obtido a partir de uma linha de plastificação de forma não circular é denominado comprimento efetivo de forma não circular, $\ell_{eff,nc}$.



a) Forma circular

b) Forma não circular

FIGURA 4.27- Linhas de plastificação para um *T-stub* com uma linha de parafuso.

A força resistente associada ao modo de falha 1 deve ser calculada a partir do comprimento efetivo de forma não circular $\ell_{eff,nc}$, uma vez que as linhas de plastificação de forma circular não admitem a ocorrência do efeito alavanca, o qual é relevante para este modo de falha. Entretanto, conservadoramente, a norma EN 1993 - 1 - 8: (2005) considera que o comprimento efetivo equivalente associado ao modo de falha 1, $\ell_{eff,1}$, deve ser dado pelo valor mínimo entre os comprimentos de forma circular e não circular. A força resistente associada ao comprimento efetivo equivalente do modo de falha 2, $\ell_{eff,2}$, deve ser calculada a partir do comprimento efetivo de forma não circular $\ell_{eff,nc}$.

Com o propósito de facilitar as rotinas de projeto, a EN 1993 - 1 - 8: (2005) apresenta uma coleção de expressões parametrizadas para obtenção dos comprimentos efetivos de arranjos das ligações mais usuais, em função da geometria e das dimensões dos elementos e meios de ligação. Nos itens 4.5.3 e 4.5.4 serão apresentadas algumas dessas expressões para determinação do comprimento efetivo equivalente em ligações de chapa de extremidade e ligações de base de pilar. Expressões adicionais podem ser encontradas em publicações do SCI/BCSA (2013).

Assim a definição do comprimento efetivo, ℓ_{eff} , assumida na seção 4.4 é ampliada e este passa a se referir ao comprimento efetivo equivalente, associado a outras configurações de ruínas que podem ser representadas por um *T-stub* equivalente, além daquelas estudadas por ZOETEMEIJER (1974).

4.5.3 Comprimento efetivo para ligações de chapa de extremidade

O tamanho e o formato das linhas de plastificação dependem da posição destas em relação às extremidades e aos elementos enrijecedores, e da proximidade em relação a outras linhas de plastificação. A seguir, são mostrados alguns comprimentos efetivos, comuns em ligações de chapa de extremidade.

a) Linhas de parafusos na saliência da chapa de extremidade atuando individualmente

A mesa da viga, soldada à chapa de extremidade, confere uma elevada rigidez ao trecho de contato e, desta forma, impede que as linhas de plastificação da saliência se propaguem na direção das demais linhas de parafusos sob a mesa. Assim, a linha de parafusos localizada na saliência não interage com as demais e, em geral, deve ser analisada isoladamente. A resistência associada a esta linha de parafusos pode ser determinada por meio de uma única peça T equivalente, desprezando-se a possibilidade de uma configuração de ruptura em grupo, como mostrado na FIGURA 4.28.

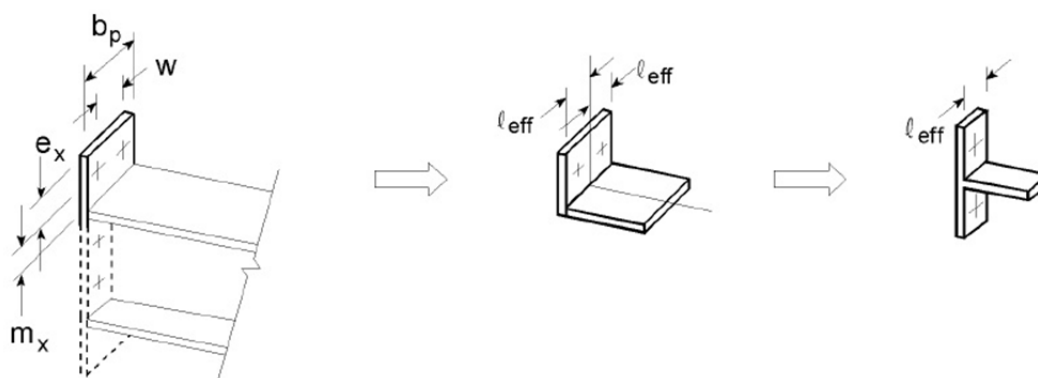
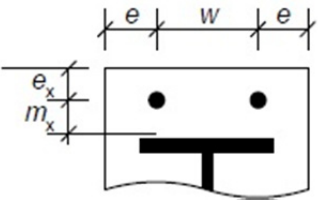

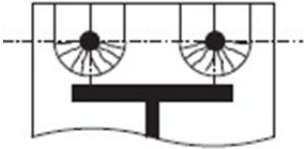


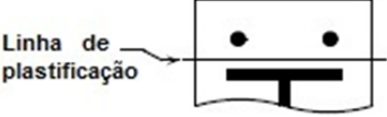
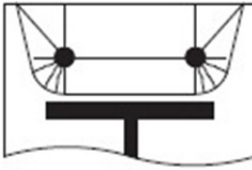


FIGURA 4.28- Linha de parafusos na saliência da chapa de extremidade e a peça T equivalente.

As expressões para determinação do comprimento efetivo para linhas de parafusos localizadas na saliência da chapa de extremidade são apresentadas na TABELA 4.1.

TABELA 4.1: Comprimentos efetivos para uma chapa de extremidade: linha de parafusos na saliência da chapa, adjacente à mesa tracionada da viga.

Formas	Comprimento efetivo
	<p>Circular individual:</p> $\ell_{eff,cp} = 2\pi m_x$
	<p>Circular em grupo:</p> $\ell_{eff,cp} = \pi m_x + w$
	<p>Circular de extremidade:</p> $\ell_{eff,cp} = \pi m_x + 2e_x$
	<p>Não circular de extremidade (individual):</p> $\ell_{eff,nc} = 4m_x + 1,25e_x$
	<p>Não circular de canto</p> $\ell_{eff,nc} = 2m_x + 0,625e_x + e$
<p>Linha de plastificação</p> 	<p>Não circular de curvatura simples:</p> $\ell_{eff,nc} = \frac{2e + w}{2}$
	<p>Não circular de extremidade (grupo):</p> $\ell_{eff,nc} = 2m_x + 0,625e_x + \frac{w}{2}$

Neste caso, para aplicação das equações (4.66) e (4.67), adota-se $m = m_x$ e $n = e_x$. Observa-se que 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 mesa, podendo ser inferior a $1,25m$. O parâmetro n deve ser o menor valor entre e_{min} , definido na FIGURA 4.29 e $1,25m$.

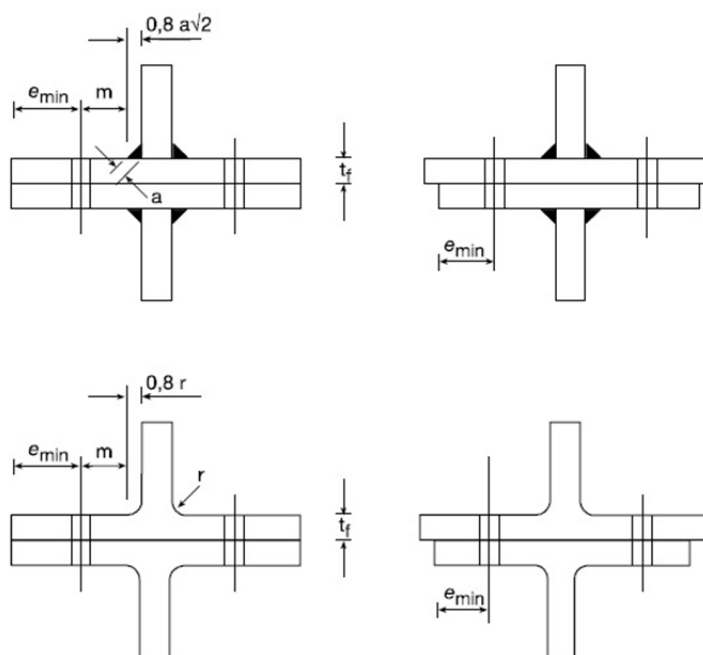


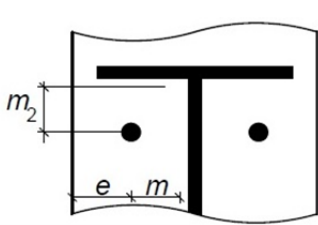
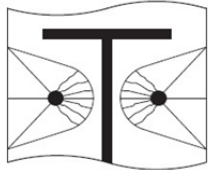
FIGURA 4.29- Dimensões da mesa de uma peça em T equivalente.

b) Linha de parafusos na chapa de extremidade, próxima à mesa tracionada da viga atuando individualmente.

Uma linha de parafusos, na chapa de extremidade, na posição imediatamente próxima a mesa da viga, conforme mostrado na TABELA 4.2, pode desenvolver linhas de plastificação de formato e comprimento diferentes da configuração estudada por ZOETEMEIJER (1974), devido à rigidez que a mesa da viga confere àquele trecho de chapa. A norma EN 1993 - 1 - 8: (2005) considera a influência da mesa na formação das linhas de plastificação, a partir da aplicação do parâmetro α na determinação do comprimento efetivo (ver FIGURA 4.30). As expressões para determinação do

comprimento efetivo para linhas de parafusos localizadas na chapa de extremidade, próximas à mesa da viga são apresentadas na TABELA 4.2.

TABELA 4.2: Comprimentos efetivos para uma chapa de extremidade: primeira linha de parafusos sob a mesa tracionada da viga.

Formas	Comprimento efetivo
	<p>Circular:</p> $\ell_{eff,cp} = 2\pi m$
	<p>Não circular lateral próximo à mesa da viga:</p> $\ell_{eff,nc} = \alpha m$

Com os valores de e , m e m_2 , os valores de λ_1 e λ_2 que definem o parâmetro α podem ser determinados:

$$\lambda_1 = \frac{m}{m + e} \quad (4.69)$$

$$\lambda_2 = \frac{m_2}{m + e} \quad (4.70)$$

Os parâmetros λ_1 e λ_2 , estão respectivamente associados à proximidade do parafuso com a alma e a mesa da viga, a norma EN 1993 - 1 - 8: (2005) apresenta um ábaco, onde, a partir dos parâmetros de entrada λ_1 e λ_2 , o parâmetro α pode ser obtido graficamente. Na FIGURA 4.30 é mostrado um ábaco, similar ao apresentado pela norma europeia onde

podem ser observadas curvas para valores constantes do parâmetro α , para o intervalo $4,45 \leq \alpha \leq 8$.

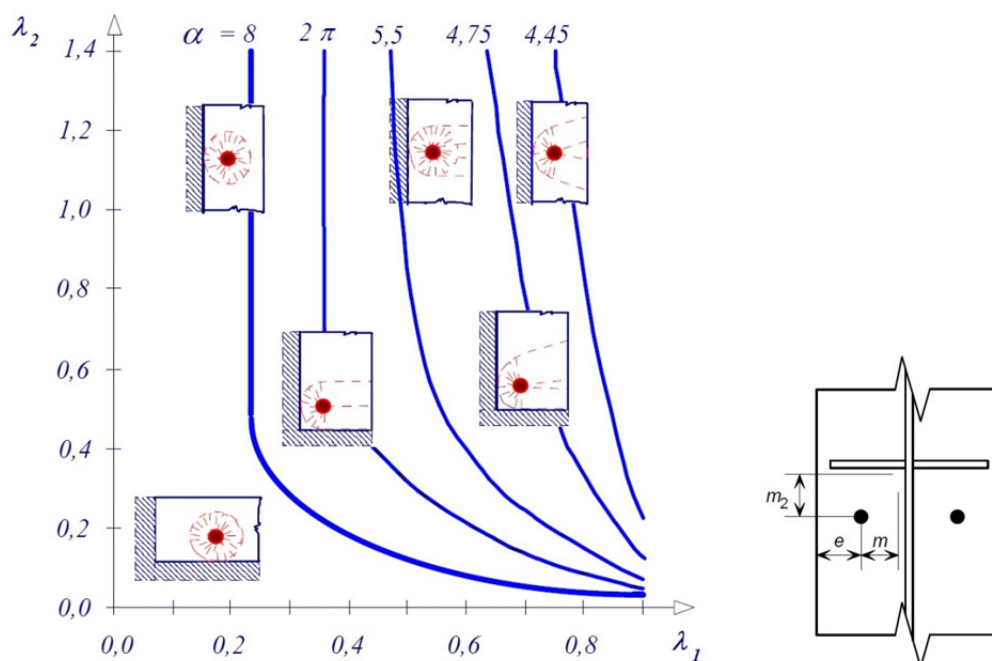


FIGURA 4.30- Valores do parâmetro α para linhas de parafusos tracionados próximos a elementos enrijecedores.

As curvas que definem os valores do parâmetro α apresentam um trecho praticamente paralelo ao eixo λ_2 , este trecho corresponde ao comprimento efetivo obtido pela equação básica $\ell_{eff} = 4m + 1,25e$, quando o parafuso está suficientemente distante da mesa de modo a não sofrer influência desta.

Os parâmetros λ_1 e λ_2 , consideram a posição do parafuso em relação à alma/mesa, assim, ao se observar a FIGURA 4.30, percebe-se que a proximidade do eixo λ_1 , indica uma maior influência da alma da viga, no formato da linha de plastificação, enquanto uma maior proximidade do eixo λ_2 indica uma maior influência da mesa da viga no formato das linhas de plastificação. É importante notar que a aplicação da equação $\ell_{eff} = \alpha m$ permite considerar tanto os comprimentos efetivos circulares quanto não circulares.

Como uma alternativa para o ábaco apresentado na FIGURA 4.30, o manual britânico publicado pela SCI/BCSA (2013) apresenta em seu texto uma expressão analítica aproximada, dada pela equação (4.71).

$$\lambda_1 = \lambda_{1,\text{lim}} + (1 - \lambda_{2,\text{lim}}) \left(\frac{\lambda_{2,\text{lim}} - \lambda_2}{\lambda_{2,\text{lim}}} \right)^v \quad (4.71)$$

Onde:

$$v = 0,185\alpha^{1,785} \quad (4.72)$$

$$\lambda_{1,\text{lim}} = \frac{1,25}{\alpha - 2,75} \quad (4.73)$$

$$\lambda_{2,\text{lim}} = \frac{\alpha\lambda_{1,\text{lim}}}{2} \quad (4.74)$$

c) Linhas de parafusos internas na chapa de extremidade, atuando individualmente

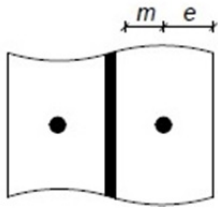

As linhas de parafusos internas podem ser definidas como uma linha de parafusos qualquer, localizada entre as mesas da viga, em uma posição suficientemente distante dessas mesas, de modo que as mesas não influenciem no formato ou comprimento das linhas de plastificação. As expressões para determinação do comprimento efetivo para linhas de parafusos internas localizadas na chapa de extremidade são apresentadas na TABELA 4.3.

d) Linhas de parafuso internas na mesa do pilar atuando individualmente

As expressões para determinação do comprimento efetivo para linhas de parafusos internas, localizadas na mesa do pilar, suficientemente distante da extremidade do pilar ou de eventuais enrijecedores são as mesmas apresentadas na TABELA 4.3, para a chapa de extremidade.

As ligações reforçadas com enrijecedores não serão tratadas neste texto, assim os comprimentos efetivos associados às configurações de linhas de parafusos na mesa do pilar próximas à enrijecedores transversais foram omitidos.

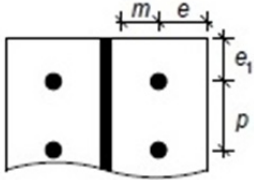
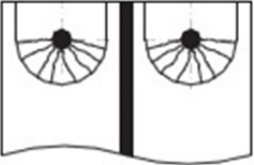


TABELA 4.3: Comprimentos efetivos para uma chapa de extremidade: linha de parafusos internos.

Formas	Comprimento efetivo
	<p>Circular:</p> $\ell_{eff,cp} = 2\pi m$
	<p>Não circular lateral:</p> $\ell_{eff,nc} = 4m + 1,25e$

e) Linhas de parafusos na mesa do pilar atuando individualmente, em uma posição próxima à extremidade do pilar.

Em ligações no topo do pilar, onde a mesa do pilar não tem continuidade, as linhas de plastificação podem se desenvolver na direção da borda, no final do pilar. Assim, outras configurações, além das já apresentadas até aqui devem ser consideradas para definição do comprimento efetivo. As expressões para determinação do comprimento efetivo para as linhas próximas à extremidade do pilar são apresentadas na TABELA 4.4.

TABELA 4.4: Comprimentos efetivos para a mesa não reforçada de um pilar: linha de parafusos em uma posição próxima à extremidade do pilar.

Formas	Comprimento efetivo
	Circular: $\ell_{eff,cp} = 2\pi m$
	Circular, próximo à extremidade livre: $\ell_{eff,cp} = \pi m + 2e_1$
	Não circular lateral: $\ell_{eff,nc} = 4m + 1,25e$
	Não circular lateral: $\ell_{eff,nc} = 2m + 0,625e + e_1$

f) Linhas de parafusos atuando em grupos

Quando entre duas ou mais linhas de parafusos não há chapas de reforço ou elementos enrijecedores, estas podem interagir entre si, ao serem tracionadas. Neste caso, as linhas de plastificação podem envolver de mais de uma linha de parafusos desenvolvendo então um mecanismo de falha de grupo. No caso de existir mais de uma linha tracionada de parafusos, além da determinação dos comprimentos efetivos para as linhas atuando

individualmente, deverão ser determinados os comprimentos efetivos das possíveis combinações de grupo para a avaliação da resistência de cada linha de parafuso atuando dentro de cada combinação de grupo. Para a determinação do comprimento efetivo do grupo, os comprimentos efetivos da contribuição de cada linha devem ser somados algebricamente. As expressões para determinação das contribuições para o comprimento efetivo de grupo são apresentadas na TABELA 4.5, na TABELA 4.6 e na TABELA 4.7.

TABELA 4.5: Comprimentos efetivos para a mesa não reforçada de um pilar: contribuição para o grupo de uma linha de parafusos, em uma posição próxima à extremidade do pilar,.

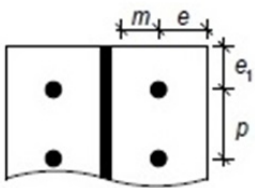
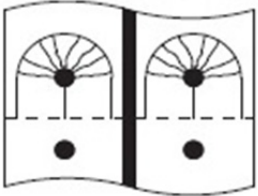

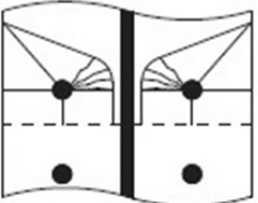
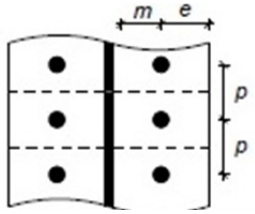
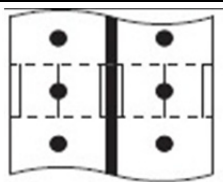
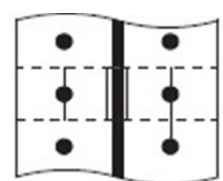
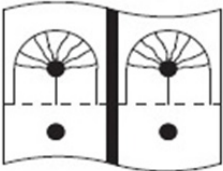
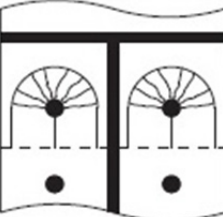
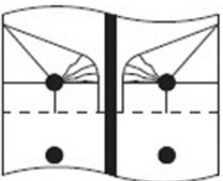
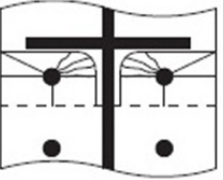
Formas	Comprimento efetivo
	Circular, próximo à borda livre: $l_{eff,cp} = 2e_1 + p$
	Circular, distante da borda livre do pilar: $l_{eff,cp} = \pi m + p$
	Não circular, próximo à borda livre: $l_{eff,nc} = e_1 + \frac{p}{2}$
	Não circular, distante da borda livre: $l_{eff,nc} = 2m + 0,625e + \frac{p}{2}$

TABELA 4.6: Comprimentos efetivos para a mesa não reforçada de um pilar ou chapa de extremidade: contribuição para o grupo de uma linha de parafusos interna, posicionada entre outras duas linhas.

	
Formas	Comprimento efetivo
	Circular, entre outras linhas: $l_{eff,cp} = 2p$
	Não circular, entre duas linhas: $l_{eff,nc} = p$

A resistência de um grupo de linhas de parafusos pode ser menor que a soma das resistências dessas linhas individualmente, por causa dos diferentes modos de falha que podem ocorrer para cada linha. Desta forma, quando se utiliza o método da peça em T equivalente na modelagem de um grupo de linhas de parafusos, a força solicitante em cada linha de parafusos não deverá exceder o valor da resistência, determinado considerando apenas essa linha de parafusos isolada. Analogamente, a força total solicitante em cada grupo de linhas de parafusos, que compreende duas ou mais linhas consecutivas de parafusos, dentro do mesmo grupo, não deverá exceder o valor da resistência desse grupo de linhas de parafusos. O valor da força resistente em uma linha de parafusos, considerada isoladamente, também não deverá exceder o valor de sua contribuição para um grupo.

TABELA 4.7: Comprimentos efetivos para a chapa de extremidade: contribuição para o grupo de uma linha de parafusos posicionada próximo a mesa da viga.

Formas	Comprimento efetivo
	Circular, distante da extremidade livre: $\ell_{eff,cp} = \pi m + p$
	Circular próximo à mesa da viga: $\ell_{eff,cp} = \pi m + p$
	Não circular, distante da extremidade livre: $\ell_{eff,cp} = 2m + 0,625e + \frac{p}{2}$
	Não circular próximo à mesa da viga: $\ell_{eff,nc} = \alpha m - (2m + 0,625e) + 0,5 p$

Pode se observar que, salvo meras incompatibilidades de notação, o comprimento efetivo para o formato não circular $\ell_{eff,cp} = 2\left(2m + 0,625e + \frac{p}{2}\right)$, que se obtém para um grupo de duas linhas de parafusos distantes da extremidade ou elemento enrijecedor (ver TABELA 4.5 e TABELA 4.7), é exatamente o comprimento efetivo obtido por ZOETEMEIJER (1974), conforme apresentado no item 4.4.4.

4.5.4 Comprimento efetivo para ligações de bases de pilares

De modo geral as ligações de bases de pilares se assemelham às ligações de chapa de extremidade, basicamente são constituídas por uma chapa metálica soldada na extremidade do pilar, fixada por chumbadores e/ou barras de cisalhamento. Comumente, as ligações de bases de pilar transmitem às fundações esforço normal, cortante e momento fletor e podem, de modo semelhante às ligações viga-pilar, ser classificadas a partir de sua resistência, capacidade de rotação e rigidez a partir dos conceitos apresentados na seção 2.5.

Na prática, a base rotulada mais comum é formada por uma placa soldada na extremidade do pilar e fixada no concreto por chumbadores situados entre as mesas do pilar, conforme mostrado na FIGURA 4.31a, embora, bases de pilares com chumbadores internos, também podem, com o dimensionamento adequado, transmitir momentos fletores às fundações. A base engastada (isto é, capaz de transmitir momentos fletores à fundação) mais empregada é constituída por uma placa de base soldada à extremidade do pilar, e fixada ao bloco de concreto por chumbadores afastados do eixo de flexão (externamente às mesas do perfil), de modo a formar um braço de alavanca adequado, como mostrado na FIGURA 4.31b.



a) Chumbadores internos às mesa.

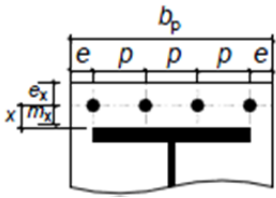
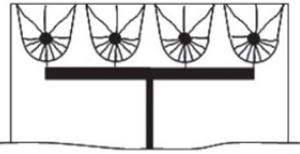
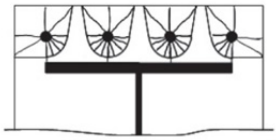
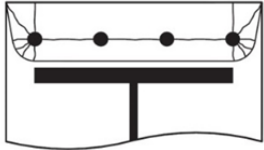
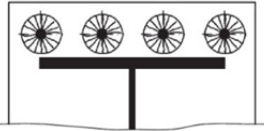
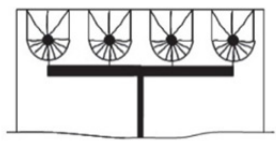
b) Chumbadores externos às mesas.

FIGURA 4.31- Disposição dos chumbadores em bases de pilares usuais.

A norma EN 1993 - 1 - 8: (2005) não apresenta em seu texto expressões específicas para determinação do comprimento efetivo em bases de pilar, entretanto, expressões para determinação do comprimento efetivo de ligações de bases de pilar podem ser deduzidas a partir daquelas já apresentadas no item 4.5.3 para ligações viga-pilar ou obtidas em manuais de projeto e outras publicações de literatura técnica. As expressões

para determinação do comprimento efetivo em bases transmitindo momento fletor com parafusos externos às mesas são apresentadas na TABELA 4.8.

TABELA 4.8: Comprimentos efetivos para a placa de base.

Formas	Comprimento efetivo
	<p>Não circular de curvatura simples.</p> $\ell_{eff,nc} = \frac{b_p}{2}$
	<p>Não circular de extremidade (individual):</p> $\ell_{eff,nc} = \frac{n}{2}(4m_x + 1,25e_x)$
	<p>Não circular de extremidade e canto:</p> $\ell_{eff,nc} = 2m_x + 0,625e_x + e + (n-2)(2m_x + 0,625e_x)$
	<p>Não circular de extremidade (grupo):</p> $\ell_{eff,nc} = 2m_x + 0,625e_x + \frac{(n-1)p}{2}$
	<p>Circular individual:</p> $\ell_{eff,cp} = n\pi m_x$
	<p>Circular de extremidade:</p> $\ell_{eff,cp} = \frac{n}{2}(\pi m_x + 2e)$

Onde n é o número de parafusos adjacentes a cada mesa do pilar.

4.6 *Prying Action* ou Efeito Alavanca

Conforme já tratado anteriormente, o efeito alavanca é implicitamente considerado quando se emprega as equações (4.62) e (4.63) para se dimensionar os elementos de ligação ou mesmo para se determinar a capacidade resistente da ligação. Entretanto, ainda se fazem necessárias algumas considerações acerca do efeito, de como este se desenvolve no modelo e das circunstâncias que delimitam a sua possibilidade de ocorrência numa ligação.

4.6.1 Efeito alavanca conforme AISC 9th Ed. (1989)

O AMERICAN INSTITUTE OF STEEL CONSTRUCTION (AISC) apresenta, em seu antigo manual *Specification for Structural Steel Buildings - AISC 9th Ed. (1989)*, expressões para o dimensionamento de ligações que ainda são utilizadas por muitos projetistas e que permitem uma avaliação do efeito alavanca num perfil de seção T. A abordagem adotada pelo manual americano é baseada no modelo de KULAK *et al.*¹⁴ *apud* SWANSON (2002) considerando-se pequenas modificações adicionais. Na FIGURA 4.32 é mostrado o equilíbrio de esforços internos e externos num *T-stub* equivalente de largura tributária $p = \ell_{eff}$ fixado à superfície de ancoragem por um parafuso de cada lado da alma.

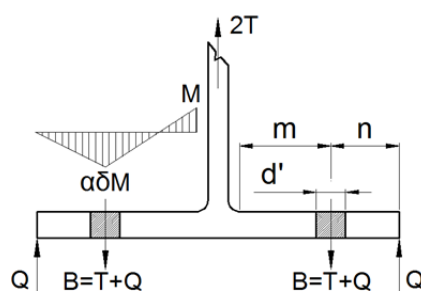


FIGURA 4.32- Efeito de alavanca em perfis de seção T equivalente.

Na FIGURA 4.32, T , B e Q , têm as mesmas definições genéricas apresentadas anteriormente neste capítulo. No manual americano é assumida a hipótese que, devido à

¹⁴KULAK, G. L., FISHER, J. W. E STRUIK, J. H. A. (1987). *Guide to Design Criteria for Bolted and Riveted Joints*, 2nd ed., John Wiley & Sons, New York.

elevada rigidez da cabeça do parafuso a força B atua na borda do furo. Desta forma, diferentemente do modelo abordado nos estudos de ZOETEMEIJER (1974), a dimensão n é subtraída da metade do diâmetro do furo, enquanto a dimensão m é acrescida da metade do diâmetro do furo d' . Novamente, $n \leq 1,25m$ é o valor limite usual para as considerações apresentadas pelo manual americano.

Outro aspecto importante apresentado pelo manual do AISC é o parâmetro δ , este é limitado ao valor unitário $\delta \leq 1$ e define a área efetiva permitindo considerar a redução da área bruta em função do furo.

Finalmente, o parâmetro α , mostrado na FIGURA 4.32, é definido como a razão entre o momento na junção com a alma e momento na fiada de parafusos e indica o nível de intensidade do efeito de alavanca.

Para a FIGURA 4.32, o equilíbrio de forças verticais e o equilíbrio dos momentos à direita e à esquerda da linha de ação dos parafusos conduzem, respectivamente, às equações (4.75), (4.76) e (4.77). É importante observar que estas equações se referem à metade da peça e, por simetria, são análogas àquelas já apresentadas em seções anteriores.

$$B = T + Q \quad (4.75)$$

$$(1 + \delta\alpha) \cdot M = T \cdot m \quad (4.76)$$

$$Q \cdot n = \alpha\delta M \quad (4.77)$$

Fisicamente, α é limitado ao intervalo $0 \leq \alpha \leq 1$. O valor unitário é alcançado se o parafuso é suficientemente rígido para permitir que a mesa do perfil *T-stub* seja fletida na linha da fiada de parafusos. De outro modo, α assume o valor nulo se o parafuso tracionado alonga-se de forma excessiva não permitindo que a mesa sofra flexão na linha de parafusos.

Teoricamente, entretanto, α não possui limites: se $\alpha < 0$ então a mesa fletida possui uma curvatura única, as forças de alavancas são nulas e os parafusos estão sujeitos às forças convencionais de tração; se $\alpha > 1$ então a mesa fletida possui curvatura dupla e as forças de alavanca podem alcançar seu valor máximo. Considerando que no instante da falha

$M = M_p = \frac{p \cdot t^2}{4} f_y$, o parâmetro α pode ser determinado a partir da equação (4.76):

$$\alpha = \left(\frac{1}{\delta} \right) \left(\frac{4T \cdot m}{p \cdot t^2 \cdot f_y} - 1 \right) \quad (4.78)$$

O instituto americano, em sua publicação AISC 9th Ed. (1989), sugere que a possibilidade de ocorrência do efeito alavanca seja verificada através da espessura crítica t_c ; que o manual define como a espessura mínima da mesa, a partir da qual o efeito de alavanca não se desenvolve. A espessura crítica t_c pode ser obtida a partir do equilíbrio entre o momento externo no instante do rompimento dos parafusos, $B_u \cdot m$, e o momento interno no instante da plastificação da junção da alma é dado por

$M = M_p = \frac{p \cdot t^2}{4} f_y$, conforme é apresentado na FIGURA 4.33 e na equação (4.79).

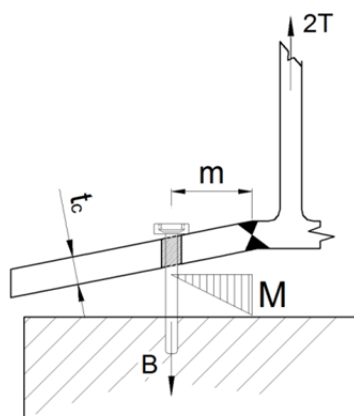


FIGURA 4.33- Determinação da espessura crítica da mesa de perfis de seção T equivalente.

Novamente, caso para ligação projetada seja adotada espessura de mesa superior à t_c , os parafusos tracionados não estarão sujeitos à força adicional de alavanca.

$$t_c = \sqrt{\frac{2 \cdot 4B_u \cdot m}{p \cdot f_y}} \quad (4.79)$$

Ainda é importante observar que as equações de equilíbrio: (4.75), (4.76) e (4.77), podem ser reescritas, valendo-se da simetria do perfil T, de modo a obter as equações (4.80), (4.81) e (4.82):

$$T_u = \left(\frac{1 + \delta}{4m} \right) p \cdot t^2 f_y \quad (4.80)$$

$$T_u = \left(\frac{B_u \cdot n}{n + m} \right) \left(\frac{p \cdot t^2 \cdot f_y}{4(n + m)} \right) \quad (4.81)$$

$$T_u = B_u \quad (4.82)$$

As equações (4.80), (4.81) e (4.82) apresentam, semelhanças com as equações (4.66), (4.67) e (4.68), que definem, respectivamente, os modos de falha 1, 2 e 3 dos estudos de ZOETEMEIJER (1974).

4.6.2 Efeito alavanca conforme a ABNT NBR 8800: (2008)

A norma brasileira ABNT NBR 8800: (2008) também apresenta um procedimento para o tratamento dos efeitos relacionados à força de alavanca. De forma semelhante à norma americana é utilizada a relação de equilíbrio entre os momentos internos e externos, como mostrado na FIGURA 4.33, entretanto, a norma brasileira admite a consideração de duas situações distintas.

A primeira situação prevê que, se na determinação da espessura da mesa o momento interno for tomado como o momento de plastificação: $M = M_p = \frac{p \cdot t^2}{4} \frac{f_y}{\gamma_{a1}}$, a força resistente de tração dos parafusos deve ser reduzida em 33 %.

A segunda situação prevê que, se na determinação da espessura da mesa o momento interno for tomado como o momento elástico: $M = \frac{p \cdot t^2}{6} \frac{f_y}{\gamma_{al}}$, a força resistente de tração dos parafusos deve ser reduzida em 25 %.

De outra forma, pode se entender que nesta abordagem a norma brasileira considera uma força adicional no parafuso devido ao efeito alavanca que pode ser de 25 ou 33% da força admissível nos parafusos, mesmo quando a espessura da chapa não proporciona deformações acentuadas. Em geral, esta consideração se mostra conservadora, conduzindo a ligações com parafusos de diâmetros antieconômicos.

4.6.3 Efeito alavanca conforme EN 1993 - 1 - 8: (2005)

A norma EN 1993 - 1 - 8: (2005) também apresenta um procedimento que permite da avaliação da possibilidade de desenvolvimento da força de alavanca em ligações parafusadas. As expressões apresentadas na referida norma são deduzidas por WALD *et al.* (2005) a partir de um modelo de viga em balanço para a mesa do perfil *T-stub*, conforme mostrado na FIGURA 4.34.

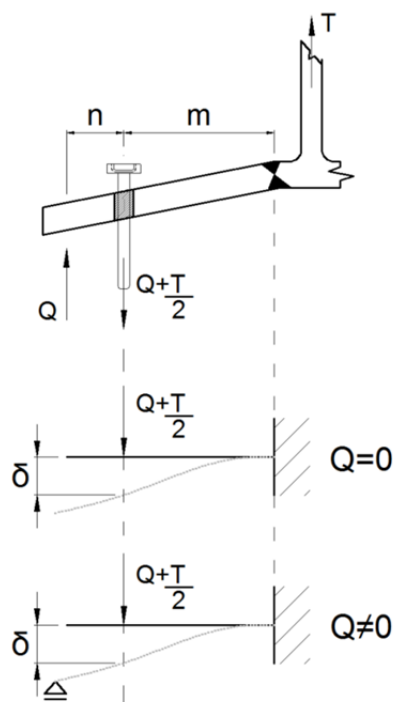


FIGURA 4.34-Modelo de viga para perfis de seção T equivalentes

Conforme já visto, o comportamento do perfil de seção T equivalente dependerá das relações entre a rigidez dos parafusos e a rigidez da chapa que constitui a mesa para que sejam definidos os mecanismos de falha e as deformações da peça. A FIGURA 4.34 ilustra essas relações, na figura mais uma vez é mostrado o equilíbrio de esforços internos e externos num *T-stub* equivalente de largura tributária $p = \ell_{eff}$, fixado à superfície de ancoragem por dois parafusos, um de cada lado da alma. É importante notar que, desta vez, a força de tração que solicita a peça, convenientemente, tem magnitude T .

Inicialmente, dois casos devem ser considerados. No primeiro caso os parafusos são flexíveis e a placa é rígida, desta forma, os parafusos se alongam e a chapa não se apoia, logo, a força de alavanca é nula. No outro caso, a chapa é flexível e os parafusos são rígidos, sendo assim, a chapa se deforma e sua extremidade entra em contato com a superfície de ancoragem, então os parafusos passam a ser solicitados por forças de alavanca. A avaliação de uma configuração intermediária, entre os dois casos, define parâmetros para ocorrência ou não do efeito alavanca conforme pode ser demonstrado a seguir.

No primeiro caso, mostrado na a FIGURA 4.34, a chapa da mesa é representada por um diagrama de viga em balanço, com engaste na junção com a alma, que se deforma conforme curva de deflexão representada pela linha pontilhada. A flecha na fiada de parafusos é dada pela soma da deflexão da chapa e da deformação do parafuso: δ_p e δ_b , respectivamente. Nessa configuração, a chapa é relativamente mais rígida que os parafusos que se deformam de modo a não permitir que a extremidade livre da chapa entre em contato com o apoio, não desenvolvendo o efeito alavanca, resultando em $Q = 0$.

Na segunda situação, os parafusos são mais rígidos que a chapa, esta então se deforma de modo a apoiar-se na base de ancoragem, abandonando a configuração inicial de viga em balanço, conforme o mostrado na parte inferior da FIGURA 4.34. Nessa última configuração o efeito alavanca se desenvolve, a partir do contato entre a chapa deformada e o apoio, logo $Q \neq 0$, na figura esta é representada pelo apoio na extremidade da viga, cuja respectiva reação vertical equivale à força Q .

WALD *et al.* (2005) deduzem as equações da linha elástica da mesa, considerando o modelo apresentado na FIGURA 4.34 e a fiada de parafusos como $x=0$. Segundo WALD *et al.* (2005) as equações para os trechos entre a alma e fiada de parafusos e entre a fiada de parafusos e a extremidade da mesa, são dadas pelas expressões (4.83) e (4.84):

$$\delta_1 = T \frac{1}{EI} \left[\frac{x^3}{3} - \frac{n\kappa}{2}(x^2 - 2mx) - \frac{m^2x}{2} + \frac{L_b I}{A_s}(1 - \kappa) \right] \quad (4.83)$$

$$\delta_2 = T \frac{1}{EI} \left[\frac{\kappa x^3}{3} - \frac{n\kappa}{2}(x^2 - 2mx) - \frac{m^2x}{2} + \frac{L_b I}{A_s}(1 - \kappa) \right] \quad (4.84)$$

Onde κ , é definido por WALD *et al.* (2005) como a rigidez relativa da mesa e dos parafusos do *T-stub* equivalente, obtido a partir das condições de contorno e definido por:

$$\kappa = \frac{3}{2} \cdot \frac{2L_b I - m^2 n A_s}{A_s (n^3 + 3mn^2) + 2L_b I} \quad (4.85)$$

Sendo assim a reação de apoio na extremidade, dada pela força de alavanca, pode ser obtida através das relações de equilíbrio:

$$Q = \frac{T}{2} \cdot \frac{3}{2} \cdot \frac{2L_b I - m^2 n A_s}{A_s (n^3 + 3mn^2) + 2L_b I} = \frac{T}{2} \kappa \quad (4.86)$$

A situação limite entre os dois casos pode ser avaliada através da equação (4.86) ajustando-se a força de alavanca como igual a zero.

$$\frac{m^2 n}{I} = \frac{2L_b}{A_s} \quad (4.87)$$

Substituindo-se $I = \frac{t^3 \ell_{eff}}{12}$ na equação (4.87) e reorganizando os termos pode-se obter o comprimento de referência para o parafuso, a partir do qual não se desenvolveria o efeito alavanca, conforme indica a expressão a seguir:

$$L_b \geq \frac{6A_s m^2 n}{t^3 \ell_{eff}} \quad (4.88)$$

Desta forma, o comprimento de alongamento do parafuso deve ser comparado ao comprimento de referência expresso na expressão (4.88), caso este seja superior ao comprimento de referência, então é descartada a possibilidade de ocorrência do efeito alavanca no instante da falha, não sendo aplicáveis os modos de falha 1 e 2, que consideram implicitamente a ocorrência do efeito alavanca na ruptura. A falha poderá ocorrer através do modo de falha 3 ou ainda, por um outro modo de falha que envolve a falha por plastificação da chapa na ausência das forças de alavanca, este modo de falha será discutido mais adiante. Como é possível observar o comprimento de referência também é um indicador da rigidez da chapa em relação ao parafuso.

Para a comparação com o comprimento de referência a norma EN 1993 - 1 - 8: (2005) considera o comprimento do parafuso sujeito ao alongamento L_b , como igual ao comprimento de aperto dado pela espessura das chapas ligadas e das arruelas, adicionados à metade da soma da altura da cabeça com a altura da porca. Para ligações de base de pilares, o comprimento do chumbador sujeito ao alongamento, é considerado igual à soma de 8 vezes o diâmetro nominal da rosca, com as espessuras da chapa, da camada de *grout* sob a chapa, da arruela e, ainda, a metade da altura da porca.

Finalmente, WALD *et al.* (2005) propõem duas simplificações adicionais que podem ser aplicadas à expressão (4.88): a substituição de n por $1,25m$ e a redução do comprimento efetivo, substituindo ℓ_{eff} por $0,85\ell_{eff}$, para consideração do comportamento elástico. Desta forma, a expressão para avaliação da possibilidade de desenvolvimento da força de alavanca em ligações parafusadas é dada em (4.89), de modo que, para parafusos com comprimento de alongamento superior ao comprimento de referência, o efeito de alavanca não ocorre.

$$L_b \geq \frac{8,82m^3 A_s n_b}{t^3 \ell_{eff}} \quad (4.89)$$

Onde n_b é o número de linhas de parafusos (com dois parafusos em cada linha).

Obviamente as simplificações apontadas conferem alguma imprecisão na determinação do comprimento de referência, entretanto, WALD et al. (2005) avaliaram a precisão da simplificação para chumbadores curtos (150 mm), médios (300 mm) e longos (600 mm) obtendo bons resultados para valores práticos de n e m .

4.7 Rigidez de um Perfil *T-stub* Equivalente

Os estudos apresentados desde então para a avaliação da rigidez inicial de um *T-stub*, de um modo geral, são baseados na análise da resposta elástica da ligação, o perfil *T-stub* é modelado como uma viga. O modelo de viga proposto considera o trecho entre as fiadas de parafusos como uma viga restringida nas extremidades com uma carga concentrada aplica no meio do vão, equivalente à força aplica da na alma do perfil *T-stub*, como mostrado na FIGURA 4.36.

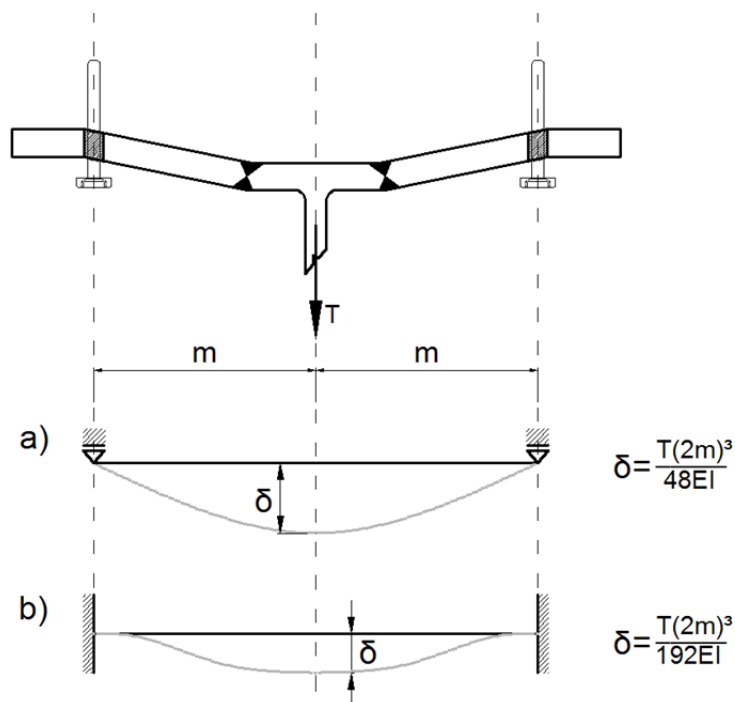


FIGURA 4.35-Modelo de viga para perfis de seção T equivalentes.

Dependendo da protensão inicial aplicada aos parafusos e da deformação axial destes quando solicitados à tração, a cabeça ou a porca pode restringir as deformações na chapa, não admitindo a rotação da linha elástica nas proximidades da cabeça/porca, e neste caso, a linha elástica apresentaria deflexões muito semelhantes às apresentadas na configuração, (b) mostrada na FIGURA 4.35. De outra forma, caso a cabeça/porca não exerça pressão suficiente para restringir as rotações, a linha elástica para a mesa deformada se assemelha à apresentada na configuração (a) da FIGURA 4.35.

Para as configurações (a) e (b) as deflexões no meio do vão podem ser dadas através das equações (4.90) e (4.91), considerando que nestas o momento de inércia da seção é dado

por $I = \frac{t^3 \ell_{eff}}{12}$.

$$\delta_a = \frac{T(2m)^3}{48EI} = 2 \frac{Tm^3}{El_{eff}t^3} \quad (4.90)$$

$$\delta_b = \frac{T(2m)^3}{192EI} = \frac{1}{2} \frac{Tm^3}{El_{eff}t^3} \quad (4.91)$$

A partir destas deflexões é possível determinar, para cada configuração, a rigidez da peça:

$$k_a = \frac{T}{\delta_a} = \frac{1}{2} \frac{El_{eff}t^3}{m^3} \quad (4.92)$$

$$k_b = \frac{T}{\delta_b} = 2 \frac{El_{eff}t^3}{m^3} \quad (4.93)$$

A equação (4.92) define a rigidez do *T-stub*, caso as deformações do parafuso ou as condições de aperto não restrinjam as rotações, enquanto a equação (4.93) define a rigidez para o caso que as rotações são completamente restringidas.

Embora alguns autores como FAELLA¹⁵ *et al apud* GIRÃO COELHO (2004) desprezem a compatibilidade entre a deformação dos parafusos e as deformações da mesa do perfil *T-stub* e adotem sumariamente o modelo mostrado na configuração (a) da FIGURA 4.35, é notável a influência da consideração da interação do comportamento do parafuso com a mesa do perfil, visto que a rigidez pode ser até 4 vezes superior à rigidez determinada para a configuração (a).

Na prática, um perfil *T-stub* tracionado apresentará, no ponto de aplicação da força, uma deflexão cujo valor estará compreendido entre os limites apresentados para as configurações (a) e (b). De fato a norma EN 1993 - 1 - 8: (2005) adota uma expressão que conduz a valores de rigidez situados entre os valores limite das equações (4.92) e (4.93). A expressão (4.94), adotada pela norma EN 1993 - 1 - 8: (2005)¹⁶, foi deduzida por GIRÃO COELHO (2004) e JASPART (1991), explicitando as devidas simplificações para inclusão na norma europeia.

$$k = \frac{0,85E\ell_{eff}t^3}{m^3} \quad (4.94)$$

A norma europeia estabelece ainda, uma expressão específica para determinação da rigidez da mesa do *T-stub* equivalente para os casos em que o efeito alavanca não se desenvolve, aplicável à ligações de bases de pilar. Tal expressão é definida pela equação (4.95):

$$k = \frac{0,425E\ell_{eff}t^3}{m^3} \quad (4.95)$$

É notável a proximidade entre as expressões (4.92) e (4.95), o que é coerente visto que nos casos em que o efeito alavanca não ocorre, os parafusos se deformam excessivamente, numa configuração bem próxima à apresentada pela configuração (a), e não oferecem restrição à rotação da linha elástica da mesa.

¹⁵ FAELLA C., PILUSO V, RIZZANO G (2000) *Structural semi-rigid Connections –Theory, Ddesign andSsoftware*. CRC Press, USA.

¹⁶ O valor de 0,85, mostrado na equação (4.94), é adotado pela norma europeia para ligações de base de pilar. Para ligações viga-pilar a norma europeia adota o valor de 0,90.

A norma europeia também apresenta expressões para determinação da rigidez do parafuso na ausência do efeito de alavanca, na equação (4.96) e na presença de força de alavanca, na equação (4.97):

$$k = \frac{2,0A_s}{L_b} \quad (4.96)$$

$$k = \frac{1,6A_s}{L_b} \quad (4.97)$$

onde A_s é a área da seção transversal do parafuso ou chumbador e L_b é o comprimento de aperto sujeito a alongamento, conforme definido em 4.6.3. Ligações tracionadas de perfis de seção T equivalentes sem o desenvolvimento de forças de alavanca são pouco comuns em uniões viga-pilar, tais casos são mais frequentes em bases de pilares.

4.8 Comentários Adicionais

4.8.1 Falha por plastificação da chapa na ausência de força de alavanca

O modo de falha por plastificação da chapa na ausência de força de alavanca está relacionado ao mecanismo A, apresentado para a mesa do perfil *T-stub*, ou ainda ao mecanismo I, apresentado para a mesa de um pilar, nos quais a falha é determinada pela plastificação da mesa. Desta forma, este modo de falha será tratado como uma variação do modo de falha 1, diferenciando-se deste, principalmente pela ausência das forças de alavanca no instante da falha, e será aqui denominado, conforme proposto por WALD *et al.* (2005), como modo de falha 1* (vide FIGURA 4.36).

Para este modo de falha as forças de alavanca podem se desenvolver, entretanto, ao contrário do modo de falha 1 no instante da falha, a chapa perde o contato com o apoio e as forças de alavanca não se desenvolvem. Para este caso ocorre a formação de uma linha de plastificação adjacente à junção da mesa com a alma, a força de alavanca Q é nula e a força atuante no parafuso não atingirá o valor total da capacidade resistente deste: $\Sigma B < \Sigma B_u$. O diagrama de distribuição de forças e momentos, considerando a metade da peça, para este modo de falha é dado na FIGURA 4.36:

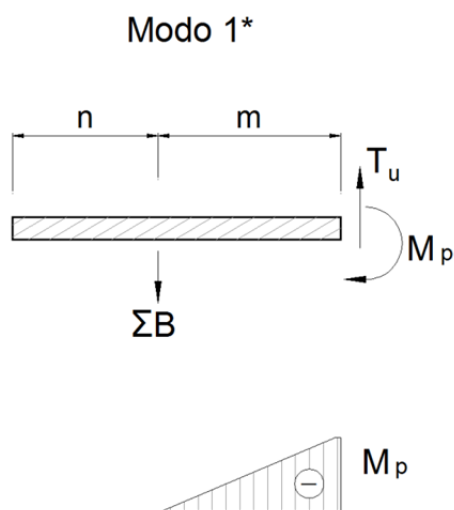


FIGURA 4.36- Diagramas de distribuição de forças e momentos - modo de falha 1*.

A relação de equilíbrio dos momentos para o diagrama da FIGURA 4.36, é expressa, através da seguinte equação:

$$T_u \cdot m = M_p \quad (4.98)$$

Em geral, chumbadores de base de pilar são mais longos em comparação com parafusos utilizados em ligações viga-pilar, devido à presença de arruelas, das camadas de *grout*, da espessura da placa de base e do trecho ancorado no bloco de fundação. Desta forma, percebe-se pela formulação apresentada pela norma EN 1993 - 1 - 8: (2005), que a ausência de forças de alavanca e o desenvolvimento do modo de falha 1* são mais comuns em ligações de bases de pilares, não sendo comum a ausência do efeito em ligações viga pilar.

4.8.2 Falha por punção da chapa

Complementar aos mecanismos plásticos abordados neste capítulo, ainda outro mecanismo de falha é possível: a punção da mesa. Apesar deste mecanismo não ser relevante na maior parte dos casos, o esforço cortante na chapa causado pelo contato da porca/cabeça do parafuso ou da arruela pode perfurar a mesa.

Embora tal mecanismo seja desencadeado por uma falha da chapa, os modos de falha associados à punção na chapa se assemelham aos modos de falha definidos pelo mecanismo B, apresentado para a mesa do perfil *T-stub*, ou ainda ao mecanismo II, apresentado para a mesa de um pilar, nos quais a falha é determinada pela ruptura dos parafusos.

Por praticidade, a punção na chapa da mesa pode ser considerada, não como um mecanismo adicional, mas como um modo de falha implicitamente relacionado aos modos de falha 2 e 3. Assim a força de tração do resistente do parafuso B_u deve ser limitada não somente à força resistente de ruptura à tração, mas também à força de punção da chapa. Desta forma, os modos de falha 2 e 3, para os quais a força resistente dos parafusos tem influência, consideram não somente a falha por ruptura à tração dos parafusos como também a falha pelo mecanismo de punção na chapa.

4.9 Considerações Finais

A teoria apresentada é baseada nas limitações relativas à resistência das partes da ligação, entretanto as deformações da ligação são importantes para determinar o comportamento global da estrutura. Se a teoria da plasticidade é aplicada, então é necessário que no estado limite de colapso a rotação seja grande o bastante para permitir a formação de linhas de plastificação. A capacidade de deformação no estado limite de serviço também deve ser adequada, grandes deformações da estrutura no estado limite de serviço podem configurar, para fins práticos, um colapso global. Entretanto, as deformações plásticas observadas por ZOETEMEIJER (1974) nos ensaios experimentais indicam que a filosofia desenvolvida é aplicável de forma satisfatória.

5

PROCEDIMENTOS PRÁTICOS PARA VERIFICAÇÃO E DIMENSIONAMENTO DE LIGAÇÕES

5.1 Considerações Iniciais

Baseado nos conceitos apresentados em capítulos anteriores, o presente capítulo aborda alguns procedimentos práticos para dimensionamento, verificação de ligações de chapa de extremidade entre perfis I ou H e de ligações de bases de pilares. Este capítulo também apresenta procedimentos para caracterização e avaliação das propriedades fundamentais (rigidez, resistência e capacidade rotação), representadas pela rigidez rotacional, pelo momento resistente e pela capacidade de rotação.

Os procedimentos de cálculo adotados neste texto são baseados na norma EN 1993 - 1 - 8: (2005), nestes a ponderação dos esforços resistentes não foi omitida. Desta forma os valores dos esforços resistentes obtidos por meio desses procedimentos, consideram a variabilidade das ações, a simultaneidade de atuação das ações, os possíveis erros de avaliação dos efeitos das deficiências inerentes ao método de cálculo, conforme os critérios de confiabilidade estrutural adotados pela norma europeia.

De modo geral, os valores numéricos dos fatores de segurança parciais não são definidos no texto da norma europeia, estes são definidos numa publicação denominada “Anexo Nacional”, conforme as recomendações das instituições normativas competentes de cada país. Os valores adotados neste texto são os apresentados na TABELA 5.1:

TABELA 5.1: Coeficientes de segurança parcial.

Coeficiente	Valor	Aplicação
γ_{M0}	1,00	Resistência dos elementos e das secções transversais.
γ_{M1}	1,00	Resistência dos elementos e das secções transversais.
γ_{M2}	1,25	Resistência de parafusos, rebites, pinos, soldas e placas sujeitas ao esmagamento.
γ_c	1,40	Resistência à compressão do concreto.

5.2 Rigidez e Resistência dos Componentes Básicos de Ligações Viga-Pilar com Chapa de Extremidade

As ligações com chapa de extremidade estendida ou *extended end-plates connections* como são identificadas na literatura internacional, são comumente usadas para conectar vigas e pilares constituídos por perfis I ou H através de uma chapa soldada na extremidade da viga e, parafusada à mesa do pilar. Este tipo de ligação difere das ligações de chapa de extremidade ajustada por apresentar uma linha de parafusos disposta na saliência da chapa que se estende além da mesa tracionada da viga. Convencionalmente, pressupõe-se que estas transmitem os esforços momento fletor, esforço cortante e esforços normais de pequena magnitude. Nos itens a seguir são apresentados os procedimentos para determinação dos parâmetros que expressam a rigidez e da resistência dos componentes básicos de ligações viga-pilar com chapa de extremidade.

5.2.1 Alma do pilar solicitada ao cisalhamento.

a) Resistência

A resistência plástica ao esforço cortante associada ao painel de alma do pilar, sem reforço (enrijecedores ou chapas adicionais), pode ser obtida através da equação (5.1):

$$V_{wp,Rd} = A_{vc} \frac{0,9 f_{ywc}}{\gamma_{M0} \sqrt{3}} \quad (5.1)$$

Onde $\frac{f_{ywc}}{\sqrt{3}}$ é a resistência ao escoamento de *von Mises* para o aço que constitui o painel do pilar, cuja definição pode ser dada conforme HILL (1950), A_{vc} é a área de sujeita ao cisalhamento pilar, dada pelo menor dos valores obtidos pelas equações (5.2) e (5.3), a partir das dimensões da seção transversal. O coeficiente γ_{M1} é definido conforme TABELA 5.1.

$$A_v = A_g - 2b_{fc}t_{fc} + (t_{wc} + 2r_c)t_{fc} \quad (5.2)$$

$$A_v = \eta h_{wc} t_{wc} \quad (5.3)$$

O valor de η poderá ser considerado igual a 1,0, de forma conservativa, conforme EN 19931-1 (2005). A equação (5.1) é válida para ligações em que uma viga é conectada a uma das mesas do pilar ou ainda para ligações duplas, em que vigas, de alturas semelhantes são conectadas em ambas as mesas do pilar, cujo valor do índice de esbeltez da alma do pilar é inferior ao valor limite definido pela relação:

$$\frac{d_c}{t_{wc}} \leq 69 \sqrt{\frac{235}{f_y [\text{Mpa}]}} \text{, onde } t_{wc} \text{ e } d_c \text{ são respectivamente espessura da alma a altura e a}$$

do perfil que constitui o pilar. Para outros casos, deverá ser tida em conta a distribuição real das tensões de cisalhantes no painel de alma do pilar a para avaliação da resistência da ligação.

O esforço cortante resultante $V_{wp,Ed}$, que solicita o painel de alma do pilar, pode ser calculado a partir da equação (3.19), apresentada no capítulo 3.

b) Rigidez

O coeficiente de rigidez para o componente pode ser determinado a partir da equação (5.4):

$$k_1 = \frac{0,38A_{vc}}{\beta z} \quad (5.4)$$

Onde z é a distância entre as forças binárias de tração e compressão e β parâmetro de transformação, conforme as definições apresentadas respectivamente nos itens 3.7 e 3.5.2, capítulo 3.

5.2.2 Alma do pilar comprimida

a) Resistência

A força resistente da alma não reforçada de um pilar, solicitada por forças de compressão transversal, pode ser determinada a partir da condição mais restritiva definida a partir das expressões (5.5) e (5.6):

$$F_{c,wc,Rd} = \frac{\omega k_{wc} b_{eff,c,wc} t_{wc} f_{y,wc}}{\gamma_{M0}} \quad (5.5)$$

$$F_{c,wc,Rd} \leq \frac{\omega k_{wc} \rho b_{eff,c,wc} t_{wc} f_{y,wc}}{\gamma_{M1}} \quad (5.6)$$

Onde $f_{y,wc}$ e t_{wc} são respectivamente a resistência ao escoamento e a espessura da alma do pilar. Os fatores de segurança parciais são os definidos na TABELA 5.1. Os parâmetros ρ e k_{wc} são, respectivamente, o coeficiente de redução para consideração dos efeitos de flambagem da alma do pilar e o coeficiente de redução associado aos efeitos da tensão de compressão longitudinal na resistência à compressão da alma do pilar.

A largura efetiva comprimida $b_{eff,c,wc}$ define o comprimento de alma do pilar sobre o qual se distribui a força de compressão que, para uma ligação parafusada com chapa de extremidade, é dada pela expressão (5.7):

$$b_{eff,c,wc} = t_{fb} + 2\sqrt{2} a_p + 5(t_{fc} + s) + s_p \quad (5.7)$$

Na expressão(5.7), s_p é o comprimento obtido por difusão a 45° na chapa de extremidade ($t_p \leq s_p \leq 2t_p$ desde que o comprimento da chapa de extremidade para além da mesa comprimida da viga seja suficiente). E t_{fb} e t_{fc} são respectivamente a espessura da mesa comprimida da viga e a espessura da mesa do pilar.

O parâmetro s define a concordância entre mesa e alma do perfil I ou H que constitui o pilar. Logo, $s=r_c$, para perfis laminados, (r_c é o raio de concordância) ou $s = a\sqrt{2}$ (a é a perna do filete de solda), para perfis soldados.

O coeficiente de redução ω , reduz a força resistente de compressão em função interação com o esforço cortante que solicita o painel da alma do pilar, e pode ser determinado conforme mostrado na TABELA 5.2:

TABELA 5.2 - Coeficiente de redução ω para a interação com o esforço de corte.

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

Os valores do coeficiente de redução, definidos por ω_1 e ω_2 podem ser determinados através das equações (5.8) e (5.9), a partir dos valores da largura efetiva comprimida $b_{eff,c,wc}$, da área de cisalhamento do pilar A_{vc} e da espessura da alma do pilar t_{wc} :

$$\omega_1 = \frac{1}{\sqrt{1 + 1,3 \left(\frac{b_{eff,c,wc} t_{wc}}{A_{vc}} \right)^2}} \quad (5.8)$$

$$\omega_2 = \frac{1}{\sqrt{1 + 5,2 \left(\frac{b_{eff,c,wc} t_{wc}}{A_{vc}} \right)^2}} \quad (5.9)$$

O parâmetro ρ é coeficiente de redução para a consideração dos efeitos de flambagem da alma do pilar, definido pelas equações (5.10) e (5.11):

$$\rho = 1,0 \text{ para } \bar{\lambda}_p \leq 0,72 \quad (5.10)$$

$$\rho = \frac{\bar{\lambda}_p - 0,2}{\bar{\lambda}_p^2} \text{ para } \bar{\lambda}_p > 0,72 \quad (5.11)$$

$$\bar{\lambda}_p = 0,932 \sqrt{\frac{b_{eff,c,wc} d_{wc} f_{y,wc}}{E t_{wc}}} \quad (5.12)$$

Adicionalmente, a interação da força de compressão transversal com os efeitos da tensão de compressão longitudinal máxima $\sigma_{com,Ed}$, que solicita a seção do pilar, deve ser levada em conta. Essa interação é considerada a partir do coeficiente k_{wc} , definido pelas equações (5.13) e (5.14):

$$k_{wc} = 1,0 \text{ para } \sigma_{com,Ed} \leq 0,7 f_{y,wc} \quad (5.13)$$

$$k_{wc} = \frac{1,7 - \sigma_{com,Ed}}{f_{y,wc}} \text{ para } \sigma_{com,Ed} > 0,7 f_{y,wc} \quad (5.14)$$

A tensão de compressão longitudinal máxima, $\sigma_{com,Ed}$, é definida pelo valor máximo da tensão de compressão na alma do pilar (definida nos pontos de concordância entre a alma e a mesa da seção do pilar), dada em função da combinação da força de compressão longitudinal e os momentos fletores que solicitam a seção transversal do pilar.

Para uma ligação com chapa de extremidade, o centro de compressão, conforme estabelecido em 3.5.1, é definido pelo plano que passa pelo meio da espessura da mesa comprimida da viga, que no caso exemplar da FIGURA 5.1, cujo momento fletor solicitante atua no sentido horário, é a mesa inferior.

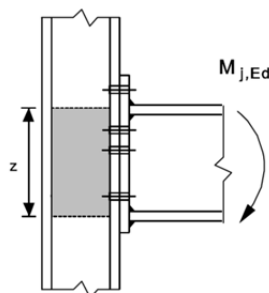


FIGURA 5.1- Centro de compressão de uma ligação de chapa de extremidade.

a) Rigidez

O coeficiente de rigidez para alma de um pilar, não reforçada, solicitada por forças de compressão transversal pode ser determinado a partir da equação (5.16), em função dos parâmetros geométricos da seção transversal e da largura efetiva comprimida:

$$k_2 = \frac{0,7b_{eff,c,wc} t_{wc}}{d_c} \quad (5.15)$$

5.2.3 Alma do pilar tracionada

a) Resistência

A força resistente da alma de um pilar, não reforçada, solicitada por forças de tração transversal pode ser determinada a partir da expressão (5.16):

$$F_{t,wc,Rd} = \frac{\omega b_{eff,t,wc} t_{wc} f_{y,wc}}{\gamma_{M0}} \quad (5.16)$$

Para uma ligação parafusada de chapa de extremidade, a largura efetiva, $b_{eff,t,wc}$, da alma tracionada do pilar deve ser considerada igual ao comprimento efetivo da peça em T equivalente que representa a mesa do pilar, conforme exposto na seção 4.5, do capítulo

4. Conservadoramente, é recomendável utilizar o menor dos valores de comprimento efetivo entre os determinados para os modos de falha 1 e 2.

O coeficiente de redução ω para consideração da interação com os efeitos do esforço cortante no painel do pilar deverá ser determinado, conforme a conforme TABELA 5.2, utilizando-se o valor de $b_{eff,t,wc}$ no lugar de $b_{eff,c,wc}$. Os demais parâmetros da equação (5.16) têm as mesmas definições apresentadas no item 5.2.2.

b) Rigidez

O coeficiente de rigidez para alma de um pilar, não reforçada, solicitada por forças de tração transversal pode ser determinado a partir da equação (5.17), em função dos parâmetros geométricos da seção transversal e da largura efetiva tracionada:

$$k_3 = \frac{0,7b_{eff,t,wc} t_{wc}}{d_c} \quad (5.17)$$

5.2.4 Mesa do pilar sujeita à flexão

a) Resistência

A resistência e o modo de ruptura da mesa de um pilar, não reforçado, sujeito à flexão transversal, juntamente com os parafusos tracionados a ela associados, pode ser considerados idênticos aos da mesa de um perfil T equivalente que representa a componente. Cada linha de parafusos isolada e cada grupo de linhas de parafusos tracionados podem ser representados por um perfil T equivalente, calculados a partir do comprimento efetivo conforme indicado na seção 4.5 do capítulo 4. Assim, a resistência $F_{t,fc,Rd}$ do componente pode ser determinada para cada linha ou grupo de linhas de parafusos a partir das equações (5.18), (5.19) e (5.20), que respectivamente definem os modos de falha 1, 2 e 3.

A partir de simples comparação pode se concluir que as equações (5.18), (5.19) e (5.20), são respectivamente equivalentes às equações (4.66), (4.67) e (4.68), apresentadas no capítulo 4.

$$F_{T,1,Rd} = \frac{4M_{pl,1,Rd}}{m} \quad (5.18)$$

$$F_{T,2,Rd} = \frac{2M_{pl,2,Rd} + n \sum F_{t,Rd}}{m + n} \quad (5.19)$$

$$F_{T,3,Rd} = \sum F_{t,Rd} \quad (5.20)$$

A força resistente da peça T equivalente pode ser definida pelo menor valor dentre os obtidos a partir da aplicação das equações (5.18), (5.19) e (5.20).

As equações (5.18), (5.19) e (5.20), consideram implicitamente, a possibilidade de ocorrência do efeito alavanca. Entretanto, eventualmente, um mecanismo de falha por plastificação da mesa da peça T equivalente pode se estabelecer mesmo na ausência de forças de alavanca, como mostrado na seção 4.8. Conforme proposto pela EN 1993 - 1 - 8: (2005), caso a expressão (5.21) verifique, as forças de alavanca não se desenvolvem.

$$L_b \geq \frac{8,8m^3 A_s n_b}{t^3 \ell_{eff,1}} \quad (5.21)$$

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, $\ell_{eff,1}$ é o comprimento efetivo correspondente ao modo de falha 1, t e m são parâmetros geométricos da seção T equivalente e L_b é o comprimento de aperto do parafuso sujeito ao alongamento.

Para a comparação com o comprimento de referência a norma EN 1993 - 1 - 8: (2005) considera o comprimento do parafuso sujeito ao alongamento L_b , como igual ao comprimento de aperto dado pela espessura das chapas ligadas e das arruelas, adicionados à metade da soma da altura da cabeça com a altura da porca.

Para o mecanismo de falha por plastificação da mesa da peça T equivalente na ausência de forças de alavanca, a força resistente é pode ser obtida a partir da equação (4.98) apresentada no item 4.8.1 do capítulo 4. A equação (4.98) pode ser escrita nos termos da equação (5.22), considerando as metades de ambos os lados da mesa da seção T.

$$F_{T,1-2,Rd} = \frac{2M_{pl,1,Rd}}{m} \quad (5.22)$$

Assim, caso se não desenvolvam as forças de alavanca, isto é, $L_b \geq \frac{8,8m^3 A_s n_b}{t^3 \ell_{eff,1}}$, a força resistente da peça T equivalente deve ser definida pelo menor valor dentre os obtidos a partir da aplicação das equações (5.20) e (5.22).

b) Rigidez

O coeficiente de rigidez para o perfil T equivalente que representa a mesa de um pilar, não reforçada, sujeita à flexão pode ser determinado a partir da equação (5.23), já apresentada no capítulo 4, na seção 4.6:

$$k_4 = \frac{0,9 \ell_{eff} t_{fc}^3}{m^3} \quad (5.23)$$

Na equação (5.23) ℓ_{eff} é o menor dos comprimentos efetivos associados ao componente (isoladamente ou como parte de um grupo de parafusos), conforme definido na seção 4.5, enquanto t_{fc} e m são parâmetros geométricos da seção T equivalente, respectivamente, a espessura da mesa e a distância da linha de parafusos às imediações da junção da mesa e da alma da seção T equivalente, conforme definido na seção 4.3.

5.2.5 Chapa de extremidade sujeita à flexão

a) Resistência

A resistência e o modo de ruptura da mesa de um pilar, não reforçado, sujeito à flexão transversal, juntamente com os parafusos tracionados a ela associados, podem ser determinados através da avaliação de um perfil T equivalente para cada linha isolada de parafusos e para cada grupo de linhas de parafusos tracionados, conforme seção 4.5, do capítulo 4. Assim, as equações (5.18), (5.19) e (5.20), também são aplicáveis à chapa de extremidade sujeita à flexão, e podem ser adotadas para determinação da resistência $F_{t,ep,Rd}$ da seção T equivalente que representa o componente.

a) Rigidez

O coeficiente de rigidez para o perfil T equivalente que representa a chapa de extremidade sujeita à flexão pode ser determinado a partir da equação (5.24), já apresentada no capítulo 4, na seção 4.6:

$$k_s = \frac{0,9 \ell_{eff} t_p^3}{m^3} \quad (5.24)$$

Na equação (5.24) ℓ_{eff} é o menor dos comprimentos efetivos associados ao componente (isoladamente ou como parte de um grupo de parafusos), conforme definido na seção 4.5, enquanto t_p e m são parâmetros geométricos da seção T equivalente, respectivamente, a espessura da mesa e a distância da linha de parafusos às imediações da junção da mesa e da alma da seção T equivalente, conforme definido na seção 4.3.

5.2.6 Cantoneira de mesa sujeita à flexão

O componente associado à cantoneira de topo sujeita à flexão é comumente aplicável a ligações viga-pilar com cantoneiras de topo e assento, as quais não serão consideradas neste texto, desta forma as expressões para determinação do coeficiente de rigidez k_ϕ e a força resistente serão omitidos.

5.2.7 Mesa e alma da viga comprimidas

a) Resistência

O valor da resistência à compressão da mesa e da alma da viga combinadas pode ser determinado pela equação (5.25). Admite-se que a linha de ação dessa força passa pelo centro de compressão, conforme definido em no capítulo 3, no item 3.3.1.

$$F_{c,fb,Rd} = \frac{M_{c,Rd}}{h - t_{fb}} \quad (5.25)$$

Na equação (5.25), $M_{c,Rd}$ é o momento resistente da seção transversal da viga, este deve ser reduzido, se necessário, para considerar a influência do esforço de cortante. Os parâmetros t_{fb} e h são, respectivamente, a espessura da mesa e a altura da viga ligada.

b) Rigidez

O componente que representa a mesa/alma da viga comprimidas apresenta elevada rigidez e, para fins práticos, o valor do coeficiente de rigidez k_7 pode ser considerado infinito, conforme expressa a equação (5.26). Assim, não é necessário considerar o coeficiente de rigidez k_7 no cálculo da rigidez de rotação S_j .

$$k_7 = \infty \quad (5.26)$$

5.2.8 Alma tracionada da viga

a) Resistência

Numa ligação parafusada com chapa de extremidade, o valor da resistência à tração da alma da viga pode ser obtido pela equação(5.27).

$$F_{t,wb,Rd} = \frac{b_{eff,t,wb} t_{wb} f_{y,wb}}{\gamma_{M0}} \quad (5.27)$$

Na equação(5.27), $b_{eff,t,wb}$ é a largura efetiva da alma tracionada da viga e pode ser considerada igual ao comprimento efetivo da peça em T equivalente que representa a chapa de extremidade sujeita à flexão, obtido com base conforme apresentado na seção 4.5, para uma única linha de parafusos ou para um grupo de parafusos. Os parâmetros t_{wb} e $f_{y,wb}$ são respectivamente a espessura e a resistência ao escoamento da alma da viga ligada. Os fatores de segurança parciais são os definidos na TABELA 5.1.

b) Rigidez

O componente que representa a alma da viga tracionada apresenta elevada rigidez e, para fins práticos, o valor do coeficiente de rigidez k_8 pode ser considerado infinito, Assim, não é necessário considerar o coeficiente de rigidez k_8 no cálculo da rigidez de rotação S_j .

5.2.9 Chapa tracionada/comprimida

a) Resistência

A resistência de uma chapa tracionada pode ser determinada pela situação mais restritiva entre o escoamento da seção bruta e a ruptura da área líquida da seção, expressas, respectivamente, pelas equações (5.28) e (5.29).

$$F_{t,Rd1} = \frac{A f_y}{\gamma_{M0}} \quad (5.28)$$

$$F_{t,Rd2} = \frac{A_{net} f_u}{\gamma_{M2}} \quad (5.29)$$

Nas equações (5.28) e (5.29), A e A_{net} são respectivamente as áreas bruta e líquida da seção transversal da chapa, enquanto f_y e f_u são respectivamente as tensões de escoamento e ruptura do aço que constitui a chapa.

A resistência de uma chapa comprimida pode ser determinada através da equação (5.30), para os casos onde os efeitos de instabilidade podem ser desprezados.

$$F_{c,Rd} = \frac{A f_y}{\gamma_{M0}} \quad (5.30)$$

Os fatores de segurança parciais são os definidos na TABELA 5.1.

b) Rigidez

O componente que representa chapas tracionadas/comprimidas apresenta elevada rigidez e, para fins práticos, o valor do coeficiente de rigidez k_θ pode ser considerado infinito. Assim, não é necessário considerar o coeficiente de rigidez k_θ no cálculo da rigidez de rotação S_j .

5.2.10 Parafusos tracionados

a) Resistência

Conforme mostrado no capítulo 4, a avaliação da resistência dos parafusos sob a ação de forças de tração está implícita no processo de verificação e/ou dimensionamento da peça T equivalente. Desta forma, as equações (5.19) e (5.20), associadas ao mecanismo de falha dos parafusos, consideram a resistência destes para determinação da força resistente da peça T equivalente. Obviamente, a força de tração solicitante, não deve superar a força resistente de tração em cada parafuso $F_{t,Rd}$, a qual pode ser determinada a partir da equação (5.31):

$$F_{t,Rd} = \frac{0,9 f_{ub} A_s}{\gamma_{M2}} \quad (5.31)$$

Na equação (5.31), A_s é a área da seção transversal do parafuso, na parte roscada, f_{ub} é a tensão de ruptura do parafuso. O fator de segurança parcial é definido conforme TABELA 5.1.

Conforme argumentado na seção 4.8.2, a força de tração resistente do parafuso deve ser limitada não somente à força resistente de ruptura à tração, mas também à força de punção da chapa, como expressa a inequação (5.32).

$$F_{t,Rd} \leq \frac{0,6\pi d_w t \cdot f_u}{\gamma_{M2}} \quad (5.32)$$

Na equação (5.32), t e f_u são respectivamente a espessura e a resistência ao escoamento da chapa e d_w , é o diâmetro da arruela ou dos círculos circunscritos na porca/cabeça do parafuso. O fator de segurança parcial é definido conforme TABELA 5.1.

b) Rigidez

O coeficiente de rigidez para uma única linha de parafusos com dois parafusos pode ser determinado pela equação (5.33), já apresentada na seção 4.7:

$$k_{10} = \frac{1,6A_s}{L_b} \quad (5.33)$$

Na equação (5.33), L_b é comprimento dos parafusos sujeito a alongamento, considerado igual ao comprimento de aperto (espessura total das chapas e das arruelas), adicionado a metade da soma da altura da cabeça do parafuso e da altura da porca.

5.2.11 Parafusos ao corte

a) Resistência

Nas ligações de chapa de extremidade podem apresentar o que comumente se denominam “parafusos de cisalhamento”, isto é, parafusos localizados próximos ao centro de compressão, que não recebem esforços de tração, responsáveis apenas por transmitir o esforço cortante na extremidade da viga para o pilar. A força resistente ao corte, por plano de corte, pode ser determinada pela equação (5.34):

$$F_{v,Rd} = \frac{\alpha_v f_{ub} A_s}{\gamma_{M2}} \quad (5.34)$$

Na equação (5.34), parâmetro α_v depende da classe do parafuso e da posição do plano do corte em relação à seção roscada, mas por praticidade, pode ser tomado conservadoramente como $\alpha_v = 0,54$. Os demais parâmetros têm as mesmas definições já apresentadas nesta seção.

A resistência ao corte dos parafusos localizados na zona de tração também pode ser levada em conta, neste caso, os parafusos na região tracionada deverão ser avaliados considerando-se a ação dos esforços de cisalhamento e tração combinados. Esta avaliação pode ser feita a partir da inequação (5.35):

$$\frac{F_{v,Ed}}{F_{v,Rd}} + \frac{F_{t,Ed}}{1,4F_{t,Rd}} \leq 1,0 \quad (5.35)$$

Na inequação (5.35), $F_{v,Ed}$ e $F_{v,Rd}$ são, respectivamente as forças de corte solicitante e resistente; enquanto $F_{t,Ed}$ e $F_{t,Rd}$ são, respectivamente as forças de tração solicitante e

resistente. Adicionalmente, o dimensionamento/verificação dos parafusos deve considerar a resistência ao esmagamento.

b) Rigidez

Em geral, nas ligações de chapa de extremidade, a rigidez dos parafusos cisalhados não tem influência significativa na rigidez rotacional, assim, não é necessário considerar o coeficiente de rigidez k_{II} no cálculo da rigidez de rotação S_j .

5.2.12 Determinação do momento resistente em ligações viga-pilar com chapa de extremidade estendida

A norma europeia EN 1993 - 1 - 8: (2005) estabelece que o valor do momento resistente de uma ligação $M_{j,Rd}$ pode ser determinado a partir distribuição dos esforços nessa ligação e dos valores das resistências dos seus componentes básicos, conforme a equação:

$$M_{j,Rd} = \sum_r h_r \cdot F_{tr,Rd} \quad (5.36)$$

Onde $F_{tr,Rd}$ indica a força resistente de tração efetiva para uma linha de parafusos r , sendo que o índice r indica a posição da linha de parafusos em relação ao centro de compressão, a partir da linha mais afastada. O comprimento h_r define a distância de uma linha de parafusos r à linha do centro de compressão, conforme definido na FIGURA 3.6, da seção 3.5.

É importante ressaltar que para garantir a validade da expressão (5.36) e a aplicabilidade do método de obtenção do momento fletor resistente $M_{j,Rd}$, conforme estabelece a europeia o esforço axial, N_{Ed} , no elemento ligado não pode exceder 5% do valor da resistência da sua seção transversal, $N_{pl,Rd}$. Deve-se ainda garantir que dimensões das soldas sejam suficientes de modo que o momento resistente da ligação, $M_{j,Rd}$, seja sempre condicionado pelo valor da resistência dos seus outros componentes básicos, e não pelo valor da resistência das soldas.

O valor da força resistente de tração efetiva $F_{tr,Rd}$, de cada linha de parafusos deve ser determinado em sequência, começando pela linha de parafusos na posição $r=1$, a mais afastada do centro de compressão, passando depois para a linha $r=2$, e assim por diante, até a última linha da região tracionada. Na determinação do valor da força resistente de tração efetiva $F_{tr,Rd}$, de uma linha de parafusos r , deve ser ignorado o valor da força resistente de tração efetiva de todas as outras linhas de parafusos mais próximas do centro de compressão.

Inicialmente, o valor da força resistente de tração efetiva $F_{tr,Rd}$, da linha de parafusos r deve ser considerado igual ao valor da sua resistência à tração $F_{t,Rd}$ calculada como sendo uma linha isolada de parafusos. O valor desta resistência à tração deve ser determinado a partir do menor valor das resistências à tração, para uma linha isolada de parafusos, dos seguintes componentes básicos:

- Alma do pilar tracionada $F_{t,wc,Rd}$
- Mesa do pilar sujeita à flexão $F_{t,fc,Rd}$
- Chapa de extremidade sujeita à flexão $F_{t,ep,Rd}$
- Alma da viga tracionada $F_{t,wb,Rd}$

Entretanto, o valor da força resistente de tração efetiva $F_{tr,Rd}$, deve, se necessário, ser reduzido a um valor inferior à resistência à tração $F_{t,Rd}$ da linha r isolada de modo a satisfazer as condições especificadas nas alíneas a seguir.

a) Compatibilidade com as forças de compressão e esforço cortante

O valor da força resistente de tração efetiva $F_{tr,Rd}$ da linha de parafusos r deve, se necessário, ser reduzido abaixo do valor da resistência à tração $F_{t,Rd}$ da linha r isolada de modo a assegurar que, quando são consideradas todas as linhas de parafusos até à linha r inclusive, verificam-se as seguintes condições:

- O valor da resistência total $\Sigma F_{t,Rd} \leq \frac{V_{wp,Rd}}{\beta}$ – com o parâmetro de transformação β obtido conforme seção 3.3.

- O valor da resistência total $\Sigma F_{t,Rd}$ não excede o menor dos valores dentre: o valor da resistência à compressão da alma do pilar $F_{c,wc,Rd}$ e o valor da resistência da mesa/alma da viga à compressão $F_{c/fb,Rd}$.

b) Compatibilidade com a resistencia total do grupo

O valor da força resistente de tração efetiva $F_{tr,Rd}$ da linha de parafusos, deve, se necessário, ser reduzido abaixo do valor da resistência à tração $F_{t,Rd}$ de modo a assegurar que, a soma dos valores da resistência adotados para as linhas de parafusos que fazem parte do mesmo grupo de linhas não excede o valor da resistência desse grupo considerado como um todo. Esta condição deverá ser verificada para os seguintes componentes básicos:

- Alma do pilar tracionada $F_{t,wc,Rd}$
- Mesa do pilar sujeita à flexão $F_{t/fc,Rd}$
- Chapa de extremidade sujeita à flexão $F_{t,ep,Rd}$
- Alma da viga tracionada $F_{t,wb,Rd}$

c) Compatibilidade das deformações

O valor da força resistente de tração efetiva $F_{tr,Rd}$ da linha de parafusos r deve, se necessário, ser reduzido abaixo do valor da resistência à tração $F_{r,Rd}$ de modo a assegurar que, a soma dos valores da resistência adotados para as linhas de parafusos que fazem parte do mesmo grupo de linhas não excede o valor da resistência desse grupo considerado como um todo. Esta condição deverá ser verificada para os seguintes componentes básicos:

Quando o valor da força resistente de tração efetiva $F_{tx,Rd}$ de uma linha de parafusos precedente x , é superior a $1,9F_{t,Rd}$, o valor da força resistente de tração efetiva $F_{tr,Rd}$ para linha de parafusos r deve, se necessário, ser reduzido de forma a assegurar que:

$$F_{tr,Rd} \leq \frac{F_{tx,Rd} h_r}{h_x} \quad (5.37)$$

Onde: h_x é distância entre a linha de parafusos x e o centro de compressão e x é a posição da linha de parafusos mais afastada do centro de compressão cujo valor da resistência à tração é superior a $1,9F_{t,Rd}$.

5.2.13 Determinação da rigidez rotacional em ligações viga-pilar com chapa de extremidade estendida

A rigidez rotacional S_j , para ligações viga-pilar com chapa de extremidade estendida, pode ser obtida a partir da associação dos coeficientes de rigidez k_i , conforme apresentado na seção 3.5 do capítulo 3, resultando na expressão (5.38):

$$S_j = \frac{Ez^2}{\mu \sum_i \frac{1}{k_i}} \quad (5.38)$$

Na expressão (5.38), E é o módulo de elasticidade do aço, enquanto z e μ são, respectivamente, o braço de alavanca equivalente e a taxa de rigidez, conforme definidos na seção 3.5 do capítulo 3.

5.3 Rigidez e Resistência dos Componentes Básicos de Ligações de Base de Pilar

A ligação de base de pilar capaz transmitir momentos fletores, em sua configuração mais simples e também mais empregada, é constituída por uma placa de base espessa soldada à extremidade do pilar, e fixada ao bloco de concreto por chumbadores afastados do eixo de flexão (externamente às mesas do perfil, ver FIGURA 5.2), de modo a formar um braço de alavanca adequado.

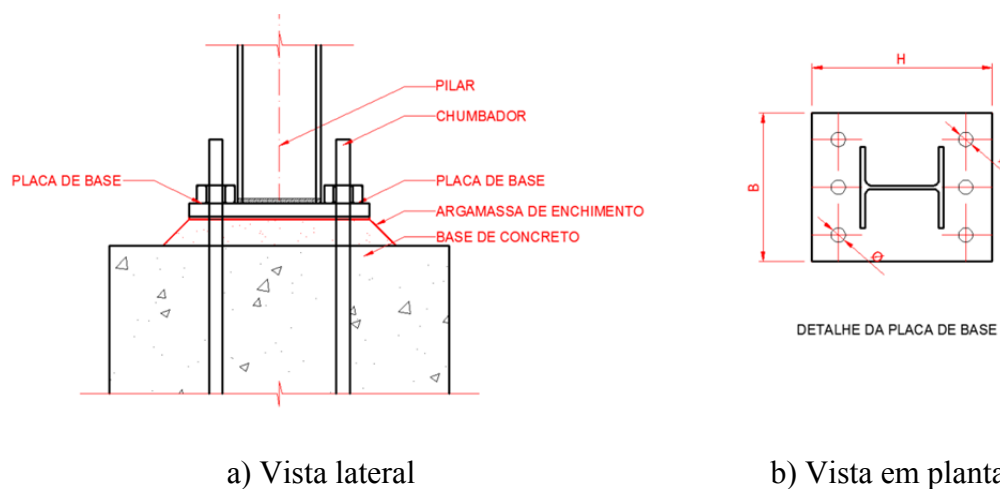


FIGURA 5.2- Ligação de base de pilar com chumbadores externos às mesas do perfil.

Uma ligação de base de pilar transmitindo momento fletores é, essencialmente, uma ligação de chapa de extremidade com algumas particularidades adicionais:

- Comparativamente, as forças axiais são mais relevantes em ligações de base de pilar que ligações viga-pilar com chapa de extremidade. Em alguns textos normativos, a magnitude das forças axiais solicitantes em ligações de chapa de extremidade é restringida a pequenos valores.
- A resistência da região comprimida, nas ligações de base de pilar é definida pela resistência da área de contato da interface aço-concreto e a resistência à tração depende principalmente dos chumbadores e da ancoragem no concreto.
- Ao contrário da mesa do pilar, a superfície de concreto tracionada não se flexiona, este fato, reduz a possibilidade do surgimento de forças de alavanca nas placas de base e, a flexão desta deve ocorrer em uma curvatura única.

Como consequência dessas particularidades, uma placa de base não enrijecida, adequadamente dimensionada, tende a ser mais espessa, em comparação com uma chapa de extremidade de uma ligação viga-pilar.

O procedimento de dimensionamento de ligações de bases de pilares é iterativo. Inicialmente uma placa de base, suas dimensões e a configuração de chumbadores é

definida, e então a resistência do conjunto é avaliada a partir dos esforços solicitantes, devendo ser readequadas e reavaliadas caso necessário.

Nos itens a seguir são apresentados os procedimentos para determinação dos parâmetros que expressam a rigidez e da resistência dos componentes básicos de ligações de base de pilar transmitindo momento fletor e força axial entre elementos estruturais de aço e bases de concreto armado, a partir de princípios já discutidos em capítulos anteriores.

5.3.1 Concreto comprimido

a) Resistência

A resistência da base de concreto comprimido $F_{c,pl,Rd}$ deve ser avaliada em conjunto com a chapa de base fletida, a partir de um modelo de uma peça T equivalente comprimida (ver FIGURA 5.3). O valor da resistência à compressão localizada para uma mesa de uma peça em T comprimida $F_{C,Rd}$, deve ser determinado conforme equação (5.39):

$$F_{C,Rd} = f_{jd} b_{eff} \ell_{eff} \quad (5.39)$$

Na equação (5.39), ℓ_{eff} e b_{eff} são respectivamente comprimento efetivo e a largura efetiva da mesa da peça T equivalente comprimida, conforme definido na FIGURA 5.3.

O parâmetro f_{jd} é o valor da resistência da ligação à compressão localizada, determinada conforme (5.40):

$$f_{jd} = \beta_j \alpha f_{cd} \quad (5.40)$$

O parâmetro β_j é coeficiente do material de apoio da placa de base, que pode ser considerado igual a $2/3$ desde que o valor característico da resistência da argamassa de enchimento não seja inferior a $0,2$ vezes o valor característico da resistência do concreto da fundação e a espessura da argamassa de enchimento não seja superior a $0,2$ vezes a menor dimensão (em planta) da placa da base. Nos casos em que a espessura da

argamassa de enchimento é superior a 50 mm , o valor característico da sua resistência deverá ser pelo menos igual ao do concreto da fundação. Quando as dimensões da fundação são desconhecidas, mas conservadoras (ou seja, não são estreitas ou rasas), o STEEL CONSTRUCTION INSTITUTE, em seu manual SCI/BCSA (2013) considera que é razoável assumir que $\alpha=1,5$ e $\beta = \frac{2}{3}$, portanto:

$$f_{jd} = f_{cd} \quad (5.41)$$

Com $f_{cd} = \frac{0,85 f_{ck}}{\gamma_c}$, o fator de segurança parcial é definido conforme TABELA 5.1 e o f_{ck} é definido pela resistência característica do concreto.

Pode admitir-se que as forças transmitidas através de uma peça T equivalente se distribuem uniformemente, tal como representado na FIGURA 5.3.

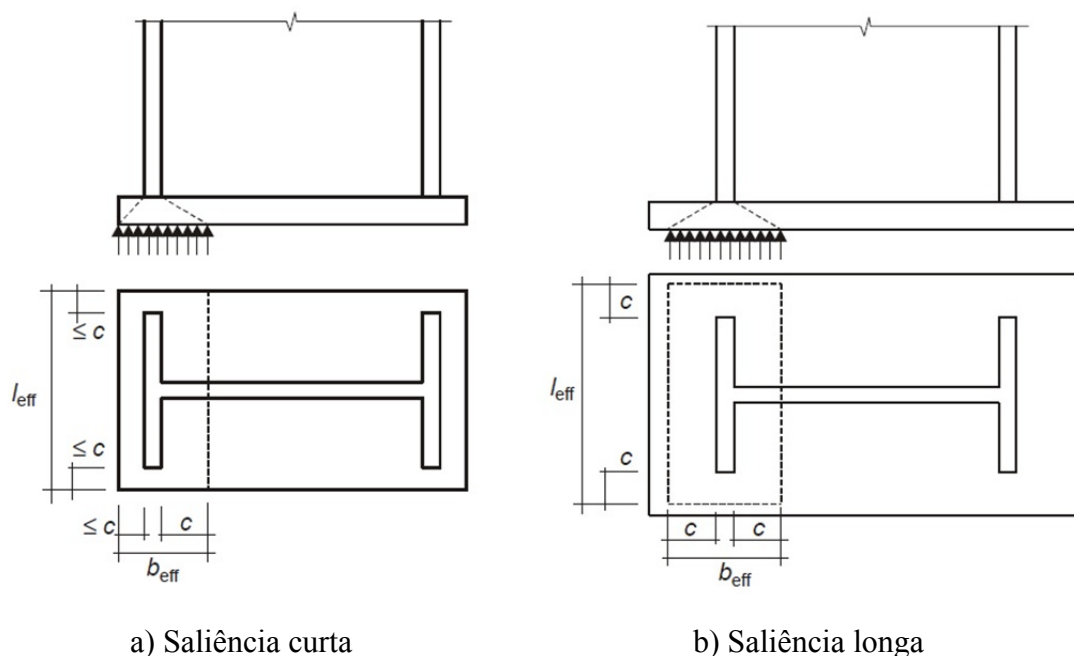


FIGURA 5.3- Área da peça em T equivalente, comprimida.

Quando a saliência real do componente básico da ligação, representado pela peça T equivalente é inferior à dimensão c , a área efetiva deve ser considerada igual à

representada na FIGURA 5.3a. No caso em que a saliência real do componente básico da ligação representado pela peça em T equivalente é, em qualquer dos lados, superior à dimensão c , então deve ser desprezada a área de saliência situada para além da largura c , conforme mostrado na FIGURA 5.3b.

A pressão na superfície de apoio assim obtida, não deve exceder o valor da resistência à compressão localizada f_{jd} e a largura de apoio adicional, c , não deve exceder:

$$c = t \sqrt{\frac{f_y}{3 f_{jd} \gamma_{M0}}} \quad (5.42)$$

Para a equação (5.42), além dos parâmetros já apresentados neste item, tem-se que t e f_y são respectivamente a espessura e a resistência ao escoamento da mesa da peça T equivalente.

b) Rigidez

O coeficiente de rigidez para o concreto comprimido, incluindo a argamassa de enchimento pode ser determinado a partir da equação(5.43):

$$k_{13} = \frac{E_c \sqrt{b_{eff} \ell_{eff}}}{1,275 E} \quad (5.43)$$

Onde E_c e E são, respectivamente os módulos de elasticidade do concreto e do aço e as definições de b_{eff} e ℓ_{eff} são as mesmas já apresentadas anteriormente neste item.

5.3.2 Placa de base do pilar fletida por ação de compressão no concreto

a) Resistência

O valor resistência de uma placa de base sujeita à flexão por efeito da compressão, juntamente com a base de concreto sobre a qual se apoia a base do pilar, $F_{c,pl,Rd}$, deve ser considerado idêntico ao de uma peça em T equivalente, conforme apresentado no item 5.3.1.

b) Rigidez

O coeficiente de rigidez k_{14} para placa de base do pilar fletida por ação de compressão pode ser tomado como infinito, dado que este coeficiente já é tomado em conta no cálculo do coeficiente de rigidez k_{13} .

5.3.3 Placa de base de pilar fletida por ação de tração nos chumbadores

b) Resistência

A resistência e o modo de ruptura de uma placa de base, sujeita à flexão por efeito da tração, juntamente com os chumbadores tracionados a ela associados, $F_{t,pl,Rd}$, podem ser determinados através da avaliação de um perfil T equivalente, conforme seções 4.5 e 4.8 do capítulo 4. Assim, as equações (5.18), (5.19) e (5.20) e (5.22) também são aplicáveis à placa de base sujeita à flexão, e podem ser adotadas para determinação da resistência, $F_{t,ep,Rd}$ da seção T equivalente que representa o componente.

A norma europeia EN 1993 - 1 - 8: (2005) recomenda que, no caso das chapas de base, os efeitos de alavanca não devem ser considerados no dimensionamento da espessura da chapa de base, logo, estes efeitos devem ser considerados apenas para o dimensionamento dos chumbadores. Assim, a resistência de uma placa de base, sujeita à flexão por efeito da tração, pode ser definida pelo menor valor dentre os obtidos a partir da aplicação das equações (5.20) e (5.22).

b) Rigidez

O coeficiente de rigidez k_{15} para o perfil T equivalente que representa a chapa de placa de base de pilar fletida por ação de tração pode ser determinado a partir da equação (4.94), quando se desenvolvem os efeitos de alavanca, conforme considerado na seção 4.7 do capítulo 4:

$$k_{15} = \frac{0,85 \ell_{eff} t_p^3}{m^3} \quad (5.44)$$

Na equação (5.44) ℓ_{eff} é o menor dos comprimentos efetivos associados ao componente, conforme definido na seção 4.5, enquanto t_p e m são parâmetros geométricos da seção T

equivalente, respectivamente, a espessura da mesa e a distância da linha de parafusos às imediações da junção da mesa e da alma da seção T equivalente, conforme definido na seção 4.3.

Para os casos em que não se desenvolve o efeito alavanca, a rigidez da mesa sujeita à flexão pode ser determinada a partir da equação (5.45):

$$k = \frac{0,425E \ell_{eff} t^3}{m^3} \quad (5.45)$$

5.3.4 Chumbadores tracionados

a) Resistência

Conforme mostrado no capítulo 4, a avaliação da resistência dos parafusos sob a ação de forças de tração está implícita no processo de verificação e/ou dimensionamento da peça T equivalente. Da mesma forma, as equações (5.19) e (5.20), associadas ao mecanismo de falha dos chumbadores, consideram a resistência destes para determinação da força resistente da peça T equivalente. A resistência dos chumbadores é considerada indiretamente na equação (5.18), associada à falha da mesa, já que os chumbadores devem apresentar resistência suficiente para permitir que as linhas de plastificação se desenvolvam na chapa. Obviamente, a força de tração solicitante, não deve superar a força resistente de tração em cada chumbador $T_{t,Rd}$, a qual pode ser determinada a partir da equação (5.46):

$$F_{t,Rd} = \frac{0,9 f_{ub} A_s}{\gamma_{M2}} \quad (5.46)$$

Na equação, A_s é a área da seção transversal do chumbador, na parte rosca, f_{ub} é a tensão de ruptura do chumbador. O fator de segurança parcial é definido conforme TABELA 5.1. O valor da resistência à tração do chumbador dado pela equação (5.46) não pode superar o valor da resistência ao de ancoragem do chumbador no concreto. Conforme argumentado na seção 4.8.2, a força de tração do resistente do parafuso deve ser limitada não somente à força resistente de ruptura à tração, mas também à força de punção da chapa, como expressa a inequação (5.32).

$$F_{t,Rd} \leq \frac{0,6\pi d_w t \cdot f_u}{\gamma_{M2}} \quad (5.47)$$

Na equação (5.32), t e f_y são respectivamente a espessura e a resistência ao escoamento da chapa e d_w , é o diâmetro da arruela ou dos círculos circunscritos na porca. O fator de segurança parcial é definido conforme TABELA 5.1.

b) Rigidez

O coeficiente de rigidez para uma única linha de chumbadores da peça T equivalente, com dois chumbadores pode ser determinado pela equação (5.48), já apresentada na seção 4.7:

$$k = \frac{1,6A_s}{L_b} \quad (5.48)$$

Na equação (5.33), aplicável à ligações com parafusos, L_b é comprimento sujeito a alongamento, considerado igual ao comprimento de aperto (espessura total das chapas e das arruelas), adicionado a metade da soma da altura da cabeça do parafuso e da altura da porca. No caso de ligações de base com chumbadores, L_b , é o comprimento de aperto dado, para ligações de base de pilares, pela soma de 8 vezes o diâmetro nominal da rosca, com as espessuras da chapa, da camada de *grout* sob a chapa, da arruela e, ainda, a metade da altura da porca.

Para os casos em que não se desenvolve o efeito alavanca, a rigidez dos chumbadores mesa sujeita à flexão pode ser determinada a partir da equação (5.45):

$$k_{16} = \frac{2,0A_s}{L_b} \quad (5.49)$$

5.3.5 Chumbadores ao corte

A princípio, os esforços de cisalhamento entre a placa de base e a base de concreto podem ser transmitidos de três maneiras:

- Por atrito, presumindo-se que a resistência ao cisalhamento equivale a 0,3 vezes a força total compressão solicitante.

- Por contato, entre os fustes dos chumbadores e a placa de base e entre os fustes dos chumbadores e o concreto em torno deles.
- Diretamente, através da instalação de tirantes, barras de cisalhamento soldadas à parte inferior da placa, ou ainda, através da fixação da placa de base em um bolso raso preenchido com concreto.

Para o caso de ligações por contato, os chumbadores podem comumente estarem sujeitos a esforços combinados de cisalhamento e tração. Esta condição deve ser verificada por meio da expressão (5.50):

$$\frac{F_{v,Ed}}{F_{v,Rd}} + \frac{F_{t,Ed}}{1,4F_{t,Rd}} \leq 1,0 \quad (5.50)$$

Onde $F_{v,Rd}$ é a resistência ao cisalhamento do chumbador dada pela equação (5.51), limitada pela resistência de contato (esmagamento), $F_{t,Rd}$ é a resistência do chumbador à tração, determinada conforme o item 5.3.4, finalmente $F_{v,Ed}$ e $F_{t,Ed}$ são respectivamente os esforços solicitantes de tração e cisalhamento.

$$F_{v,Rd} = \frac{\alpha_v f_{ub} A}{\gamma_{M2}} \quad (5.51)$$

Na equação (5.51), o parâmetro α_v considera a influência da rosca, caso esta atravesse o plano de corte, assim α_v pode ser tomado conservadoramente pelo valor de 0,5. Assim, f_{ub} e A são respectivamente a resistência à ruptura e a área de seção transversal do chumbador. O coeficiente parcial de segurança γ_{M2} pode ser definido conforme TABELA 5.1.

5.3.6 Determinação do momento resistente em ligações de base de pilar

O cálculo do momento resistente $M_{j,Rd}$ de uma base de pilar sujeita à combinação de esforço normal e momento fletor pode ser determinado conforme indicado na

, no qual não é considerada a contribuição da área de concreto situada imediatamente abaixo da alma do pilar.

TABELA 5.3 – Momento fletor Resistente de uma base de pilar.

Carregamento	Braço do binário z	Momento resistente $M_{i,Rd}$	
Lado esquerdo tracionado	$z = z_{T,l} + z_{C,r}$	$N_{Ed} > 0$ e $e > z_{T,l}$	$N_{Ed} \leq 0$ e $e \leq -z_{C,r}$
Lado direito comprimido		O menor dos valores: $\frac{F_{T,l,Rd} \cdot z}{z_{C,r} + 1}$ e $\frac{-F_{C,r,Rd} \cdot z}{z_{T,l} - 1}$	
Lado esquerdo tracionado	$z = z_{T,l} + z_{T,r}$	$N_{Ed} > 0$ e $0 < e < z_{T,l}$	$N_{Ed} > 0$ e $-z_{T,r} < e \leq 0$
Lado direito tracionado		O menor dos valores: $\frac{F_{T,l,Rd} \cdot z}{z_{T,r} + 1}$ e $\frac{F_{T,r,Rd} \cdot z}{z_{T,l} - 1}$	
Lado esquerdo comprimido	$z = z_{C,l} + z_{T,r}$	$N_{Ed} > 0$ e $e \leq -z_{T,r}$	$N_{Ed} \leq 0$ e $e > z_{C,l}$
Lado direito tracionado		O menor dos valores: $\frac{-F_{C,l,Rd} \cdot z}{z_{T,r} + 1}$ e $\frac{-F_{T,r,Rd} \cdot z}{z_{C,l} - 1}$	
Lado esquerdo comprimido	$z = z_{C,l} + z_{C,r}$	$N_{Ed} \leq 0$ e $0 < e < z_{C,l}$	$N_{Ed} \leq 0$ e $-z_{C,l} < e \leq 0$
Lado direito comprimido		O menor dos valores: $\frac{-F_{C,l,Rd} \cdot z}{z_{C,r} + 1}$ e $\frac{-F_{C,r,Rd} \cdot z}{z_{C,l} - 1}$	

Na TABELA 5.3 utilizam-se os seguintes parâmetros:

- O valor da resistência à tração do lado esquerdo da ligação, $F_{T,l,Rd}$;
- O valor da resistência à tração do lado direito da ligação, $F_{T,r,Rd}$;
- O valor da resistência à compressão do lado esquerdo da ligação $F_{C,l,Rd}$;
- O valor da resistência à compressão do lado direito da ligação $F_{C,r,Rd}$.

Adicionalmente $M_{Ed} > 0$ é no sentido dos ponteiros de um relógio, $N_{Ed} > 0$ é tração e

$$e = \frac{M_{Ed}}{N_{Ed}} = \frac{M_{Rd}}{N_{Rd}}$$

a) Resistência à tração do lado esquerdo da ligação

O valor da resistência à tração $F_{T,l,Rd}$ do lado esquerdo da ligação pode ser considerado como o menor valor dentre as resistências dos seguintes componentes básicos:

- Alma tracionada do pilar sob a mesa do lado esquerdo do pilar $F_{t,wc,Rd}$;
- Chapa de base sujeita à flexão sob a mesa do lado esquerdo do pilar $F_{t,pl,Rd}$;

b) Resistência à tração do lado direito da ligação

O valor da resistência à tração $F_{T,r,Rd}$ do lado direito da ligação pode ser considerado como o menor valor dentre das resistências dos seguintes componentes básicos:

- Alma tracionada do pilar sob a mesa do lado direito do pilar $F_{t,wc,Rd}$;
- Chapa de base sujeita à flexão sob a mesa do lado direito do pilar $F_{t,pl,Rd}$.

c) Resistência à compressão do lado esquerdo da ligação

O valor da resistência à compressão $F_{C,l,Rd}$ do lado esquerdo da ligação pode ser considerado como o menor valor dentre as resistências dos seguintes componentes básicos:

- Concreto comprimido sob a mesa do lado esquerdo do pilar $F_{c,pl,Rd}$;
- Mesa e alma comprimidas do lado esquerdo do pilar $F_{c,fc,Rd}$.

d) Resistência à compressão lado direito da ligação

O valor da resistência à compressão $F_{C,r,Rd}$ do lado direito da ligação pode ser considerado como o menor valor dentre as resistências dos seguintes componentes básicos:

- – Concreto comprimido sob a mesa do lado direito do pilar $F_{c,pl,Rd}$;
- – Mesa e a alma comprimidas do lado direito do pilar $F_{c,fc,Rd}$.

Os demais parâmetros $z_{T,l}$, $z_{C,l}$, $z_{T,r}$ e $z_{C,r}$ podem ser considerados conforme FIGURA 5.4:

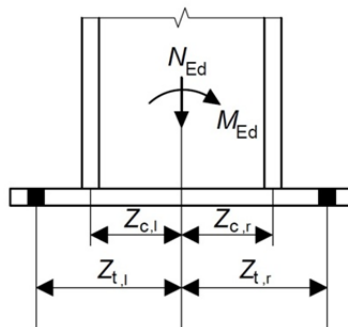


FIGURA 5.4- Área da peça em T equivalente, comprimida.

5.3.7 Determinação da rigidez rotacional em ligações de base de pilar

A rigidez de rotação S_j , de uma base de pilar submetida a uma combinação de esforço normal e de momento fletor pode ser determinada conforme TABELA 5.4, a partir dos seguintes coeficientes de rigidez:

- O coeficiente de rigidez à tração do lado esquerdo da ligação $k_{T,l}$, cujo inverso deve ser considerado igual à soma dos inversos dos coeficientes de rigidez k_{15} e k_{16} (definidos conforme itens 5.3.3 e 5.3.4), atuando no lado esquerdo da ligação.
- O coeficiente de rigidez à tração do lado direito da ligação $k_{T,r}$, cujo inverso deve ser considerado igual à soma dos inversos dos coeficientes de rigidez k_{15} e k_{16} (definidos conforme itens 5.3.3 e 5.3.4), atuando no lado direito da ligação.
- O coeficiente de rigidez à compressão do lado esquerdo $k_{C,l}$, da ligação que deve ser considerado igual ao coeficiente de rigidez k_{13} (definido conforme item 5.3.1), atuando no lado esquerdo da ligação.
- O coeficiente de rigidez à compressão do lado direito $k_{C,r}$, da ligação que deve ser considerado igual ao coeficiente de rigidez k_{13} (definido conforme item 5.3.1), atuando no lado direito da ligação.

Tem-se que, para as expressões da TABELA 5.4, $M_{Ed} > 0$ é no sentido horário, $N_{Ed} > 0$ é

tração, $e = \frac{M_{Ed}}{N_{Ed}} = \frac{M_{Rd}}{N_{Rd}}$ e μ é dado pela equação (3.15).

TABELA 5.4 - Rigidez de rotacional de uma base de pilar.

Carregamento	Braço do binário z	Rigidez rotacional inicial $S_{j,ini}$	
Lado esquerdo tracionado	$z = z_{T,l} + z_{C,r}$	$N_{Ed} > 0$ e $e > z_{T,l}$	$N_{Ed} \leq 0$ e $e \leq -z_{C,r}$
Lado direito comprimido		$\frac{E \cdot z^2}{\mu \left(\frac{1}{k_{T,l}} + \frac{1}{k_{C,r}} \right)} e + e_k$ com $e_k = \frac{z_{C,r} \cdot k_{C,r} - z_{T,l} \cdot k_{T,l}}{k_{T,l} + k_{C,r}}$	
Lado esquerdo tracionado	$z = z_{T,l} + z_{T,r}$	$N_{Ed} > 0$ e $0 < e < z_{T,l}$	$N_{Ed} > 0$ e $-z_{T,r} < e \leq 0$
Lado direito tracionado		$\frac{E \cdot z^2}{\mu \left(\frac{1}{k_{T,l}} + \frac{1}{k_{T,r}} \right)} e + e_k$ com $e_k = \frac{z_{T,r} \cdot k_{T,r} - z_{T,l} \cdot k_{T,l}}{k_{T,l} + k_{T,r}}$	
Lado esquerdo comprimido	$z = z_{C,l} + z_{T,r}$	$N_{Ed} > 0$ e $e \leq -z_{T,r}$	$N_{Ed} \leq 0$ e $e > z_{C,l}$
Lado direito tracionado		$\frac{E \cdot z^2}{\mu \left(\frac{1}{k_{C,l}} + \frac{1}{k_{T,r}} \right)} e + e_k$ com $e_k = \frac{z_{T,r} \cdot k_{T,r} - z_{C,l} \cdot k_{C,l}}{k_{C,l} + k_{T,r}}$	
Lado esquerdo comprimido	$z = z_{C,l} + z_{C,r}$	$N_{Ed} \leq 0$ e $0 < e < z_{C,l}$	$N_{Ed} \leq 0$ e $-z_{C,l} < e \leq 0$
Lado direito comprimido		$\frac{E \cdot z^2}{\mu \left(\frac{1}{k_{C,l}} + \frac{1}{k_{C,r}} \right)} e + e_k$ com $e_k = \frac{z_{C,r} \cdot k_{C,r} - z_{C,l} \cdot k_{C,l}}{k_{C,l} + k_{C,r}}$	

5.4 Capacidade de Rotação

Caso se faça uma análise global rígido-plástica, as ligações situadas nas seções onde ocorre a formação de rótulas plásticas devem ter uma capacidade de rotação suficiente, que permita que estas rótulas se desenvolvam. As premissas para avaliação da capacidade de rotação indicadas nesta seção se baseiam na norma EN 1993 - 1 - 8: (2005) que restringe sua aplicação para as classes de aço S 235, S 275 e S 355 e para as ligações nas quais o valor do esforço normal, N_{Ed} , no elemento ligado não excede 5 % do cálculo da resistência plástica, $N_{pl,Rd}$, da sua seção transversal.

5.4.1 Capacidade de rotação de ligações com chapa de extremidade estendida

A norma EN 1993 - 1 - 8: (2005) não apresenta expressão analítica para determinação da capacidade de rotação para ligações viga-pilar parafusadas, entretanto, apresenta

alguns procedimentos prescritivos que permitem garantir a que a capacidade de rotação é suficiente e adequada. Na prática, a capacidade de rotação é avaliada a partir da avaliação dos limites de deformação e de resistência de cada componente, os quais são definidos, conforme prescrições da própria norma europeia. De uma forma geral, a norma europeia prescreve que a capacidade de rotação de uma ligação pode ser considerada adequada se o momento fletor resistente $M_{j,Rd}$ é condicionado pela resistência de um componente de alta ductilidade, conforme definido na seção 3.4 do capítulo 3.

Assim, uma ligação viga-pilar na qual o valor do momento resistente da ligação $M_{j,Rd}$, é limitado pela resistência do painel de alma do pilar solicitado ao cisalhamento, pode ser considerada como tendo uma capacidade de rotação adequada para a adoção uma análise global plástica, desde que $\frac{d_c}{t_{wc}} \leq 69 \sqrt{\frac{235}{f_y [\text{Mpa}]}}$, onde f_y , d_c e t_{wc} são respectivamente a resistência ao escoamento do aço, a altura, e a espessura do painel de alma.

De outra forma, uma ligação viga-pilar pode ainda ser considerada como tendo uma capacidade de rotação adequada para a adoção uma análise global plástica desde que sejam satisfeitas as duas condições seguintes:

a) *O valor do momento resistente da ligação é condicionado pelo valor da resistência à flexão da mesa do pilar ou da resistência à flexão da chapa de extremidade.*

b) *A espessura 't' da mesa do pilar ou da chapa de extremidade (não necessariamente o mesmo componente básico de a) satisfaz a condição*

$$t \leq 0,36d_b \sqrt{\frac{f_{ub}}{f_y}}. \text{Onde 'd}_b\text{'}, \text{'f}_{ub}\text{' e 'f}_y\text{' são respectivamente o diâmetro do}$$

parafuso, a tensão de ruptura no parafuso e a resistência ao escoamento do aço da chapa de extremidade ou da mesa do pilar.

Adicionalmente, se a conexão não apresenta ductilidade suficiente, a força na linha de parafusos deve ser limitada (a força em qualquer linha inferior não deve exceder um

valor proporcional à distância do centro de rotação), conforme mostrado no item 5.2.12. Esta limitação é comumente referida como um “limite triangular”, onde as forças nos parafusos são limitadas à distribuição triangular, conforme FIGURA 5.5. Esta limitação permite que a ligação tenha uma capacidade de rotação suficiente e adequada na região tracionada para o desenvolvimento das deformações necessárias para a distribuição dos esforços entre os elementos e meios de ligação.

Alcançar a resistência total de mais de uma linha de parafuso requer ductilidade significativa nas linhas de parafusos mais afastadas do centro de rotação. Quando a resistência é dependente da deformação de componentes relacionados aos modos de falha 1 e 2 de uma peça T equivalente (mesa do pilar ou a chapa de extremidade), a ligação geralmente dispõe de ductilidade suficiente.

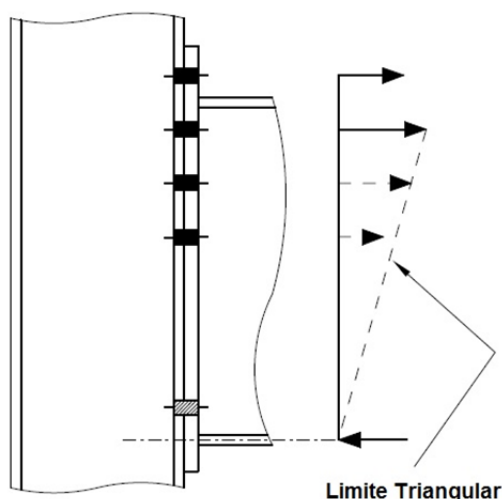


FIGURA 5.5-Forças resistentes das linhas de parafuso limitadas à distribuição triangular.

Nas ligações viga-pilar com chapa de extremidade estendida o centro de rotação da ligação pode ser tomado como coincidente com o centro de compressão, conforme mostrado na FIGURA 5.5.

5.4.2 Capacidade de rotação de ligações de base de pilar

Para as bases de pilares a norma EN 1993 - 1 - 8: (2005) não apresenta procedimento específico de avaliação da capacidade de rotação. Ao contrário dos parafusos, de uma

forma geral, os chumbadores adotados nas rotinas de projeto são constituídos por aços dúcteis, estes também são longos e permitem que as ligações de base atinjam valores de rotação relativa elevados em relação com as rotações desenvolvidas comumente nas estruturas, É comum adotar-se para uma base de pilar o valor limite de $0,03$ radianos, ou ainda adotar-se o procedimento apresentado no item 5.4.3

5.4.3 Avaliação da capacidade de rotação a partir do momento resistente

A norma EN 1993 - 1 - 8: (2005) ainda apresenta uma alternativa ao disposto nas prescrições já apresentadas nesta seção para avaliação da capacidade de rotação de ligações:

- *Uma ligação possui capacidade de rotação suficiente e adequada se o valor de cálculo do momento resistente, $M_{j,Rd}$, da ligação seja pelo menos igual a 1,2 vezes o valor do momento plástico resistente, $M_{pl,Rd}$, da seção transversal do elemento ligado.*

Este procedimento de avaliação é adotado por projetistas tanto para base de pilares quanto para ligações viga pilar, conforme recomendado por alguns autores.

5.5 Curva Momento-Rotação e Resposta Estrutural

Assim, a partir dos procedimentos apresentados nas seções anteriores deste capítulo, os parâmetros $M_{j,Rd}$, S_j e ϕ_{Cd} que expressam propriedades fundamentais de uma ligação podem ser determinadas. A partir destes parâmetros a curva que determina a resposta estrutural da ligação pode ser determinada.

Para a análise global elastoplástica, a curva momento-rotação é definida por três trechos distintos (ver FIGURA 5.6). O primeiro trecho (1), que se estende até o limite do momento fletor elástico $3/2M_{j,Rd}$ a relação momento-rotação é dada por um trecho reto cuja inclinação é definida pela rigidez inicial, assim $S_j=S_{j,ini}$, conforme definida na seção 3.5 do capítulo 3.

O trecho 2 é curvo (ver FIGURA 5.6) e a rigidez rotacional S_j varia com a magnitude do momento fletor solicitante, tal variação é definida pela taxa de rigidez μ , conforme

definida na seção 3.5 do capítulo 3. Finalmente, o trecho 3 que é reto e horizontal (ver FIGURA 5.6), pode ser definido pelo momento resistente $M_{j,Rd}$ e a capacidade de rotação ϕ_{Cd} .

Para fins processamento computacional, mesmo quando for garantida que a ligação apresenta capacidade de rotação suficiente, pode ser necessária a definição de um valor para a capacidade de rotação. Quando, conforme os critérios indicados na seção 5.4, a capacidade de rotação ϕ_{Cd} pode ser considerada adequada e suficiente, o projetista pode, a seu critério, adotar um valor limite. Neste texto, salvo indicação contrária, será adotado o valor: $\phi_{Cd}=0,03\text{rad}$ para a capacidade de rotação.

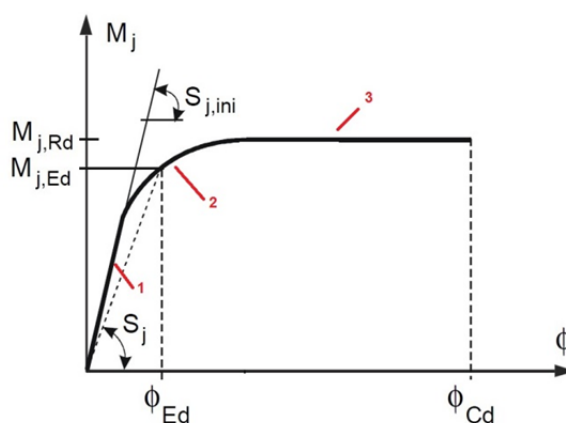


FIGURA 5.6-Curva momento-rotação.

Na FIGURA 5.6, são mostrados ainda o momento fletor solicitante $M_{j,Ed}$ e sua rotação correspondente ϕ_{Ed} .

Assim uma ligação pode ser matematicamente modelada e seu comportamento ante a ação de momentos fletores solicitantes descrito. A incorporação do comportamento das ligações na análise estrutural exige uma representação matemática das curvas momento-rotação relativa, que pode ser realizada através dos seguintes modelos: analítico, experimental, mecânico e numérico. Desta forma a curva momento-rotação pode ser construída para uma ligação, a partir dos parâmetros $M_{j,Rd}$, S_j e ϕ_{Cd} que expressam propriedades fundamentais de uma ligação.

6

EXEMPLOS E DISCUSSÃO DOS RESULTADOS

6.1 Considerações Iniciais

Neste capítulo alguns exemplos numéricos são apresentados com o objetivo de se estudar a influência das ligações na resistência, na deslocabilidade lateral e na distribuição dos esforços internos em pórticos planos de aço. Pretende-se verificar o comportamento dos pórticos com ligações semirrígidas utilizando o programa PPLANLEP, desenvolvido em LAVALL (1996) e 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.

Nas seções a seguir são apresentados, primeiramente, dois exemplos de pórticos planos, cujas ligações das bases são tomadas como idealmente rígidas, enquanto as ligações nodais entre barras são constituídas por ligações viga-pilar com chapa de extremidade estendida, modeladas como ligações semirrígidas a partir do método dos componentes. Finalmente, é apresentado o último exemplo considerando-se um pórtico plano, onde as ligações nodais entre barras são constituídas por nós idealmente rotulados e as bases dos pilares constituídas por ligações de placas de base modeladas como ligações semirrígidas a partir do método dos componentes.

6.2 Exemplo 1: Pórtico Não-Contraventado de 2 Andares e 1 Vão

Na FIGURA 6.1 é mostrado um pórtico de dois andares e um vão, com bases engastadas. Este pórtico foi analisado previamente por PINHEIRO e SILVEIRA (2005) e SILVA (2010), para o carregamento e dimensões de barras mostradas na FIGURA 6.1. As vigas e os pilares são constituídos, respectivamente, pelos perfis W360x72 e W310x143.

O carregamento inicial é constituído por cargas verticais concentradas P , aplicadas nos pilares e por duas cargas horizontais, de $0,002P$, aplicada no primeiro andar e outra de $0,001P$ aplicada no segundo andar. O módulo de elasticidade longitudinal do aço adotado é igual a 20500 kN/cm^2 .

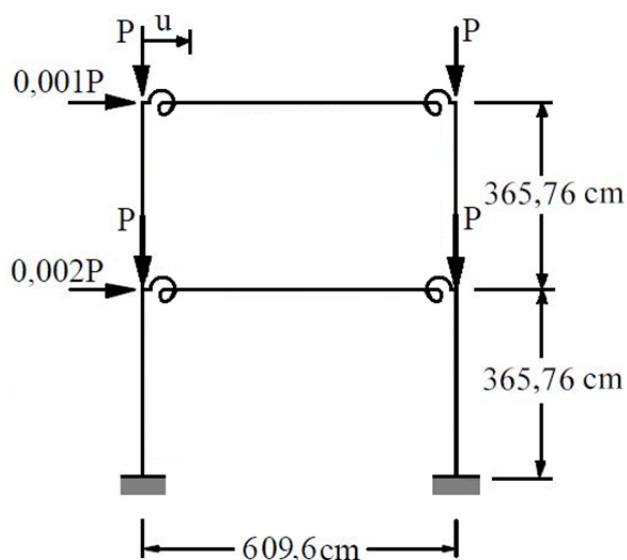


FIGURA 6.1- Pórtico de 2 andares e 1 vão.

Com o objetivo de se 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, propõe-se neste exemplo que as vigas e pilares sejam conectados por meio de ligações com chapa de extremidade estendida, cuja curva momento-rotação é obtida através de modelagem mecânica a partir do método dos componentes. Os pilares são engastados na base, através de ligações idealmente de rígidas e totalmente resistentes. Para avaliação do comportamento dos

pórticos propõe-se a realização de uma série de ensaios numéricos com o pórtico da FIGURA 6.1, incrementando-se gradualmente o valor da carga P até o colapso da estrutura. Propõe-se ainda que se varie a espessura da chapa de extremidade das ligações viga-pilar.

6.2.1 Definição das ligações viga-pilar

As ligações adotadas são apresentadas na FIGURA 6.2, para extremidade do pilar e na FIGURA 6.3 para a posição intermediária.

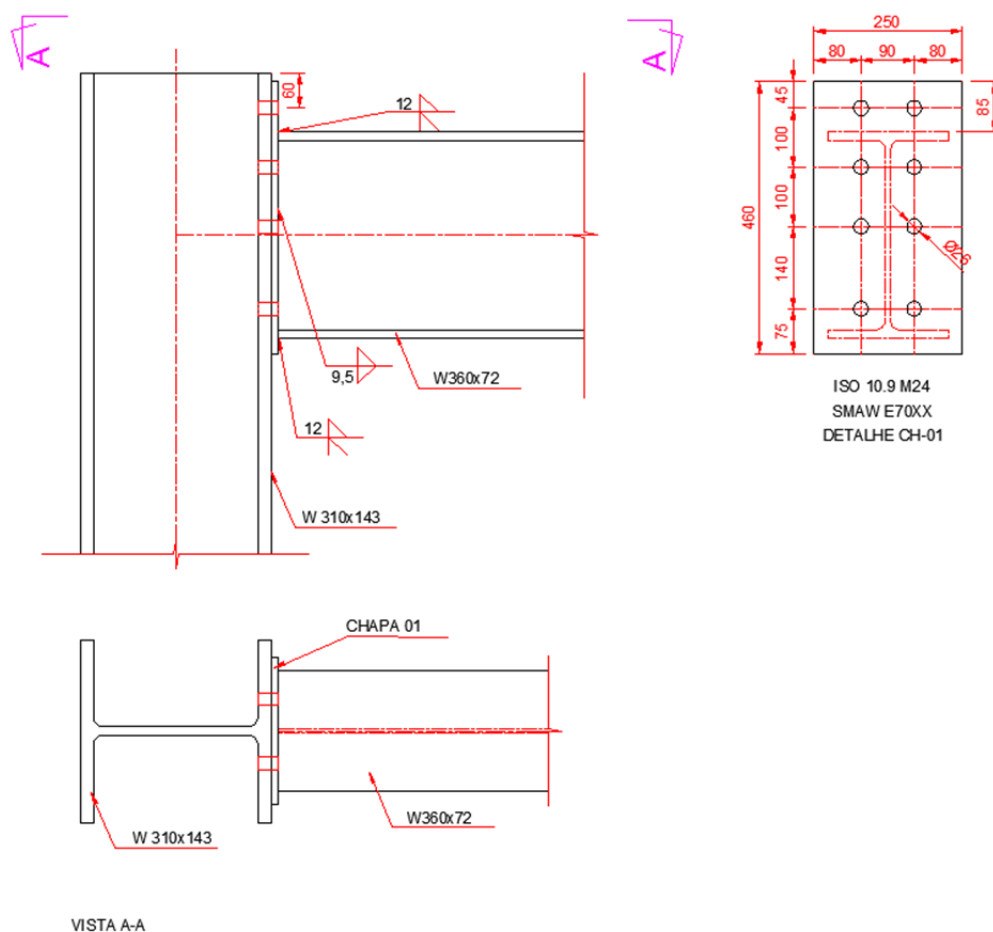


FIGURA 6.2- Ligação W360x72-W310x143 na posição de extremidade do pilar.

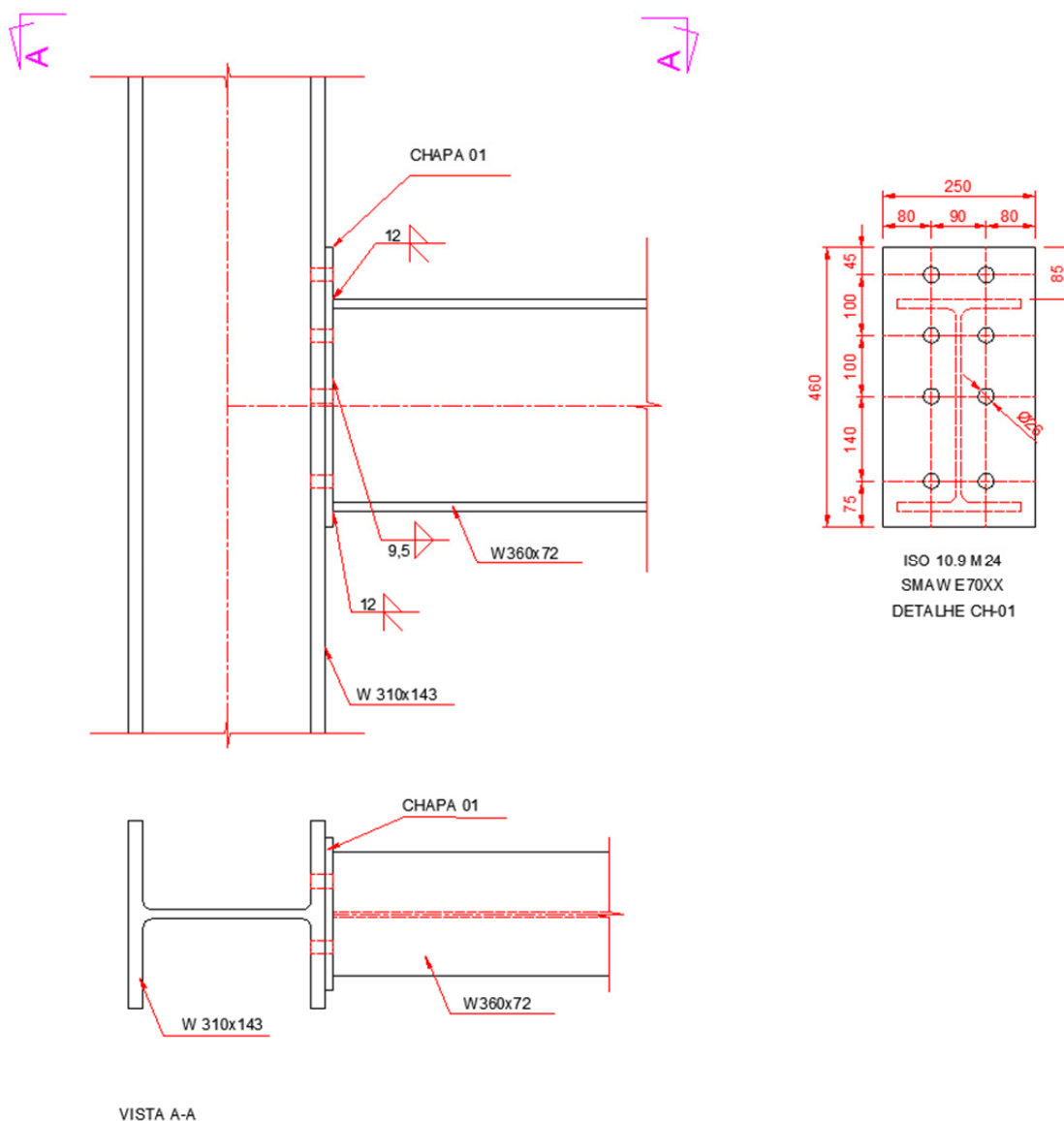


FIGURA 6.3- Ligação W360x72-W310x143 na posição intermediária do pilar.

Nas ligações da FIGURA 6.2 e da FIGURA 6.3, a chapa é ligada à extremidade da viga por meio de soldas filete e bisel, eletrodo E70-XX. A junção da chapa de extremidade com a mesa do pilar é feita por meio de parafusos ISO-4016 Classe 10.9 M24, com tensão de ruptura de 1000 MPa, dispostos na região tracionada (06 parafusos), e outros 02 parafusos, solicitados ao cisalhamento, dispostos na parte inferior da viga, próximo ao centro de compressão. Neste exemplo são estudadas ligações com chapas de extremidade com espessuras variáveis (25,4 mm; 19,05 mm; 15,88 mm; 12,70 mm; 9,53 mm e 6,35 mm).

6.2.2 Modelo mecânico das ligações viga-pilar

As ligações viga-pilar foram verificadas e suas respectivas rigidezes, resistências e capacidades de rotação foram determinadas a partir de um modelo mecânico estabelecido, baseado no método dos componentes, conforme mostrado na TABELA 6.1.

TABELA 6.1: Resistências, rigidezes, capacidades de rotação e classificação das ligações nas posições intermediária e de extremidade.

Ligação na posição intermediária				
Ligação	Momento fletor resistente	Rigidez rotacional inicial	Capacidade de rotação	Classificação
# 6,35	$M_{j,Rd} = 39,1 \text{ kNm}$	$S_{j,ini} = 3,04E+04 \text{ kNm/rad}$	$\phi_{Cd} = 0,03 \text{ rad}$	Semi-rigid, nominally Pinned
# 9,53	$M_{j,Rd} = 87,9 \text{ kNm}$	$S_{j,ini} = 4,17E+04 \text{ kNm/rad}$	$\phi_{Cd} = 0,03 \text{ rad}$	Semi-rigid, nominally Pinned
# 12,70	$M_{j,Rd} = 147,0 \text{ kNm}$	$S_{j,ini} = 4,57E+04 \text{ kNm/rad}$	$\phi_{Cd} = 0,03 \text{ rad}$	Semi-rigid, partial strength
# 15,88	$M_{j,Rd} = 205,6 \text{ kNm}$	$S_{j,ini} = 4,73E+04 \text{ kNm/rad}$	$\phi_{Cd} = 0,03 \text{ rad}$	Semi-rigid, partial strength
# 19,05	$M_{j,Rd} = 260,7 \text{ kNm}$	$S_{j,ini} = 4,80E+04 \text{ kNm/rad}$	$\phi_{Cd} = 0,01 \text{ rad}$	Semi-rigid, partial strength
# 25,40	$M_{j,Rd} = 301,7 \text{ kNm}$	$S_{j,ini} = 4,86E+04 \text{ kNm/rad}$	$\phi_{Cd} = 0,03 \text{ rad}$	Semi-rigid, partial strength

Ligação na posição de extremidade				
Ligação	Momento fletor resistente	Rigidez rotacional inicial	Capacidade de rotação	Classificação
# 6,35	$M_{j,Rd} = 39,1 \text{ kNm}$	$S_{j,ini} = 2,91E+04 \text{ kNm/rad}$	$\phi_{Cd} = 0,03 \text{ rad}$	Semi-rigid, nominally Pinned
# 9,53	$M_{j,Rd} = 87,9 \text{ kNm}$	$S_{j,ini} = 3,91E+04 \text{ kNm/rad}$	$\phi_{Cd} = 0,03 \text{ rad}$	Semi-rigid, nominally Pinned
# 12,70	$M_{j,Rd} = 147,0 \text{ kNm}$	$S_{j,ini} = 4,24E+04 \text{ kNm/rad}$	$\phi_{Cd} = 0,03 \text{ rad}$	Semi-rigid, partial strength
# 15,88	$M_{j,Rd} = 205,6 \text{ kNm}$	$S_{j,ini} = 4,38E+04 \text{ kNm/rad}$	$\phi_{Cd} = 0,03 \text{ rad}$	Semi-rigid, partial strength
# 19,05	$M_{j,Rd} = 260,7 \text{ kNm}$	$S_{j,ini} = 4,44E+04 \text{ kNm/rad}$	$\phi_{Cd} = 0,01 \text{ rad}$	Semi-rigid, partial strength
# 25,40	$M_{j,Rd} = 301,7 \text{ kNm}$	$S_{j,ini} = 4,50E+04 \text{ kNm/rad}$	$\phi_{Cd} = 0,03 \text{ rad}$	Semi-rigid, partial strength

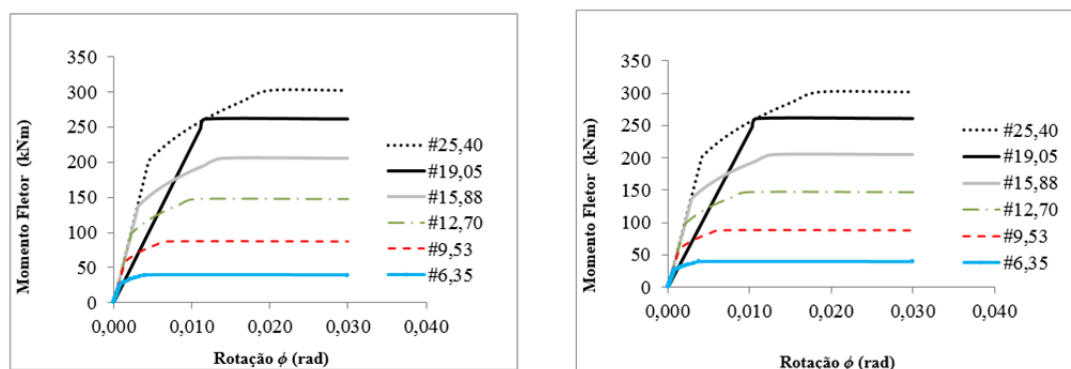
Para o pórtico da FIGURA 6.1, conforme definido no item 2.5.2, tem-se que $K_v/K_p \geq 0,1$.

Dessa forma, o limite superior de classificação quanto à rigidez é dado por

$$\frac{25EI_b}{L_b} = 1,70 \cdot 10^5 \text{ kNm/rad} \text{ e o limite inferior é dado por } \frac{0,5EI_b}{L_b} = 3,39 \cdot 10^3 \text{ kNm/rad}.$$

Observa-se que, conforme a TABELA 6.1, as rigidezes rotacionais iniciais das ligações avaliadas se situam entre esses limites de rigidez, assim, essas ligações podem ser classificadas como semirrígidas (*semi-rigid*). Na TABELA 6.1 também é mostrado que a rigidez rotacional da ligação, a partir da espessura 9,53 mm permanece praticamente constante, para acréscimos da espessura da chapa de extremidade. Também pode ser observado que, independentemente da rigidez, o momento resistente da ligação aumenta de forma significativa com a espessura da chapa de extremidade. As ligações com chapa

de extremidade com espessuras 6,35 mm e 9,53 mm podem ser classificadas quanto à resistência como ligações flexíveis (*nominally pinned*) enquanto, para as demais espessuras, as ligações podem ser classificadas como parcialmente resistente (*partial strength*). A partir das propriedades do modelo mecânico, apresentadas na TABELA 6.1, o comportamento das ligações é aproximado pelas curvas mostradas na FIGURA 6.4.



a) Ligação de posição intermediária b) Ligação de posição de extremidade

FIGURA 6.4- Curvas momento-rotação para as ligações intermediária e de extremidade.

Para representação da ligação com chapa de extremidade #19,05, que não atende aos critérios de ductilidade considerados na seção 5.4.1, foi adotada uma curva momento-rotação bilinear com rigidez modificada $\frac{S_{j,ini}}{\eta}$, com $\eta=2$ (para fins de comparação, tal

redução foi desconsiderada na TABELA 6.1) e tomada, de forma arbitrária, uma capacidade de rotação de $\phi_{Cd} = 0,01$ rad, dada pela rotação correspondente ao momento fletor resistente, $M_{j,Rd}$, limitando assim a curva do modelo ao trecho elástico. Para as demais ligações que apresentam capacidade de rotação adequada foram adotadas, para a representação numérica, curvas momento-rotação multilíneas e uma capacidade de rotação de $\phi_{Cd} = 0,03$ radianos, conforme os critérios apresentados no item 5.4.1.

Na TABELA 6.2 e na TABELA 6.3 são apresentados os resultados de verificação para as ligações nas posições intermediária e de extremidade.

TABELA 6.2: Resultados da verificação da ligação na posição intermediária, conforme EN 1993 - 1 - 8: (2005).

Chapa de extremidade: $t_p = 6,35$ mm		
Alma do pilar solicitada ao cisalhamento:	$V_{wp,Rd} = 911,0$ kN	$1/k_1=0,164$ mm ⁻¹
Alma do pilar comprimida:	$F_{c,wc,Rd} = 955,9$ kN	$1/k_2=0,121$ mm ⁻¹
Mesa e alma da viga comprimidas:	$F_{c,fb,Rd} = 1324,7$ kN	$1/k_7=0,000$ mm ⁻¹
Região Tracionada	$F_{t,Rd} = 122,9$ kN	$1/k_{eq}=0,393$ mm ⁻¹
<i>(linha 1) $F_{t,Rd} = 67,4$ kN - Limite de resistência: Chapa de extremidade sujeita à flexão, modo de falha 1</i>		
<i>(linha 2) $F_{t,Rd} = 31,7$ kN - Limite de resistência: Chapa de extremidade sujeita à flexão, modo de falha 1-2</i>		
<i>(linha 3) $F_{t,Rd} = 23,9$ kN - Limite de resistência: Chapa de extremidade sujeita à flexão, modo de falha 1-2</i>		
Rigidez rotacional inicial	$S_{j,ini} = 3,04$ E+04 kNm/rad	
Momento Resistente	$M_{j,Rd} = 39,06$ kNm	
Capacidade de Rotação	$\phi_{Cd} = 0,03$ rad	
Componente que limita resistência da ligação: Chapa de extremidade sujeita à flexão, modo de falha 1-2		
Chapa de extremidade: $t_p = 9,53$ mm		
Alma do pilar solicitada ao cisalhamento:	$V_{wp,Rd} = 911,0$ kN	$1/k_1=0,163$ mm ⁻¹
Alma do pilar comprimida:	$F_{c,wc,Rd} = 970,4$ kN	$1/k_2=0,118$ mm ⁻¹
Mesa e alma da viga comprimidas:	$F_{c,fb,Rd} = 1324,7$ kN	$1/k_7=0,000$ mm ⁻¹
Região Tracionada	$F_{t,Rd} = 276,6$ kN	$1/k_{eq}=0,204$ mm ⁻¹
<i>(linha 1) $F_{t,Rd} = 151,6$ kN - Limite de resistência: Chapa de extremidade sujeita à flexão, modo de falha 1</i>		
<i>(linha 2) $F_{t,Rd} = 71,3$ kN - Limite de resistência: Chapa de extremidade sujeita à flexão, modo de falha 1-2</i>		
<i>(linha 3) $F_{t,Rd} = 53,7$ kN - Limite de resistência: Chapa de extremidade sujeita à flexão, modo de falha 1-2</i>		
Rigidez rotacional inicial	$S_{j,ini} = 4,17$ E+04 kNm/rad	
Momento Resistente	$M_{j,Rd} = 87,89$ kNm	
Capacidade de Rotação	$\phi_{Cd} = 0,03$ rad	
Componente que limita resistência da ligação: Chapa de extremidade sujeita à flexão, modo de falha 1-2		
Chapa de extremidade: $t_p = 12,70$ mm		
Alma do pilar solicitada ao cisalhamento:	$V_{wp,Rd} = 911,0$ kN	$1/k_1=0,161$ mm ⁻¹
Alma do pilar comprimida:	$F_{c,wc,Rd} = 984,5$ kN	$1/k_2=0,115$ mm ⁻¹
Mesa e alma da viga comprimidas:	$F_{c,fb,Rd} = 1324,7$ kN	$1/k_7=0,000$ mm ⁻¹
Região Tracionada	$F_{t,Rd} = 467,6$ kN	$1/k_{eq}=0,159$ mm ⁻¹
<i>(linha 1) $F_{t,Rd} = 245,4$ kN - Limite de resistência: Chapa de extremidade sujeita à flexão, modo de falha 2</i>		
<i>(linha 2) $F_{t,Rd} = 126,7$ kN - Limite de resistência: Chapa de extremidade sujeita à flexão, modo de falha 1-2</i>		
<i>(linha 3) $F_{t,Rd} = 95,5$ kN - Limite de resistência: Chapa de extremidade sujeita à flexão, modo de falha 1-2</i>		
Rigidez rotacional inicial	$S_{j,ini} = 4,57$ E+04 kNm/rad	
Momento Resistente	$M_{j,Rd} = 147,04$ kNm	
Capacidade de Rotação	$\phi_{Cd} = 0,03$ rad	
Componente que limita resistência da ligação: Chapa de extremidade sujeita à flexão, modo de falha 1-2		

TABELA 6.2: Resultados da verificação da ligação na posição intermediária, conforme EN 1993 - 1 - 8: (2005).

Chapa de extremidade: $t_p = 15,88$ mm		
Alma do pilar solicitada ao cisalhamento:	$V_{wp,Rd} = 911,0$ kN	$1/k_1=0,161$ mm ⁻¹
Alma do pilar comprimida:	$F_{c,wc,Rd} = 998,2$ kN	$1/k_2=0,113$ mm ⁻¹
Mesa e alma da viga comprimidas:	$F_{c,fb,Rd} = 1324,7$ kN	$1/k_7=0,000$ mm ⁻¹
Região Tracionada	$F_{t,Rd} = 667,5$ kN	$1/k_{eq}=0,144$ mm ⁻¹
<i>(linha 1) $F_{t,Rd} = 320,34$ kN - Limite de resistência: Chapa de extremidade sujeita à flexão, modo de falha 2</i>		
<i>(linha 2) $F_{t,Rd} = 197,9$ kN - Limite de resistência: Chapa de extremidade sujeita à flexão, modo de falha 1-2</i>		
<i>(linha 3) $F_{t,Rd} = 149,3$ kN - Limite de resistência: Chapa de extremidade sujeita à flexão, modo de falha 1-2</i>		
Rigidez rotacional inicial	$S_{j,ini} = 4,73$ E+04 kNm/rad	
Momento Resistente	$M_{j,Rd} = 205,60$ kNm	
Capacidade de Rotação	$\phi_{Cd} = 0,03$ rad	
Componente que limita resistência da ligação: Chapa de extremidade sujeita à flexão, modo de falha 1-2		
Chapa de extremidade: $t_p = 19,05$ mm		
Alma do pilar solicitada ao cisalhamento:	$V_{wp,Rd} = 911,0$ kN	$1/k_1=0,160$ mm ⁻¹
Alma do pilar comprimida:	$F_{c,wc,Rd} = 1011,5$ kN	$1/k_2=0,110$ mm ⁻¹
Mesa e alma da viga comprimidas:	$F_{c,fb,Rd} = 1324,7$ kN	$1/k_7=0,000$ mm ⁻¹
Região Tracionada	$F_{t,Rd} = 868,7$ kN	$1/k_{eq}=0,139$ mm ⁻¹
<i>(linha 1) $F_{t,Rd} = 368,8$ kN - Limite de resistência: Chapa de extremidade sujeita à flexão, modo de falha 2</i>		
<i>(linha 2) $F_{t,Rd} = 285,0$ kN - Limite de resistência: Chapa de extremidade sujeita à flexão, modo de falha 1-2</i>		
<i>(linha 3) $F_{t,Rd} = 214,9$ kN - Limite de resistência: Chapa de extremidade sujeita à flexão, modo de falha 1-2</i>		
Rigidez rotacional modificada	$S_{j,ini}/2 = 2,40$ E+04 kNm/rad	
Momento Resistente	$M_{j,Rd} = 260,70$ kNm	
Capacidade de Rotação	$\phi_{Cd} = 0,01$ rad	
Componente que limita resistência da ligação: Chapa de extremidade sujeita à flexão, modo de falha 1-2		
Chapa de extremidade: $t_p = 25,40$ mm		
Alma do pilar solicitada ao cisalhamento:	$V_{wp,Rd} = 911,0$ kN	$1/k_1=0,160$ mm ⁻¹
Alma do pilar comprimida:	$F_{c,wc,Rd} = 1029,4$ kN	$1/k_2=0,105$ mm ⁻¹
Mesa e alma da viga comprimidas:	$F_{c,fb,Rd} = 1324,7$ kN	$1/k_7=0,000$ mm ⁻¹
Região Tracionada	$F_{t,Rd} = 911,0$ kN	$1/k_{eq}=0,137$ mm ⁻¹
<i>(linha 1) $F_{t,Rd} = 444,5$ kN - Limite de resistência: Chapa de extremidade sujeita à flexão, modo de falha 2</i>		
<i>(linha 2) $F_{t,Rd} = 466,5$ kN - Limite de resistência: Chapa de extremidade sujeita à flexão, modo de falha 3</i>		
<i>(linha 3) $F_{t,Rd} = 0,0$ kN - A linha não é ativada</i>		
Rigidez rotacional inicial	$S_{j,ini} = 4,86$ E+04 kNm/rad	
Momento Resistente	$M_{j,Rd} = 301,70$ kNm	
Capacidade de Rotação	$\phi_{Cd} = 0,03$ rad	
Componente que limita resistência da ligação: Alma do pilar solicitada ao cisalhamento		

TABELA 6.3: Resultados da verificação da ligação na posição de extremidade, conforme EN 1993 - 1 - 8: (2005).

Chapa de extremidade: $t_p = 6,35$ mm		
Alma do pilar solicitada ao cisalhamento:	$V_{wp,Rd} = 911,0$ kN	$1/k_1=0,162$ mm ⁻¹
Alma do pilar comprimida:	$F_{c,wc,Rd} = 955,9$ kN	$1/k_2=0,121$ mm ⁻¹
Mesa e alma da viga comprimidas:	$F_{c,fb,Rd} = 1324,7$ kN	$1/k_7=0,000$ mm ⁻¹
Região Tracionada	$F_{t,Rd} = 122,9$ kN	$1/k_{eq}=0,410$ mm ⁻¹
<i>(linha 1) $F_{t,Rd} = 67,4$ kN - Limite de resistência: Chapa de extremidade sujeita à flexão, modo de falha 1</i>		
<i>(linha 2) $F_{t,Rd} = 31,7$ kN - Limite de resistência: Chapa de extremidade sujeita à flexão, modo de falha 1-2</i>		
<i>(linha 3) $F_{t,Rd} = 23,9$ kN - Limite de resistência: Chapa de extremidade sujeita à flexão, modo de falha 1-2</i>		
Rigidez rotacional	$S_j = 2,91$ E+04 kNm/rad	
Momento Resistente	$M_{j,Rd} = 39,06$ kNm	
Capacidade de Rotação	$\phi_{Cd} = 0,03$ rad	
Componente que limita resistência da ligação: Chapa de extremidade sujeita à flexão, modo de falha 1-2		
Chapa de extremidade: $t_p = 9,53$ mm		
Alma do pilar solicitada ao cisalhamento:	$V_{wp,Rd} = 911,0$ kN	$1/k_1=0,159$ mm ⁻¹
Alma do pilar comprimida:	$F_{c,wc,Rd} = 970,4$ kN	$1/k_2=0,118$ mm ⁻¹
Mesa e alma da viga comprimidas:	$F_{c,fb,Rd} = 1324,7$ kN	$1/k_7=0,000$ mm ⁻¹
Região Tracionada	$F_{t,Rd} = 276,6$ kN	$1/k_{eq}=0,219$ mm ⁻¹
<i>(linha 1) $F_{t,Rd} = 151,6$ kN - Limite de resistência: Chapa de extremidade sujeita à flexão, modo de falha 1</i>		
<i>(linha 2) $F_{t,Rd} = 71,3$ kN - Limite de resistência: Chapa de extremidade sujeita à flexão, modo de falha 1-2</i>		
<i>(linha 3) $F_{t,Rd} = 53,7$ kN - Limite de resistência: Chapa de extremidade sujeita à flexão, modo de falha 1-2</i>		
Rigidez rotacional	$S_j = 3,91$ E+04 kNm/rad	
Momento Resistente	$M_{j,Rd} = 87,89$ kNm	
Capacidade de Rotação	$\phi_{Cd} = 0,03$ rad	
Componente que limita resistência da ligação: Chapa de extremidade sujeita à flexão, modo de falha 1-2		
Chapa de extremidade: $t_p = 12,70$ mm		
Alma do pilar solicitada ao cisalhamento:	$V_{wp,Rd} = 911,0$ kN	$1/k_1=0,157$ mm ⁻¹
Alma do pilar comprimida:	$F_{c,wc,Rd} = 984,5$ kN	$1/k_2=0,115$ mm ⁻¹
Mesa e alma da viga comprimidas:	$F_{c,fb,Rd} = 1324,7$ kN	$1/k_7=0,000$ mm ⁻¹
Região Tracionada	$F_{t,Rd} = 467,6$ kN	$1/k_{eq}=0,172$ mm ⁻¹
<i>(linha 1) $F_{t,Rd} = 245,4$ kN - Limite de resistência: Chapa de extremidade sujeita à flexão, modo de falha 2</i>		
<i>(linha 2) $F_{t,Rd} = 126,7$ kN - Limite de resistência: Chapa de extremidade sujeita à flexão, modo de falha 1-2</i>		
<i>(linha 3) $F_{t,Rd} = 95,5$ kN - Limite de resistência: Chapa de extremidade sujeita à flexão, modo de falha 1-2</i>		
Rigidez rotacional	$S_j = 4,24$ E+04 kNm/rad	
Momento Resistente	$M_{j,Rd} = 147,04$ kNm	
Capacidade de Rotação	$\phi_{Cd} = 0,03$ rad	
Componente que limita resistência da ligação: Chapa de extremidade sujeita à flexão, modo de falha 1-2		

TABELA 6.3: Resultados da verificação da ligação na posição de extremidade, conforme EN 1993 - 1 - 8: (2005).

Chapa de extremidade: $t_p = 15,88$ mm		
Alma do pilar solicitada ao cisalhamento:	$V_{wp,Rd} = 911,0$ kN	$1/k_1=0,156$ mm ⁻¹
Alma do pilar comprimida:	$F_{c,wc,Rd} = 998,2$ kN	$1/k_2=0,113$ mm ⁻¹
Mesa e alma da viga comprimidas:	$F_{c,fb,Rd} = 1324,7$ kN	$1/k_7=0,000$ mm ⁻¹
Região Tracionada	$F_{t,Rd} = 667,5$ kN	$1/k_{eq}=0,157$ mm ⁻¹
<i>(linha 1) $F_{t,Rd} = 320,3$ kN - Limite de resistência: Chapa de extremidade sujeita à flexão, modo de falha 2</i>		
<i>(linha 2) $F_{t,Rd} = 197,9$ kN - Limite de resistência: Chapa de extremidade sujeita à flexão, modo de falha 1-2</i>		
<i>(linha 3) $F_{t,Rd} = 149,3$ kN - Limite de resistência: Chapa de extremidade sujeita à flexão, modo de falha 1-2</i>		
Rigidez rotacional inicial	$S_{j,ini} = 4,38$ E+04 kNm/rad	
Momento Resistente	$M_{j,Rd} = 205,60$ kNm	
Capacidade de Rotação	$\phi_{Cd} = 0,03$ rad	
Componente que limita resistência da ligação: Chapa de extremidade sujeita à flexão, modo de falha 1-2		
Chapa de extremidade: $t_p = 19,05$ mm		
Alma do pilar solicitada ao cisalhamento:	$V_{wp,Rd} = 911,0$ kN	$1/k_1=0,156$ mm ⁻¹
Alma do pilar comprimida:	$F_{c,wc,Rd} = 1011,5$ kN	$1/k_2=0,110$ mm ⁻¹
Mesa e alma da viga comprimidas:	$F_{c,fb,Rd} = 1324,7$ kN	$1/k_7=0,000$ mm ⁻¹
Região Tracionada	$F_{t,Rd} = 868,7$ kN	$1/k_{eq}=0,151$ mm ⁻¹
<i>(linha 1) $F_{t,Rd} = 368,8$ kN - Limite de resistência: Chapa de extremidade sujeita à flexão, modo de falha 2</i>		
<i>(linha 2) $F_{t,Rd} = 285,0$ kN - Limite de resistência: Chapa de extremidade sujeita à flexão, modo de falha 1-2</i>		
<i>(linha 3) $F_{t,Rd} = 214,9$ kN - Limite de resistência: Chapa de extremidade sujeita à flexão, modo de falha 1-2</i>		
Rigidez rotacional modificada	$S_{j,ini}/2 = 2,22$ E+04 kNm/rad	
Momento Resistente	$M_{j,Rd} = 260,70$ kNm	
Capacidade de Rotação	$\phi_{Cd} = 0,01$ rad	
Componente que limita resistência da ligação: Chapa de extremidade sujeita à flexão, modo de falha 1-2		
Chapa de extremidade: $t_p = 25,40$ mm		
Alma do pilar solicitada ao cisalhamento:	$V_{wp,Rd} = 911,0$ kN	$1/k_1=0,155$ mm ⁻¹
Alma do pilar comprimida:	$F_{c,wc,Rd} = 1029,4$ kN	$1/k_2=0,105$ mm ⁻¹
Mesa e alma da viga comprimidas:	$F_{c,fb,Rd} = 1324,7$ kN	$1/k_7=0,000$ mm ⁻¹
Região Tracionada	$F_{t,Rd} = 911,0$ kN	$1/k_{eq}=0,149$ mm ⁻¹
<i>(linha 1) $F_{t,Rd} = 444,5$ kN - Limite de resistência: Chapa de extremidade sujeita à flexão, modo de falha 2</i>		
<i>(linha 2) $F_{t,Rd} = 466,5$ kN - Limite de resistência: Chapa de extremidade sujeita à flexão, modo de falha 3</i>		
<i>(linha 3) $F_{t,Rd} = 0,0$ kN – A linha não é solicitada</i>		
Rigidez rotacional inicial	$S_{j,ini} = 4,50$ E+04 kNm/rad	
Momento Resistente	$M_{j,Rd} = 301,70$ kNm	
Capacidade de Rotação	$\phi_{Cd} = 0,03$ rad	
Componente que limita resistência da ligação: Alma do pilar solicitada ao cisalhamento		

Pode se observar na TABELA 6.2 e na TABELA 6.3 que o comportamento para as ligações na posição intermediária e de extremidade são bastante semelhantes. Conforme já mencionado, os valores da rigidez rotacional inicial são ligeiramente inferiores para as ligações na posição de extremidade em comparação com as ligações na posição intermediária. Os valores determinados para a resistência dos componentes são os mesmos para ambos os casos, considerando-se chapas de mesma espessura. Para este caso, na prática, o comprimento de prolongamento do pilar além da saliência da chapa não proporciona grandes alterações nos comprimentos das linhas de plastificação que são determinantes para a resistência.

A espessura da mesa do pilar ($t_{fc} = 22,23$ mm) que compõe o pórtico e o diâmetro dos parafusos definido para a ligação conduziram a valores elevados de resistência para os componentes associados a esses parâmetros, permitindo a observação de forma adequada da influência da chapa na ligação, sem eventuais limitações de outro componente da região tracionada. De forma geral, os demais componentes da região tracionada, isto é, a alma do pilar tracionada e a alma da viga tracionada, não apresentaram grande influência na rigidez ou na resistência da ligação. Assim, na TABELA 6.2 e na TABELA 6.3 pode ser observado que, exceto no caso da ligação de chapa #25,40, a chapa de extremidade sujeita à flexão é o componente que condiciona e limita o valor do momento fletor resistente da ligação.

Para as ligações de chapa #6,35 a falha da chapa de extremidade se dá conforme o mecanismo de colapso A, no modo de falha 1 e, à medida que se tomam espessuras maiores (de 9,53 a 15,88 mm), algumas linhas de parafusos tracionadas passam a falhar por plastificação da chapa na ausência de força de alavanca, conforme seção 4.8. Finalmente, para a chapa #25,40 a resistência passa a ser limitada pela resistência do componente associado à alma do pilar solicitada ao cisalhamento.

Para os casos onde o momento fletor resistente da ligação é condicionado pela 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 $t \leq 0,36d_b \sqrt{\frac{f_{ub}}{f_y}}$, conforme 5.4.1. Tal condição é constatada para as ligações com espessuras de chapa entre 6,35 e 15,88 mm.

A ligação com chapa #19,05 não atende essa condição, e, portanto, para o modelo estrutural foi adotada curva momento-rotação bilinear com rigidez modificada e uma capacidade de rotação de $\phi_{Cd} = 0,01$, dada pela rotação correspondente ao momento $M_{j,Rd}$, limitando assim a curva do modelo ao trecho elástico.

O momento resistente da ligação com chapa #25,40 é condicionado pela resistência da alma do pilar solicitada ao cisalhamento, de forma que o modelo mecânico desconsidera a resistência da 3ª linha de parafusos. Conforme visto no item 3.4.1, o componente associado à alma do pilar solicitada ao cisalhamento apresenta boa ductilidade, e nesse caso a ligação com chapa #25,40 deve apresentar capacidade de rotação suficiente para desenvolver as rotações previstas no processo de análise estrutural.

Para fins de processamento computacional, a capacidade de rotação foi definida como um dos estados limites, e foi adotado $\phi_{Cd} = 0,01$ para as ligações com chapa #19,05 e o valor usual $\phi_{Cd} = 0,03$ para as demais ligações.

6.2.3 Análise elástica em teoria de 2ª ordem do comportamento estrutural de pórticos com ligações semirrígidas

Os valores últimos para a carga P , associados ao colapso da estrutura, foram obtidos para cada pórtico por meio de análise elástica em teoria de 2ª ordem através do programa PPLANLEP, e podem ser observados na TABELA 6.4.

TABELA 6.4 Carga última e respectivos deslocamentos laterais no topo do pórtico.

Espessura da chapa da ligação	P	$P/P_{rígida}$	Deslocamento lateral no topo
6,35 mm	5280 kN	0,47	1,164 cm
9,53 mm	6600 kN	0,59	2,000 cm
12,70 mm	7320 kN	0,66	3,506 cm
15,88 mm	7560 kN	0,68	4,402 cm
19,05 mm	6600 kN	0,59	9,014 cm
25,40 mm	7920 kN	0,71	8,151 cm

As trajetórias de equilíbrio do pórtico, com as bases engastadas, considerando-se as ligações viga-pilar semirrígidas da FIGURA 6.2 e da FIGURA 6.3, são apresentadas nos gráficos da FIGURA 6.5. Os resultados obtidos pelo programa PPLANLEP são apresentados em referência à carga última $P_{\text{rígida}}=11160 \text{ kN}$, que conduz ao colapso do pórtico, constatada por PINHEIRO e SILVEIRA (2005) e SILVA (2010) a partir da consideração de ligações viga-pilar idealmente rígidas.

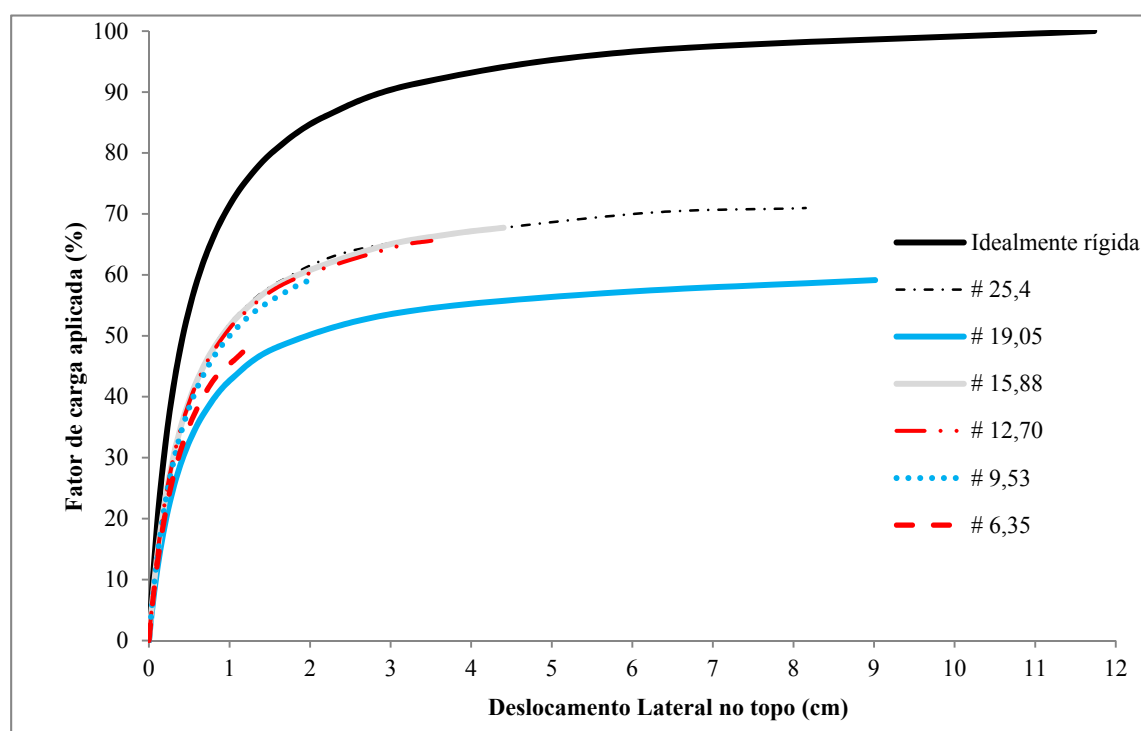


FIGURA 6.5- Curvas carga-deslocamento em função da carga última.

Nota-se que a influência dos efeitos das ligações semirrígidas reduz drasticamente a carga última do pórtico, situando-se entre 47% e 71% da carga última do pórtico com ligações idealmente rígidas. Consequentemente, o comportamento do pórtico, na análise elástica de 2ª ordem, é fortemente controlado pelo efeito de flexibilidade da ligação e, nos seis casos de ligações semirrígidas analisados, a carga última foi atingida quando as ligações alcançaram a sua capacidade de rotação.

Na TABELA 6.5 são mostrados os deslocamentos laterais e os momentos fletores na base do pilar esquerdo, para fins de comparação, para um mesmo carregamento, correspondente a 25% da carga última $P_{rígida}$.

TABELA 6.5 Resultados para 25% de carga última $P_{rígida}=11160\text{ kN}$.

Ligação	Deslocamento Lateral no topo	Momento fletor no engaste da esquerda
6,35	0,302 cm	20,23 kNm
9,53	0,264 cm	18,77 kNm
12,70	0,255 cm	18,42 kNm
15,88	0,252 cm	18,29 kNm
19,05	0,344 cm	21,76 kNm
25,40	0,249 cm	18,20 kNm
Idealmente rígida	0,158 cm	14,65 kNm

Embora seja comum entre projetistas a ideia de se associar o conceito de ligações rígidas às ligações com chapas de extremidade, pode-se observar na TABELA 6.5 que a resposta estrutural pode ser bem diferente do comportamento de uma ligação idealmente rígida. Os deslocamentos nodais podem ser bem mais acentuados caso a ligação não apresente rigidez suficientemente compatível com o modelo de ligação rígida, como pode ser observado na TABELA 6.5.

Outro aspecto importante é a distribuição dos esforços internos na estrutura. Pode-se observar que os valores do momento fletor no engaste da base esquerda variam de forma significativa. A desconsideração do comportamento semirrígido e a adoção de um modelo de ligação idealmente rígido podem conduzir a um dimensionamento baseado em hipóteses que, neste caso, subestimam os esforços na base. Pode-se observar que o momento fletor verificado na base do pilar para o pórtico com ligações idealmente rígidas é 24,2% menor que o verificado no pórtico de ligações semirrígidas com a chapa mais espessa e 38,1% menor, se comparado ao pórtico de ligações semirrígidas com a chapa menos espessa.

6.3 Exemplo 2: Pórtico Contraventado de 2 Andares e 1 Vão

Neste exemplo será estudado o comportamento de um pórtico contraventado de dois andares e um vão com ligações com chapa de extremidade. O pórtico, mostrado na

FIGURA 6.6, foi anteriormente estudado por ZHOU (2005) e SILVA (2010) considerando-se as mesmas dimensões das barras e o carregamento aplicado majorado para uma combinação de carga de $1,0 \times$ carga vertical + $1,3 \times$ carga de vento. As seções transversais das vigas e pilares são constituídas, respectivamente, pelos perfis $W460 \times 52$ e $W200 \times 46,1$; o momento plástico teórico para as vigas é igual a $M_{pv} = 1095,9 \times 25 = 273,98 \text{ kNm}$ e para os pilares igual a $M_{pp} = 495,3 \times 25 = 123,82 \text{ kNm}$. O contraventamento é realizado com cantoneiras $L75 \times 50 \times 6$, para ambos os andares.

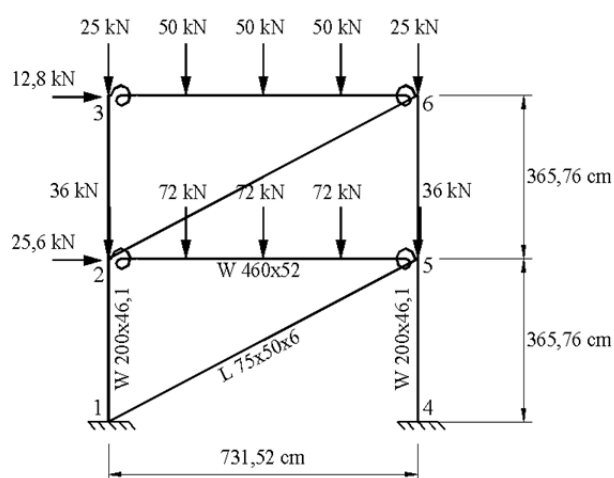


FIGURA 6.6- Pórtico contraventado de dois andares e um vão.

As ligações viga-pilar consideradas neste estudo são as mostradas na FIGURA 6.7 e na FIGURA 6.8, as bases são consideradas como totalmente engastadas e o pórtico apresenta contraventamentos com treliças diagonais. As imperfeições iniciais geométricas são assumidas iguais a zero e a influência das tensões residuais não são consideradas na análise. A tensão de escoamento do aço é igual a 250 MPa e o módulo de elasticidade longitudinal igual a 200 GPa .

Nas ligações da FIGURA 6.7 e da FIGURA 6.8, a chapa é ligada à extremidade da viga por meio de soldas filete e bisel, eletrodo E70-XX. A junção da chapa de extremidade com a mesa do pilar é feita por meio de parafusos ISO-4016 Classe 10.9 M24, com tensão de ruptura de 1000 MPa , dipostos na região tracionada (06 parafusos), e outros 02 parafusos, solicitados ao cisalhamento, dipostos na parte inferior da viga, próximo ao centro de compressão. A fim de se garantir a estabilidade do painel de alma do pilar foram dispostas duas chapas adicionais, de espessura $5/16''$, isto é, $7,94 \text{ mm}$, soldadas a

ambos os lados da alma do pilar. Neste exemplo são estudadas ligações com chapas de extremidade com espessuras variáveis (25,4 mm; 19,05 mm; 15,88 mm; 12,70 mm; 9,53 mm e 6,35 mm).

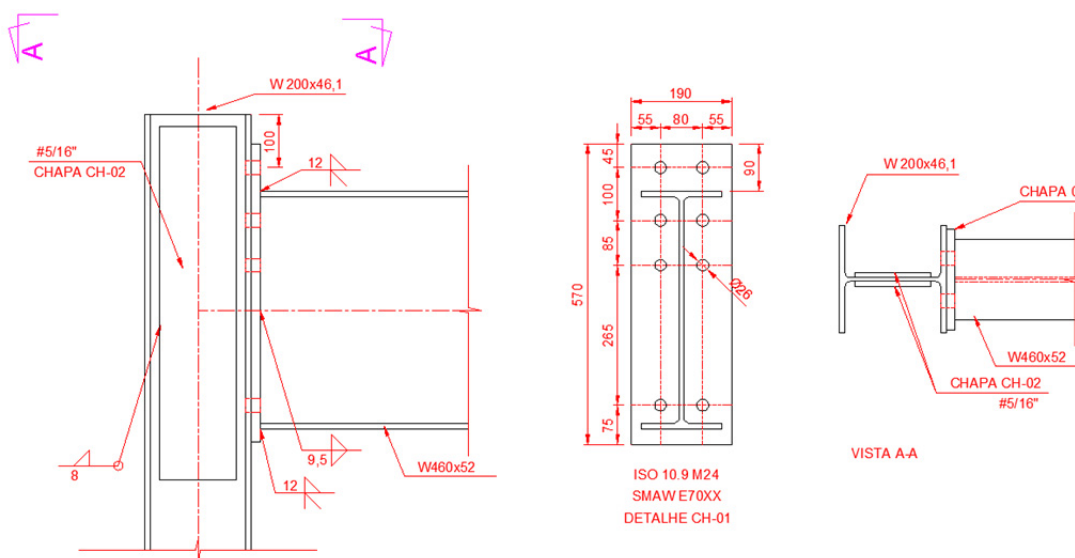


FIGURA 6.7- Ligação W460x52-W200x46,1 na posição de extremidade do pilar.

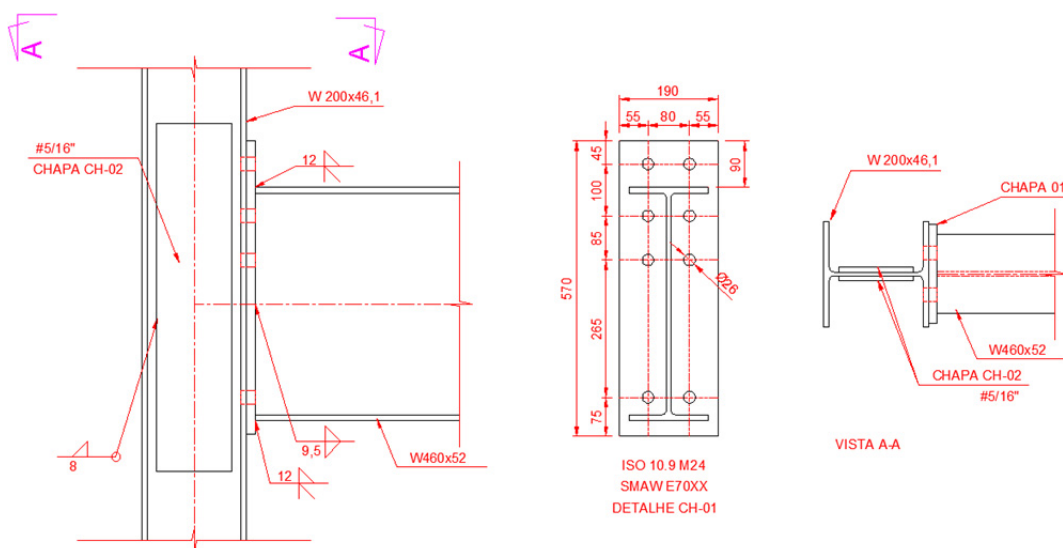


FIGURA 6.8- Ligação W460x52-W200x46,1 na posição intermediária do pilar.

6.3.1 Definição das ligações viga-pilar

As ligações viga-pilar foram verificadas e suas respectivas rigidezes, resistências e capacidades de rotação foram determinadas a partir de um modelo mecânico estabelecido, baseado no método dos componentes, conforme mostrado na TABELA 6.6.

TABELA 6.6: Resistências, rigidezes, capacidades de rotação e classificação das ligações nas posições intermediária e de extremidade.

Ligação na posição intermediária				
Ligação	Momento fletor resistente	Rigidez rotacional inicial	Capacidade de rotação	Classificação
# 6,35	$M_{j,Rd} = 68,6 \text{ kNm}$	$S_{j,ini} = 3,32E+04 \text{ kNm/rad}$	$\phi_{Cd} = 0,03 \text{ rad}$	Semi-rigid, partial strength
# 9,53	$M_{j,Rd} = 145,3 \text{ kNm}$	$S_{j,ini} = 4,37E+04 \text{ kNm/rad}$	$\phi_{Cd} = 0,03 \text{ rad}$	Semi-rigid, partial strength
# 12,70	$M_{j,Rd} = 160,1 \text{ kNm}$	$S_{j,ini} = 4,80E+04 \text{ kNm/rad}$	$\phi_{Cd} = 0,03 \text{ rad}$	rigid, partial strength
# 15,88	$M_{j,Rd} = 165,8 \text{ kNm}$	$S_{j,ini} = 4,99E+04 \text{ kNm/rad}$	$\phi_{Cd} = 0,03 \text{ rad}$	rigid, partial strength
# 19,05*	$M_{j,Rd} = 166,0 \text{ kNm}$	$S_{j,ini} = 5,09E+04 \text{ kNm/rad}$	$\phi_{Cd} = 0,03 \text{ rad}$	rigid, partial strength
# 25,40	$M_{j,Rd} = 166,0 \text{ kNm}$	$S_{j,ini} = 5,18E+04 \text{ kNm/rad}$	$\phi_{Cd} = 0,03 \text{ rad}$	rigid, partial strength

Ligação na posição de extremidade				
Ligação	Momento fletor resistente	Rigidez rotacional inicial	Capacidade de rotação	Classificação
# 6,35	$M_{j,Rd} = 68,6 \text{ kNm}$	$S_{j,ini} = 3,31E+04 \text{ kNm/rad}$	$\phi_{Cd} = 0,03 \text{ rad}$	Semi-rigid, partial strength
# 9,53	$M_{j,Rd} = 145,3 \text{ kNm}$	$S_{j,ini} = 4,37E+04 \text{ kNm/rad}$	$\phi_{Cd} = 0,03 \text{ rad}$	Semi-rigid, full strength
# 12,70	$M_{j,Rd} = 160,1 \text{ kNm}$	$S_{j,ini} = 4,80E+04 \text{ kNm/rad}$	$\phi_{Cd} = 0,03 \text{ rad}$	rigid, full strength
# 15,88	$M_{j,Rd} = 165,8 \text{ kNm}$	$S_{j,ini} = 4,99E+04 \text{ kNm/rad}$	$\phi_{Cd} = 0,03 \text{ rad}$	rigid, full strength
# 19,05*	$M_{j,Rd} = 166,0 \text{ kNm}$	$S_{j,ini} = 5,09E+04 \text{ kNm/rad}$	$\phi_{Cd} = 0,03 \text{ rad}$	rigid, full strength
# 25,40	$M_{j,Rd} = 166,0 \text{ kNm}$	$S_{j,ini} = 5,18E+04 \text{ kNm/rad}$	$\phi_{Cd} = 0,03 \text{ rad}$	rigid, full strength

Para o pórtico contraventado da FIGURA 6.6, conforme definido no item 2.5.2, tem-se que $K_v/K_p \geq 0,1$. Assim, os limites superior e inferior de classificação quanto à rigidez são

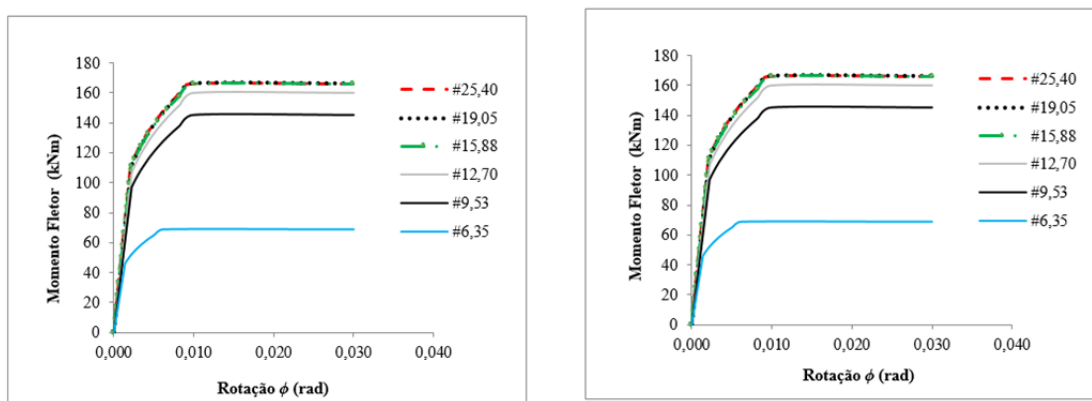
dados, respectivamente, por $\frac{8EI_b}{L_b} = 4,67 \cdot 10^4 \text{ kNm/rad}$ e $\frac{0,5EI_b}{L_b} = 2,92 \cdot 10^3 \text{ kNm/rad}$.

Observa-se que, conforme a TABELA 6.6, as rigidezes rotacionais iniciais das ligações com espessura até 9,53 mm se situam entre esses limites de rigidez e essas ligações podem ser classificadas como semirrígidas (*semi-rigid*). Para as demais espessuras de chapa de extremidade as ligações podem ser classificadas como rígidas (*rigid*). Quanto à resistência, todas as ligações avaliadas na posição intermediária podem ser classificadas como parcialmente resistente (*partial strength*), enquanto as ligações na posição de

extremidade são totalmente resistentes (*full strength*), com exceção das ligações com chapa #6,35 que são parcialmente resistentes. Como pode se constatar, conforme os conceitos da seção 5.4, a resposta estrutural dessas ligações se desenvolve de forma dúctil e, portanto, foi adotado o valor $\phi_{Cd} = 0,03$ para a capacidade de rotação.

6.3.2 Modelo mecânico das ligações viga-pilar

Para este caso, os resultados relacionados ao comportamento das ligações na posição intermediária e de extremidade foram idênticos e a extensão da porção do pilar acima da saliência da chapa de extremidade não teve influência na resistência ou na rigidez. Na FIGURA 6.9 são apresentadas as curvas momento-rotação para as ligações na posição intermediária e de extremidade, obtidas pelo método dos componentes, onde se verifica o comportamento não linear dessas ligações.



a) Ligação de posição intermediária

b) Ligação de posição de extremidade

FIGURA 6.9- Curva momento-rotação para as ligações intermediária e de extremidade.

Na TABELA 6.7 são apresentados os resultados de verificação para as ligações na posição de intermediária e de extremidade, podendo-se observar que a resistência dessas ligações é definida principalmente pelo componente associado alma do pilar solicitada ao cisalhamento. Apenas para a ligação com chapa #6,35 a resistência da ligação foi limitada pelo componente associado à chapa de extremidade sujeita à flexão, caso em que a chapa falha segundo o modo de falha 1, isto é, por plastificação da chapa de extremidade. Pode também ser observado que, a partir das ligações com chapa #12,70, o valor do momento fletor resistente, limitado pela resistência do componente associado

ao painel de alma do pilar, não apresenta grandes variações ante os incrementos na espessura da chapa de extremidade.

TABELA 6.7: Resultados da verificação da ligação na posição intermediária e de extremidade, conforme EN 1993 - 1 - 8: (2005).

Chapa de extremidade: $t_p = 6,35$ mm		
Alma do pilar solicitada ao cisalhamento:	$V_{wp,Rd} = 369,5$ kN	$1/k_1=0,367$ mm ⁻¹
Alma do pilar comprimida:	$F_{c,wc,Rd} = 428,5$ kN	$1/k_2=0,116$ mm ⁻¹
Mesa e alma da viga comprimidas:	$F_{c,fb,Rd} = 623,8$ kN	$1/k_7=0,000$ mm ⁻¹
Região Tracionada	$F_{t,Rd} = 177,2$ kN	$1/k_{eq}=0,467$ mm ⁻¹
<i>(linha 1) $F_{t,Rd} = 40,3$ kN - Limite de resistência: Chapa de extremidade sujeita à flexão, modo de falha 1</i>		
<i>(linha 2) $F_{t,Rd} = 84,3$ kN - Limite de resistência: Chapa de extremidade sujeita à flexão, modo de falha 1</i>		
<i>(linha 3) $F_{t,Rd} = 52,6$ kN - Limite de resistência: Chapa de extremidade sujeita à flexão, modo de falha 1</i>		
Rigidez rotacional inicial	$S_{j,ini} = 3,32$ E+04 kNm/rad	
Momento Resistente	$M_{j,Rd} = 68,62$ kNm	
Capacidade de Rotação	$\phi_{Cd} = 0,03$ rad	
Componente que limita resistência da ligação: Chapa de extremidade sujeita à flexão, modo de falha 1		
Chapa de extremidade: $t_p = 9,53$ mm		
Alma do pilar solicitada ao cisalhamento:	$V_{wp,Rd} = 369,5$ kN	$1/k_1=0,373$ mm ⁻¹
Alma do pilar comprimida:	$F_{c,wc,Rd} = 437,1$ kN	$1/k_2=0,112$ mm ⁻¹
Mesa e alma da viga comprimidas:	$F_{c,fb,Rd} = 623,8$ kN	$1/k_7=0,000$ mm ⁻¹
Região Tracionada	$F_{t,Rd} = 369,5$ kN	$1/k_{eq}=0,259$ mm ⁻¹
<i>(linha 1) $F_{t,Rd} = 90,6$ kN - Limite de resistência: Chapa de extremidade sujeita à flexão, modo de falha 1</i>		
<i>(linha 2) $F_{t,Rd} = 188,0$ kN - Limite de resistência: Chapa de extremidade sujeita à flexão, modo de falha 2</i>		
<i>(linha 3) $F_{t,Rd} = 90,8$ kN - Limite de resistência: Chapa de extremidade sujeita à flexão, modo de falha 2</i>		
Rigidez rotacional inicial	$S_{j,ini} = 4,37$ E+04 kNm/rad	
Momento Resistente	$M_{j,Rd} = 145,35$ kNm	
Capacidade de Rotação	$\phi_{Cd} = 0,03$ rad	
Componente que limita resistência da ligação: Alma do pilar solicitada ao cisalhamento		
Chapa de extremidade: $t_p = 12,70$ mm		
Alma do pilar solicitada ao cisalhamento:	$V_{wp,Rd} = 369,5$ kN	$1/k_1=0,377$ mm ⁻¹
Alma do pilar comprimida:	$F_{c,wc,Rd} = 445,1$ kN	$1/k_2=0,108$ mm ⁻¹
Mesa e alma da viga comprimidas:	$F_{c,fb,Rd} = 623,8$ kN	$1/k_7=0,000$ mm ⁻¹
Região Tracionada	$F_{t,Rd} = 369,5$ kN	$1/k_{eq}=0,207$ mm ⁻¹
<i>(linha 1) $F_{t,Rd} = 161,1$ kN - Limite de resistência: Chapa de extremidade sujeita à flexão, modo de falha 2</i>		
<i>(linha 2) $F_{t,Rd} = 208,3$ kN - Limite de resistência: Mesa do pilar sujeita à flexão, modo de falha 2</i>		
<i>(linha 3) $F_{t,Rd} = 0,0$ kN - A linha não é ativada</i>		
Rigidez rotacional inicial	$S_{j,ini} = 4,80$ E+04 kNm/rad	
Momento Resistente	$M_{j,Rd} = 160,1$ kNm	
Capacidade de Rotação	$\phi_{Cd} = 0,03$ rad	
Componente que limita resistência da ligação: Alma do pilar solicitada ao cisalhamento		

TABELA 6.7: Resultados da verificação da ligação na posição intermediária, e de extremidade conforme EN 1993 - 1 - 8: (2005).

Chapa de extremidade: $t_p = 15,88$ mm		
Alma do pilar solicitada ao cisalhamento:	$V_{wp,Rd} = 369,5$ kN	$1/k_1 = 0,379$ mm ⁻¹
Alma do pilar comprimida:	$F_{c,wc,Rd} = 452,8$ kN	$1/k_2 = 0,104$ mm ⁻¹
Mesa e alma da viga comprimidas:	$F_{c,fb,Rd} = 623,8$ kN	$1/k_7 = 0,000$ mm ⁻¹
Região Tracionada	$F_{t,Rd} = 369,5$ kN	$1/k_{eq} = 0,189$ mm ⁻¹
<i>(linha 1) $F_{t,Rd} = 218,2$ kN - Limite de resistência: Chapa de extremidade sujeita à flexão, modo de falha 2</i>		
<i>(linha 2) $F_{t,Rd} = 151,39$ kN - Limite de resistência: Mesa do pilar sujeita à flexão, modo de falha 2</i>		
<i>(linha 3) $F_{t,Rd} = 0,0$ kN - A linha não é ativada</i>		
Rigidez rotacional inicial	$S_{j,ini} = 4,99$ E+04 kNm/rad	
Momento Resistente	$M_{j,Rd} = 165,8$ kNm	
Capacidade de Rotação	$\phi_{Cd} = 0,03$ rad	
Componente que limita resistência da ligação: Alma do pilar solicitada ao cisalhamento		
Chapa de extremidade: $t_p = 19,05$ mm		
Alma do pilar solicitada ao cisalhamento:	$V_{wp,Rd} = 369,5$ kN	$1/k_1 = 0,380$ mm ⁻¹
Alma do pilar comprimida:	$F_{c,wc,Rd} = 460,0$ kN	$1/k_2 = 0,101$ mm ⁻¹
Mesa e alma da viga comprimidas:	$F_{c,fb,Rd} = 623,8$ kN	$1/k_7 = 0,000$ mm ⁻¹
Região Tracionada	$F_{t,Rd} = 369,5$ kN	$1/k_{eq} = 0,182$ mm ⁻¹
<i>(linha 1) $F_{t,Rd} = 220,2$ kN - Limite de resistência: Mesa do pilar sujeita à flexão, modo de falha 2</i>		
<i>(linha 2) $F_{t,Rd} = 149,3$ kN - Limite de resistência: Mesa do pilar sujeita à flexão, modo de falha 2</i>		
<i>(linha 3) $F_{t,Rd} = 0,0$ kN - A linha não é ativada</i>		
Rigidez rotacional modificada	$S_{j,ini} = 5,09$ E+04 kNm/rad	
Momento Resistente	$M_{j,Rd} = 165,99$ kNm	
Capacidade de Rotação	$\phi_{Cd} = 0,03$ rad	
Componente que limita resistência da ligação: Alma do pilar solicitada ao cisalhamento		
Chapa de extremidade: $t_p = 25,40$ mm		
Alma do pilar solicitada ao cisalhamento:	$V_{wp,Rd} = 369,5$ kN	$1/k_1 = 0,381$ mm ⁻¹
Alma do pilar comprimida:	$F_{c,wc,Rd} = 473,3$ kN	$1/k_2 = 0,094$ mm ⁻¹
Mesa e alma da viga comprimidas:	$F_{c,fb,Rd} = 623,8$ kN	$1/k_7 = 0,000$ mm ⁻¹
Região Tracionada	$F_{t,Rd} = 369,5$ kN	$1/k_{eq} = 0,179$ mm ⁻¹
<i>(linha 1) $F_{t,Rd} = 220,2$ kN - Limite de resistência: Mesa do pilar sujeita à flexão, modo de falha 2</i>		
<i>(linha 2) $F_{t,Rd} = 149,3$ kN - Limite de resistência: Mesa do pilar sujeita à flexão, modo de falha 2</i>		
<i>(linha 3) $F_{t,Rd} = 0,00$ kN - A linha não é ativada</i>		
Rigidez rotacional inicial	$S_{j,ini} = 5,18$ E+04 kNm/rad	
Momento Resistente	$M_{j,Rd} = 165,99$ kNm	
Capacidade de Rotação	$\phi_{Cd} = 0,03$ rad	
Componente que limita resistência da ligação: Alma do pilar solicitada ao cisalhamento		

A rigidez rotacional inicial não apresentou grandes variações entre as ligações avaliadas, contudo, a classificação das ligações em função da rigidez, a partir da ligação com chapa #9,53, passa de semirrígida (*semi-rigid*) para rígida (*rigid*), conforme mostrado na TABELA 6.6.

Considerando os modos de falha que limitam a resistência da ligação e os conceitos apresentados no item 5.4.1, pode-se considerar que a ligação apresenta ductilidade adequada, entretanto, para fins de processamento computacional, a capacidade de rotação foi limitada ao valor $\phi_{Cd} = 0,03 \text{ rad}$.

6.3.3 Análise elastoplástica em teoria de 2ª ordem do comportamento estrutural do pórtico com ligações semirrígidas

Na FIGURA 6.10 é mostrada a relação fator de carga-deslocamento até o colapso para os pórticos com as ligações viga-pilar determinadas pelas curvas da FIGURA 6.9 e para os pórticos com ligações viga-pilar idealmente rotuladas e rígidas. A abscissa refere-se ao deslocamento lateral do topo (nó 3) do pórtico e a ordenada se refere ao percentual de carga aplicada em função do carregamento proposto na FIGURA 6.6.

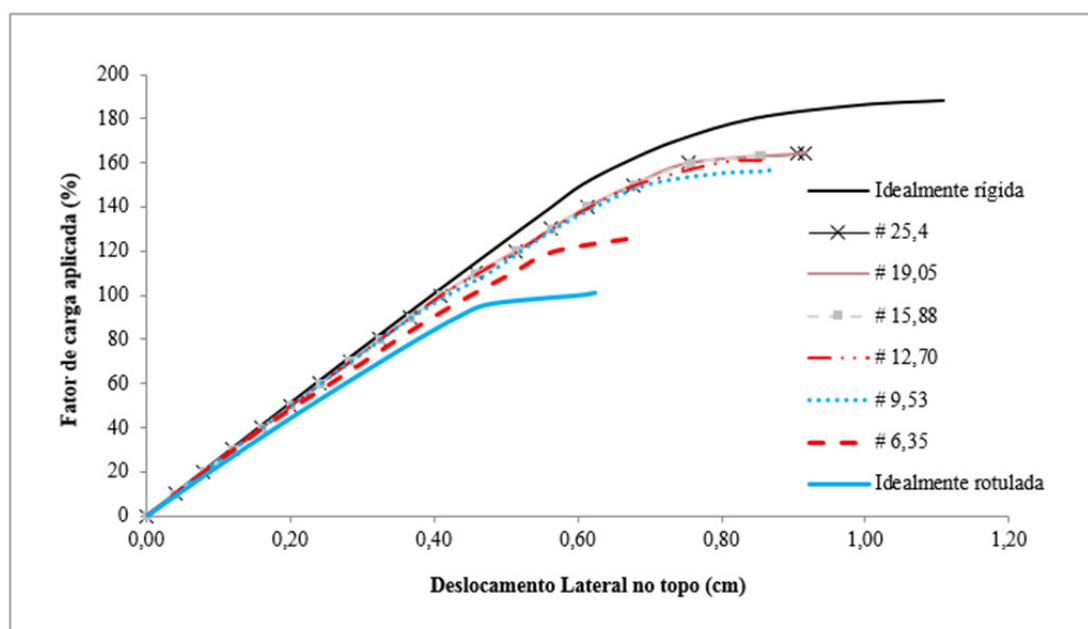


FIGURA 6.10- Curvas fator de carga-deslocamento.

As curvas da FIGURA 6.10 mostram que as propriedades das ligações têm influência significativa na resistência, rigidez e ductilidade do pórtico. O fato de o pórtico ser contraventado explica a sua pouca deslocabilidade que varia de 0,62 cm para o pórtico com ligações idealmente rotuladas até 1,11 cm para o pórtico com ligações idealmente rígidas.

As curvas fator de carga-deslocamento para o pórtico com ligações idealmente rígidas e para os pórticos com ligações com chapas #25,40, #19,05, #15,88 e #12,70 são bastante similares, confirmando a classificação dessas ligações como rígidas. As curvas fator de carga-deslocamento para os pórticos com ligações com chapas #9,53 e #6,35 apresentaram resultados intermediários, com comportamento situado entre os comportamentos de pórticos com ligações convencionais, rotulada e rígida, e de fato podem ser classificadas como ligações semirrígidas.

Na FIGURA 6.11 são mostrados os diagramas de momento fletor associados à carga última dos pórticos com as idealmente ligações rotuladas, semirrígidas e idealmente rígidas.

Observa-se a influência das ligações semirrígidas, cujas capacidades resistentes se apresentam proporcionais à magnitude dos esforços internos, observando-se também a coerência entre os diagramas de momentos fletores obtidos para os pórticos, os quais apresentam distribuições similares entre si.

Os momentos fletores na extremidade esquerda das vigas, nós 2 e 3, de forma geral, foram ligeiramente menores do que os momentos fletores na extremidade direita, nós 5 e 6, em razão do carregamento lateral que alivia as ligações dos nós 2 e 3, enquanto sobrecarrega as ligações dos nós 5 e 6.

A partir dos diagramas de momento fletor, considerando-se o equilíbrio nodal, observa-se que as ligações, foram capazes de realizar, para fins práticos a transmissão total do momento fletor entre os componentes conectados, para o carregamento proposto até atingir-se a carga última. Tal avaliação é mostrada na TABELA 6.8, onde são apresentados o momento fletor resistente de cada ligação e a relação percentual entre

momentos fletores nas extremidades das vigas e o momento resistente da respectiva ligação.

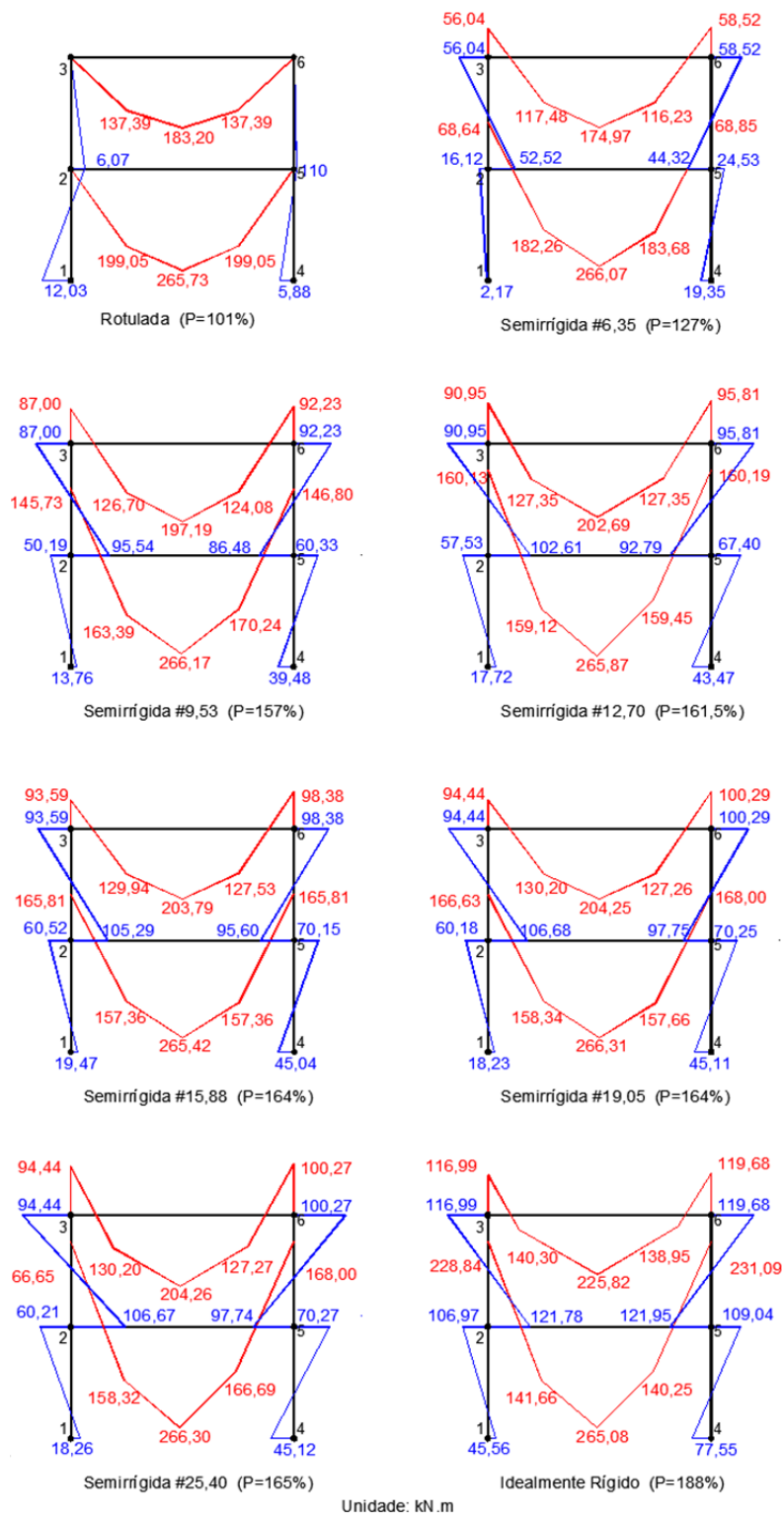


FIGURA 6.11- Diagramas de momento fletor.

TABELA 6.8: Percentual do momento atuante nas extremidades da viga para o carregamento último.

Ligação	Momento fletor resistente	2	3	5	6
# 6,35	$M_{j,Rd} = 68,6 \text{ kNm}$	100%	82%	100%	85%
# 9,53	$M_{j,Rd} = 145,3 \text{ kNm}$	100%	60%	100%	63%
# 12,70	$M_{j,Rd} = 160,1 \text{ kNm}$	100%	57%	100%	60%
# 15,88	$M_{j,Rd} = 165,8 \text{ kNm}$	100%	56%	100%	59%
# 19,05*	$M_{j,Rd} = 166,0 \text{ kNm}$	100%	57%	101%	60%
# 25,40	$M_{j,Rd} = 166,0 \text{ kNm}$	100%	57%	101%	60%

Nota-se que, de um modo geral, no instante em que o pórtico atinge a carga última, os momentos fletores solicitantes nas extremidades da viga do 1º andar, nós 2 e 5, alcançam o valor do momento fletor resistente da ligação. Enquanto isso, os momentos nas extremidades da viga do 2º andar, nós 3 e 6, alcançam valores que variam entre 56% e 85% da capacidade resistente dessas ligações.

Neste mesmo instante, o momento fletor no meio do vão da viga do 1º andar, em todos os casos, alcança aproximadamente 97% do momento plástico teórico para as vigas ($M_{pv}=273,98 \text{ kNm}$), enquanto, para o meio do vão da viga do 2º andar, o momento fletor alcança valores entre 64% e 75% do momento plástico teórico para as vigas. Nas extremidades dos pilares do 2º andar, o momento fletor alcança valores entre 36% e 81% do momento plástico teórico para os pilares ($M_{pp}=123,82 \text{ kNm}$).

Dessa forma, observa-se que o mecanismo de colapso ocorre devido à formação de rótulas plásticas nas ligações, associada à formação de rótula plástica na seção transversal do meio do vão da viga do 1º andar, caracterizando um mecanismo de viga, para um fator de carga última entre 127% e 165% do carregamento proposto.

Nos casos estudados, as ligações apresentaram capacidade de rotação suficiente, de modo que estas, praticamente, atingissem o momento resistente, permitindo a evolução da plastificação até o mecanismo de colapso do pórtico.

Finalmente, observa-se que os momentos fletores nas extremidades das vigas alcançados no pórtico com ligações com chapas #12,70; #16,88; #19,05 e #25,40 podem ser até 30% inferiores em comparação com os resultados para o pórtico com ligações

com comportamento idealmente rígido. Os estudos realizados mostraram a relevância da influência do comportamento das ligações no desempenho dos pórticos.

6.4 Exemplo 3: Pórtico Não-Contraventado de 1 andar e 1 Vão com Ligações de Base Semirrígidas

Na FIGURA 6.12 é apresentado um pórtico de um andar e um vão, com ligações vigapilar rotuladas e bases semirrígidas. A viga e os pilares são constituídos, respectivamente, pelos perfis W360x32,9 e W150x29,8. O carregamento inicial é constituído por uma força horizontal P , aplicada no nó 2, no topo do pilar. O módulo de elasticidade longitudinal do aço adotado é igual 20000 kN/cm^2 e a resistência ao escoamento é igual a $34,5 \text{ kN/cm}^2$.

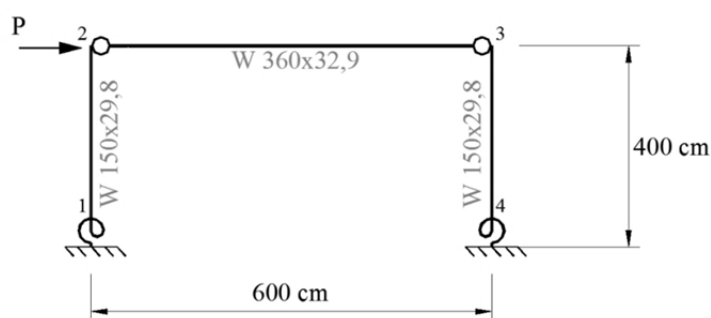


FIGURA 6.12- Pórtico não-contraventado de 1 andar e 1 vão com ligações de base semirrígidas.

Para avaliação do comportamento do pórtico considerando ligações semirrígidas nas bases dos pilares, propõe-se a realização de uma série de ensaios numéricos, incrementado-se gradualmente o valor da carga P até o colapso da estrutura. Propõe-se ainda que se varie a espessura da chapa das ligações da base dos pilares.

6.4.1 Definição das ligações das bases dos pilares

A ligação dos pilares com a base é mostrada na FIGURA 6.13, na qual a chapa é ligada à extremidade do pilar por meio de soldas de filete, com eletrodo E70-XX e pernas de 6 mm. A junção da chapa à base de concreto é feita por meio da ancoragem de chumbadores com diâmetro de 25 mm e resistência ao escoamento/ruptura 240/380 MPa, dipostos na face externa da mesa do pilar. O concreto da base possui

resistência característica de $f_{ck}=30$ Mpa e a camada de argamassa de preenchimento possui resistência característica de $f_{gk}=30$ Mpa.

Neste exemplo são estudadas ligações com placas de base com espessuras variáveis (16,88 mm; 19,05 mm; 22,23 mm; 25,40 mm; 28,58 mm e 31,75 mm).

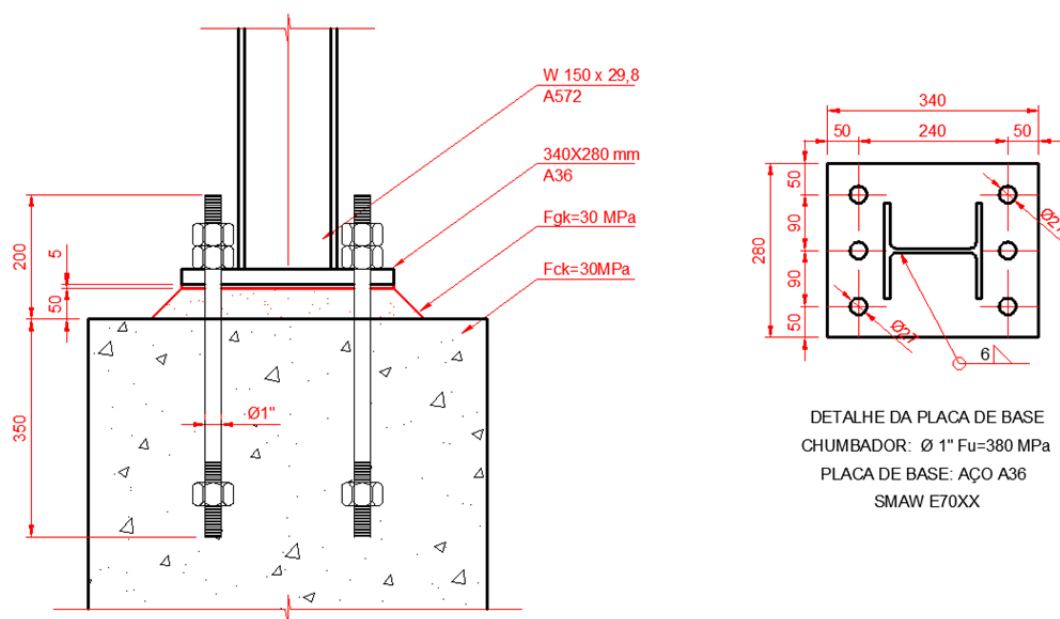


FIGURA 6.13- Detalhe da ligação da base do pilar.

6.4.2 Modelo mecânico das ligações da base do pilar

As ligações das bases dos pilares foram verificadas e suas respectivas rigidezes, resistências e capacidades de rotação foram determinadas a partir de um modelo mecânico estabelecido, baseado no método dos componentes, conforme mostrado na TABELA 6.9.

A resistência das ligações, em todos os casos, foi limitada pelo componente associado à placa de base do pilar fletida por ação de tração nos chumbadores. Entretanto, o mecanismo e os respectivos modos pelos quais ocorrem a falha se alteram à medida que são tomadas espessuras maiores para a placa de base.

TABELA 6.9: Resistências, rigidezes, capacidades de rotação para a ligação da base do pilar.

Ligação da base do pilar			
Ligação	Momento fletor resistente	Rigidez rotacional inicial	Capacidade de rotação
# 15,88	$M_{j,Rd} = 44,5 \text{ kNm}$	$S_{j,ini} = 1,38E+05 \text{ kNm/rad}$	$\phi_{Cd} = 0,03 \text{ rad}$
# 19,05	$M_{j,Rd} = 49,1 \text{ kNm}$	$S_{j,ini} = 1,41E+05 \text{ kNm/rad}$	$\phi_{Cd} = 0,03 \text{ rad}$
# 22,23	$M_{j,Rd} = 54,5 \text{ kNm}$	$S_{j,ini} = 1,44E+05 \text{ kNm/rad}$	$\phi_{Cd} = 0,03 \text{ rad}$
# 25,40	$M_{j,Rd} = 59,6 \text{ kNm}$	$S_{j,ini} = 1,24E+05 \text{ kNm/rad}$	$\phi_{Cd} = 0,03 \text{ rad}$
# 28,58	$M_{j,Rd} = 61,5 \text{ kNm}$	$S_{j,ini} = 1,25E+05 \text{ kNm/rad}$	$\phi_{Cd} = 0,03 \text{ rad}$
# 31,75	$M_{j,Rd} = 61,5 \text{ kNm}$	$S_{j,ini} = 1,25E+05 \text{ kNm/rad}$	$\phi_{Cd} = 0,03 \text{ rad}$

Para as ligações com espessura até 22,23 mm o mecanismo que limita a resistência se desenvolve segundo o modo de falha 2: por plastificação da chapa juntamente com a ruptura do chumbador. Para a ligação com chapa #25,40 o mecanismo que limita a resistência se desenvolve segundo o modo de falha 1-2: por plastificação da chapa na ausência de forças de alavanca. Finalmente, para as ligações com espessura de 28,58 mm e 31,75 mm o mecanismo que limita a resistência se desenvolve segundo o modo de falha 3: por ruptura do chumbador.

Algumas rotinas de projeto e manuais normativos desconsideram a força de alavanca no projeto de ligações de base de pilar. Entretanto, considerando-se os modos de falha observados, verifica-se que podem surgir forças de alavanca na placa de base. A desconsideração do efeito de alavanca pode conduzir a um dimensionamento seguro para a chapa, dado que a força associada à plastificação da placa de base, na ausência da força de alavanca, é geralmente a menor dentre os modos de falha, entretanto pode conduzir a adoção de chumbadores subdimensionados, caso venham se desenvolver forças de alavanca.

Na TABELA 6.10 são apresentados os resultados de verificação para as ligações da base do pilar, onde as forças resistentes binárias, $F_{T,l,Rd}$, $F_{T,r,Rd}$, $F_{C,l,Rd}$ e $F_{C,r,Rd}$ são aquelas que definem a magnitude do momento fletor resistente. As forças resistentes de cada lado da ligação são determinadas a partir da resistência dos componentes associados ao concreto comprimido, à placa de base fletida por ação de compressão no concreto, à placa de base fletida por ação de tração nos chumbadores e aos chumbadores tracionados. Conforme mencionado, a resistência dessas ligações é definida pelo componente associado à placa de base do pilar fletida por tração nos chumbadores.

TABELA 6.10: Resultados da verificação da ligação da base do pilar, conforme EN 1993 - 1 - 8: (2005).

Placa	Resistência	
#15,88	Resistência à tração do lado esquerdo da ligação	$F_{T,I,Rd} = 229,6 \text{ kN}$
	Resistência à tração do lado direito da ligação	$F_{T,R,Rd} = 229,6 \text{ kN}$
	Resistência à compressão do lado esquerdo da ligação	$F_{C,I,Rd} = 302,1 \text{ kN}$
	Resistência à compressão do lado direito da ligação	$F_{C,R,Rd} = 302,1 \text{ kN}$
#19,05	Resistência à tração do lado esquerdo da ligação	$F_{T,I,Rd} = 253,1 \text{ kN}$
	Resistência à tração do lado direito da ligação	$F_{T,R,Rd} = 253,1 \text{ kN}$
	Resistência à compressão do lado esquerdo da ligação	$F_{C,I,Rd} = 377,9 \text{ kN}$
	Resistência à compressão do lado direito da ligação	$F_{C,R,Rd} = 377,9 \text{ kN}$
#22,23	Resistência à tração do lado esquerdo da ligação	$F_{T,I,Rd} = 280,9 \text{ kN}$
	Resistência à tração do lado direito da ligação	$F_{T,R,Rd} = 280,9 \text{ kN}$
	Resistência à compressão do lado esquerdo da ligação	$F_{C,I,Rd} = 460,4 \text{ kN}$
	Resistência à compressão do lado direito da ligação	$F_{C,R,Rd} = 460,4 \text{ kN}$
#25,40	Resistência à tração do lado esquerdo da ligação	$F_{T,I,Rd} = 307,6 \text{ kN}$
	Resistência à tração do lado direito da ligação	$F_{T,R,Rd} = 307,6 \text{ kN}$
	Resistência à compressão do lado esquerdo da ligação	$F_{C,I,Rd} = 549,6 \text{ kN}$
	Resistência à compressão do lado direito da ligação	$F_{C,R,Rd} = 549,6 \text{ kN}$
#28,58	Resistência à tração do lado esquerdo da ligação	$F_{T,I,Rd} = 317,2 \text{ kN}$
	Resistência à tração do lado direito da ligação	$F_{T,R,Rd} = 317,2 \text{ kN}$
	Resistência à compressão do lado esquerdo da ligação	$F_{C,I,Rd} = 617,0 \text{ kN}$
	Resistência à compressão do lado direito da ligação	$F_{C,R,Rd} = 617,0 \text{ kN}$
#31,75	Resistência à tração do lado esquerdo da ligação	$F_{T,I,Rd} = 317,2 \text{ kN}$
	Resistência à tração do lado direito da ligação	$F_{T,R,Rd} = 317,2 \text{ kN}$
	Resistência à compressão do lado esquerdo da ligação	$F_{C,I,Rd} = 617,0 \text{ kN}$
	Resistência à compressão do lado direito da ligação	$F_{C,R,Rd} = 617,0 \text{ kN}$

Adicionalmente, é possível se observar que a rigidez rotacional inicial permanece praticamente constante para as chapas #15,88, #19,05 e #22,23 e se reduz de forma significativa para a chapa de #25,40, permanecendo constante para as demais espessuras de chapa. Esse salto na variação da rigidez rotacional pode ser explicado pela redução nos parâmetros de rigidez dos componentes afetados pelo efeito de alavanca.

A contribuição dos componentes associados à placa de base fletida por ação de tração nos chumbadores e aos chumbadores tracionados possui uma relevância significativa na

determinação da rigidez rotacional inicial. Caso se desenvolva o efeito de alavanca o parâmetro de rigidez da placa de base fletida por ação de tração se reduz de

$k_{15} = \frac{0,85 \ell_{eff} t_p^3}{m^3}$ para $k = \frac{0,425 E \ell_{eff} t^3}{m^3}$ e o parâmetro de rigidez dos chumbadores

tracionados se reduz de $k_{16} = \frac{2,0 A_s}{L_b}$ para $k = \frac{1,6 A_s}{L_b}$, conduzindo a valores de rigidez

rotacional inicial maiores. As ligações com chapas com espessura a partir 25,40 mm têm sua resistência limitada pelo modo de falha 1-2 e pelo modo de falha 3, os quais se desenvolvem na ausência de forças de alavanca.

Assim, a partir das propriedades apresentadas na TABELA 6.9, o comportamento das ligações é aproximado pelas curvas mostradas na FIGURA 6.14.

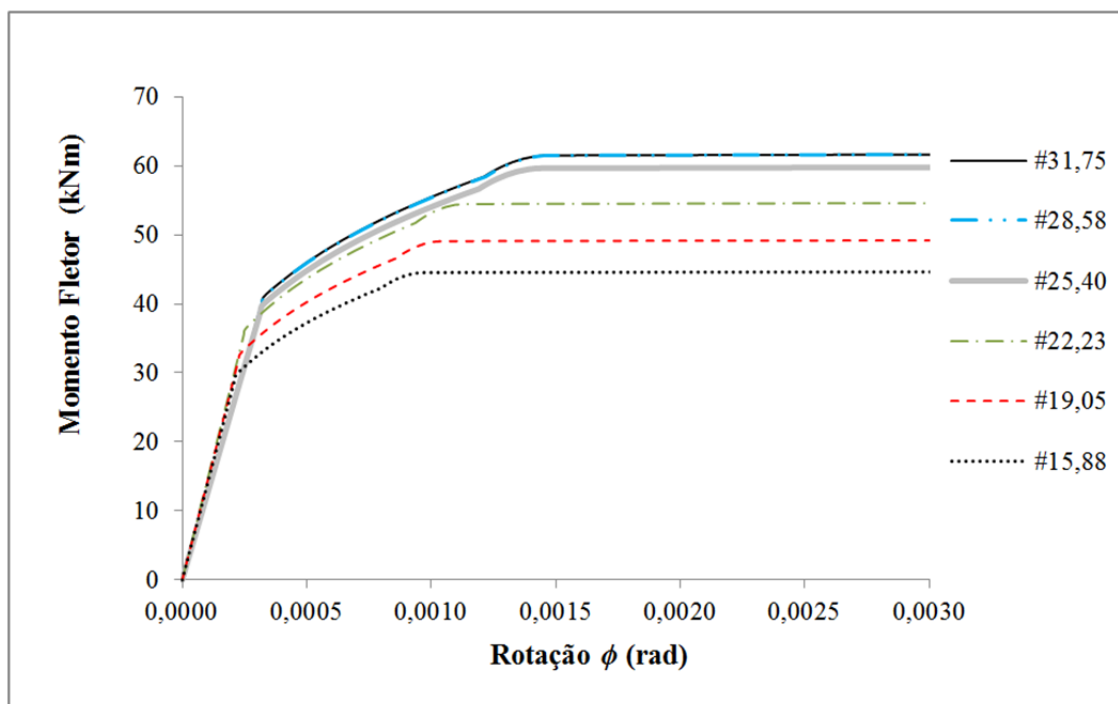


FIGURA 6.14- Curvas momento-rotação para a ligação da base do pilar.

A partir da determinação da curva momento-rotação o comportamento das ligações de base pode ser incorporado ao modelo de análise estrutural do pórtico proposto.

6.4.3 Análise do comportamento estrutural do pórtico com ligações de base semirrígidas

As trajetórias de equilíbrio do pórtico de bases semirrígidas são apresentadas nos gráficos da FIGURA 6.15, os fatores de carga aplicada considerados foram determinados a partir dos resultados obtidos pelo programa PPLANLEP e são apresentados em relação à carga de referência $P_r=35\text{ kN}$.

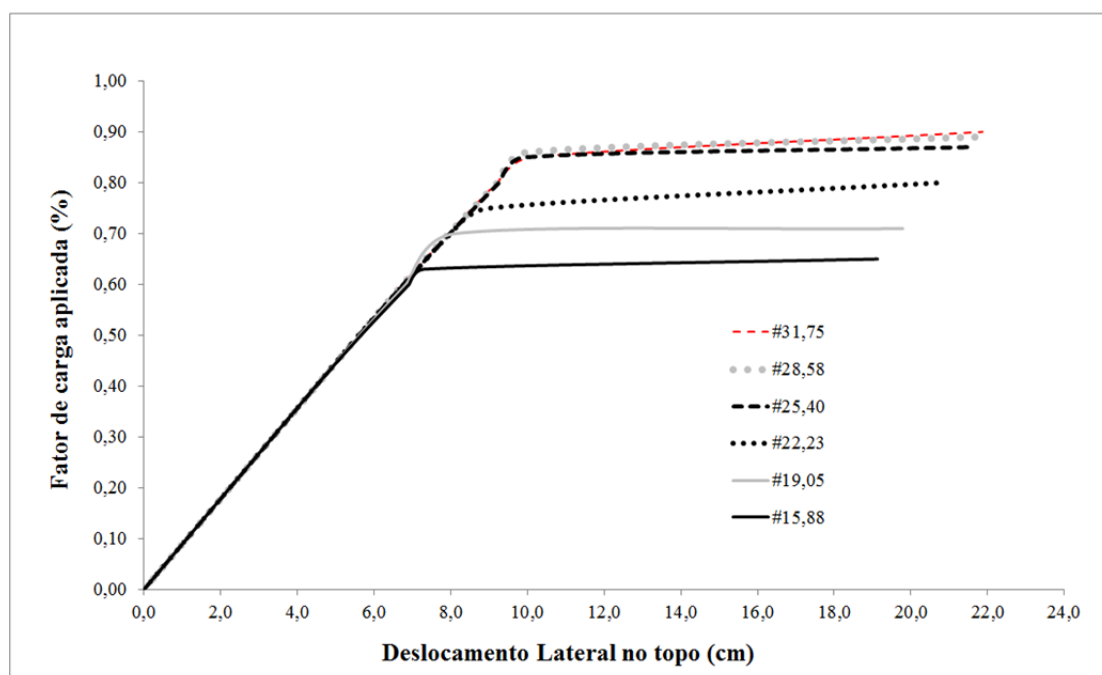


FIGURA 6.15- Curvas fator de carga-deslocamento lateral.

O carregamento horizontal proposto, conforme mostrado na FIGURA 6.12, não gera forças normais nas bases dos pilares e, dessa forma, a bases são solicitadas apenas por momentos fletores e forças cortantes. Nesse caso, no modelo adotado neste trabalho, o comportamento da ligação da base é definido apenas pelo momento fletor, de modo que é possível observar de forma mais adequada a influência da ligação no comportamento da estrutura.

Neste exemplo foi realizada uma análise elástica em teoria de 2ª ordem, de tal forma que os pilares e a viga do pórtico permanecessem na fase elástica para todas as etapas de carregamento e para todas as espessuras de chapas estudadas. Pode se observar que o comportamento do pórtico é fortemente controlado pelo efeito de flexibilidade da ligação e as curvas *fator de carga-deslocamento lateral*, mostradas na FIGURA 6.15, refletem, de forma consistente, o comportamento da ligação, conforme mostrado na

FIGURA 6.14. Observa-se, finalmente, que a capacidade resistente do pórtico é acrescida à medida que as espessuras da placa de base são aumentadas.

7

CONCLUSÕES E CONSIDERAÇÕES FINAIS

7.1 Considerações Finais

Neste trabalho, tem-se como objetivo o estudo do comportamento semirrígido de ligações viga-pilar, a partir de um modelo mecânico construído por formulações teóricas via Método dos Componentes e de suas aplicações em simulações numéricas de pórticos de aço.

Conforme demonstrado ao longo deste trabalho, o comportamento das ligações pode ter influência significativa na distribuição dos esforços solicitantes, nos deslocamentos e no comportamento da estrutura, de forma tal que a capacidade resistente e a estabilidade de um sistema estrutural podem ser afetadas por esse comportamento.

Também ficam evidentes as vantagens da consideração do comportamento das ligações no processo de análise ou do conhecimento adequado dessas ligações de modo a permitir a adoção, de forma consciente e segura, de procedimentos simplificados de análise com hipóteses de comportamento idealizado.

7.2 Conclusões

No capítulo 2 realizada uma revisão bibliográfica acerca do comportamento das ligações e dos diversos tipos de modelagens para representação e incorporação deste comportamento no processo de análise estrutural. Neste capítulo foram apresentados os conceitos básicos de classificação das ligações, bem como alguns dos diferentes sistemas de classificação existentes na literatura. Esse estudo foi fundamental para o conhecimento das variadas possibilidades de modelagens da curva momento rotação; para a compreensão das propriedades que determinam a resposta estrutural da ligação e para a definição do modelo a ser implementado nas simulações numéricas.

A partir da escolha de uma representação matemática das curvas momento-rotação, baseada num modelo mecânico para incorporação do comportamento das ligações na análise estrutural, foi conduzido um estudo do Método dos Componentes onde foram discutidos alguns dos conceitos, etapas e procedimentos práticos que envolvem a aplicação do método. Esse estudo foi importante para a compreensão dos procedimentos de construção do modelo a partir das características mecânicas dos componentes parametrizados, em função das dimensões e propriedades estruturais dos elementos e meios de ligação.

A região tracionada da ligação apresenta bastante relevância no comportamento da desta. Essa região, conforme comprovado no decorrer deste trabalho, pode ser avaliada a partir do modelo de um *T-stub* tracionado. Dessa forma, foi elaborado, no capítulo 4, um estudo do *T-stub* e de seus mecanismos de falha através de uma análise rígido-plástica, com aplicações ao projeto e à verificação de ligações estruturais. Esse estudo foi essencial para a condução das avaliações feitas para as ligações com chapa de extremidade estendida e para as ligações com placa de base, cujo comportamento sofre influência bastante significativa dos componentes básicos na região tracionada.

No capítulo 5 foi conduzido um estudo de alguns procedimentos práticos para dimensionamento, verificação de ligações e para caracterização e avaliação das propriedades fundamentais (rigidez rotacional, momento resistente e capacidade de rotação), baseados na norma EN 1993 - 1 - 8: (2005).

Assim, foram desenvolvidos no capítulo 6, através do programa PPLANLEP, ensaios numéricos envolvendo a análise em teoria de 2ª ordem elástica e elastoplástica de pórticos planos. Nas seções 6.2 e 6.3 foram estudados pórticos planos de 2 andares e 1 vão, contraventado e não contraventado, respectivamente, com ligações viga-pilar com chapa de extremidade estendida, cujas espessuras variaram de 6,35 mm; 9,53 mm; 12,70 mm; 15,88 mm; 19,05 mm e 25,4 mm e ligações das bases idealmente rígidas. Na seção 6.4 foi estudado um pórtico plano com ligações viga-pilar idealmente rotuladas e ligações de bases semirrígidas, com placas cujas espessuras variaram de 16,88 mm; 19,05 mm; 22,23 mm; 25,40 mm; 28,58 mm e 31,75 mm. Por conseguinte, algumas conclusões acerca dos resultados alcançados podem ser destacadas.

No exemplo em que se estudou o pórtico não-contraventado de 2 andares e 1 vão observou-se que a ligação com chapa de extremidade #19,05, não atendeu aos critérios de ductilidade, e para tanto foi adotada uma curva momento-rotação bilinear com rigidez modificada e teve sua capacidade de rotação limitada. De uma forma geral, no projeto de ligações estruturais, a avaliação da capacidade de rotação faz-se sempre necessária, principalmente nos processos simplificados de análise rígido-plástica, a fim de assegurar que capacidade de rotação da ligação seja adequada para permitir as rotações resultantes da análise estrutural, de modo a garantir que o comportamento da estrutura se conduza de forma dúctil.

Nos exemplos em que foram estudados os pórticos de 2 andares e 1 vão, contraventado e não-contraventado pode se verificar que uma ligação com chapa de extremidade estendida pode apresentar comportamentos distintos, simplesmente modificando-se a espessura da chapa. A rigidez e a resistência crescem de forma significativa ao se aumentar a espessura da chapa de extremidade, entretanto, a resistência se mostrou mais sensível à variação da espessura da chapa do que a rigidez. Assim, no dimensionamento de ligações estruturais, considerando o modelo teórico apresentado, o procedimento de se aumentar a espessura da chapa de extremidade com o objetivo de elevar a resistência da ligação mostra-se eficaz. Contudo, foi demonstrado que tal procedimento pode ser antieconômico e pouco eficiente caso o objetivo seja aumentar rigidez da ligação. Nesse caso a utilização de enrijecedores transversais, de modo a eliminar as contribuições

relevantes da mesa fletida e do painel de alma solicitado ao cisalhamento, é mais recomendável.

Embora seja comum entre projetistas a ideia de se associar o conceito de ligações rígidas às ligações com chapas de extremidade, nos exemplos das seções 6.2 e 6.3 observou-se que a resposta estrutural pode ser bem diferente do comportamento de uma ligação idealmente rígida. Os deslocamentos nodais da estrutura podem ser bem mais acentuados caso a ligação não apresente rigidez suficientemente compatível com o modelo de ligação rígida. Outro aspecto importante é a distribuição dos esforços internos na estrutura. A desconsideração do comportamento semirrígido e a adoção de um modelo de ligação idealmente rígido podem conduzir a um dimensionamento baseado em hipóteses que subestimam os esforços solicitantes reais, aos quais a estrutura ou parte dela podem estar submetidas.

Algumas rotinas de projeto e manuais normativos desconsideram a força de alavanca no projeto de ligações de base de pilar. Entretanto, considerando-se os modos de falha observados no exemplo do pórtico 1 andar e 1 vão, verificou-se que podem surgir forças de alavanca na placa de base. A desconsideração do efeito de alavanca pode conduzir a um dimensionamento seguro para a chapa, dado que a força associada à plastificação da placa de base, na ausência da força de alavanca, é geralmente a menor dentre os modos de falha, entretanto pode conduzir a adoção de chumbadores subdimensionados, caso venham se desenvolver forças de alavanca.

Finalmente, conclui-se que os resultados apresentados neste trabalho evidenciam que o estudo e a classificação do comportamento da ligação, em qualquer caso, fazem-se sempre necessários. Conclui-se ainda que a consideração do comportamento da ligação no comportamento estrutural pode ser necessária, principalmente, nos casos onde o comportamento da ligação se afasta substancialmente do comportamento dos modelos idealizados utilizados tradicionalmente nos processos de análise.

7.3 Sugestões para Trabalhos 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 de pesquisa no campo das ligações semirrígidas e suas aplicações em estruturas aperticadas de aço poderão ser desenvolvidos para se considerar:

- A proposta de formulações de expressões parametrizadas para a consideração da capacidade rotação e para caracterização da ductilidade das ligações, que é particularmente relevante na modelgem semirrígida/resistência parcial;
- O estudo do comportamento de outros tipos de ligações viga-pilar, como por exemplo ligações com cantoneiras de topo e assento, chapa de extremidade ajustada, entre outras, e suas aplicações no em estruturas aperticadas de aço.
- A integração de modelos de interação solo-estrutura ao modelo de bases de pilares semirrígidas.

Para o aprimoramento do programa computacional PPLANLEP, pode-se sugerir:

- A atualização do pré-processador existente e a criação de pós-processadores com a inclusão de recursos gráficos, aumentando a eficiência prática de utilização do programa;
- A inclusão de ferramentas de análise e modelagem de ligações semirrígidas integradas à etapa de pré-processamento.

Introduzindo-se estas modificações, acredita-se que o programa PPLANLEP pode se tornar um instrumento ainda mais eficiente, tanto para as análises teóricas, acadêmicas, quanto para os cálculos práticos dos escritórios de projeto.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

ABNT NBR 8800: (2008), 2008. *Projeto de Estruturas de Aço e de Estruturas Mistas de Aço e Concreto de Edifícios..* ABNT – Associação Brasileira de Normas Técnicas. Rio de Janeiro.: s.n.

ADEGOKE (2009), I. O., 2009. *Ductility of Thin Extended Endplate Connections.*

[Online]

Available at:

http://wiredspace.wits.ac.za/bitstream/handle/10539/7708/PhD%20Thesis%20rev10_6%20corrected.pdf?sequence=2

[Acesso em 29 de Março de 2013].

AISC 9th Edition., 1989. *Specification for Structural Steel Buildings: Allowable Stress Design and Plastic Design.* 9th Edition, June 1, 1989. ed. AMERICAN INSTITUTE OF STEEL CONSTRUCTION, INC. One East Wacker Drive, Suite 3100 Chicago, IL 60601: s.n.

ANSI/AISC 360-10., 2010. *Specification for Structural Steel Buildings.* AISC- American Institute of Steel Construction, Chicago, Illinois: s.n.

ANSI/AISC 9th Edition., 1989. *Specification for Structural Steel Buildings: Allowable Stress Design and Plastic Design.* 9th Edition, June 1, 1989. ed. AMERICAN INSTITUTE OF STEEL CONSTRUCTION, INC. One East Wacker Drive, Suite 3100 Chicago, IL 60601: s.n.

BJORHOVDE, R., COLSON, A. & BROZZETTI, J., 1990. Classification system for beam-to column connections. *Journal of Structural Engineering*, Vol. 115 (nº 11), pp. 3059-3077.

BURGESS, . I. W., DAVISON, J. . B. & PLANK, R., 2008. *Robustness Of Joints In Steel-Framed Structures At High Temperatures..* [Online]

Available at: [<http://fire-research.group.shef.ac.uk/downloads.html>]

[Acesso em : 25 de agosto de 2010].

CHEN, W. F., GOTO, . Y. & LIEW, J. Y. R., 1996. *Stability Design of Semi-Rigid Frames.* New York: John Wiley e Sons, Inc..

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

- CHEN, W. F. & TOMA, S., 1994. *Advanced Analysis of Steel Frames: Theory, Software, and Applications*. s.l.:Boca Raton: CRC-Press, p. 384.
- CHRISTOPHER, J. E. & BJORHOVDE, R., 1999. Semi-rigid Frame Design Methods for Practicing Engineers. *Engineering Journal*, First Quarter, pp. 12-28.
- EN 1993-1-1: (2005), 2005. *Eurocode 3 Part 1.1: General rules and rules for buildings*. European Committee for Standardization.: s.n.
- EN 1993-1-8: (2005), 2005. *Eurocode 3 Part 1.8: Design of Joints*. European Committee for Standardization.: s.n.
- GIRÃO COELHO, A. M., 2004. *Characterization of the ductility of bolted end plate beam-to-column steel connections*. Tese de Doutorado. Universidade de Coimbra: s.n.
- GONZAGA, L. G. M., 2003. *Comportamento e Resistência de Ligações Viga-Pilar Parafusadas e Soldadas de Estruturas de Aço Perfis Formados a Frio*, Dissertação de Mestrado. Belo Horizonte: Escola de Engenharia da Universidade Federal de Minas Gerais.
- HASAN, R., KISHI, N. & CHEN, W. F., 1998. A New Nonlinear Connection Classification System. *Journal of Constructional Steel Research*, Volume 11, pp. 119-140.
- HILL, R., 1950. *The Mathematical Theory of Plasticity*. 11th ed. New York: Oxford University Press Inc..
- JASPART, J., 1991. *Etude de la semi-rigidite des noeuds poutre-colonne et son influence sur la resistance et la stabilite des ossatures en acier*. Ph.D. thesis. Liege: University of Liège.
- JASPART, J. P., 2000. General report: session on connections.. *Journal of Constructional Steel Research*, Volume 55, pp. 69-89.
- JONES, S. W., KIRBY, P. A. & NETHERCOT, D. A., 1980. Effect of semi-rigid connections on steel column strength. *Journal of Constructional Steel Research*, v. 1(nº 1), pp. 38-46.
- LAVALL, A. C. C., 1996. *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*. Tese de Doutorado. s.l.:Escola de Engenharia de São Carlos (USP), p. 265.
- LEITÃO, J. et al., 2005. *Modelação de ligações metálicas e mistas pelo método das Componentes: um pré - processador para a geração de modelos generalizados bidimensionais*. Lisboa: V Congresso Nacional de Construção Metálica e Mista.

- MAGGI, Y. I., 2004. *Análise do Comportamento Estrutural de Ligações Parafusadas Viga-Pilar com Chapa de Topo Estendida. Tese de Doutorado.* São Carlos: Escola de Engenharia de São Carlos. Universidade de São Paulo.
- McGUIRE, W., 1968. *Steel Structures*. Englewood Cliffs, N.J.: Prentice Hall, Inc..
- N., K., M., K. & F., C. W., 2004. *Four-parameter power model for $M-\theta$ curves of end-plate connections.* ECCS/AISC workshop connections in steel structures V: Innovative steel connections. ed. s.l.:s.n.
- PINHEIRO, L. M., 1983. *Charneiras plásticas em lajes com forma de T – Estudo experimental. Dissertação de Mestrado.* São Carlos: Escola de Engenharia de São Carlos-USP, p. 2-1.
- PINHEIRO, L. & S. R. A. M., 2005. Computational procedures for nonlinear analysis of frames with semi-rigid connections. *Latin American Journal of Solids and Structures*, pp. v. 2, pp. 339-367.
- QUEIROZ, G., 1992. *Estudo do Comportamento e Sistematização do Projeto de Ligações Rígidas entre Perfis I de Almas Coplanares.* Belo Horizonte: Escola de Engenharia da Universidade Federal de Minas Gerais, p. 171..
- QUEIROZ, G. & VILELA, P. M. L., 2012. *Ligações, regiões nodais e fadiga de estruturas de aço.* Belo Horizonte(MG): Código Editora.
- SANTOS, L. B., 1998. *Influência da rigidez das ligações em estruturas de aço. Dissertação de Mestrado.* São Carlos: Escola de Engenharia de São Carlos, USP, p. 159.
- SCI/BCSA, 2013. *Joints in Steel Construction - Moment Resisting Joints to Eurocode 3.* Steel Construction Institute/British Constructional Steelwork Association Limited, London.: s.n.
- SILVA, R. G. L., 2010. *Estudo do Comportamento Inelástico de Pórticos Semirrígidos de Aço Utilizando a Análise Avançada. Tese de Doutorado.* Belo Horizonte: Escola de Engenharia da Universidade Federal de Minas Gerais, p. 302.
- SIMÕES DA SILVA, L. A., 2002. Ligações metálicas: Métodos Avançados de Análise e Dimensionamento. *Revista Portuguesa de Engenharia de Estruturas, série I, n° 51*, pp. p. 37-50.
- SWANSON, J. . A., 1999. *Characterization of the Strength, Stiffness, and Ductility Behavior of T-Stub Connections. Ph.D. Thesis.* Georgia: Georgia Institute of Technology.

- SWANSON, J. A., 2002. Ultimate Strength Prying Models for Bolted T-stub Connections. *Engineering Journal*, Third Quarter, pp. 136-147.
- WALD, F., SOKOL, Z. & JASPART, J. . P., 2005. *Base Plate in Bending and Anchor Bolts in Tension.*, s.l.: s.n.
- ZHOU, F., 2005. Model-Based Simulation of Steel Frames with Endplate Connections. Ph. D Thesis. p. p. 133.
- ZOETEMEIJER, P., 1974. A design method for the tension side of statically loaded, bolted beam-to-column connections. *Heron*, Volume 20 n°1 , pp. 1-59.