



UNIVERSIDADE ESTADUAL DE CAMPINAS
FACULDADE DE ENGENHARIA CIVIL
DEPARTAMENTO DE ESTRUTURAS

LIGAÇÕES DE BARRAS TUBULARES PARA ESTRUTURAS METÁLICAS PLANAS

Eng^a Ana Laura Essado de Figueiredo e Santos

Campinas, Fevereiro de 2003



UNIVERSIDADE ESTADUAL DE CAMPINAS
FACULDADE DE ENGENHARIA CIVIL
DEPARTAMENTO DE ESTRUTURAS

LIGAÇÕES DE BARRAS TUBULARES PARA ESTRUTURAS METÁLICAS PLANAS

Eng^a Ana Laura Essado de Figueiredo e Santos
Orientador: Prof. Dr. João Alberto Venegas Requena

Dissertação de Mestrado apresentada à
Faculdade de Engenharia Civil como parte
dos requisitos exigidos para obtenção do
título de Mestre em Engenharia Civil, na
área de concentração em Engenharia de
Estruturas.

Campinas, Fevereiro de 2003

UNIVERSIDADE ESTADUAL DE CAMPINAS
FACULDADE DE ENGENHARIA CIVIL
DEPARTAMENTO DE ESTRUTURAS

**LIGAÇÕES DE BARRAS TUBULARES PARA ESTRUTURAS
METÁLICAS PLANAS**

Eng^a Ana Laura Essado de Figueiredo e Santos

Dissertação de Mestrado aprovada pela Banca Examinadora, constituída por:

Prof. Dr. João Alberto Venegas Requena
Presidente e Orientador / FEC - UNICAMP

Prof^a. Dr^a. Arlene Maria Sarmanho Freitas
UFOP

Prof. Dr. Francisco Antonio Menezes
FEC - UNICAMP

Campinas, 21 de Fevereiro de 2003

Aos meus queridos pais Umberto e Lúcia e
também à tia Magda, a quem devo muito.

Agradecimentos

Ao meu marido Rogério, meu fiel companheiro de tantas lutas e vitórias, a quem agradeço sobretudo pelo seu carinho, pela sua compreensão e pelo seu grande apoio e estímulo.

Ao Prof. Dr. João Alberto Venegas Requena pela atenção, dedicação e orientação no desenvolvimento deste trabalho.

Ao Eng^o Afonso Henrique, da empresa Vallourec & Mannesmann do Brasil, sou grata pelo incentivo e por acreditar no meu trabalho.

A todos professores e funcionários da UNICAMP que me incentivaram e contribuíram de forma direta ou indireta no desenvolvimento deste trabalho.

Agradeço à empresa Vallourec & Mannesmann do Brasil, pela oportunidade que me foi dada para a realização deste trabalho.

À CAPES pela bolsa de estudo concedida por intermédio da UNICAMP.

Sumário

Lista de Figuras	i
Lista de Tabelas	iv
Lista de Símbolos	v
Resumo	x
Capítulo 1 - Introdução	1
<i>1.1 Considerações Gerais</i>	<i>1</i>
<i>1.2 Estado da arte</i>	<i>6</i>
1.2.1 Ligações tubulares de treliça	6
1.2.2 Ligações tubulares de flange	10
1.2.3 Ligações tubulares de base	13
<i>1.3 Proposta do trabalho</i>	<i>18</i>
Capítulo 2 - Ligações Tubulares de Treliça	19
<i>2.1 Introdução</i>	<i>19</i>
<i>2.2 Ligação de tubos através de chapas</i>	<i>23</i>
2.2.1 Chapas soldadas atravessando o tubo	24
2.2.2 Chapas soldadas no topo do tubo	28
<i>2.3 Ligação soldada entre tubos tipo “K”</i>	<i>31</i>
2.3.1 Ligações “K” afastadas	33
2.3.2 Ligações “K” sobrepostas	42
<i>2.4 Exemplos Numéricos</i>	<i>48</i>
2.4.1 Exemplo 1 - Verificação da resistência de uma ligação “K” afastada	48
2.4.2 Exemplo 2 - Verificação da resistência de uma ligação “K” sobreposta	51
2.4.3 Exemplo 3 - Dimensionamento de uma ligação constituída por uma chapa de ligação atravessando o tubo principal	54
2.4.4 Considerações	57

Capítulo 3 - Ligações Tubulares de Flange	59
3.1 Introdução	59
3.2 Efeito “Prying”	59
3.3 Flanges circulares	64
3.4 Flanges retangulares e quadrados	68
3.4.1 Flanges parafusados nos quatro lados do tubo	68
3.4.2 Flanges parafusados em dois lados do tubo	72
3.5 Exemplo Numérico	75
3.5.1 Exemplo 1 - Flange circular	75
3.5.2 Exemplo 2 - Flange parafusado nos quatro lados	78
3.5.3 Considerações	82
Capítulo 4 - Ligações Tubulares de Base	83
4.1 Introdução	83
4.2 Pressão de contato	87
4.3 Bases Flexíveis	89
4.3.1 Procedimento Básico de Dimensionamento	91
4.3.2 Procedimento Otimizado de Dimensionamento	93
4.4 Bases Rígidas	94
4.4.1 Placa de base totalmente comprimida	95
4.4.2 Placa de base parcialmente comprimida	98
4.5 Exemplos Numéricos	102
4.5.1 Exemplo 1 – Dimensionamento de placa de base: regime elástico	103
4.5.2 Exemplo 2 – Dimensionamento de placa de base: regime plástico	104
4.5.3 Considerações	106
Capítulo 5 - Automação do Cálculo das Ligações	107
5.1 Introdução	107
5.2 Exemplos numéricos - Ligações tubulares de treliça	108

5.2.1 Exemplo 1 - Verificação da resistência de uma ligação “K” afastada	108
5.2.2 Exemplo 2 - Verificação da resistência de uma ligação “K” sobreposta	110
5.2.3 Exemplo 3 - Dimensionamento de uma ligação constituída por uma chapa de ligação atravessando o tubo principal	111
<i>5.3 Exemplos numéricos - Ligações tubulares de flange</i>	<i>113</i>
5.3.1 Exemplo 4 - Flange circular	113
5.3.2 Exemplo 5 - Flange parafusado nos quatro lados	114
<i>5.4 Exemplos numéricos - Ligações tubulares de base</i>	<i>116</i>
5.4.1 Exemplo 6 - Dimensionamento de uma placa de base	116
<i>5.5 Exemplo numérico - Treliza do tipo Warren</i>	<i>117</i>
Capítulo 6 - Considerações Finais	127
Referências Bibliográficas	131
Abstract	137

Lista de Figuras

Figura 1.1 - Estacionamento do Aeroporto em Düsseldorf - Alemanha.	2
Figura 1.2 - Piscina Coberta em Curitiba - Brasil.	2
Figura 1.3 - Galpão realizado pela AçoTubo - Brasil.	3
Figura 1.4 - Guarita na entrada de acesso em Curitiba - Brasil.	4
Figura 1.5 - Exemplo de ligações tubulares de base.	5
Figura 1.6 - Edifício em Düsseldorf - Alemanha.	5
Figura 1.7 - Tipos básicos de ligações de treliça.	7
Figura 1.8 - Alinhamento da parede do banzo com a diagonal.	8
Figura 2.1 - Efeitos das diagonais na ligação “K”.	20
Figura 2.2 - Chapa de ligação usada nas ligações tubulares.	21
Figura 2.3 - Excentricidade negativa.	21
Figura 2.4 - Tipos de ruptura em ligações “K”.	22
Figura 2.5 - Ligação do tubo com a chapa.	23
Figura 2.6 - Localização das concentrações de tensão.	24
Figura 2.7 - Esquema dos eixos de uma ligação “K”.	25
Figura 2.8 - Fixação da chapa de ligação atravessando o banzo da treliça.	25
Figura 2.9 - Equilíbrio vetorial das forças na ligação.	26
Figura 2.10 - Tensões causadas pela chapa de topo na parede do tubo.	28
Figura 2.11 - Fixação da chapa de ligação no topo do banzo da treliça.	29
Figura 2.12 - Detalhe dos esforços radiais na parede do tubo.	30
Figura 2.13 - Esquema de forças na coroa circular.	30
Figura 2.14 - Arranjos da ligação “K”.	32
Figura 2.15 - Ligação “K” com afastamento e banzo com seção tubular.	34
Figura 2.16 - Ligação “K” com afastamento e banzo com seção retangular.	37
Figura 2.17 - Ligação “K” com sobreposição e banzo com seção tubular.	42
Figura 2.18 - Ligação “K” com sobreposição e banzo com seção retangular.	45
Figura 2.19 - Esquema da ligação “K” afastada.	48
Figura 2.20 - Esquema da ligação “K” sobreposta.	51
Figura 2.21 - Esquema de ligação com chapa atravessando o banzo.	55

Figura 3.1 - Comportamento dos flanges.	60
Figura 3.2 - Modelo simplificado da ação “prying”.	62
Figura 3.3 - Efeito da redistribuição das tensões.	63
Figura 3.4 - Flange circular.	64
Figura 3.5 - Flange com parafusos posicionados nos quatro lados.	69
Figura 3.6 - Flange sob o efeito “prying”.	71
Figura 3.7 - Flange com parafusos posicionados em dois lados.	72
Figura 3.8 - Esquema de flange circular.	75
Figura 3.9 - Esquema de flange quadrado parafusado nos quatro lados.	78
Figura 4.1 - Tipos de Placas de Base.	84
Figura 4.2 - Condições de vinculação.	85
Figura 4.3 - Efeito da variação do momento.	86
Figura 4.4 - Base Flexível: detalhe típico.	89
Figura 4.5 - Detalhamento das áreas efetivas e projeções.	89
Figura 4.6 - Base Rígida: detalhe típico.	94
Figura 4.7 - Base Rígida: sob flexo-compressão e $\leq L/6$.	96
Figura 4.8 - Projeção da placa em flexão.	97
Figura 4.9 - Base Rígida: sob flexo-compressão e $> L/6$.	98
Figura 4.10 - Representação do comportamento elástico da base.	99
Figura 4.11 - Representação de base parcialmente comprimida.	101
Figura 4.12 - Esquema Placa de Base.	102
Figura 5.1 - Tela de entrada de dados: Exemplo 5.2.1.	108
Figura 5.2 - Tela de saída de resultados: Exemplo 5.2.1.	109
Figura 5.3 - Tela de entrada de dados: Exemplo 5.2.2.	110
Figura 5.4 - Tela de saída de resultados: Exemplo 5.2.2.	111
Figura 5.5 - Tela de entrada de dados da chapa de ligação: Exemplo 5.2.3.	111
Figura 5.6 - Tela de entrada de dados: Exemplo 5.2.3.	112
Figura 5.7 - Tela de saída de resultados: Exemplo 5.2.3.	112
Figura 5.8 - Tela de entrada de dados: Exemplo 5.3.1.	113
Figura 5.9 - Tela de saída de resultados: Exemplo 5.3.1.	114
Figura 5.10 - Tela de entrada de dados: Exemplo 5.3.2.	115

Figura 5.11 - Tela de saída de resultados: Exemplo 5.3.2.	115
Figura 5.12 - Tela de entrada de dados: Exemplo 5.4.1.	116
Figura 5.13 - Tela de saída de resultados: Exemplo 5.4.1.	117
Figura 5.14 - Treliza metálica do tipo Warren.	117
Figura 5.15 - Dimensionamento da ligação tubular do nó 3: 1ª Concepção.	121
Figura 5.16 - Dimensionamento da ligação tubular do nó 4: 1ª Concepção.	122
Figura 5.17 - Dimensionamento da ligação tubular do nó 2: 1ª Concepção.	122
Figura 5.18 - Dimensionamento da ligação tubular do nó 3: 2ª Concepção.	124
Figura 5.19 - Dimensionamento da ligação tubular do nó 4: 2ª Concepção.	124
Figura 5.20 - Dimensionamento da ligação tubular do nó 2: 2ª Concepção.	125

Lista de Tabelas

Tabela 2.1 - Resistência de cálculo e ângulo da seção de cisalhamento " α_s ".	27
Tabela 2.2 - Resistência de cálculo e ângulo da seção de cisalhamento " α_s ".	27
Tabela 3.1 - Resistência nominal " R_{nt} ".	66
Tabela 3.2 - Coeficiente de minoração da resistência " ϕ_t ".	66
Tabela 3.3 - Resistência de cálculo " $\phi.R_n$ " de soldas.	67
Tabela 3.4 - Resistência mínima à tração do metal da solda.	67
Tabela 3.5 - Ângulo da seção de cisalhamento " α_s ".	68
Tabela 5.1 - Esforços nas barras determinados via AutoMetal.	118
Tabela 5.2 - Perfis dimensionados pelo Eurocode 3 ¹² e NBR 8800 ³ : 1ª Conceção.	120
Tabela 5.3 - Perfis dimensionados pelo Eurocode 3 ¹² e NBR 8800 ³ : 2ª Conceção.	120
Tabela 5.4 - Perfis obtidos pelo dimensionamento das ligações: 1ª Conceção.	123
Tabela 5.5 - Perfis obtidos pelo dimensionamento das ligações: 2ª Conceção.	125

Lista de Símbolos

a) Letras romanas maiúsculas

A_b	- área da placa de base
A_c	- área do bloco de concreto
A_i	- área da seção transversal da barra i
A_{Mb}	- área do metal base
A_p	- área da bruta, baseada no diâmetro nominal “d” do parafuso (mm^2)
A_r	- área efetiva à tração (mm^2)
A_s	- área dos chumbadores situados na zona tracionada (mm^2)
A_v	- área efetiva de cisalhamento no banzo
A_w	- área da seção efetiva da solda
B	- altura da placa de base
$C_{i,f}$	- distribuição da tensão de contato inicial e final
C_s	- comprimento efetivo de solda
D	- diâmetro externo do tubo
E	- módulo de elasticidade longitudinal
E_{exx}	- número de classificação do eletrodo (metal solda)
F_d	- forças equivalente das diagonais
F_i	- força na barra i
F_p	- força de tração atuante em cada parafuso
F_R	- força resultante
F_{Hi}	- força horizontal da barra i
F_{Vi}	- força vertical da barra i
G	- distância entre os chumbadores tracionados e o centro da placa de base
H	- altura da chapa de ligação
I	- momento de inércia da seção transversal da placa de base
I_b	- momento de inércia da superfície da placa de base
L	- largura da chapa de ligação e largura da placa de base
M_b	- momento fletor localizado no engaste da viga em balanço

$M_{el,Rd}$	- resistência de cálculo ao momento fletor, segundo o regime elástico
M_h	- momento fletor aplicado no tubo
$M_{m\acute{a}x}$	- momento fletor máximo
M_o	- momento interno devido à deformação radial
M_p	- momento plástico do flange
$M_{pl,Rd}$	- resistência de cálculo ao momento fletor, segundo o regime plástico
M_{Sd}	- momento fletor atuante na ligação
M_0	- momento fletor aplicado no banzo da ligação “K”
N_c	- resultante da pressão de contato atuante na placa de base
N_i	- solicitação da ligação, representada por uma força axial na barra i
$N_{i,Rd}$	- resistência da ligação, representada por uma força axial na barra i
N_s	- força atuante nos chumbadores localizados na zona tracionada da placa de base
N_{Sd}, F	- força axial de cálculo atuando na barra
$N_{0,Rd(gap)}$	- resistência da força axial reduzida devido ao cisalhamento na seção transversal do banzo na região do afastamento
$N_{0,Sd}$	- maior valor absoluto da força axial atuante no banzo
$N_{0p,Sd}$	- força axial passante através da ligação do banzo
Q_u	- distribuição das forças “prying” na borda do flange
R_n	- resistência nominal
R_{nt}	- resistência nominal à tração
$T_{i,f}$	- força axial total aplicada ao parafuso pré-tensionado inicial e final
T_p	- força axial majorada no parafuso incluindo o efeito “prying”
$V_{pl,Rd}$	- resistência ao cisalhamento de uma seção
V_{Sd}	- esforço cortante devido a cargas majoradas
W	- módulo resistente elástico
Z	- módulo resistente plástico

b) Letras romanas minúsculas

a,b,e - excentricidade em relação a um eixo

- $a_{1,2,3}$ - coeficientes do polinômio de cálculo da linha neutra
 b_e - largura efetiva para o cálculo da resistência da barra
 b_{ep} - largura efetiva para o cálculo da resistência do banzo ao cisalhamento
 $b_{e(OV)}$ - largura efetiva da barra sobreponente conectada a uma barra sobreposta
 b_i - largura do tubo quadrado e retangular da barra i
 d - diâmetro nominal de um parafuso
 d_f - diâmetro do furo
 d_i - diâmetro do tubo de seção circular da barra i
 e_1 - distância da parede do pilar à linha de furação do parafuso
 e_2 - distância da linha de furação do parafuso à borda do flange
 f_b - força máxima radial aplicada na seção do tubo
 f_{cd} - resistência de cálculo do concreto à compressão
 f_{ck} - resistência característica do concreto à compressão
 f_u - tensão de ruptura à tração do aço
 f_w - tensão de ruptura do metal solda
 f_y - tensão de escoamento do aço
 f_{yi} - tensão de escoamento do aço da barra i
 f_3 - parâmetro geométrico utilizado no cálculo da espessura das placas de flange e base de pilar
 g - afastamento entre as barras secundárias na face do banzo para ligação “K” afastada
 h_i - altura do tubo retangular da barra i
 h_s - garganta efetiva nominal da solda
 i - índice que indica o número da barra:
 $i = 0 \rightarrow$ representa o banzo
 $i = 1 \rightarrow$ representa a diagonal comprimida da ligação “K”
 $i = 2 \rightarrow$ representa a diagonal tracionada da ligação “K”
 $i = i \rightarrow$ representa a barra sobreponente da ligação “K” sobreposta
 i - índice que representa a barra sobreposta da ligação “K” sobreposta
 k_g, k_p, k_n - funções que incorporam a influência da tensão de compressão atuante na barra principal

$k_{1,3}$	- parâmetros geométricos utilizados no cálculo do parâmetro f_3
l	- distância entre os chumbadores tracionados e a borda comprimida da placa de base
m	- projeção máxima da placa de base
n	- resistência ao escoamento para banzos de seções quadradas ou retangulares; número de parafusos
n_h	- fator de homogeneização, ou seja, relação entre os módulos de elasticidade do aço e do concreto
n_p	- resistência ao escoamento devido aos esforços $N_{0p,Sd}$ e $M_{0,Sd}$ para seções tubulares circulares
p	- comprimento da área de contato projetada entre a barra sobreponente e o banzo sem a presença da barra sobreposta para uma ligação “K” sobreposta
p'	- comprimento efetivo do flange relativo a um parafuso, paralelo à face do pilar
p_c	- pressão de contato
p_0	- pressão de contato mínima
$p_1, p_{máx}$	- pressão de contato máxima
p_2	- pressão de contato relativo à posição do engaste da viga em balanço
q	- comprimento de sobreposição das barras na face do banzo para uma ligação “K” sobreposta
r	- raio externo da seção transversal do tubo
$r_{1,2,3}$	- parâmetros geométricos utilizados no cálculo do parâmetro f_3
t_b	- espessura da placa de base
t_c	- espessura da placa de flange necessária para suportar a resistência do parafuso sem considerar o efeito “prying”
t_{ch}	- espessura da chapa de ligação
t_f	- espessura da placa de flange
t	- espessura da parede do tubo
t_i	- espessura da parede do tubo da barra i
x	- distância entre as barras na face do banzo
y	- posição da linha neutra
y_{CG}	- distância entre o CG e a borda analisada

c) Letras gregas maiúsculas

Δ - deslocamento vertical do flange em relação aos parafusos tracionados

d) Letras gregas minúsculas

α - coeficiente utilizado para determinar a área efetiva de cisalhamento da barra principal

α_s - ângulo da seção de cisalhamento

α' - fator de correção parâmetro δ

β - relação entre os diâmetros ou larguras das barras que compõem a ligação “K”

δ - razão da área líquida da linha de parafuso à área bruta na face do tubo

ϕ - coeficiente de resistência em geral

ϕ_{st} - giro no instante que ocorre a plastificação total da seção no efeito “prying”

ϕ_t - coeficiente de resistência à tração

γ - relação entre o diâmetro ou largura da seção transversal da barra principal de uma ligação “K” e o dobro de sua espessura

γ_c - coeficiente de ponderação do concreto

γ_{Mo} - coeficiente de ponderação utilizado pelo Eurocode3

η - relação entre a altura das barras secundárias e a largura da barra principal

φ - giro devido à deformação radial da seção transversal

λ_{ov} - magnitude relativa de sobreposição

θ_i - ângulo entre as barras principais e secundárias

ρ - parâmetro geométrico utilizado no cálculo do flange parafusado nos quatro lados

σ - tensão resultante

σ_c - tensão do concreto

Resumo

Neste trabalho, são apresentadas análises das ligações em barras tubulares de estruturas metálicas planas. O estudo baseia-se na avaliação do comportamento destas ligações através da análise das metodologias de cálculo utilizadas por normas e especificações nacionais e internacionais como: NBR 8800 (Projeto e execução de estruturas de aço de edifícios), AISC - Hollow Structural Sections (Connections Manual), AISC - LRFD (Load and Resistance Factor Design) e Eurocode 3. A finalidade deste estudo é servir de base para a elaboração de um manual de dimensionamento das ligações tubulares planas, possibilitando assim, uma futura adequação de norma e a disseminação destas concepções estruturais ainda pouco exploradas no Brasil. O dimensionamento das ligações utiliza o Método dos Estados Limites, no qual são verificadas as resistências de cálculo das barras, chapas de ligação e parafusos. As barras envolvidas nestas ligações também sofrem a influência de esforços adicionais provocados por excentricidades. Uma abordagem teórica é apresentada demonstrando o comportamento da distribuição de tensões nas ligações. São estudadas para as barras tubulares, as ligações soldadas de treliça, chapas de ligação unidas às barras de uma treliça, as ligações parafusadas de flange de barras tubulares e as placas de base de pilares. As barras que compõem as ligações, aqui apresentadas, possuem seções transversais tubulares circulares, quadradas e retangulares. Como resultado, foi desenvolvido um programa computacional para automatizar o dimensionamento e a verificação das ligações estudadas, visando a racionalização do sistema de cálculo. Exemplos numéricos são apresentados e comparados para avaliar as concepções das normas e procedimentos utilizados neste estudo.

Palavras-chave: Estruturas metálicas tubulares, Ligações tubulares, Conexões.

Capítulo 1

Introdução

1.1 Considerações Gerais

Nos últimos anos o uso de estruturas metálicas tem crescido significativamente, sobretudo em países de primeiro mundo como nos Estados Unidos, Canadá e países da Europa, em que o uso de estruturas metálicas de seções tubulares tornou-se uma opção moderna, figura 1.1, abrangendo atualmente um grande mercado. Esta concepção já se reflete no Brasil, pois a utilização de estruturas metálicas na construção civil vem se intensificando. A simplicidade da forma das seções tubulares e suas excelentes propriedades mecânicas tornam possível a elaboração das mais variadas obras com soluções leves e econômicas, devido ao seu baixo peso próprio. Trata-se também de um material ecologicamente correto, visto que o aço possui alto potencial de reciclagem, sendo atualmente um dos materiais mais reciclados do mundo.

A alta eficiência estrutural deste tipo de concepção é atribuída à geometria da seção, pois as seções tubulares são capazes de resistir de maneira econômica à altas solicitações de esforços axiais, torção e efeitos combinados. As barras tubulares possuem, na maioria das vezes, seções quadradas, retangulares ou circulares e são constituídas por aço de elevada resistência, atendendo desta forma a uma grande variedade de solicitações de projeto.



Figura 1.1 - Estacionamento do Aeroporto em Düsseldorf - Alemanha.

Fonte: Vallourec & Mannesman Tubes

O uso de seções tubulares em treliças planas e espaciais, figuras 1.1 e 1.2, tem aumentado cada vez mais devido ao alto desempenho, que tais seções apresentam, na resistência à compressão. O desenvolvimento da fabricação de tubos estruturais tem tornado este tipo de concepção mais atrativo. Em estruturas treliçadas, a alta resistência à flambagem das barras da estrutura possibilita o uso de grandes vãos livres e diagonais com espaçamentos maiores, devido a rigidez à torção das seções fechadas e as estruturas treliçadas compostas por seções tubulares, bem como seções tubulares individuais apresentam boa resistência à flambagem lateral por torção.



Figura 1.2 - Piscina Coberta em Curitiba - Brasil.

Fonte: Vallourec & Mannesman Tubes

O sistema estrutural metálico apresenta algumas características que o torna viável em muitas aplicações e, em alguns casos, pode ser a única solução de projeto e execução. Dentre algumas vantagens da utilização do aço como estrutura, destaca-se a velocidade de execução da obra, a capacidade de vencer maiores vãos, a redução das dimensões das peças estruturais e a redução no peso total da edificação. Esses fatores podem propiciar uma redução significativa nos custos, devido a uma fundação mais econômica, a um canteiro de obras menos obstruído, mais limpo e racionalizado como mostra a figura 1.3. O planejamento de obras é favorecido, sobretudo pela precisão dos orçamentos, visto que a construção passa a ser regida por um sistema de montagem industrial com alta precisão, eliminando desperdícios oriundos de improvisações, correções e adequações, comuns nos métodos convencionais de construção.



Figura 1.3 - Galpão realizado pela AçoTubo - Brasil.

Fonte: Vallourec & Mannesman Tubes

Outro fator que proporciona uma grande economia em relação às estruturas metálicas convencionais, é o processo de pintura, bem como manutenções futuras, uma vez que o fato das estruturas tubulares serem fechadas faz com que as áreas de pinturas sejam reduzidas à metade.

O aumento do uso de seções tubulares em estruturas metálicas, associado à economia das concepções pré-fabricadas, tem destacado a necessidade de métodos

de cálculo que racionalizem as ligações parafusadas de barras tubulares. Por esta razão, é comum que o processo de fabricação das estruturas que utilizam seções tubulares seja dividido em duas etapas, sendo a primeira a montagem dos elementos estruturais por solda, que é feito ainda na indústria por haver uma necessidade maior do controle de qualidade e a outra etapa que consiste na montagem das ligações parafusadas, que é feita no campo por ser mais rápida e fácil de se executar do que as ligações soldadas.

Por isso, devido ao grande crescimento do uso de estruturas tubulares nos últimos anos a ligação entre tubos tornou-se muito importante. Um dos mais importantes e comuns processos de união é dado por flanges parafusados, que permitem a racionalização da fabricação e da montagem de uma estrutura metálica, possibilitando a subdivisão de barras longas facilitando assim o transporte, como ilustra a figura 1.4.



Figura 1.4 - Guarita na entrada de acesso em Curitiba - Brasil.

Fonte: Vallourec & Mannesman Tubes

Em virtude do estudo das ligações representar um importante papel surge a necessidade de uma profunda avaliação comportamental das ligações, uma vez que estas provocam tensões no tubo que devem ser conhecidas para que seja possível a elaboração de projetos otimizados. Para as estruturas tubulares as ligações são feitas por meio de chapas de ligação ou sistemas que usam a união direta das barras secundárias na parede da seção tubular da barra principal. A figura 1.5 apresenta alguns tipos de ligações tubulares de base.



Figura 1.5 - Exemplo de ligações tubulares de base.

Fonte: Vallourec & Mannesman Tubes

Ainda em relação às ligações, emprega-se uma terminologia associada ao tipo de encontro entre as barras, especialmente para o caso de treliças, figura 1.6. Utilizam-se letras do alfabeto para designar a disposição entre as barras, tais como, ligação “K” para o encontro dos banzos com as diagonais inclinadas, “T” para o encontro entre o banzo e um montante, “N” para o encontro entre o banzo, montante e diagonal, “KT” para o encontro de cinco barras e assim por diante.



Figura 1.6 - Edifício em Düsseldorf - Alemanha.

Fonte: Vallourec & Mannesman Tubes

O dimensionamento de barras tubulares é trabalhoso, visto que a funcionalidade da geometria deve respeitar uma combinação de vários parâmetros, o que torna a automação do dimensionamento uma opção desejável, já que o cálculo é uma tarefa árdua devido à necessidade de muitas verificações. Desta forma, o peso, a

resistência e a rigidez das estruturas podem ser otimizados, modificando a espessura da parede do tubo, sem precisar alterar as dimensões externas da seção ou a geometria da estrutura.

1.2 Estado da arte

1.2.1 Ligações tubulares de treliça

Em 1986 PACKER²⁶ apresentou um trabalho exemplificando o método de dimensionamento para treliças compostas por barras tubulares com ligações afastadas ou sobrepostas, onde os dados foram obtidos através de ábacos no intuito de simplificar a determinação da resistência da ligação. Os banzos das ligações estudadas eram compostos por seções tubulares quadradas para os quais foram analisadas diagonais com seções quadradas e circulares. Além disso, um programa computacional para o dimensionamento de treliças compostas por barras tubulares foi apresentado, mostrando as vantagens de se desenvolver uma automação dos cálculos.

Em 1998 YAMADA et al⁴² apresentaram equações de dimensionamento para ligações tubulares circulares sob a ação de carga axial relacionando as ligações “T”, “TT”, “X”, “K” e “KK”, como mostra a figura 1.7. As equações incluem ligações “KK” submetidas a esforços axiais simétricos. Nestas equações, a capacidade última é estabelecida por apenas uma equação para cada tipo de ruptura, deformação local do banzo sem deformações transversais na área de afastamento das diagonais e deformação local do banzo com deformações formando uma dobra na área transversal de afastamento das diagonais.

Uma investigação detalhada da resistência de ligações “K” afastadas planas, em função das condições de vinculação e da presença de cargas no banzo foi feita por LIU et al¹⁹ em 1998. O estudo confirmou a necessidade de se considerar cuidadosamente os efeitos das condições de vinculação, quando se faz uso de dados de ensaios ou numéricos para ligações com diferentes condições de vinculação. Uma vez que as condições de vinculação exercem grande influência na resistência das ligações “K” em perfis tubulares circulares e retangulares.

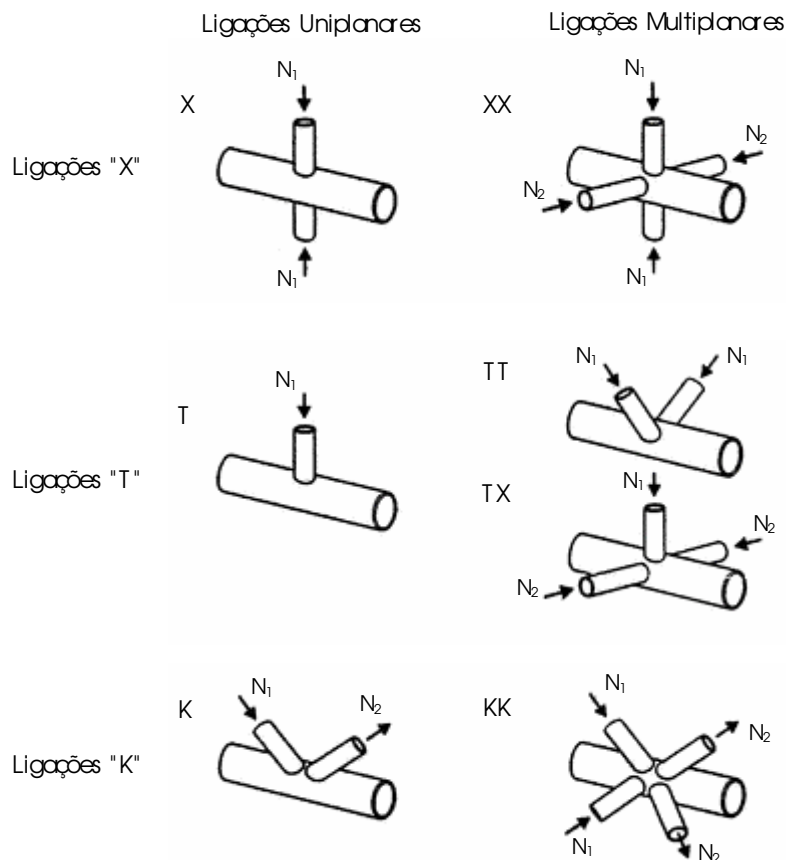


Figura 1.7 - Tipos básicos de ligações de treliça.

Fonte: Packer, 1997, p.164

Os efeitos da variação dos principais parâmetros geométricos no comportamento de uma ligação "K" sobreposta, com seções tubulares circulares carregada axialmente, foram investigados por vários pesquisadores. Em 1999, DEXTER & LEE¹⁰ estudaram o comportamento último de ligações "K", e em particular os efeitos da sobreposição, por meio de uma análise pelo método dos elementos finitos. Uma ligação sobreposta é aquela em que as diagonais interceptam-se mutuamente unindo-se ao banzo, tal ligação permite uma transferência mais eficiente da carga diretamente entre as duas diagonais através das soldas em comum. A vantagem de tal ligação é que pelo fato do banzo não mais transferir a carga toda, a sua espessura poderia ser reduzida. Em contrapartida, um esforço maior na fabricação se faz necessário, uma vez que a extremidade da diagonal sobreponente deverá sofrer um acabamento em dois planos. Segundo os autores, no caso de uma ligação afastada, os esforços elevados de

cisalhamento conduzem a um alinhamento da parede do banzo com a parede da diagonal tracionada, como mostra a figura 1.8, causando esforços de tração através da região de afastamento e eventualmente a ruptura.

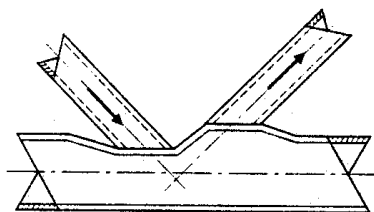


Figura 1.8 - Alinhamento da parede do banzo com a diagonal.

No ano de 1999, DEXTER & LEE¹¹ realizaram um estudo complementar com o intuito de revisar os resultados da capacidade última, através de uma análise das ligações submetidas à ação de esforços axiais, utilizando o método de elementos finitos, comparando os resultados obtidos com manuais de dimensionamento disponíveis. Eles concluíram que a abordagem dos manuais de dimensionamento para a obtenção da capacidade da ligação é insuficiente. Efeitos interativos da variação dos parâmetros geométricos não foram totalmente levados em consideração por apresentarem resultados conservadores.

Em 2000, CHENG & KULAK⁶ estudaram o efeito “shear lag” em barras tracionadas de seções tubulares circulares soldadas às chapas de ligação, para isso utilizaram um programa experimental associado a uma análise numérica. A ligação estudada é composta por uma chapa de ligação, inserida em um corte longitudinal na extremidade do tubo, fixada por uma solda de filete longitudinal na interface tubo-chapa. As soldas transversais na junção do corte do tubo com a chapa podem ocorrer ou não. Os estudos mostraram que a restrição oferecida por parte da chapa na região do corte, efetivamente aumenta a capacidade de suporte do tubo comparado à porção sem restrição do tubo na barra.

Para que se tenha uma compreensão mais exata da origem do fenômeno “shear lag”, considere, por exemplo, uma viga caixão de seção retangular com paredes delgadas com extremidades engastada e livre, submetida a um carregamento transversal que não produz torção, gerando um estado de na seção transversal, ou

seja, mesas de compressão e tração. A hipótese da teoria clássica de vigas de que seções planas permanecem planas após a deformação não se verifica para o caso em questão, isto é seção caixão com paredes delgadas. A ocorrência de uma distribuição não linear de deslocamentos axiais na superfície média das paredes delgadas desrespeita assim o princípio clássico da teoria clássica de vigas. Em virtude dessa não linearidade no campo de deslocamentos axiais observa-se uma distorção associada às tensões cisalhantes (shear) causada pelo atraso (lag) dos deslocamentos axiais no centro da mesa em relação as arestas dando origem à denominação desse fenômeno de “shear lag” (MOREIRA & BATTISTA²¹).

Em 2000, GAZZOLA et al¹⁵, baseados no estudo realizado por DEXTER & LEE^{10,11}, apresentaram um trabalho adicional visando analisar a equação estimada da resistência apresentada. Eles estudaram a variação do ângulo das diagonais “ θ_1 ”, os efeitos das relações entre tensão de escoamento e resistência à tração última, e a tensão de escoamento entre a diagonal e o banzo, explorando a influência do carregamento reverso e quantificando a redução na resistência causada pela solda.

Em 2001, KRAMPEN¹⁸ apresentou um trabalho contendo recomendações para um dimensionamento simplificado e conservativo que poderia ser aplicado em estruturas de pequeno porte, uma vez que o cálculo requer um conhecimento minucioso sobre o comportamento de barras de seções tubulares e que sobretudo fornece resultados economicamente satisfatórios. O método proposto aplica-se a treliças planas com barras de seções tubulares circulares, quadradas ou retangulares submetidas a carregamentos estáticos, com barras submetidas a esforços axiais e ligações soldadas. O método proposto pelo autor agilizou o dimensionamento destas treliças dispensando a necessidade de um conhecimento aprofundado requerido pelas especificações existentes.

SHERMAN³¹, em 2001, apresentou uma revisão da especificação desenvolvida nos Estados Unidos, a AISI - Hollow Structural Sections¹, para o dimensionamento de barras e ligações tubulares. Um manual de ligações foi desenvolvido também para facilitar o dimensionamento das barras na estrutura. Segundo o autor, a terminologia HSS representa Seção Tubular Estrutural, aplicada a seções retangulares e circulares,

é usada para distinguir barras estruturais de outros produtos produzidos em seções tubulares.

No ano de 2001, GAZZOLA & LEE¹⁶ analisaram o dimensionamento para ligações “K” tubulares proposto pela ISO Draft, com atenção às ligações de barras secundárias sobrepostas. A precisão e a confiabilidade das equações de resistência da ISO Draft para ligações “K” sobrepostas, desenvolvidas a partir de dados de ensaios de ligações, foram avaliadas e comparadas com equações propostas pelo autor, as quais foram desenvolvidas a partir de um estudo usando o método dos elementos finitos.

Também no ano de 2001, GAZZOLA & LEE¹⁷ apresentaram o resultado de uma análise numérica de ligações “K” afastadas e sobrepostas sob a ação de momento no plano da ligação, onde o modelo numérico foi primeiramente comparado com alguns dados de ensaios de ligações “K” afastadas disponíveis. Este modelo foi então utilizado num extenso estudo para examinar a influência de vários parâmetros geométricos na resistência da ligação, tal como a sobreposição das barras secundárias. O estudo da resistência mostrou que os comprimentos do banzo e das diagonais poderiam influenciar a resistência da ligação.

Em 2002, foi realizado por SANTOS et al³⁰ um estudo sobre ligações de treliças soldadas compostas por barras de seção tubular circular, do tipo “K” com diagonais afastadas. Neste trabalho foi avaliado o grau de segurança da ligação utilizado por normas internacionais, tal critério foi analisado através de uma modelagem numérica baseada no Método dos Elementos Finitos utilizando o programa ANSYS 5.6. A comparação dos resultados obtidos foi feita entre as tensões principais obtidas pela modelagem numérica e a tensão de escoamento do aço utilizado na solução analítica. A análise realizada confirmou a eficiência das equações no âmbito da sua margem de segurança, representada no trabalho em questão pelo grau de aproveitamento da ligação.

1.2.2 Ligações tubulares de flange

Quando a ligação de flange é submetida à flexão pura, os esforços de tração são aplicados aos parafusos no lado tracionado da linha neutra devido a flexão na placa. O colapso da ligação geralmente ocorre quando estes parafusos alcançam sua tensão de ruptura. Como ressaltado por Nair et al, em 1974, a resistência última da

ligação pode ser alcançada, ou antes, ou depois que o escoamento tenha ocorrido no flange. No primeiro caso, o flange é dado como rígido e no caso seguinte o flange é dado como flexível. O dimensionamento para flanges rígidos pode ser considerado mais simples do que para flanges flexíveis, uma vez que nestas últimas há a necessidade de se considerar o efeito “prying”, apesar dos flanges flexíveis possibilitarem uma ligação mais econômica e dúctil.

A atuação crescente das forças externas faz com que as tensões de contato existentes na região dos parafusos decresçam e desapareçam com a separação das placas de flange nestas regiões. No entanto, em virtude da flexão da placa de flange, as porções externas da placa exercem pressões entre si desenvolvendo tensões de contato. Estas tensões de contato são denominadas “tensões prying” e podem persistir até a ruptura, pois a superposição entre força aplicada e a força “prying” reduz a capacidade de utilização dos parafusos. O fenômeno do efeito “prying” varia com a rigidez da placa de flange, já que para placas de seções espessas não há a ocorrência deste fenômeno, quanto mais flexível for a placa mais susceptível estará ao aparecimento destas tensões.

O efeito “prying” tem sido estudado extensivamente e vários métodos, tais como a analogia às barras tracionadas, foram desenvolvidos para prever os efeitos “prying” na resistência da ligação. Estes métodos foram basicamente associados a momentos nas ligações de flanges com seções “I”. Apesar do comportamento da ligação de flange de seção retangular diferir do flange de seção “I”, uma modelagem é possível através de uma analogia com as barras tracionadas (WHEELER et al⁴⁰).

Em 1981, no manual de dimensionamento desenvolvido por Stelco para ligações de barras com seções tubulares, um método para determinação da espessura mínima do flange é proposto para garantir que o flange calculado tenha rigidez suficiente para resistir à ação “prying” (CAO & PACKER⁵).

Testes e análises teóricas em flanges circulares foram considerados por Igarashi em 1985 e 1987, no Japão, onde foi proposto um método para a determinação da espessura do flange e obtenção do número de parafusos na ligação (CAO & PACKER⁵).

CAO & PACKER⁵, em 1997, compararam os diferentes métodos de cálculo utilizados atualmente, onde as deficiências e imperfeições das ligações tubulares de flange foram analisadas. Um novo método de cálculo foi proposto e diagramas de dimensionamento, baseados na AISC-LRFD², foram criados para simplificar o procedimento de cálculo.

No ano de 1998, WHEELER et al³⁹ apresentaram um modelo simples e preciso para estimar a resistência ao momento fletor de uma ligação de flange utilizando seções tubulares retangulares. O modelo usa uma analogia às barras tracionadas juntamente com a análise de linhas de escoamento para obter a resistência última ao momento fletor e o estado limite de utilização da ligação. A análise modificada de barras tracionadas incorpora os efeitos das forças “prying” na resistência da ligação, enquanto a análise das linhas de escoamento prevê o mecanismo de colapso do flange. Para possibilitar o seu cálculo uma “largura efetiva” pode ser utilizada em conjunto com o modelo de barras tracionadas.

Dentre os três tipos de comportamento dos flanges apresentados pelos autores (grossa, fina e intermediária), WHEELER et al³⁹ recomendam que a ligação seja dimensionada para comportar-se no modo intermediário, com a resistência da ligação sendo governada pela ruptura do parafuso. Flanges finos comportam-se bem em ligações que são muito flexíveis e sujeitas a grandes giros, enquanto flanges grossos apresentam um comportamento dúctil podendo ser antieconômicas. O limite de utilização da ligação apresentado baseia-se no escoamento prévio dos parafusos ou na formação do mecanismo da linha de escoamento no flange.

O aumento do uso de seções tubulares retangulares em estruturas de aço usuais associado à economia na fabricação tem destacado a necessidade de métodos de dimensionamento que produzam ligações econômicas. O desenvolvimento de um modelo de cálculo para uma ligação particular normalmente segue a determinação do comportamento da ligação usando métodos experimentais ou numéricos. Em 2000, WHEELER et al⁴⁰ descreveram uma modelagem de elementos finitos com a finalidade de analisar comportamento da ligação do flange, composta por seções tubulares quadradas ou retangulares, sujeitas à flexão pura. Os resultados obtidos nestas análises são comparados à dados de ensaios experimentais existentes.

WILLIBALD et al⁴¹ apresentaram em 2001, um estudo em ligações de flange para seções tubulares quadradas com parafusos localizados simetricamente nos quatro lado do tubo sendo este submetido a um esforço axial de tração. Como nos estudos anteriores as forças “prying” foram o foco do interesse, onde significativos resultados foram obtidos pelos autores, a espessura da placa de flange é a principal variável para a obtenção da parcela de efeito “prying” na ligação. Confirmando a relação inversamente proporcional entre o efeito “prying” e a espessura da placa. O aumento da distância entre os parafusos resulta no aumento do efeito “prying”, sendo que este pode ser minimizado através da localização dos parafusos o mais próximo possível da seção tubular. Os filetes de solda que conectam a seção tubular e a placa de flange são capazes de influenciar o efeito “prying” por atuarem como enrijecedores para a placa do flange e diminuïrem a distância entre os parafusos e a seção. Ambos os efeitos servem para reduzir o efeito “prying” nos parafusos.

1.2.3 Ligações tubulares de base

Meyerhof em 1953 analisou o efeito do confinamento, que ocorre quando a área do bloco de concreto é maior que a área da placa de base. Ele descobriu que o volume de concreto existente na vizinhança confina o volume que se encontra imediatamente sob a placa de base, aumentando, dessa forma, a capacidade de suporte da fundação. Em seus ensaios, ocorreram variações da razão entre as áreas do bloco de concreto e da placa de base, da resistência do concreto e da altura do bloco de concreto. Meyerhof percebeu que a capacidade de suporte decrescia de acordo com a redução da altura do bloco e da espessura da placa de base. Ele conduziu, também, alguns ensaios com blocos circulares de concreto armado e notou que os blocos armados possuíam uma capacidade de suporte consideravelmente maior que os blocos não armados (DEWOLF & RICKER⁹).

No ano de 1958, VOCE³⁸ questionou a hipótese de uma distribuição de tensão uniforme na placa de base e identificou que se a placa permanecesse plana, a extremidade do pilar deveria continuar vertical, ou seja, não ocorreria o giro como é esperado em ligações flexíveis. Para que isto ocorra, deverá existir um momento. Dessa forma, ele propôs uma equação para determinar o valor da força lateral equivalente a um momento fletor.

Breen, em 1966 testou chumbadores embutidos em blocos de concreto, submetendo-os a ensaios de tração e variando seus diâmetros. Ele utilizou porcas padronizadas agindo sozinhas e a ação conjunta entre porcas e arruelas. Com os resultados obtidos, descobriu que as barras lisas tinham uma capacidade de ancoragem menor e que o principal fator de resistência da ligação era a porca com ou sem arruela (DEWOLF & RICKER⁹).

Hawkins em 1967 e em 1968 conduziu testes nos quais a carga era aplicada somente na região central da placa de base. Para as placas mais finas, conseqüentemente mais flexíveis, o autor notou que a capacidade de suporte aumenta proporcionalmente à tensão de escoamento da placa. O acréscimo da espessura da placa faz com que, a partir de um determinado valor, ela passe a se comportar como se estivesse totalmente carregada. Ele desenvolveu métodos analíticos para determinação da resistência de suporte, mas estes métodos foram pouco utilizados devido a complexidade de suas rotinas de cálculo (DEWOLF & RICKER⁹).

Baseado no trabalho de Hawkins, Taylor em 1969 realizou ensaios por ele conduzido. Com isso, concluiu que a tensão de escoamento da placa era desprezível para a determinação da sua capacidade portante e, também, questionou as hipóteses analíticas de Hawkins. Os testes de Taylor não envolveram modelos equivalentes aos ensaios realizados por Hawkins, fazendo com que os resultados obtidos se distanciassem dos propostos por Hawkins.

Em 1969, Conrad estudou diferentes tipos de chumbadores sujeitos à tração e ao cisalhamento. Eles foram fixados em furos feitos em blocos de concreto e teve como variáveis o tipo de argamassa e o tamanho do furo. Ele observou que somente os furos profundos estavam aptos a desenvolver resistência à tração. Quanto ao cisalhamento, Conrad descobriu que todos os tipos de chumbadores testados mostraram resistências satisfatórias quanto a esse tipo de esforço (DEWOLF & RICKER⁹).

FLING¹³ em 1970, propôs o uso da teoria da linha de escoamento para pilares. Assumiu que a flexão na placa de base se comporta elasticamente e constatou que o deslocamento entre a placa de base e o bloco de concreto deveria ser limitado por um valor pré-determinado. Este método forneceu resultados conservativos devido às hipóteses adotadas. No mesmo ano, Gogate observou que Fling tinha negligenciado a

influência favorável que a ancoragem dos chumbadores proporcionava a placa de base. Em resposta, Fling mencionou que seria muito difícil levar em conta o efeito da ancoragem devido às variações particulares de cada projeto (DEWOLF & RICKER⁹).

Em 1975 STOCKWELL³³, numa discussão a respeito de placas de base para pilares levemente carregados, observou que a flexibilidade da placa e a conseqüente redistribuição de tensões não eram consistentes com as soluções analíticas, que assumiam uma distribuição uniforme de tensões sob a placa. Ele concluiu que somente a porção da placa situada diretamente sob o pilar deveria ser considerada efetiva. Desta forma, a área da placa deveria ser determinada em função com as características geométricas do pilar e dos dispositivos construtivos.

Cannon, Burdette & Funk verificaram em 1975 especificações para blocos de concreto, chumbadores, pinos soldados e chumbadores de expansão para cargas de tração e de cisalhamento. Notaram que o grau de fixação dos chumbadores dependia da resistência e do número de ganchos de fixação e das distâncias entre furos e bordas. Observaram que o uso de chumbadores com cabeça ou porcas nas extremidades embutidas é indispensável, uma vez que não aumentam a capacidade de tração do sistema. Constataram, também que a resistência ao cisalhamento é função da resistência do parafuso, da quantidade de peças e da posição do parafuso em relação à borda. Parafusos tracionados aumentam a resistência ao cisalhamento (DEWOLF & RICKER⁹).

Hasselwander, Jirsa, Breen & Lo, em 1977 analisaram os efeitos do diâmetro do parafuso, do comprimento de ancoragem e da área da placa de base no comportamento de parafusos de alta resistência. Chegaram à conclusão que a capacidade de tração é função da área da placa de base, da resistência do concreto à compressão e da espessura do recobrimento do parafuso pelo bloco de concreto (DEWOLF & RICKER⁹).

Em 1978, DEWOLF⁷ desenvolveu equações para se determinar a capacidade portante das fundações, baseadas na relação entre as áreas da placa e do bloco, na resistência do concreto e na flexibilidade da placa, esta última relacionada à espessura e ao balanço da projeção da placa a partir do encontro com o pilar. Forneceu limites de aplicabilidade baseados no trabalho de Hawkins e concluiu que a flexibilidade da placa

era uma variável fundamental para a determinação da capacidade portante, ou seja, a resistência dependia do módulo de elasticidade longitudinal e não da tensão de escoamento da placa.

No ano de 1979, Adihardjo & Soltis estudaram o efeito da argamassa de nivelamento entre a placa de base e o bloco de concreto para parafusos sujeitos à tração e ao cisalhamento. Concluíram que a argamassa não reduzia a resistência à tração, mas reduzia a resistência ao cisalhamento do conjunto (DEWOLF & RICKER⁹).

DEWOLF & SARISLEY⁸ realizaram em 1980, ensaios em placas de base sob a ação combinada de carga axial e momento fletor e comparou seus resultados aos fornecidos pelas normas de projeto. Dentre as variáveis dos ensaios estavam a espessura da placa, as dimensões dos chumbadores e a excentricidade da carga axial equivalente. A partir dos resultados concluíram que o comportamento de colapso nem sempre era consistente com as hipóteses adotadas pelas normas.

Stephenson & Tarpy observaram em 1981, também, uma discrepância entre o comportamento proposto para ligações flexíveis e o real desenvolvimento de momentos fletores. Constataram que esta discrepância poderia ser desprezível em situações normais e que deveria ser levada em consideração para o cálculo de estruturas sujeitas à ações sísmicas. Por outro lado, baseados nas análises de placas de base flexíveis com chumbadores totalmente embutidos, eles descobriram a existência de uma considerável resistência residual que serviria para combater as parcelas das ações sísmicas. Este estudo comprovou que as placas projetadas para resistir somente aos esforços axiais são suficientemente seguras, contradizendo as sugestões de Voce (DEWOLF & RICKER⁹).

Em 1982, Klinger, Mendonça & Malik analisaram ancoragens sujeitas a cargas de cisalhamento unidirecionais e reversas. Com isso, forneceram expressões para o cálculo da distância mínima entre furos e bordas, necessárias para absorver todo esforço de cisalhamento do parafuso e revisaram especificações de projetos para o uso de armadura de reforço dos blocos de concreto (DEWOLF & RICKER⁹).

MURRAY²³ realizou estudos teóricos e experimentais em 1983, com placa de base modelada pelo método dos elementos finitos no regime elástico. A placa foi conectada à fundação rígida por meio de molas, que se desconectavam quando

tracionadas. Baseado nos resultados teóricos dos seus ensaios, Murray concluiu que as afirmações de Stockwell estavam concisas, definindo desta forma, a porção efetiva da placa que deveria ser utilizada.

Em 1985, Picard & Beaulieu²⁷ também estudaram as ligações das placas de base sujeitas a esforços axiais e observaram que os chumbadores desenvolviam um grande esforço de tração. Analisaram, também, as curvas de momento-giro nas quais descobriram que os esforços de compressão aumentavam a rigidez da ligação na base, proporcionando uma redução nos deslocamentos laterais das barras da estrutura.

THAMBIRATNAM & PARAMASIVAM³⁴ no ano de 1986, conduziram um estudo semelhante ao de DeWolf & Sarisley, no qual suas variáveis eram a espessura da placa e a excentricidade da carga equivalente, onde determinaram as deformações da placa de base.

Dois trabalhos são apresentados por THORNTON^{35,36} em 1990, onde no primeiro o autor fez uma análise do cálculo de placas de base usado para bases submetidas a carregamentos que levam a pequenas áreas de placa, uma vez que este método assume uma pressão de contato muito diferente do método utilizado para outros tipos de carregamentos o que dificulta uma possível tentativa de combinação em um único método. No segundo trabalho o autor propôs uma concatenação dos métodos utilizados para o dimensionamento de bases para pilares de seção “I”, considerando grandes e pequenos carregamentos.

SPUTO³² em 1993 forneceu um procedimento de dimensionamento para determinar a espessura de placas de base submetidas a forças gravitacionais, aplicados ao critério de tensões admissíveis. Este método não é aplicável para condições de arrancamento onde o pilar está sob tensão líquida nem são considerados os critérios de montagem o qual é desprovido de julgamento no detalhamento e montagem. Quanto ao tratamento das placas, estas podem ser visualizadas como estando sujeitas a tensões máximas em duas áreas, dentro do diâmetro do pilar e fora dele. Estas áreas podem ser calculadas utilizando uma análise na placa de base pela aplicação de uma linha de escoamento.

1.3 Proposta do trabalho

Este trabalho visa realizar um estudo sobre o cálculo de ligações tubulares de estruturas metálicas planas. Pretende-se realizar uma ampla revisão bibliográfica do cálculo das ligações e seus respectivos detalhamentos com a finalidade de desenvolver um manual para dimensionamento de ligações tubulares planas, sendo de grande utilidade para o meio técnico e acadêmico, pois com relação ao Brasil, atualmente não existe nenhuma norma específica para as estruturas de seções tubulares. Em virtude de já existirem normas e manuais para o dimensionamento de seções tubulares em muitos países, será estudado tipos de ligações metálicas planas com seção tubular, através de um levantamento destas normas e especificações, pelo qual serão obtidos os critérios necessários para uma sugestão de norma brasileira.

Um programa computacional será também desenvolvido, para automatizar o dimensionamento e a verificação de ligações metálicas planas compostas por dispositivos de ligações tais como chapas, parafusos e soldas, para conexões entre perfis tubulares com seções transversais baseados na forma dos perfis disponíveis no mercado, restritos a três formas básicas: retangular, quadrado e circular.

Este programa será escrito na linguagem de programação Object Pascal, que tem como objetivo promover a integração entre a obtenção de uma norma técnica e a automatização de uma estrutura metálica plana desenvolvendo padronizações para o cálculo de toda a estrutura, otimizando e viabilizando sua fabricação com segurança e economia.

Exemplos numéricos serão desenvolvidos para ilustrar o estudo realizado, acompanhado de todas as recomendações técnicas para a utilização do programa computacional desenvolvido.

Capítulo 2

Ligações Tubulares de Treliça

2.1 Introdução

Em treliças planas ou espaciais o objetivo básico da ligação na extremidade de uma barra é desenvolver a resistência à tração ou à compressão necessária sem enfraquecer a barra a qual é ligada. Por muitos anos este objetivo foi atingido por barras tubulares soldadas, utilizadas na montagem de aeronaves e torres leves. Em muitas destas condições os diâmetros dos tubos eram pequenos e as paredes relativamente finas, não havia muitas diferenças entre os diâmetros das barras que compunham uma ligação.

Como premissa, as ligações abordadas neste trabalho aplicam-se às treliças planas com barras de seções tubulares circulares, quadradas ou retangulares sob carregamentos predominantemente estáticos, com barras submetidas a esforços axiais e ligações soldadas. Para as ligações concebidas por meio de chapas de ligação foi abordado somente as barras tubulares com seções circulares.

Problemas de flexão na parede surgem principalmente quando um ou mais tubos de pequeno diâmetro são soldados na sua extremidade a um tubo maior e quando a razão entre as espessuras das paredes e o diâmetro do tubo maior é relativamente pequena.

Segundo McGUIRE²⁰ a flexão na parede pode ser maior sob condições ilustradas na figura 2.1(a). Se, através da prática usual, os eixos centrais de todas as barras de ligação se encontrarem em um ponto, não haverá flexão primária em nenhum deles. O esquema de forças da figura 2.1(b) mostra que a transferência da componente “N” de um braço para o outro resultará no amassamento local da parede do banzo. Contudo, desde que um componente atue para dentro e o outro para fora, a flexão descrita anteriormente, poderá produzir uma flexão longitudinal acentuada.

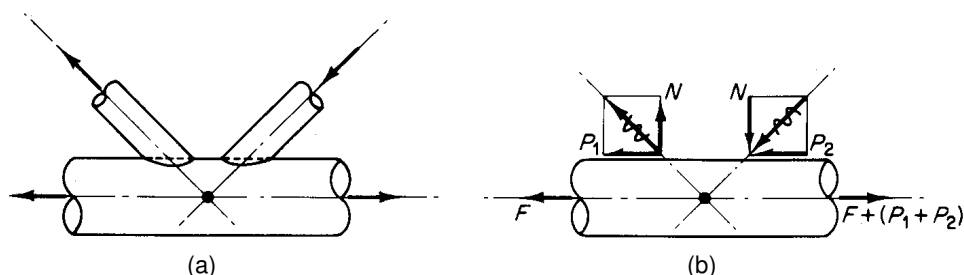


Figura 2.1 - Efeitos das diagonais na ligação “K”.

Fonte: McGuire, 1968, p.1021

A maioria das soluções foi fundamentada empiricamente e algumas são resolvidas em função das dimensões dos tubos, para que se evite situações em que a flambagem possa provocar o colapso da ligação.

A tentativa de se evitar os problemas de uma conexão direta através do uso de chapas de ligação soldada de topo, como mostra a figura 2.2(a), é questionada por McGUIRE²⁰ de várias maneiras. Primeiramente, a força vinda da chapa atua como uma linha de força na parede do tubo. Em segundo, exatamente como mostra o esquema de forças da figura 2.1(b), a componente normal da força na diagonal do tubo pode não ser colinear no ponto onde eles interceptam a parede do banzo. O resultado destas duas condições pode apresentar indesejáveis flexões transversais e longitudinais na parede do banzo. A situação pode ser aliviada por anéis enrijecedores envolvendo os tubos, mas em contrapartida, a instalação destes anéis elevaria o custo da produção. Uma alternativa seria a colocação de uma chapa de ligação atravessando as paredes do tubo, sendo esta fixada por solda, figura 2.2(b). Um terceiro problema, mas com menor relevância é a transferência da força vinda da chapa de ligação para o banzo através de uma solda longa.

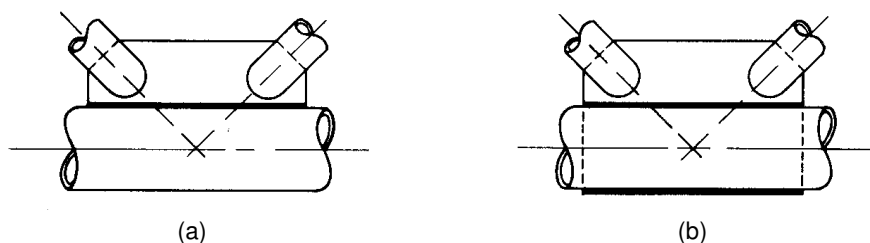


Figura 2.2 - Chapa de ligação usada nas ligações tubulares.

Fonte: McGuire, 1968, p.1022

Ao invés de seguir a prática usual de fazer com que todos os eixos se interceptem em um mesmo ponto, existe a possibilidade de se ter uma sobreposição dos tubos das diagonais como na figura 2.3(a), introduzindo a chamada “excentricidade negativa”. Por aproximar as componentes normais “N” das diagonais, o momento causador da flexão local é reduzido e uma parte da componente normal poderá ser transferida diretamente de uma diagonal à outra sem afetar a parede do banzo como um todo. Quando a ligação excêntrica é utilizada, momentos e forças cisalhantes nas barras comportam-se como indicado na figura 2.3(b).

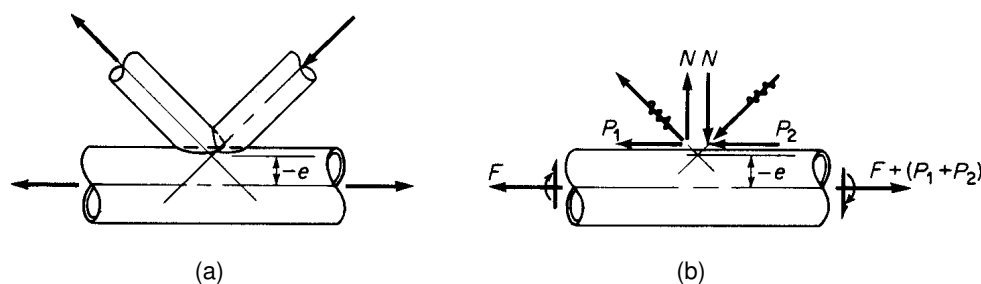


Figura 2.3 - Excentricidade negativa.

Fonte: McGuire, 1968, p.1022

PACKER²⁵, RAUTARUUKKI²⁸ e AISC - Hollow Structural Sections¹ apresentam diferentes Estados Limites, ou tipos de ruptura, que podem ocorrer dependendo do tipo de ligação, das condições de carregamento, e dos vários parâmetros geométricos, conforme ilustra a figura 2.4:

- Tipo A: Plastificação da parede do banzo (uma das diagonais empurra a face do tubo do banzo enquanto a outra puxa);
- Tipo B: Ruptura por punção na face do banzo ao redor do perímetro da diagonal (tração ou compressão);
- Tipo C: Ruptura por tração da diagonal ou ruptura da solda;
- Tipo D: Flambagem local da diagonal;
- Tipo E: Escoamento por cisalhamento no tubo do banzo na região de espaçamento;
- Tipo F: Flambagem local da parede do banzo sob o montante comprimido;
- Tipo G: Amassamento da parede do banzo próximo à diagonal tracionada.

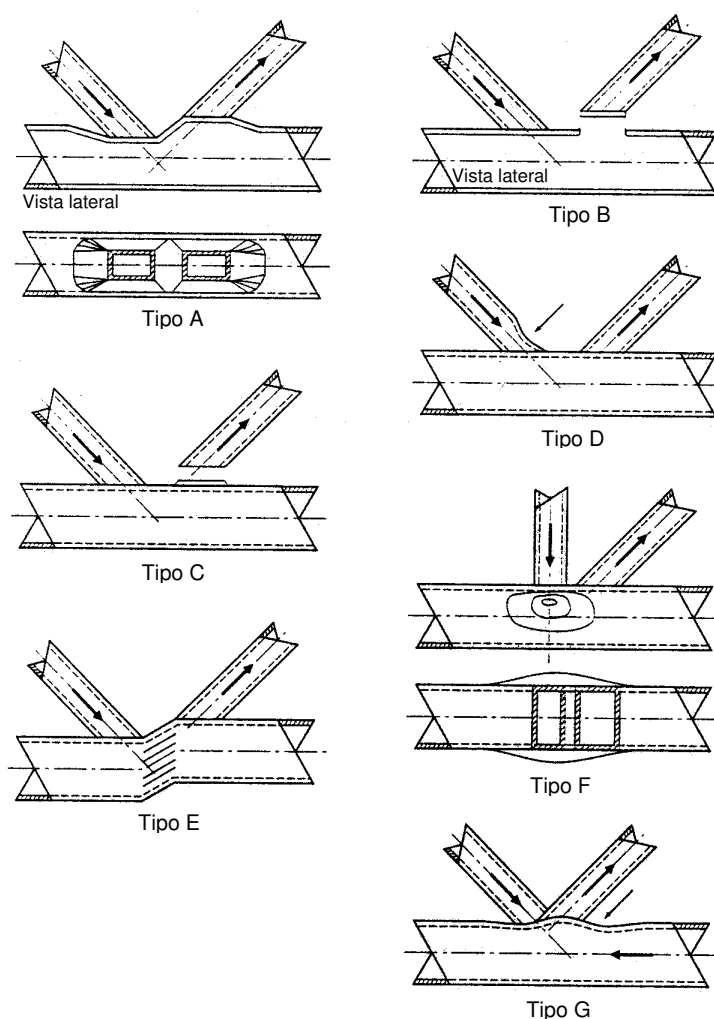


Figura 2.4 - Tipos de ruptura em ligações "K".

Fonte: Packer, 1997, p.70

Através de ensaios realizados tem-se observado que o colapso é dado pela combinação de mais de um modo de ruptura.

Nota-se, segundo PACKER²⁵, que os tipos C e D geralmente ocorrem simultaneamente e recebem o mesmo tratamento, visto que a resistência da ligação em ambos os casos é determinada pela seção transversal efetiva das diagonais.

2.2 Ligação de tubos através de chapas

As seções tubulares são utilizadas freqüentemente para resistir a esforços axiais, tais como em contraventamentos. Uma maneira fácil e econômica de se fazer as ligações de treliça é fazer um corte longitudinal no tubo e inserir uma chapa de ligação. Esta então, será soldada ao tubo por meio de soldas de filete nas laterais do mesmo, figura 2.5.

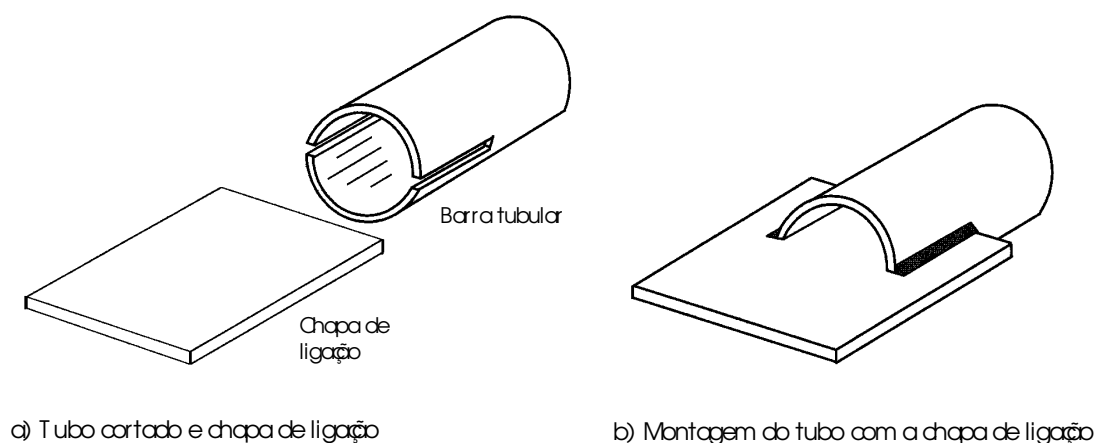


Figura 2.5 - Ligação do tubo com a chapa.

Fonte: Cheng, 2000, p.133

O uso das chapas de ligação tem se dado por pelo menos três razões: a primeira por possibilitar um comprimento adicional de solda de filete no tubo, pois como a maioria dos tubos não é muito delgada, é mais fácil usar soldas de filete do que tentar fazer uma solda com 100% de penetração; e a segunda por permitir que sejam cortadas barras menores e que a chapa de ligação suporte toda a carga proveniente destas barras, descarregando na barra principal, ou seja, no banzo.

Existe ainda, um ponto delicado neste tipo de ligação, trata-se da distribuição de tensões na chapa, pois os pontos nas imediações do encontro das barras que transmitem as forças com a chapa, figura 2.6, apresentam uma discrepância na distribuição destas tensões. Tal fato desperta a necessidade de um estudo rigoroso através do desenvolvimento de modelos analíticos confrontados com resultados experimentais para que se possa compreender o comportamento desta distribuição, contribuindo assim para uma otimização do dimensionamento.

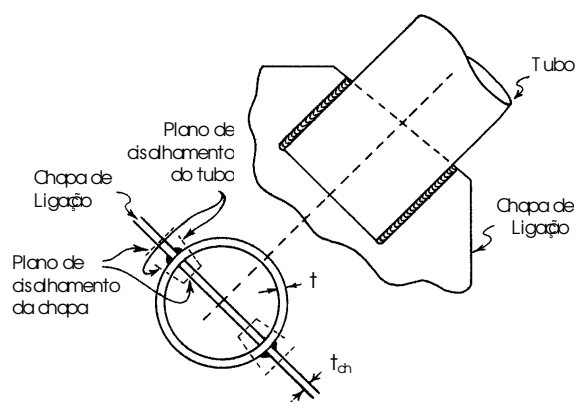


Figura 2.6 - Localização das concentrações de tensão.

Fonte: Blodgett, 1966, p.5.10-8

2.2.1 Chapas soldadas atravessando o tubo

Este tipo de chapa é utilizado com o intuito de se amenizar as tensões causadas pela descarga das forças através da chapa de ligação no topo do tubo.

MUKHANOV²² apresenta algumas considerações sobre o tratamento das ligações de uma treliça utilizando chapas de ligação e barras formadas por cantoneiras. Deste modo, é possível fazer uma analogia às barras tubulares visto que o esquema estrutural permanece o mesmo. A figura 2.7(c) mostra o esquema adaptado. Segundo o autor, o projeto de uma treliça começa pelo desenho dos eixos que formam o esquema geométrico da estrutura, cuidando para que os eixos dos elementos converjam para o nó, figura 2.7(a); somente neste caso as forças que convergem para o nó podem equilibrar-se mutuamente. A disposição das barras de acordo com a figura 2.7(b) é inadmissível, pois neste caso as forças que convergem para o nó não se equilibram mutuamente, surgindo assim, um momento adicional $M=F_R \cdot e$ que curva o banzo. Este

momento adicional não pode ser menosprezado, pois ele exerce influência sobre as condições de equilíbrio do nó.

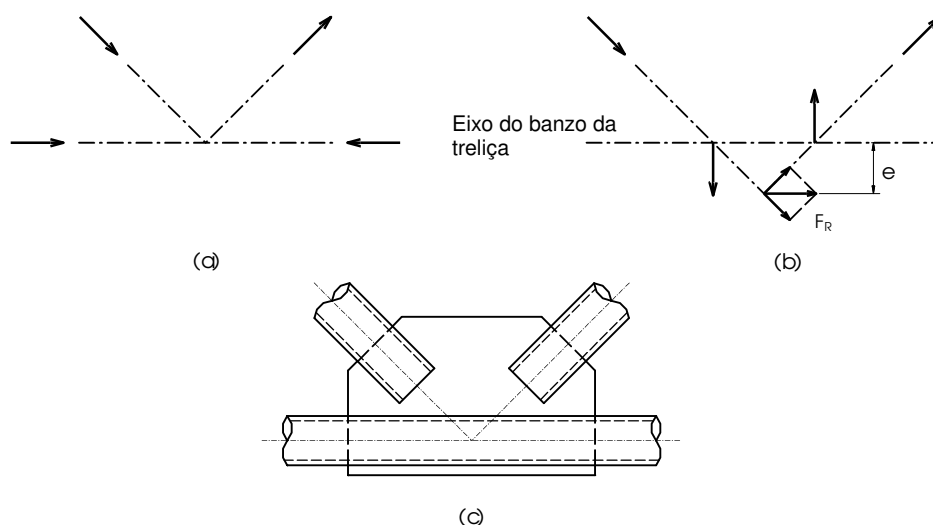


Figura 2.7 - Esquema dos eixos de uma ligação “K”.

MUKHANOV²² recomenda que as diagonais sejam soldadas à chapa de ligação somente por soldas laterais, que trabalharão ao cisalhamento (módulo de elasticidade transversal “G”). As soldas no sentido transversal do tubo não são recomendadas, embora elas distribuam o fluxo de forças para a chapa de ligação de uma forma mais regular, pois desenvolvem grandes tensões de compressão, o que provoca tensão na chapa de ligação entre as diagonais contribuindo para o desenvolvimento de fraturas.

As chapas de ligação devem ser fixadas por solda na barra do banzo em dois locais, conforme mostrado na figura 2.8 na face superior e inferior do banzo.

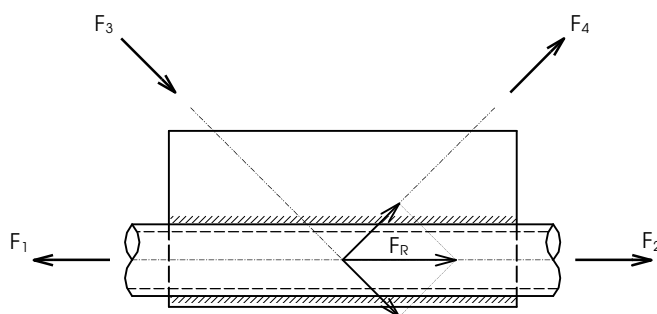


Figura 2.8 - Fixação da chapa de ligação atravessando o banzo da treliça.

A resultante das forças atuantes nesta ligação é dada pelo equilíbrio vetorial de forças na ligação através do fechamento da poligonal mostrada na figura 2.9.

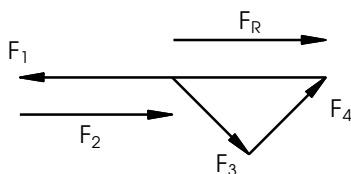


Figura 2.9 - Equilíbrio vetorial das forças na ligação.

Na seqüência serão demonstrados os procedimentos de dimensionamento utilizados para chapas de ligação que atravessam o banzo longitudinalmente. Estes procedimentos são baseados na NBR 8800³.

a) Espessura da chapa de ligação

A espessura da chapa de ligação será dada como a média entre as espessuras do tubo da barra principal e dos tubos das barras secundárias. A espessura mínima para a chapa deverá ser de $t_{ch} = 1/4" = 6,35 \text{ mm}$.

b) Dimensionamento das soldas que unem as diagonais à chapa

A solda neste caso será de filete com dimensão nominal mínima “ h_s ”, conforme recomendação da NBR 8800³ - item 7.2.6.2, Tabela 11, para maior espessura do metal base na junta $\leq 6,35 \text{ mm}$. Assim é necessário que se defina apenas o comprimento “ C_s ” de solda:

$$F_d \leq \phi \cdot R_n \quad (2.1)$$

$$\text{sendo, } F_d \geq \begin{cases} F_3 \\ F_4 \end{cases}.$$

$$C_s \geq \frac{F_d}{\phi \cdot R_n \cdot \cos \alpha} \quad (2.2)$$

Tabela 2.1 - Resistência de cálculo e ângulo da seção de cisalhamento " α_s ".

Metal Base	Metal da Solda
$R_n = 0,60 \cdot A_{MB} \cdot f_y \rightarrow \phi = 0,90$	$R_n = 0,60 \cdot A_W \cdot f_W \rightarrow \phi = 0,75$
$A_{MB} = 4 \cdot h_s$	$A_W = 4 \cdot h_s$
$\alpha_s = 0^\circ$	$\alpha_s = 45^\circ$

Fonte: NBR 8800/86, Item 7.2.5, Tabela 8

Onde:

f_y – Tensão de escoamento da chapa ou do tubo (MPa), adotar o menor deles;

f_W – Resistência mínima à tração do metal da solda (MPa);

C_s – Comprimento efetivo do filete de solda (mm), $C_s \geq 40$ mm

c) Dimensionamento das soldas que unem o banzo à chapa

A força a ser considerada neste ponto deve ser a resultante de todas as forças envolvidas na ligação. Analogamente à figura 2.8, tem-se:

$$F_R \leq \phi \cdot R_n \quad (2.3)$$

sendo, $F_R = F_1 - F_2$.

$$C_s \geq \frac{F_R}{\phi \cdot R_n \cdot \cos \alpha} \quad (2.4)$$

Tabela 2.2 - Resistência de cálculo e ângulo da seção de cisalhamento " α_s ".

Metal Base	Metal da Solda
$R_n = 0,60 \cdot A_{MB} \cdot f_y \rightarrow \phi = 0,90$	$R_n = 0,60 \cdot A_W \cdot f_W \rightarrow \phi = 0,75$
$A_{MB} = 4 \cdot h_s$	$A_W = 4 \cdot h_s$
$\alpha_s = 0^\circ$	$\alpha_s = 45^\circ$

Fonte: NBR 8800/86, Item 7.2.5, Tabela 8

2.2.2 Chapas soldadas no topo do tubo

Um outro método utilizado para unir várias barras tubulares em uma ligação de treliça consiste em soldar as barras secundárias a uma chapa, que por sua vez será soldada no topo da barra principal, figura 2.10. Além disso, a chapa de ligação também fornece uma rigidez adicional ao tubo nas imediações da ligação, conforme estudo realizado por CHENG⁶. Entretanto, estas chapas tendem a causar uma distribuição de tensões sem simetria no tubo principal, ou seja, no banzo, com tensões altas atuando na linha da chapa, como mostra a figura 2.10.

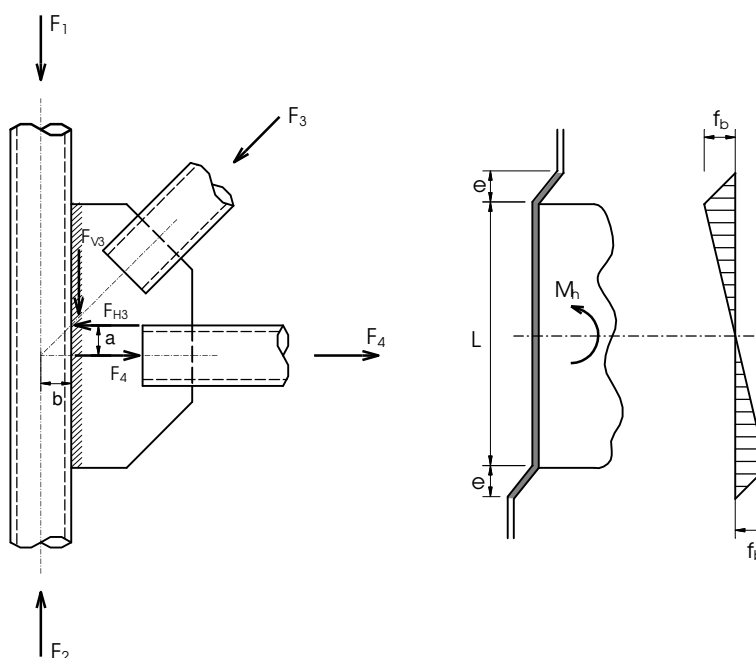


Figura 2.10 - Tensões causadas pela chapa de topo na parede do tubo.

Fonte: Blodgett, 1966, p.5.10-6

Neste caso, como a chapa é soldada em um só ponto da seção transversal do tubo, é cabível fazer uma analogia ao estudo apresentado por MUKHANOV²² para chapas soldadas em apenas um dos limites da cantoneira do banzo, trabalhando então como se fosse soldada no topo do tubo.

O esforço que a solda deve resistir e que tende a deslocar a chapa de ligação em relação ao banzo é a resultante dos esforços que atuam nos elementos da treliça que convergem no nó dado. Num caso particular, quando no nó não existe a carga

externa perpendicular ao banzo, o esforço “ F_R ” é igual à diferença dos esforços axiais do banzo, como descreve MUKHANOV²² nas figuras 2.8 e 2.11.

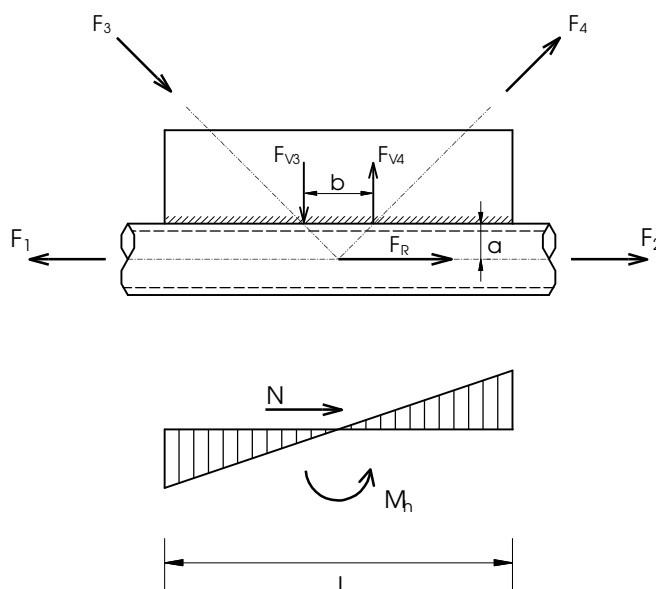


Figura 2.11 - Fixação da chapa de ligação no topo do banzo da treliça.

Este esforço “ F_R ” está aplicado no centro do nó, em direção ao eixo do banzo. Se a chapa de ligação não ultrapassar os limites do banzo, como no caso da chapa de topo, este esforço irá provocar na solda, situada junto ao topo do tubo, não somente esforço de cisalhamento ao longo do seu comprimento, mas também a flexão devida ao momento $M_h = F_{v3} \cdot b$. Normalmente, as tensões normais devidas à flexão não são grandes e por isso a ligação deverá ser verificada somente ao cisalhamento; para este caso, MUKHANOV²² sugere que a resistência nominal da ligação deva ser diminuída aproximadamente de 15 a 20%.

O procedimento de cálculo utilizado por BLODGETT⁴ para este tipo de ligação, figura 2.10, é dado por:

- Momento aplicado no tubo

$$M_h = F_{H3} \cdot a \quad (2.5)$$

e também,

$$M_h = F_{V3} \cdot b \quad (2.6)$$

Assumindo o valor de $e = 12 \cdot t$, sendo “t” a espessura do tubo do banzo, obtém-se a máxima força unitária (radial) “ f_b ” aplicada a uma seção do tubo através de, um anel de largura unitária, figura 2.12.

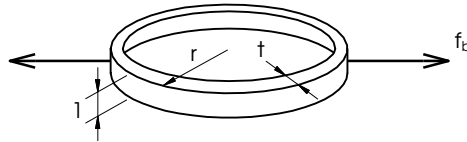


Figura 2.12 - Detalhe dos esforços radiais na parede do tubo.

Fonte: Blodgett, 1966, p.5.10-6

$$f_b = \frac{6 \cdot M_h}{(L + e) \cdot (L + 2e)} \quad (2.7)$$

Apesar de haver apenas uma única força radial “ f_b ” atuando na parede do tubo, assume-se a existência de uma força igual, no lado oposto da parede, resistindo a esta força. Isto representa a condição mais crítica que pode haver.

Segundo TIMOSHENKO³⁷, para cada coroa circular fina submetida à ação de duas forças “ f_b ” iguais e contrárias, atuando ao longo do diâmetro, figura 2.12, devido à simetria só deve considerar-se um quadrante da coroa, figura 2.13, e pode-se também, concluir que não há tensões de cisalhamento transversal $m-n$.

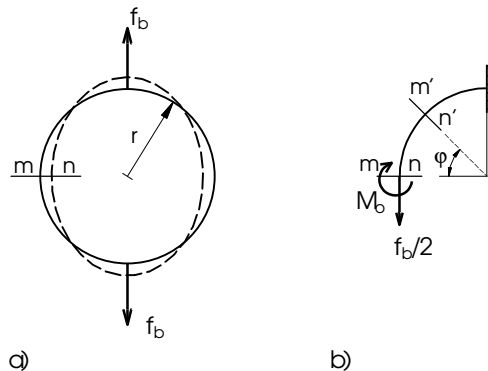


Figura 2.13 - Esquema de forças na coroa circular.

Fonte: Timoshenko, 1972, p.390

Através do Teorema de Castigliano, o momento em qualquer seção transversal da coroa pode ser calculado pela seguinte expressão:

$$M = \frac{f_b \cdot r}{2} \cdot \left(\cos \varphi - \frac{2}{\pi} \right) \quad (2.8)$$

O momento fletor máximo manifesta-se nos pontos de aplicação da força “ f_b ”. Portanto, fazendo $\varphi = \pi/2$ na equação (2.8), obtém-se:

$$M_{\text{máx}} = \frac{f_b \cdot r}{\pi} = 0,318 \cdot f_b \cdot r \quad (2.9)$$

Desta maneira é possível verificar a tensão de amassamento causada na parede do tubo:

$$W = \frac{t^2}{6} \quad (2.10)$$

Das equações (2.9) e (2.10) tem-se:

$$\sigma = \frac{M_{\text{máx}}}{W} \leq f_y \quad (2.11)$$

Ocorre que a existência de tensões de flexão excessivas dentro da parede do tubo devido ao momento aplicado pela conexão da placa, faz com que esta alternativa necessite de um estudo mais aprofundado no âmbito do tratamento destas tensões.

O dimensionamento da chapa de ligação segue o mesmo do item anterior, diferindo apenas o numero de cordões de solda entre o banzo e a chapa que passa de quatro para dois.

2.3 Ligação soldada entre tubos tipo “K”

Geralmente os nós da treliça são considerados rotulados, e as barras são dimensionadas para suportar somente forças axiais, contudo a rigidez proveniente das

barras secundárias introduz momentos fletores ao longo do banzo, fazendo com que este deva ser dimensionado para resistir aos esforços axiais e momento fletor.

A maioria das treliças compostas por barras tubulares possui uma barra comprimida e outra tracionada soldada no banzo como mostra a figura 2.14. Este arranjo é conhecido como ligação “K”.

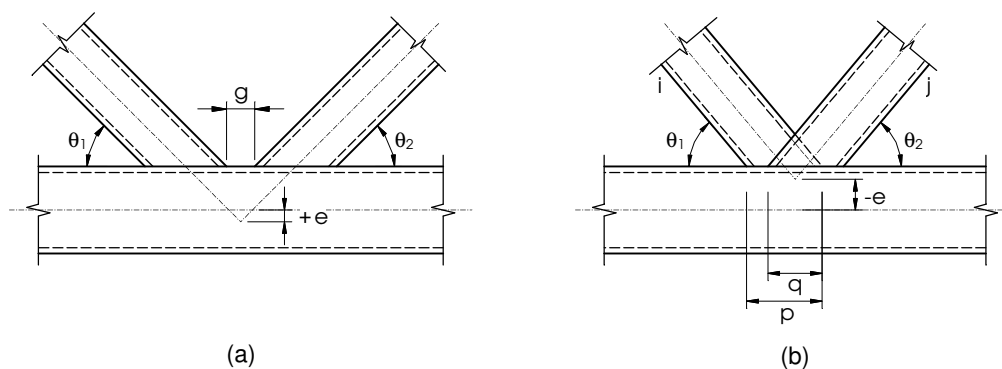


Figura 2.14 - Arranjos da ligação “K”.

As ligações soldadas tipo “K” dividem-se em duas categorias. Uma em que as barras secundárias são fixadas na barra principal permitindo uma excentricidade dos eixos considerada positiva, isto é, dado pelo afastamento das barras conforme figura 2.14(a). A outra é aquela em que uma das barras secundárias sobrepõe parcialmente ou completamente a outra na junção dos eixos do nó ocasionando desta forma uma excentricidade negativa, mostrada na figura 2.14(b).

Nesta parte do trabalho serão apresentados um grande número de equações para a determinação das resistências das ligações baseadas no Método dos Estados Limites. É importante observar que todas as expressões são para determinar as resistências, cujos coeficientes de segurança já estão inclusos nas formulações explicitamente ou indiretamente. Portanto, não devem ser adicionados coeficientes de minoração das resistências (PACKER²⁵).

O valor da excentricidade é positivo quando os eixos das barras secundárias interceptam a barra principal abaixo do seu centro de gravidade. A excentricidade é negativa quando a interseção localiza-se acima do centro de gravidade da barra

principal. A excentricidade e a distância “x” entre as barras estão interrelacionadas da seguinte forma:

$$x = \left(e + \frac{h_0}{2} \right) \cdot \frac{\sin(\theta_1 + \theta_2)}{\sin\theta_1 \cdot \sin\theta_2} - \frac{h_1}{2 \cdot \sin\theta_1} - \frac{h_2}{2 \cdot \sin\theta_2} \quad (2.12)$$

$$e = \left(\frac{h_1}{2 \cdot \sin\theta_1} + \frac{h_2}{2 \cdot \sin\theta_2} + x \right) \cdot \frac{\sin\theta_1 \cdot \sin\theta_2}{\sin(\theta_1 + \theta_2)} - \frac{h_0}{2} \quad (2.13)$$

Conforme figura 2.14 tem-se $x = g$ quando houver afastamento das barras e $x = -q$ quando houver sobreposição, e para barras circulares $h_i = d_i$. Estudos experimentais sugerem que a excentricidade deva respeitar o seguinte limite:

$$-0,55 \leq \frac{e}{h_0} \text{ ou } \frac{e}{d_0} \leq 0,25 \quad (2.14)$$

2.3.1 Ligações “K” afastadas

Estudos dos tipos de ruptura, baseados em experimentações, mostram que o critério de dimensionamento mais utilizado para as ligações “k” afastadas é o estado limite referente ao tipo A, ruptura por plastificação da face do banzo. Desta forma as seções serão verificadas segundo este critério. Para seções quadradas ou retangulares a ligação também será verificada segundo os tipos C, D e E, sendo que os tipos C e D geralmente ocorrem simultaneamente.

Já os banzos de seções circulares e de seções quadradas e retangulares com $\beta \leq 1 - 1/\gamma$ deverão ser verificados também quanto ao critério de ruptura por punção (tipo B).

Os procedimentos listados a seguir estão divididos segundo o tipo de seção e estão devidamente ilustrados.

PACKER²⁵ apresenta um procedimento de cálculo diferenciado para os três tipos de seções, mas para efeito didático, como as equações para seções quadradas e retangulares não diferem em sua concepção serão colocadas em um mesmo item.

RAUTARRUKKI²⁸ apresenta, um procedimento de cálculo semelhante baseado no EUROCODE 3¹², que difere apenas quanto ao critério de segurança. Em geral, a literatura apresenta uma concordância entre os pesquisadores, no que se refere ao cálculo destas ligações, existem abordagens distintas para a consideração de efeitos adicionais tais como a fadiga, e por fugir do tema deste estudo não são aqui abordadas.

2.3.1.1 Ligação com barras de seções circulares

O procedimento de dimensionamento mostrado a seguir determina a resistência da ligação “K” afastada, com barras de seções circulares carregadas axialmente, como mostra a figura 2.15.

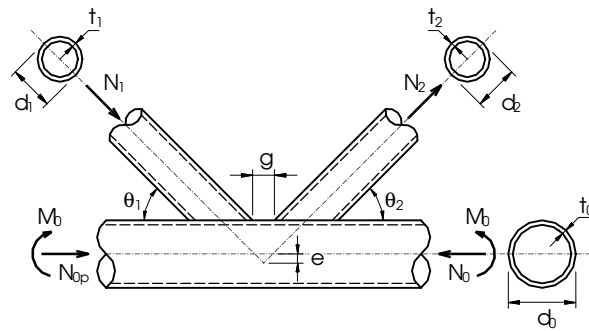


Figura 2.15 - Ligação “K” com afastamento e banzo com seção tubular.

Nos procedimentos de dimensionamento apresentado por PACKER²⁵ a ligação deverá, primeiramente, respeitar os parâmetros de conexão descritos abaixo:

a) *Verificação dos parâmetros de conexão*

$$0,2 \leq \frac{d_i}{d_0} \leq 1,0 \quad (2.15)$$

$$10 \leq \frac{d_i}{t_i} \leq 50 \quad (2.16)$$

$$10 \leq \frac{d_0}{t_0} \leq 50 \quad (2.17)$$

$$\frac{d_0}{2 \cdot t_0} \leq 25 \quad (2.18)$$

Para o afastamento:

$$g \geq t_1 + t_2 \quad (2.19)$$

No que se refere ao ângulo das diagonais RAUTARRUKKI²⁸ recomenda:

$$30^\circ \leq \theta_i \leq 90^\circ \quad (2.20)$$

b) Verificação quanto a plastificação da parede do banzo

$$N_{1.Rd} = \frac{f_{y0} \cdot t_0^2}{\text{sen} \theta_1} \cdot (1,8 + 10,2 \cdot \beta) \cdot k_g \cdot k_p \quad (2.21)$$

$$N_{2.Rd} = N_{1.Rd} \cdot \left(\frac{\text{sen} \theta_1}{\text{sen} \theta_2} \right) \quad (2.22)$$

Onde:

$$\gamma = \frac{d_0}{2 \cdot t_0} \quad (2.23)$$

$$\beta = \frac{d_1 + d_2}{2 \cdot d_0} \quad (2.26)$$

Se o banzo for tracionado:

$$k_p = 1,0 \quad (2.26)$$

Se o banzo for comprimido:

$$k_p = 1,0 + 0,3 \cdot n_p - 0,3 \cdot n_p^2 \leq 1,0 \quad (2.26)$$

Para

$$n_p = \frac{N_{p.Sd}}{A_0 \cdot f_{y0}} + \frac{M_{0.Sd}}{W_0 \cdot f_{y0}} \quad (2.27)$$

$$k_g = \gamma^{0,2} \cdot \left(1 + \frac{0,024 \cdot \gamma^{1,2}}{1 + e^{\left(\frac{g}{2 \cdot t_0} - 1,33 \right)}} \right) \quad (2.28)$$

c) Verificação quanto à ruptura por punção na face do banzo.

Esta verificação é feita sob a seguinte condição:

$$d_i \leq d_0 - 2 \cdot t_0 \quad (2.29)$$

$$N_{i.Rd} = \frac{f_{y0} \cdot t_0 \cdot \pi \cdot d_i}{\sqrt{3}} \cdot \left(\frac{1 + \sin \theta_i}{2 \cdot \sin^2 \theta_i} \right) \quad (2.30)$$

2.3.1.2 Ligação com a barra principal de seção quadrada ou retangular

O procedimento de dimensionamento mostrado a seguir determina a resistência da ligação “K” afastada, com a barra principal de seção quadrada ou retangular e as barras secundárias de seções circulares, quadradas ou retangulares carregadas axialmente, como mostra a figura 2.16.

Para este tipo de união, diferentemente da ligação com seção circular, a ligação será verificada segundo os critérios de rupturas dos tipos A, B, C e E. Desta maneira, as resistências das barras secundárias serão determinadas através do menor valor obtido nessas verificações.

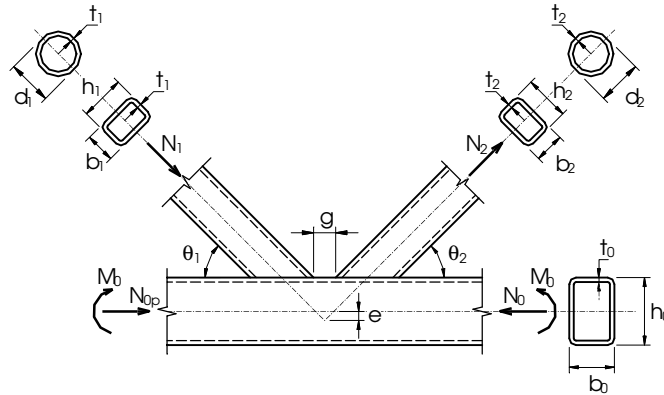


Figura 2.16 - Ligação "K" com afastamento e banzo com seção retangular.

Nos procedimentos de dimensionamento apresentado por PACKER²⁵ a ligação deverá, primeiramente, respeitar os parâmetros de conexão descritos abaixo, para que se possa fazer as verificações necessárias.

a) Verificação dos parâmetros de conexão

$$\eta, \beta \geq 0,1 + 0,01 \cdot \frac{b_0}{t_0} \quad (2.31)$$

$$\beta \geq 0,35 \quad (2.32)$$

$$0,5 \leq \frac{h_i}{b_i} \leq 2 \quad (2.33)$$

Para as barras tracionadas:

$$\frac{b_i}{t_i}, \frac{h_i}{t_i} \leq 35 \quad (2.34)$$

Para as barras comprimidas:

$$\frac{b_i}{t_i}, \frac{h_i}{t_i} \leq 35 \quad (2.35)$$

$$\frac{b_i}{t_i}, \frac{h_i}{t_i} \leq 1,25 \cdot \sqrt{\frac{E}{f_{yi}}} \quad (2.36)$$

Para barras secundárias circulares:

$$0,4 \leq \frac{d_i}{b_0} \leq 0,8 \quad (2.37)$$

$$10 \leq \frac{d_i}{t_i} \leq 50 \quad (2.38)$$

Para as barras comprimidas circulares:

$$\frac{d_i}{t_i} \leq 1,5 \cdot \sqrt{\frac{E}{f_{yi}}} \quad (2.39)$$

Para os banzos:

$$\frac{b_0}{t_0}, \frac{h_0}{t_0} \leq 35 \quad (2.40)$$

para os banzos com seção quadrada:

$$15 \leq \frac{b_0}{t_0} \leq 35 \quad (2.41)$$

$$\frac{b_{i \text{ menor}}}{b_{i \text{ maior}}} \geq 0,63 \quad (2.42)$$

Para o afastamento:

$$\frac{g}{b_0} \geq 0,5 \cdot (1 - \beta) \quad (2.43)$$

$$\frac{g}{b_0} \leq 1,5 \cdot (1 - \beta) \quad (2.44)$$

$$g \geq t_1 + t_2 \quad (2.45)$$

Caso a equação (2.44) não for satisfeita a ligação deverá ser calculada como duas ligações “Y” ou “T” separadamente.

No que se refere ao ângulo das diagonais RAUTARRUKKI²⁸ recomenda:

$$30^\circ \leq \theta_i \leq 90^\circ \quad (2.46)$$

b) Verificação quanto a plastificação da parede do banzo

Para banzo ser quadrado: $\beta \leq 1,0$

$$N_{i.Rd} = 8,9 \cdot \frac{f_{y0} \cdot t_0^2}{\text{sen} \theta_i} \cdot \beta \cdot \sqrt{\gamma} \cdot k_n \quad (2.47)$$

Onde:

$$\beta = \frac{b_1 + b_2 + h_1 + h_2}{4 \cdot b_0}, \quad \eta = \frac{h_i}{b_0} \quad (2.48)$$

$$\gamma = \frac{b_0}{2 \cdot t_0} \quad (2.49)$$

Caso as barras secundárias sejam circulares, β será calculado pela equação (2.24) substituindo d_0 por b_0 .

Se o banzo for tracionado:

$$k_n = 1,0 \quad (2.50)$$

Se o banzo for comprimido:

$$k_n = 1,3 + \frac{0,4}{\beta} \cdot n \leq 1,0 \quad (2.51)$$

Para

$$n = \frac{N_{0.Sd}}{A_0 \cdot f_{y0}} + \frac{M_{0.Sd}}{W_0 \cdot f_{y0}} \quad (2.52)$$

c) Verificação quanto ao escoamento por cisalhamento do banzo:

Temos que para barras secundárias quadradas ou retangulares,

$$A_v = (2 \cdot h_0 + \alpha \cdot b_0) \cdot t_0 \quad (2.53)$$

e para barras secundárias circulares:

$$A_v = 2 \cdot h_0 \cdot t_0 \quad (2.54)$$

$$\alpha = \sqrt{\frac{1}{1 + \frac{4 \cdot g^2}{3 \cdot t_0^2}}} \quad (2.55)$$

Assim,

$$N_{i.Rd} = \frac{f_{y0} \cdot A_v}{\sqrt{3} \cdot \sin \theta_i} \quad (2.56)$$

E também,

$$N_{0.Rd(gap)} = (A_0 - A_v) \cdot f_{y0} + A_v \cdot f_{y0} \left(1 - \left(\frac{V_{Sd}}{V_{pl.Rd}} \right)^2 \right)^{0,5} \quad (2.57)$$

onde,

$$V_{pl.Rd} = \frac{f_{y0} \cdot A_v}{\sqrt{3}} \quad (2.58)$$

d) Verificação quanto à ruptura por tração da diagonal

$$N_{i.Rd} = f_{yi} \cdot t_i \cdot (2 \cdot h_i - 4 \cdot t_i + b_i + b_e) \quad (2.59)$$

onde,

$$b_e = \frac{10 \cdot f_{y0} \cdot t_0^2 \cdot b_i}{b_0 \cdot f_{yi} \cdot t_i} \leq b_i \quad (2.60)$$

e) Verificação quanto à ruptura por punção na face do banzo.

Esta verificação é feita sob a seguinte condição:

$$\beta \leq 1 - 1/\gamma \quad (2.61)$$

$$N_{i.Rd} = \frac{f_{y0} \cdot t_0}{\sqrt{3} \cdot \sin \theta_i} \cdot \left(\frac{2 \cdot h_i}{\sin \theta_i} + b_i + b_{ep} \right) \quad (2.62)$$

onde,

$$b_{ep} = \frac{10 \cdot t_0 \cdot b_i}{b_0} \leq b_i \quad (2.63)$$

Caso as barras secundárias forem circulares, as resistências deverão ser multiplicadas por $\pi/4$, “ b_i ” e “ h_i ” deverão ser substituídos pelo diâmetro “ d_i ”.

2.3.2 Ligações “K” sobrepostas

Os critérios de verificação da resistência da ligação para este arranjo diferem apenas para banzos com seção quadrada ou retangular, para banzos de seção circular as verificações são as mesmas do arranjo da ligação “K” afastada, exceto a verificação à ruptura por punção na face do banzo.

2.3.2.1 Ligação com barras de seções circulares

O procedimento de dimensionamento mostrado a seguir determina a resistência da ligação “K” sobreposta, com barras de seções circulares carregadas axialmente, como mostra a figura 2.17.

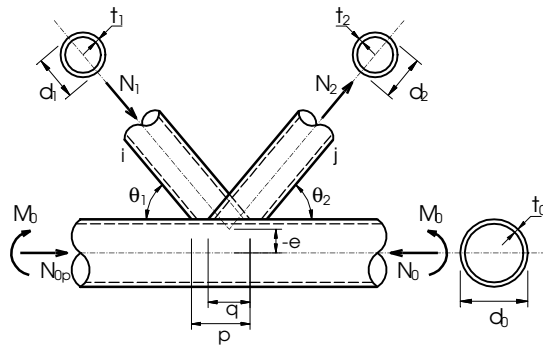


Figura 2.17 - Ligação “K” com sobreposição e banzo com seção tubular.

Nos procedimentos de dimensionamento apresentado por PACKER²⁵ a ligação deverá, primeiramente, respeitar os parâmetros de conexão descritos abaixo:

a) Verificação dos parâmetros de conexão

$$0,2 \leq \frac{d_i}{d_0} \leq 1,0 \quad (2.64)$$

$$10 \leq \frac{d_i}{t_i} \leq 50 \quad (2.65)$$

$$10 \leq \frac{d_0}{t_0} \leq 50 \quad (2.66)$$

$$\frac{d_0}{2 \cdot t_0} \leq 25 \quad (2.67)$$

$$\frac{t_i}{t_j} \leq 1,0 \quad (2.68)$$

Onde o índice “j” corresponde à barra secundária sobreposta. A equação (2.68) só é válida para barras secundárias com a mesma tensão de escoamento.

Para a sobreposição:

$$\lambda_{OV} \geq 0,25 \quad (2.69)$$

onde,

$$\lambda_{OV} = \frac{q}{p} \quad (2.70)$$

e

$$p = \frac{d_i}{\text{sen} \theta_i} \quad (2.71)$$

No que se refere ao ângulo das diagonais RAUTARRUKKI²⁸ recomenda:

$$30^\circ \leq \theta_{i,j} \leq 90^\circ \quad (2.72)$$

b) Verificação quanto a plastificação da parede do banzo

$$N_{1.Rd} = \frac{f_{y0} \cdot t_0^2}{\text{sen} \theta_1} \cdot (1,8 + 10,2 \cdot \beta) \cdot k_g \cdot k_p \quad (2.73)$$

$$N_{2.Rd} = N_{1.Rk} \cdot \left(\frac{\text{sen} \theta_1}{\text{sen} \theta_2} \right) \quad (2.74)$$

Onde:

$$\gamma = \frac{d_0}{2 \cdot t_0} \quad (2.75)$$

$$\beta = \frac{d_1 + d_2}{2 \cdot d_0} \quad (2.76)$$

Se o banzo for tracionado:

$$k_p = 1,0 \quad (2.77)$$

Se o banzo for comprimido:

$$k_p = 1,0 + 0,3 \cdot n_p - 0,3 \cdot n_p^2 \leq 1,0 \quad (2.78)$$

Para

$$n_p = \frac{N_{p.Sd}}{A_0 \cdot f_{y0}} + \frac{M_{0.Sd}}{W_0 \cdot f_{y0}} \quad (2.79)$$

$$k_g = \gamma^{0,2} \cdot \left(1 + \frac{0,024 \cdot \gamma^{1,2}}{1 + e^{\left(\frac{g}{2 \cdot t_0} - 1,33 \right)}} \right) \quad (2.80)$$

2.3.2.2 Ligação com a barra principal de seção quadrada ou retangular

O procedimento de dimensionamento mostrado a seguir determina a resistência da ligação “K” sobreposta, com a barra principal de seção quadrada ou retangular e as barras secundárias de seções circulares, quadradas ou retangulares carregadas axialmente, como mostra a figura 2.18.

Para este tipo de união a ligação será verificada segundo o critério de ruptura do tipo C, ruptura por tração da diagonal, sendo que as resistências das barras secundárias serão obtidas conforme o grau de sobreposição das mesmas.

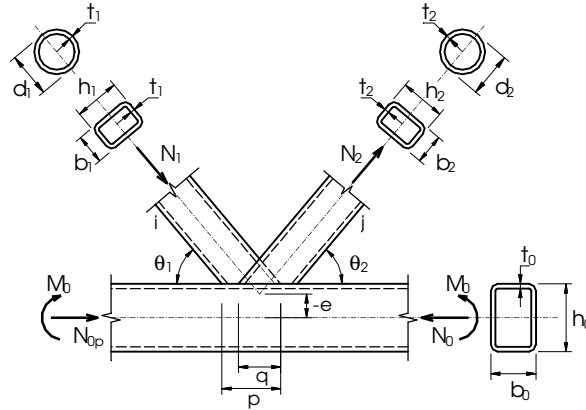


Figura 2.18 - Ligação "K" com sobreposição e banzo com seção retangular.

Nos procedimentos de dimensionamento apresentado por PACKER²⁵ a ligação deverá, primeiramente, respeitar os parâmetros de conexão descritos abaixo:

a) Verificação dos parâmetros de conexão

Parâmetros genéricos:

$$\frac{b_i}{b_0}, \frac{h_i}{b_0} \geq 0,25 \quad (2.81)$$

$$0,5 \leq \frac{h_i}{b_i} \leq 2 \quad (2.82)$$

$$\frac{t_i}{t_j} \leq 1,0 \quad (2.83)$$

$$\frac{b_i}{b_j} \geq 0,75 \quad (2.84)$$

Onde o índice “j” corresponde à barra secundária sobreposta, a equação (2.83) só é válida para barras com a mesma tensão de escoamento.

Para as barras tracionadas:

$$\frac{b_i}{t_i}, \frac{h_i}{t_i} \leq 35 \quad (2.85)$$

Para as barras comprimidas:

$$\frac{b_i}{t_i}, \frac{h_i}{t_i} \leq 35 \quad (2.86)$$

$$\frac{b_i}{t_i}, \frac{h_i}{t_i} \leq 1,1 \cdot \sqrt{\frac{E}{f_{yi}}} \quad (2.87)$$

Para barras secundárias circulares:

$$0,4 \leq \frac{d_i}{b_0} \leq 0,8 \quad (2.88)$$

$$10 \leq \frac{d_i}{t_i} \leq 50 \quad (2.89)$$

Para as barras comprimidas circulares:

$$\frac{d_i}{t_i} \leq 1,5 \cdot \sqrt{\frac{E}{f_{yi}}} \quad (2.90)$$

Para os banzos:

$$\frac{b_0}{t_0}, \frac{h_0}{t_0} \leq 40 \quad (2.91)$$

Para a sobreposição:

$$0,25 \leq \lambda_{OV} \leq 1,0 \quad (2.92)$$

Sendo:

$$\lambda_{OV} = \frac{q}{p} \quad (2.93)$$

onde,

$$p = \frac{h_i}{\sin \theta_i} \quad (2.94)$$

No que se refere ao ângulo das diagonais RAUTARRUKKI²⁸ recomenda:

$$30^\circ \leq \theta_{i,j} \leq 90^\circ \quad (2.95)$$

b) Verificação quanto a ruptura das barras secundárias

$$b_e = \frac{10 \cdot f_{y0} \cdot t_0^2 \cdot b_i}{b_0 \cdot f_{yi} \cdot t_i} \leq b_i \quad (2.96)$$

$$b_{e(OV)} = \frac{10 \cdot f_{yj} \cdot t_j^2 \cdot b_i}{b_j \cdot f_{yi} \cdot t_i} \leq b_i \quad (2.97)$$

Para os seguintes limites têm-se:

$$- 0,25 \leq \lambda_{OV} < 0,5$$

$$N_{i,Rd} = f_{yi} \cdot t_i \cdot [2 \cdot \lambda_{OV} \cdot (2 \cdot h_i - 4 \cdot t_i) + b_e + b_{e(OV)}] \quad (2.98)$$

$$- 0,5 \leq \lambda_{OV} < 0,8$$

$$N_{i,Rd} = f_{yi} \cdot t_i \cdot (2 \cdot h_i - 4 \cdot t_i + b_e + b_{e(OV)}) \quad (2.99)$$

$$- \lambda_{OV} \geq 0,8$$

$$N_{i,Rd} = f_{yi} \cdot t_i \cdot (2 \cdot h_i - 4 \cdot t_i + b_i + b_{e(OV)}) \quad (2.100)$$

Caso as barras secundárias forem circulares, as resistências deverão ser multiplicadas por $\pi/4$, “ b_i ” e “ h_i ” deverão ser substituídos pelo diâmetro “ d_i ”.

2.4 Exemplos Numéricos

Serão apresentados aqui três exemplos numéricos de ligações de barras circulares com arranjos distintos. Em todos os exemplos as barras possuem as mesmas características físicas e geométricas.

2.4.1 Exemplo 1 - Verificação da resistência de uma ligação “K” afastada.

Neste exemplo, será analisada a resistência de uma ligação “K” afastada, conforme a figura 2.19, onde a ligação é verificada quanto à plastificação do banzo e quanto à ruptura por punção na face do banzo.

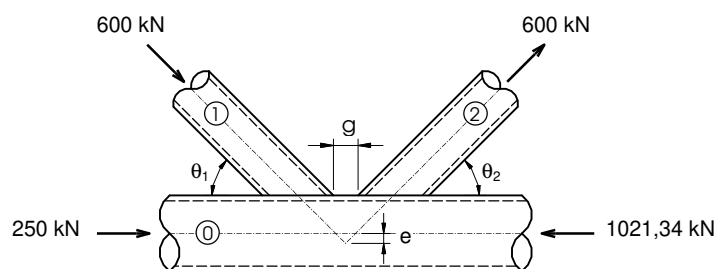


Figura 2.19 - Esquema da ligação “K” afastada.

- *Características físicas e geométricas:*

- Tubo VMB 350cor: $f_y = 350$ MPa
- Banzo: $219,1 \times 10,3$ mm - $A_0 = 6760$ mm²
- Diagonais: $168,3 \times 5,2$ mm

- *Dados o problema:*

- $N_{0p} = -250$ kN (compressão)

- $N_0 = -1021,34$ kN (compressão)
- $N_1 = -600$ kN (compressão)
- $N_2 = 600$ kN (tração)
- $\theta_1 = 50^\circ$
- $\theta_2 = 50^\circ$
- $g = 25$ mm

a) Verificação dos parâmetros de conexão

A ligação deverá respeitar os parâmetros de conexão descritos a seguir:

$$0,2 \leq \frac{d_i}{d_0} = \frac{168,3}{219,1} \leq 1,0 \rightarrow 0,2 \leq 0,77 \leq 1,0$$

$$10 \leq \frac{d_i}{t_i} = \frac{168,3}{5,2} \leq 50 \rightarrow 10 \leq 32,36 \leq 50$$

$$10 \leq \frac{d_0}{t_0} = \frac{219,1}{10,3} \leq 50 \rightarrow 10 \leq 21,27 \leq 50$$

$$\frac{d_0}{2 \cdot t_0} = \frac{219,1}{2 \cdot 10,3} = 10,64 \leq 25$$

$$g \geq t_1 + t_2 = 5,2 + 5,2 \rightarrow 25 \geq 10,4$$

$$30^\circ \leq \theta_i = 50^\circ \leq 90^\circ$$

$$\begin{aligned}
 e &= \left(\frac{d_1}{2 \cdot \sin \theta_1} + \frac{d_2}{2 \cdot \sin \theta_2} + x \right) \cdot \frac{\sin \theta_1 \cdot \sin \theta_2}{\sin(\theta_1 + \theta_2)} - \frac{d_0}{2} = \\
 &= \left(\frac{168,3}{2 \cdot \sin 50^\circ} + \frac{168,3}{2 \cdot \sin 50^\circ} + 25 \right) \cdot \frac{\sin 50^\circ \cdot \sin 50^\circ}{\sin(50^\circ + 50^\circ)} - \frac{219,1}{2} \rightarrow e = 36,26 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

onde $x = g$

$$-0,55 \leq \frac{e}{d_0} = \frac{36,26}{219,1} \leq 0,25 \rightarrow -0,55 \leq 0,16 \leq 0,25$$

b) Verificação quanto a plastificação da parede do banzo

Para a determinação da resistência da ligação, determinamos as seguintes expressões:

$$\gamma = \frac{d_0}{2 \cdot t_0} = \frac{219,1}{2 \cdot 10,3} \rightarrow \gamma = 10,64$$

$$\beta = \frac{d_1 + d_2}{2 \cdot d_0} = \frac{168,3 + 168,3}{2 \cdot 219,1} \rightarrow \beta = 0,768$$

Como o banzo é comprimido, tem-se:

$$n_p = \frac{N_{0p.Sd}}{A_0 \cdot f_{y0}} + \frac{M_{0.Sd}}{W_0 \cdot f_{y0}} = \frac{(-250)}{6760 \cdot 0,35} \rightarrow n_p = -0,106$$

$$k_p = 1,0 + 0,3 \cdot n_p - 0,3 \cdot n_p^2 = 1,0 + 0,3 \cdot (-0,106) - 0,3 \cdot (-0,106)^2 \rightarrow k_p = 0,965 \leq 1,0$$

$$k_g = \gamma^{0,2} \cdot \left(1 + \frac{0,024 \cdot \gamma^{1,2}}{1 + e^{\left(\frac{g}{2 \cdot t_0} - 1,33 \right)}} \right) = 10,64^{0,2} \cdot \left(1 + \frac{0,024 \cdot 10,64^{1,2}}{1 + e^{\left(\frac{25}{2 \cdot 10,3} - 1,33 \right)}} \right) \rightarrow k_g = 1,952$$

Portanto a resistência da ligação a plastificação do banzo será:

$$\begin{aligned} N_{1.Rd} &= \frac{f_{y0} \cdot t_0^2}{\sin \theta_1} \cdot (1,8 + 10,2 \cdot \beta) \cdot k_g \cdot k_p \\ &= \frac{0,35 \cdot 10,3^2}{\sin 50^\circ} \cdot (1,8 + 10,2 \cdot 0,768) \cdot 1,952 \cdot 0,965 \rightarrow N_{1.Rd} = 879,80 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$N_{2,Rd} = 879,80 \cdot \left(\frac{\sin 50^\circ}{\sin 50^\circ} \right) \rightarrow N_{2,Rd} = 879,80 \text{ kN}$$

c) *Verificação quanto à ruptura por punção na face do banzo.*

Esta verificação é feita sob as seguintes condições:

$$d_i \leq d_0 - 2 \cdot t_0 \rightarrow 168,3 \leq 219,1 - 10,3 = 198,5$$

$$\begin{aligned} N_{1,2,Rd} &= \frac{f_{y0} \cdot t_0 \cdot \pi \cdot d_i}{\sqrt{3}} \cdot \left(\frac{1 + \sin \theta_i}{2 \cdot \sin^2 \theta_i} \right) \\ &= \frac{0,35 \cdot 10,3 \cdot \pi \cdot 168,3}{\sqrt{3}} \cdot \left(\frac{1 + \sin 50^\circ}{2 \cdot \sin^2 50^\circ} \right) \rightarrow N_{1,2,Rd} = 1655,93 \text{ kN} \end{aligned}$$

∴ A resistência da ligação será:

$$N_{1,2,Rd} = 879,80 \text{ kN}$$

2.4.2 Exemplo 2 - Verificação da resistência de uma ligação “K” sobreposta.

Neste exemplo, será analisada a resistência de uma ligação “K” sobreposta, figura 2.20, com as mesmas características das barras diferindo apenas no posicionamento das diagonais. A ligação está submetida aos mesmos esforços que a ligação do exemplo anterior e o critério de verificação utilizado é quanto à plastificação da parede do banzo.

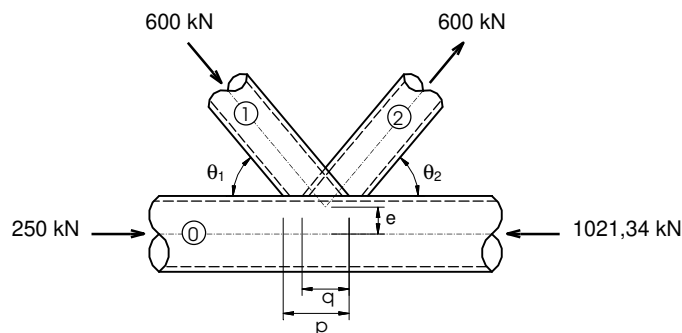


Figura 2.20 - Esquema da ligação “K” sobreposta.

• *Características físicas e geométricas:*

- Tubo VMB 350cor: $f_y = 350 \text{ MPa}$
- Banzo: $219,1 \times 10,3 \text{ mm}$
- Diagonais: $168,3 \times 5,2 \text{ mm}$

• *Dados do problema:*

- $N_{0p} = -250 \text{ kN}$ (compressão)
- $N_0 = -1021,34 \text{ kN}$ (compressão)
- $N_1 = -600 \text{ kN}$ (compressão)
- $N_2 = 600 \text{ kN}$ (tração)
- $\theta_1 = 50^\circ$
- $\theta_2 = 50^\circ$
- $q = 85 \text{ mm}$

a) Verificação dos parâmetros de conexão

A ligação deverá respeitar os parâmetros de conexão descritos a seguir:

$$0,2 \leq \frac{d_i}{d_o} = \frac{168,3}{219,1} \leq 1,0 \rightarrow 0,2 \leq 0,77 \leq 1,0$$

$$10 \leq \frac{d_i}{t_i} = \frac{168,3}{5,2} \leq 50 \rightarrow 10 \leq 32,36 \leq 50$$

$$10 \leq \frac{d_o}{t_o} = \frac{219,1}{10,3} \leq 50 \rightarrow 10 \leq 21,27 \leq 50$$

$$\frac{d_o}{2 \cdot t_o} = \frac{219,1}{2 \cdot 10,3} = 10,64 \leq 25$$

Como as barras secundárias possuem a mesma tensão de escoamento:

$$\frac{t_i}{t_j} = \frac{t_1}{t_2} = \frac{5,2}{5,2} \leq 1,0$$

$$p = \frac{d_i}{\sin \theta_i} = \frac{168,3}{\sin 50^\circ} \rightarrow p = 219,7$$

$$\lambda_{ov} = \frac{q}{p} = \frac{85}{219,7} \geq 0,25 \rightarrow \lambda_{ov} = 0,39 \geq 0,25$$

$$30^\circ \leq \theta_{i,j} = 50^\circ \leq 90^\circ$$

$$\begin{aligned} e &= \left(\frac{d_1}{2 \cdot \sin \theta_1} + \frac{d_2}{2 \cdot \sin \theta_2} + x \right) \cdot \frac{\sin \theta_1 \cdot \sin \theta_2}{\sin(\theta_1 + \theta_2)} - \frac{d_0}{2} = \\ &= \left(\frac{168,3}{2 \cdot \sin 50^\circ} + \frac{168,3}{2 \cdot \sin 50^\circ} - 85 \right) \cdot \frac{\sin 50^\circ \cdot \sin 50^\circ}{\sin(50^\circ + 50^\circ)} - \frac{219,1}{2} \rightarrow e = -29,28 \text{ mm} \end{aligned}$$

onde $x = -q$

$$-0,55 \leq \frac{e}{d_0} = \frac{-29,28}{219,1} \leq 0,25 \rightarrow -0,55 \leq -0,13 \leq 0,25$$

b) Verificação quanto a plastificação da parede do banzo

Para a determinação da resistência da ligação, determinamos as seguintes expressões:

$$\gamma = \frac{d_0}{2 \cdot t_0} = \frac{219,1}{2 \cdot 10,3} \rightarrow \gamma = 10,64$$

$$\beta = \frac{d_1 + d_2}{2 \cdot d_0} = \frac{168,3 + 168,3}{2 \cdot 219,1} \rightarrow \beta = 0,768$$

Como o banzo é comprimido, tem-se:

$$n_p = \frac{N_{0p.Sd}}{A_0 \cdot f_{y0}} + \frac{M_{0.Sd}}{W_0 \cdot f_{y0}} = \frac{(-250)}{6760 \cdot 0,35} \rightarrow n_p = -0,106$$

$$k_p = 1,0 + 0,3 \cdot n_p - 0,3 \cdot n_p^2 = 1,0 + 0,3 \cdot (-0,106) - 0,3 \cdot (-0,106)^2 \rightarrow k_p = 0,965 \leq 1,0$$

$$k_g = \gamma^{0,2} \cdot \left(1 + \frac{0,024 \cdot \gamma^{1,2}}{1 + e^{\left(\frac{g}{2 \cdot t_0} - 1,33 \right)}} \right) = 10,64^{0,2} \cdot \left(1 + \frac{0,024 \cdot 10,64^{1,2}}{1 + e^{\left(\frac{-85}{2 \cdot 10,3} - 1,33 \right)}} \right) \rightarrow k_g = 2,259$$

Portanto a resistência da ligação a plastificação do banzo será:

$$\begin{aligned} N_{1.Rd} &= \frac{f_{y0} \cdot t_0^2}{\sin \theta_1} \cdot (1,8 + 10,2 \cdot \beta) \cdot k_g \cdot k_p \\ &= \frac{0,35 \cdot 10,3^2}{\sin 50^\circ} \cdot (1,8 + 10,2 \cdot 0,768) \cdot 2,259 \cdot 0,965 \rightarrow N_{1.Rd} = 1018,02 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$N_{2.Rd} = 1018,02 \cdot \left(\frac{\sin 50^\circ}{\sin 50^\circ} \right) \rightarrow N_{2.Rd} = 1018,02 \text{ kN}$$

∴ A resistência da ligação será:

$$N_{1,2.Rd} = 1018,02 \text{ kN}$$

2.4.3 Exemplo 3 - Dimensionamento de uma ligação constituída por uma chapa de ligação atravessando o tubo principal.

Neste exemplo, será analisada a resistência de uma ligação de treliça, constituída por uma chapa de ligação atravessando o tubo principal, as barras possuem as mesmas características geométricas dos exemplos anteriores e estão sob a ação dos mesmos esforços. Para esta ligação serão dimensionadas as soldas que unem as diagonais à chapa e o banzo à chapa, e enfim serão obtidas as dimensões da chapa.

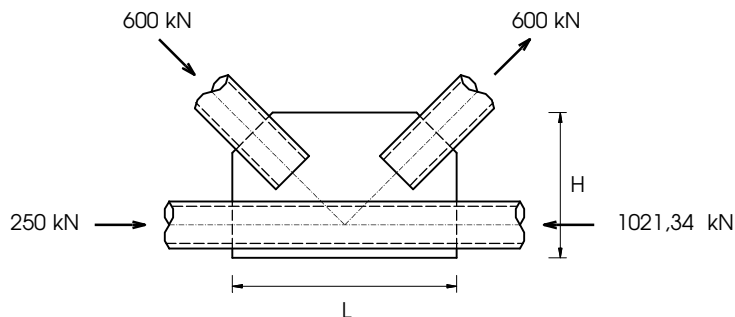


Figura 2.21 - Esquema de ligação com chapa atravessando o banzo.

• *Características físicas e geométricas:*

- Tubo VMB 350cor: $f_y = 350$ MPa
- Chapa: $f_y = 350$ MPa
- Banzo: $219,1 \times 10,3$ mm
- Diagonais: $168,3 \times 5,2$ mm

• *Dados do problema:*

- $F_1 (N_{op}) = -250$ kN (compressão)
- $F_2 (N_o) = -1021,34$ kN (compressão)
- $F_3 (N_1) = -600$ kN (compressão)
- $F_4 (N_2) = 600$ kN (tração)
- $\theta_1 = 50^\circ$
- $\theta_2 = 50^\circ$

Definindo-se a altura da solda de filete como a altura mínima: $h_s = 5$ mm, conforme recomendações da NBR 8800³ - item 7.2.6.2, Tabela 11.

a) *Espessura da chapa de ligação*

Recomenda-se que a espessura da chapa de ligação seja um valor intermediário entre as espessuras dos tubos do banzo e diagonais, desta forma, pode-se adotar a espessura mínima recomendada para a chapa: $t_{ch} = 1/4'' = 6,35$ mm.

$$\therefore t_{ch} = \frac{t_0 + t_{1,2}}{2} = \frac{10,3 + 5,2}{2} \rightarrow t_{ch} = 7,75 \text{ mm}$$

b) Dimensionamento das soldas que unem as diagonais à chapa

$$F_d \geq \begin{cases} F_3 \\ F_4 \end{cases} \therefore F_d = 600 \text{ kN}$$

Para o metal base:

$$C_s \geq \frac{F_d}{0,90 \cdot 0,60 \cdot 4 \cdot f_y \cdot h_s} = \frac{600}{0,90 \cdot 0,60 \cdot 4 \cdot 0,35 \cdot 5} \rightarrow C_s = 158,73 \text{ mm}$$

Para o metal solda:

$$C_s \geq \frac{F_d}{0,75 \cdot 0,60 \cdot 4 \cdot f_w \cdot h_s \cdot \cos 45^\circ} = \frac{600}{0,75 \cdot 0,60 \cdot 4 \cdot 0,485 \cdot 5 \cdot \cos 45^\circ} \\ \rightarrow C_s = 194,39 \text{ mm}$$

Para cada lado da chapa tem-se o seguinte comprimento de solda :

$$C_s = 194,39/4 = 48,60 \rightarrow C_s \cong 49 \text{ mm}$$

Portanto o comprimento total de solda será dado por:

$$\therefore C_s = 196 \text{ mm}$$

c) Dimensionamento das soldas que unem o banzo à chapa

$$F_R = F_1 - F_2 \rightarrow F_R = 771,34 \text{ kN}$$

Para o metal base:

$$C_s \geq \frac{F_R}{0,90 \cdot 0,60 \cdot 4 \cdot f_y \cdot h_s} = \frac{771,34}{0,90 \cdot 0,60 \cdot 4 \cdot 0,35 \cdot 5} \rightarrow C_s = 204,1 \text{ mm}$$

Para o metal solda:

$$C_s \geq \frac{F_d}{0,75 \cdot 0,60 \cdot 4 \cdot f_w \cdot h_s \cdot \cos 45^\circ} = \frac{771,34}{0,75 \cdot 0,60 \cdot 4 \cdot 0,485 \cdot 5 \cdot \cos 45^\circ}$$

$$\rightarrow C_s = 249,9 \text{ mm}$$

Para cada lado da chapa tem-se o seguinte comprimento de solda :

$$C_s = 249,9/4 = 62,48 \rightarrow C_s \cong 63 \text{ mm}$$

Portanto o comprimento de solda será dado por:

$$\therefore C_s = 252 \text{ mm}$$

Finalmente, em função dos comprimentos de solda nas diagonais e no banzo é possível obter as dimensões da chapa de ligação:

$$L = 485 \text{ mm} \quad \text{e} \quad H = 385 \text{ mm}$$

2.4.4 Considerações

Para as ligações de treliça pode-se concluir pela análise dos Exemplos 1, 2 e 3 que a ligação “K” sobreposta é a que apresenta a maior resistência dentre as três apresentadas, mas esta ligação, em contrapartida, possui um grau elevado de precisão pois necessita de ter as diagonais cortadas em dois planos diferentes. Desta forma, a ligação “K” afastada apresenta-se como uma opção mais simples. Outra alternativa de concepção é a ligação que utiliza chapa de ligação, que apresenta uma grande facilidade de execução, uma vez que o corte do tubo é bem simplificado, ocasionando um ganho no custo da estrutura.

Capítulo 3

Ligações Tubulares de Flange

3.1 Introdução

Os flanges são formados por duas placas soldadas no topo dos tubos. A união entre estes tubos é viabilizada através destas placas que por sua vez são ligadas entre si por meio de um número suficiente de parafusos, como ilustra a figura 3.1(a).

A força de tração " N_{sd} " atua uniformemente ao longo do tubo. Sob a ação de " N_{sd} ", os flanges poderão fletir. Partes do flange poderão se separar enquanto outras partes permanecerão em contato. Devido à existência da força de contato (efeito "prying") entre os dois flanges, a força total no parafuso é maior do que a força de tração aplicada. A combinação destes determinam o esforço de tração atuante na ligação, fazendo com que o comportamento desta ligação fique mais complexo.

A simetria da ligação entre os flanges possibilita que somente metade da ligação seja utilizada no dimensionamento. Segundo CAO & PACKER⁵, a metade da ligação é muito similar ao caso da ligação tubular de base sob carga de arrancamento. Portanto o processo de cálculo para flange é também aplicável às placas de base submetidas às forças de arrancamento.

3.2 Efeito "Prying"

McGUIRE²⁰ apresenta uma análise sobre o efeito "prying" para barras submetidas à tração. Partindo deste ponto, é possível fazer uma analogia com as

barras tubulares, com intuito de entender o fenômeno para este tipo de estrutura. Um dos casos mais simples de um conjunto de parafusos submetidos à tração é mostrado na figura 3.1. A força é centrada assumindo perfeita simetria e os parafusos são igualmente solicitados. Assim, qualquer parafuso pré-tensionado " T_i " deverá ser balanceado pela tensão de contato na superfície superior do flange. Apesar da precisão da distribuição destas tensões ser desconhecida, os parafusos deverão ser bem localizados. A distribuição simétrica " C_i " mostrada na curva da figura 3.1(b) é suficiente para representar esta condição inicial. A aplicação da força externa " F " alonga os parafusos aliviando as tensões de contato causando flexão no flange.

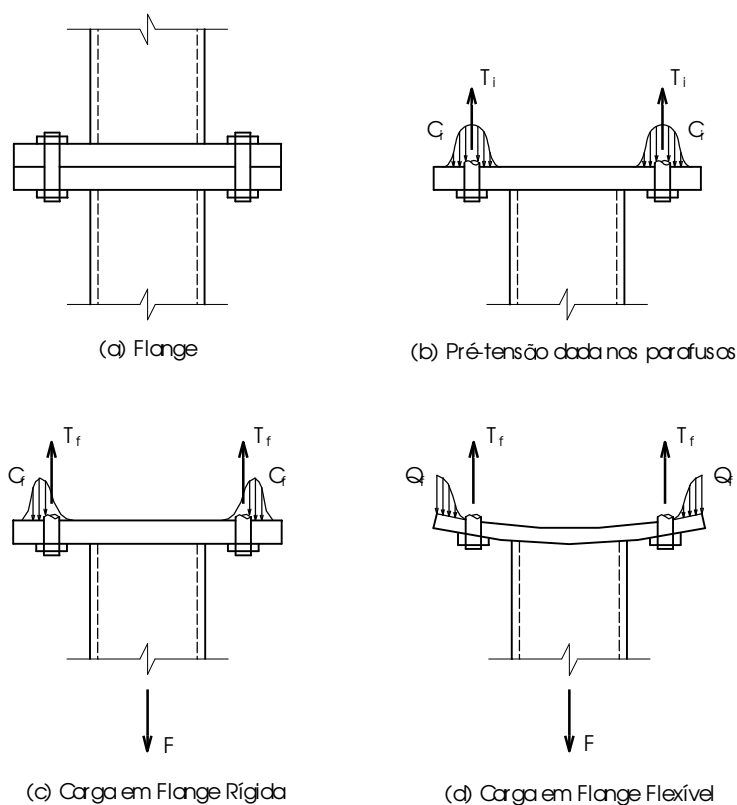


Figura 3.1 - Comportamento dos flanges.

Se o flange for muito rígido, a deformação por flexão será relativamente menor do que o alongamento dos parafusos. A flexão fará com que as zonas comprimidas percam sua simetria, permanecendo localizadas na região dos parafusos sendo representada por uma pequena pressão que é exercida pelo suporte no resto do flange.

Assim, com o aumento das forças, as tensões de contato irão decrescendo gradualmente à zero, até o ponto em que o sistema torna-se isostático. O esquema de distribuição de tensão da figura 3.1(c) representa uma condição intermediária em que ainda permanecem algumas tensões de contato.

Se o flange for muito flexível, a situação pode ser completamente diferente. Com o aumento das forças externas, as tensões de contato na vizinhança dos parafusos decrescem e então desaparecem com a separação do flange nestas regiões. No entanto, em virtude da flexão do flange, as porções externas do flange podem exercer pressões entre si e desenvolverem tensões de contato em diferentes lugares. Isto é mostrado esquematicamente na figura 3.1(d). Estas tensões de contato denominadas “tensões prying”, podem persistir até a ruptura. A superposição entre a força aplicada e a força “prying” reduz a capacidade de utilização dos parafusos.

O efeito “prying” varia com a rigidez do flange. Em uma seção delgada, uma parcela relativamente grande de “prying” é responsável pela reversão permanente da curva no flange. Partindo deste princípio, não existe “prying” para seções espessas.

A ação “prying” provoca uma tensão adicional que deverá ser ajustada à tensão causada pela tração aplicada diretamente nos parafusos. Dependendo da rigidez dos parafusos e do material da ligação, esta ação “prying” pode ser negligenciada ou pode ser parte substancial da tração total nos parafusos.

McGUIRE²⁰ apresenta um modelo simplificado que leva em consideração a influência do efeito “prying” no dimensionamento das ligações tubulares. Apesar de todas as simplificações do modelo, devido à ausência de dados experimentais, ele fornece um bom conhecimento qualitativo do comportamento das ligações de flange submetidas a esforços de tração.

No modelo da figura 3.2, assume-se que a ligação de flange seja ligada a um suporte rígido, para que assim seja possível analisar o comportamento do flange isoladamente, pois devido à sua simetria deve-se analisar apenas uma parte, para que a outra não interfira nos resultados. A tração em cada parafuso será T_i , sendo este o valor inicial sob força nula aplicada. A compressão de equilíbrio, também igual a T_i , é considerada localizada ao redor dos parafusos com o restante do flange em contato

com o suporte, porém sem exercer pressão, figura 3.2 (a). A pressão do parafuso causa um abaulamento local no plano original inferior da superfície do flange.

Quando a carga externa “ $2F$ ” for aplicada, o flange tenderá fletir como na figura 3.2(b). Os vãos externos “ e_2 ” devem permanecer em contato com o suporte, desenvolvendo forças “prying”. A verdadeira distribuição destas forças é desconhecida, mas é assumida a atuação de uma força linear “ Q_u ” na extremidade do vão “ e_2 ”. Essa aproximação é satisfatória para flanges delgados, que por serem mais flexíveis o contato com o suporte fica visivelmente concentrado próximo a extremidade do flange. Para flanges espessos a distribuição é mais incerta, em compensação, o efeito “prying” é menos intenso e a distribuição das forças “prying” é desprezível.

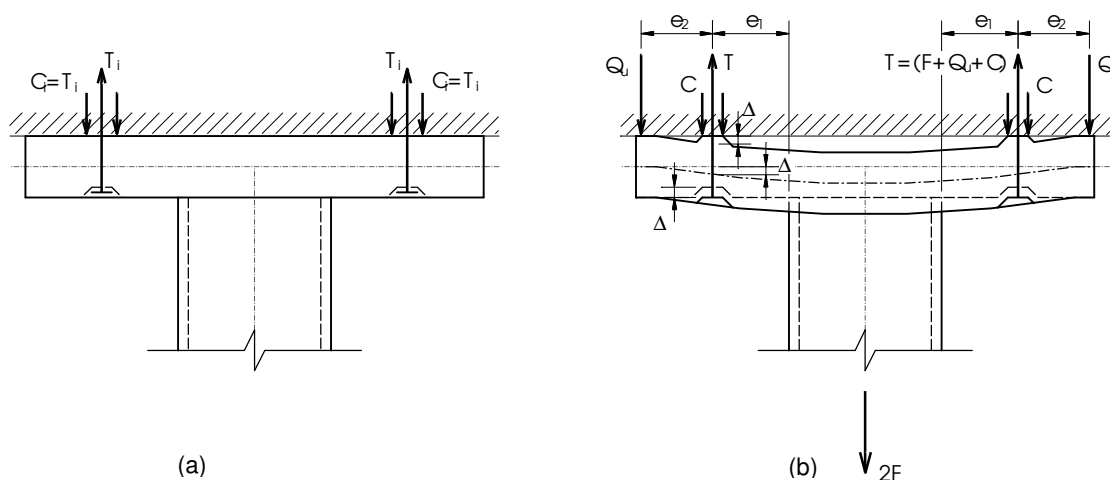


Figura 3.2 - Modelo simplificado da ação “prying”.

O deslocamento vertical no meio da superfície do flange em cada parafuso é denominado “ Δ ”. Assumindo que a deformação na superfície inferior permaneça inalterada, cada parafuso irá alongar uma parcela “ Δ ”. Observa-se também que o flange permanecerá em contato em regiões localizadas próximas aos parafusos e expandirá uma parcela “ Δ ”, mantendo a espessura original da placa.

Embora seja possível estender o uso deste modelo além dos limites razoáveis, é interessante usá-lo considerando o comportamento do flange para forças elevadas, o suficiente para deformá-la inelasticamente. O efeito “prying” é representado na figura 3.3(a), pela forma deformada e pelo diagrama de momento de um lado do flange depois da linha de separação dos parafusos. Normalmente o momento na borda do tubo será

maior do que o momento no alinhamento do parafuso. Considerando que o parafuso seja suficientemente rígido, um estágio de carregamento é alcançado para que o momento na borda do pilar seja " M_p ", momento plástico do flange, conforme figura 3.3(b). A relação momento-giro para esta seção é mostrada na figura 3.3(c). No instante em que ocorre a plastificação total da seção o giro será " ϕ_{st} ". Qualquer força adicional causará deslocamentos adicionais no flange aumentando o giro na união do flange com o tubo. Como é mostrado no diagrama $M-\phi$, estes deslocamentos resultarão em tensões adicionais e no aumento do giro na extremidade. Desta forma, a zona de plastificação total se propagará no flange. Com carregamento contínuo, uma condição semelhante de surgimento de tensões adicionais pode se desenvolver no alinhamento do parafuso. O flange irá suportar um aumento contínuo de carga até que a fibra mais solicitada esteja deformada até o ponto de ruptura. Esta condição de colapso é ilustrada na figura 3.3(d), onde " M_u " é usado para indicar o momento último resistente. Para o caso dos flanges muito delgados os parafusos ou a barra romperão primeiro.

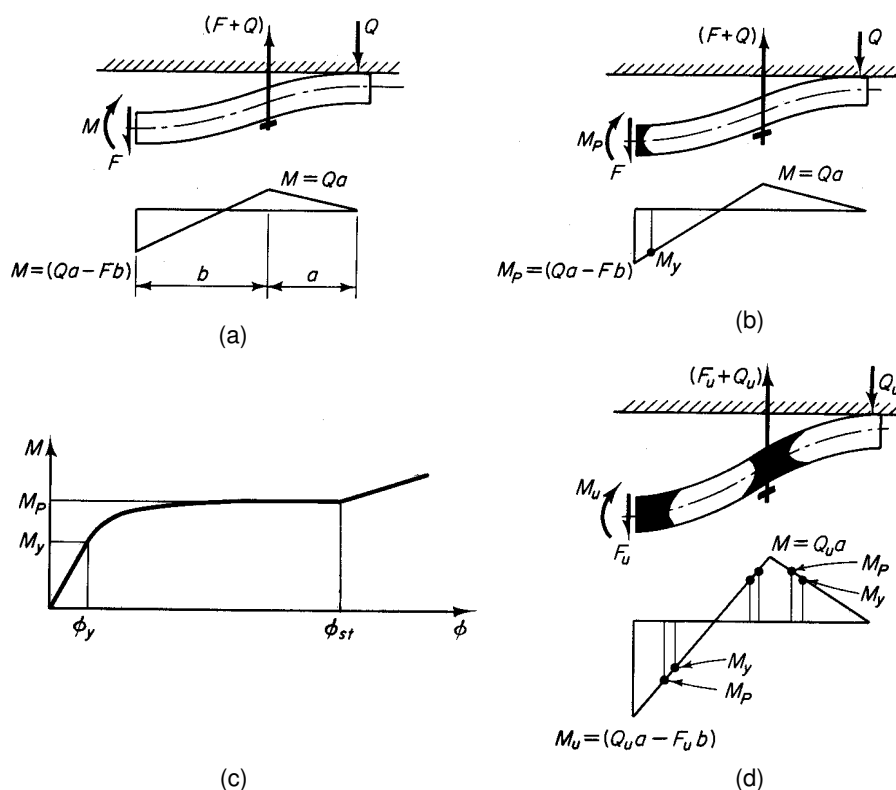


Figura 3.3 - Efeito da redistribuição das tensões.

Fonte: McGuire, 1968, p.832

3.3 Flanges circulares

Os flanges tubulares submetidos às forças de tração como mostra a figura 3.4, tem sido estudado por vários pesquisadores. A importância de tais ligações se deve, como mencionado anteriormente, ao fato dos flanges permitirem a racionalização da fabricação e da montagem de uma estrutura metálica, possibilitando a subdivisão de barras longas, facilitando assim o transporte.

Inicialmente os processos de cálculo estruturais visavam a redução das forças “prying” nas extremidades dos flanges à zero. Isto era possível através de uma ligação com flanges espessos, tal como era usado em flanges de dutos. Posteriormente notou-se que ligações mais econômicas poderiam ser obtidas caso a ação “prying” fosse permitida até o estado limite último considerando o escoamento dos flanges como mecanismo de colapso.

PACKER²⁵ utiliza a formulação desenvolvida por Igarashi et al. (1985) no Japão, onde este realizou estudos teóricos de flanges com e sem enrijecedores conjuntamente com ensaios experimentais. Entretanto, a adição de nervuras soldadas à placa, com intuito de reduzir a espessura necessária do flange não é recomendada, visto que tais enrijecedores induzem, desfavoravelmente, flexões locais nas paredes do tubo no topo das nervuras. Este movimento das nervuras pode ser prevenido por um anel enrijecedor adicionado em volta do tubo na extremidade da nervura, mas tal recurso aumentaria o custo da ligação.

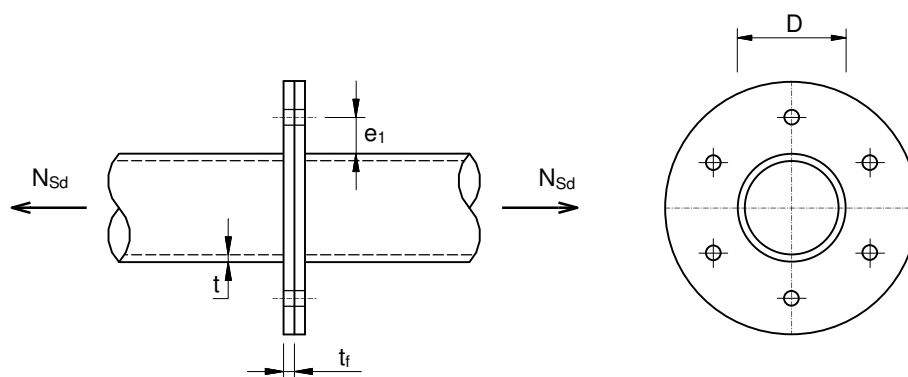


Figura 3.4 - Flange circular.

RAUTARUUKKI²⁸ apresenta um método semelhante ao apresentado por PACKER²⁵ e o AISC - Hollow Structural Sections¹ baseado também no estudo feito por

Igarashi et al. (1985). O método permite que a ação “prying” ocorra até o estado limite. PACKER²⁵ sugere que “e₁” esteja entre “1,5d” e “2d”. A ligação é então dimensionada baseada no estado limite último de escoamento da placa do flange:

a) Escoamento da placa de flange

A espessura necessária do flange é determinada segundo PACKER²⁵, por:

$$t_f \geq \sqrt{\frac{2 \cdot N_{Sd}}{\phi \cdot f_y \cdot \pi \cdot f_3}} \quad (3.1)$$

onde, $\phi=0,9$, “f_y” é o limite de escoamento do aço do flange e “f₃” é o coeficiente de forma da ligação, que será definido adiante.

RAUTARUUKKI²⁸, que se baseia no EUROCODE 3¹², apresenta a seguinte expressão para a espessura do flange:

$$t_f \geq \sqrt{\frac{2 \cdot N_{Sd} \cdot \gamma_{M0}}{f_y \cdot \pi \cdot f_3}} \quad (3.2)$$

onde $\gamma_{M0}=1,1$ é o fator de segurança do material, utilizado pelo EUROCODE 3¹².

b) Resistência à tração dos parafusos

Segundo PACKER²⁵, o número de parafusos necessários para uma ligação de flange pode ser determinado pela equação (3.3):

$$n \geq \frac{N_{Sd}}{\phi_t \cdot R_{nt}} \cdot \left(1 - \frac{1}{f_3} + \frac{1}{f_3 \cdot \ln(r_1/r_2)} \right) \quad (3.3)$$

$$\frac{\pi \cdot (D + 2 \cdot e_1)}{n} \geq 3 \cdot d \quad (3.4)$$

Pela NBR 8800³ tem-se que “ $\phi_t \cdot R_{nt}$ ” é a resistência de cálculo no estado limite da ruptura da parte rosqueada do parafuso, definidos nas tabelas 3.1 e 3.2 a seguir:

Tabela 3.1 - Resistência nominal “ R_{nt} ”.

Diâmetro nominal do parafuso	
$12\text{mm} \leq d \leq 25\text{mm}$	$d > 25\text{mm}$
$0,75 \cdot A_p \cdot f_u$	$0,95 \cdot A_r \cdot f_u$

Fonte: NBR 8800/86, Item 7.3.2.2

Tabela 3.2 - Coeficiente de minoração da resistência “ ϕ_t ”.

Material do parafuso	
ASTM A325 ou A490	Demais
0,75	0,65

Fonte: NBR 8800/86, Item 7.3.2.2

Sendo que a área bruta “ A_p ” e a área efetiva “ A_r ” são obtidas no item 7.3.2.2 da NBR 8800³, “ d ” é o diâmetro do parafuso e “ f_u ” é obtido no Anexo A, item A-4 da NBR 8800³.

Onde $\phi=0,9$; e o coeficiente de forma da ligação “ f_3 ” é definido pela seguinte equação:

$$f_3 = \frac{1}{2 \cdot k_1} \cdot \left(k_3 + \sqrt{k_3^2 - 4 \cdot k_1} \right) \quad (3.5)$$

Para a equação (3.5), tem-se:

$$r_1 = \frac{D}{2} + 2 \cdot e_1 \quad (3.6)$$

$$r_2 = \frac{D}{2} + e_1 \quad (3.7)$$

$$r_3 = \frac{D - t}{2} \quad (3.8)$$

$$k_1 = \ln\left(\frac{r_2}{r_3}\right) \quad (3.9)$$

$$k_3 = k_1 + 2 \quad (3.10)$$

Para obter espessuras menores do flange, a dimensão “e₁” deverá ser a menor possível, observando-se as folgas necessárias para uma chave de aperto e o mínimo requerido pela NBR 8800³. PACKER²⁵ sugere que a distância entre a face da porca e a solda seja superior a 5mm e que as excentricidades “e₁” e “e₂” sejam iguais.

c) Resistência da solda utilizada na ligação entre o flange e o tubo

O AISC - Hollow Structural Sections¹ sugere que a dimensão da solda de ligação entre a barra tubular e o flange seja definido por:

$$h_s = \frac{N_{Sd}}{\phi \cdot R_n \cdot \cos \alpha_s \cdot \pi \cdot D} \quad (3.11)$$

Pela NBR 8800³ tem-se que “α_s” é o ângulo da seção de cisalhamento e “φ.R_n” é a resistência de cálculo no estado limite de ruptura da solda:

Tabela 3.3 - Resistência de cálculo “φ.R_n” de soldas.

O menor entre os valores	
Metal Base	Metal da Solda
0,90 . 0,60 . f _y	0,75 . 0,60 . f _w

Fonte: NBR 8800/86, Item 7.2.5, Tabela 8

Tabela 3.4 - Resistência mínima à tração do metal da solda.

Metal da solda	f _w (MPa)
E60xx	415
E70xx	485

Fonte: NBR 8800/86, Item 7.2.5, Tabela 9

Tabela 3.5 - Ângulo da seção de cisalhamento " α_s ".

Material do parafuso	
Metal Base	Metal da Solda
0°	45°

Devem-se observar as limitações de espessura de solda, especificada na NBR 8800³, Item 7.2.6.2, Tabela 11. O processo em questão depende do tubo ser soldado à placa de forma que a tensão de escoamento do tubo seja atingida.

Por fim pode-se dizer que este processo presume que o flange seja contínuo, que os parafusos estejam arranjados de maneira simétrica e que a ligação seja estaticamente carregada. Neste caso pode-se recomendar que haja no mínimo três parafusos por flange.

3.4 Flanges retangulares e quadrados

Geralmente este tipo de flange é parafusado ao longo dos quatro lados do tubo, figura 3.5, contudo, a opção de se utilizar parafusos em apenas dois lados, figura 3.7, tem sido estudada desde a década de 80.

3.4.1 Flanges parafusados nos quatro lados do tubo

Existem três Estados Limites para flanges parafusados ao longo dos quatro lados, são eles:

- Ruptura por flexão do flange;
- Resistência à tração dos parafusos;
- Resistência da solda de união entre o tubo e o flange.

O procedimento de cálculo apresentado pelo AISC - Hollow Structural Sections¹ para flanges parafusados nos quatro lados do tubo baseia-se no dimensionamento de ligações de barras tracionadas do Manual do AISC-LRFD², Parte 11. Este procedimento não é aplicável para os casos em que os parafusos estão posicionados nos cantos da placa de flange, ou seja, nos cantos do tubo.

O procedimento verifica os estados limites 1 e 2, e a resistência da solda é verificada independentemente. O flange em questão é representado esquematicamente pela figura 3.5 e o procedimento de cálculo é definido a seguir:

Primeiramente deve-se estimar o número e a dimensão dos parafusos de tal forma que a resistência à tração do parafuso “ $\phi_t \cdot R_{nt}$ ” seja superior à solicitação de tração atuante em um parafuso “ F_p ”.

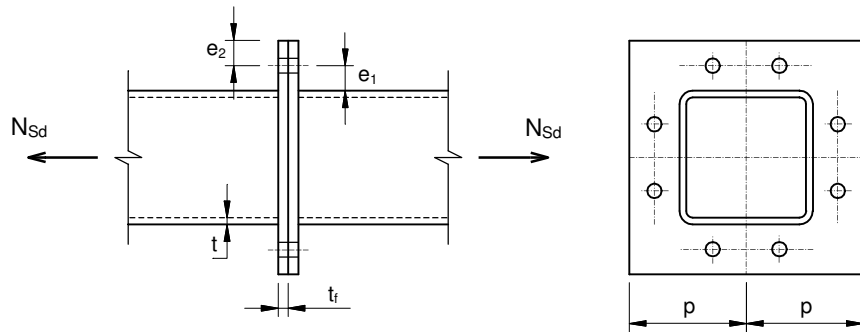


Figura 3.5 - Flange com parafusos posicionados nos quatro lados.

Com o número e as dimensões dos parafusos previamente estimados, determina-se a espessura necessária do flange. Dado “ e_1 ” e o diâmetro dos parafusos “ d ” calculam-se os parâmetros geométricos “ a ”, “ b ” e “ ρ ”:

$$a = \left(e_2 + \frac{d}{2} \right) \quad (3.12)$$

$$b = \left(e_1 - \frac{d}{2} \right) \quad (3.13)$$

$$\rho = \frac{b}{a} \quad (3.14)$$

Nas equações acima, “ e_2 ” é a distância do alinhamento do parafuso à borda do flange, segundo AISC - Hollow Structural Sections¹ “ e_2 ” não deverá exceder a $1,25 \cdot e_1$.

A seguir, calcula-se β :

$$\beta = \frac{1}{\rho} \cdot \left(\frac{\phi_t \cdot R_{nt}}{F_p} - 1 \right) \quad (3.15)$$

Sendo:

$$\text{para } \beta \geq 1 \rightarrow \alpha' = 1,0$$

$$\text{para } \beta < 1 \rightarrow \alpha' = \text{ao menor valor entre } \begin{cases} 1,0 \\ \frac{1}{\delta} \cdot \left(\frac{\beta}{1-\beta} \right) \end{cases}$$

Onde “ δ ” é razão da área líquida da linha de parafuso à área bruta na face do tubo, “ d_f ” é o diâmetro do furo e “ p ” é o comprimento efetivo do flange relativo a um parafuso, paralelo a face do tubo:

$$\delta = 1 - \frac{d_f}{p'} \quad (3.16)$$

Desta forma a espessura necessária do flange “ t_f ” pode ser calculada como:

$$t_f = \sqrt{\frac{4 \cdot F_p \cdot b}{\phi \cdot p' \cdot f_y \cdot (1 + \delta \cdot \alpha')}} \quad (3.17)$$

sendo que $\phi=0,9$ e “ f_y ” é o limite de escoamento do aço do flange.

A parcela de força referente ao efeito “prying” “ Q_u ” pode ser calculada a partir de α :

$$\alpha = \frac{1}{\delta} \cdot \left[\frac{F_p}{\phi_t \cdot R_{nt}} \cdot \left(\frac{t_c}{t_f} \right)^2 - 1 \right] \geq 0 \quad (3.18)$$

$$Q_u = \phi_t \cdot R_{nt} \cdot \left[\delta \cdot \alpha \cdot p \cdot \left(\frac{t_f}{t_c} \right)^2 \right] \quad (3.19)$$

A carga majorada por parafuso incluindo a ação “prying” é $T_p = F_p + Q_u$. Nas equações acima, “ t_c ” é a espessura necessária para suportar resistência do parafuso “ $\phi_t \cdot R_{nt}$ ” sem considerar o efeito “prying”, calculada segundo a seguinte expressão:

$$t_c = \sqrt{\frac{4 \cdot \phi_t \cdot R_{nt} \cdot b}{\phi \cdot p' \cdot f_y}} \quad (3.20)$$

A figura 3.6 apresenta um esquema das forças atuantes na placa de flange, considerando as forças “prying”.

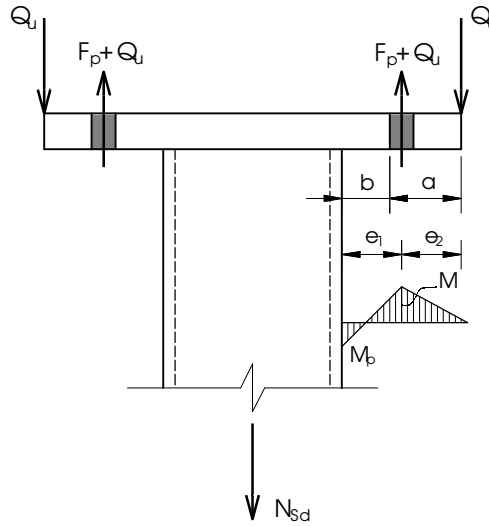


Figura 3.6 - Flange sob o efeito “prying”.

A parcela de força referente à ação “prying” poderá ser desprezada se forem satisfeitas as seguintes condições:

$$\alpha' = \frac{1}{\delta \cdot (1 + \rho)} \cdot \left[\left(\frac{t_c}{t_f} \right)^2 - 1 \right] \quad (3.21)$$

$$\text{Se } \alpha' < 0 \quad \rightarrow \quad F_p \leq \phi_t \cdot R_{nt}$$

$$\text{Se } 0 \leq \alpha' \leq 1,0 \quad \rightarrow \quad F_p \leq \phi_t \cdot R_{nt} \cdot \left(\frac{t_f}{t_c} \right)^2 \cdot (1 + \delta \cdot \alpha')$$

$$\text{Se } \alpha' > 1,0 \quad \rightarrow \quad F_p \leq \phi_t \cdot R_{nt} \cdot \left(\frac{t_f}{t_c} \right)^2 \cdot (1 + \delta)$$

O cálculo da resistência da solda de união entre o pilar e o flange é calculado pela expressão:

$$h_s \geq \frac{N_{Sd}}{\phi \cdot R_n \cdot \cos \alpha_s \cdot C_s} \quad (3.22)$$

Os valores de “ $\phi \cdot R_n$ ” e “ $\cos \alpha_s$ ” possuem as mesmas considerações citadas no item 3.3.c e “ C_s ” corresponde ao comprimento de solda.

3.4.2 Flanges parafusados em dois lados do tubo

PACKER et al²⁴ mostrou que os flanges podem ser parafusados ao longo de dois lados da seção tubular, conforme figura 3.7. Desta forma a ligação torna a análise sobre o efeito “prying” um problema bi-dimensional, sendo que a aplicação do tradicional modelo “prying” desenvolvido a partir de barras tracionadas se distancia do comportamento real da ligação. Uma razão para esta incompatibilidade seria a tendência de formação de rótulas plásticas no flange localizadas no interior da seção do tubo como mostra a figura 3.7.

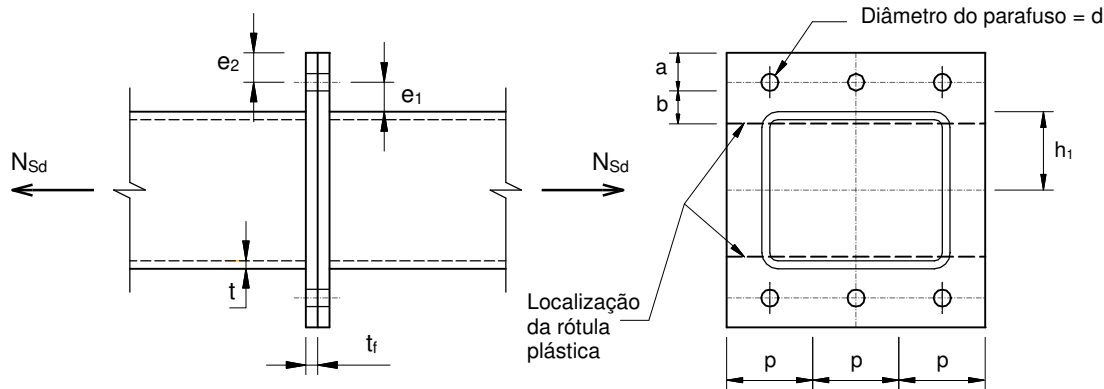


Figura 3.7 - Flange com parafusos posicionados em dois lados.

O AISC - Hollow Structural Sections¹ apresenta um procedimento de dimensionamento modificado para placas de flange, proposto por Birkemoe & Packer. O procedimento envolve a redefinição de vários parâmetros utilizados para o cálculo de pendurais. Assim, a resistência à tração do flange pode ser determinada usando o momento plástico do flange. Para levar em consideração a formação de rótulas plásticas no interior do flange, o comportamento da ligação foi representado por um modelo analítico mais complexo, no qual a distância “e₂” foi ajustada para a distância “b”.

$$b = e_1 - \frac{d}{2} + t \quad (3.23)$$

O termo “α” tem sido usado em modelos de “prying” para representar a razão do momento fletor por unidade de largura de placa na linha dos parafusos com o momento fletor por unidade de largura de placa na linha da rótula plástica. Para o caso de flanges rígidas tem-se α=0, e para o caso se flanges flexíveis em dupla curvatura, com rótulas plásticas ocorrendo no alinhamento dos parafusos e na borda da face do pilar, tem-se α=1,0. Por isso, o termo “α” fica restrito ao intervalo 0 ≤ α ≤ 1,0.

Desta forma PACKER²⁵ propõe o seguinte método:

1) Estima-se o número, tipo e tamanho dos parafusos necessários, conhecendo a força de tração “N_{Sd}”, permitindo-se que uma parcela de “prying” ocorra. Determina-se:

$$\delta = 1 - \frac{d_f}{p'} \quad (3.24)$$

A espessura inicial do flange é determinada segundo:

$$\sqrt{\frac{K \cdot F_p}{1 + \delta}} \leq t_f \leq \sqrt{K \cdot F_p} \quad (3.25)$$

onde,

$$K = \frac{4 \cdot b}{\phi \cdot f_y \cdot p'} \quad (3.26)$$

sendo $\phi=0,9$ e f_y o limite de escoamento do flange.

2) A partir do número, tamanho e tipo de parafuso e da espessura inicial do flange, calcula-se a razão “ α ” necessária para o equilíbrio:

$$\alpha = \left(\frac{K \cdot \phi_t \cdot R_{nt}}{t_f^2} - 1 \right) \cdot \left(\frac{e_2 + (d/2)}{\delta \cdot (e_2 + e_1 + t_f)} \right) \quad (3.27)$$

3) Na seqüência calcula-se então a resistência da ligação “ N_{Rd} ”, que pode ser determinada expressando o trabalho feito nas rótulas plásticas igual ao trabalho feito pela carga externa.

$$N_{Rd} = \frac{t_f^2 \cdot (1 + \delta \cdot \alpha) \cdot n}{K} \quad (3.28)$$

Onde n é número de parafusos e a condição $N_{Rd} \geq N_{Sd}$ deverá ser respeitada. Exceto se $\alpha < 0$, onde deverá ser considerado $\alpha = 0$.

Devido ao efeito “prying”, a força axial aplicada no parafuso “ T_p ” é maior do que “ F_p ”. sendo esta força indicada por:

$$T_p = F_p + Q_u \approx F_p \cdot \left(1 + \frac{b}{a} \cdot \left(\frac{\delta \cdot \alpha}{1 + \delta \cdot \alpha} \right) \right) \quad (3.29)$$

Onde:

$$a = e_2 + d/2 \quad (3.30)$$

$$\alpha = \left(\frac{K \cdot F_p}{t_f^2} - 1 \right) \cdot \frac{1}{\delta} \quad (3.31)$$

Pode-se notar que este valor de “ α ” não é necessariamente o mesmo que o proposto pela equação (3.27), na qual admite-se que os parafusos estejam carregados até sua resistência máxima de tração.

A ligação entre o tubo e a placa de flange deve garantir que o escoamento ocorra primeiramente na placa de flange. Esta condição pode ser satisfeita dimensionando a solda para resistir a carga de tração usando somente solda paralela à linha de parafusos, ou seja, apenas dois cordões de solda.

Desta forma, a altura da solda pode ser determinada como se segue:

$$h_s \geq \frac{N_{Sd}}{\phi \cdot R_n \cdot \cos \alpha_s \cdot 2 \cdot h_1} \quad (3.32)$$

onde “ h_1 ” representa a face maior do pilar.

3.5 Exemplo Numérico

Serão apresentados aqui dois exemplos numéricos distintos de ligações tubulares de flanges. Sendo, o primeiro um flange circular ligando duas barras de seção circular, e o segundo um flange quadrado parafusado nos quatro lados do tubo ligando dois tubos de seção quadrada.

3.5.1 Exemplo 1 - Flange circular

Será apresentado aqui um exemplo numérico de flange circular unindo duas barras circulares, como ilustra a figura 3.8.

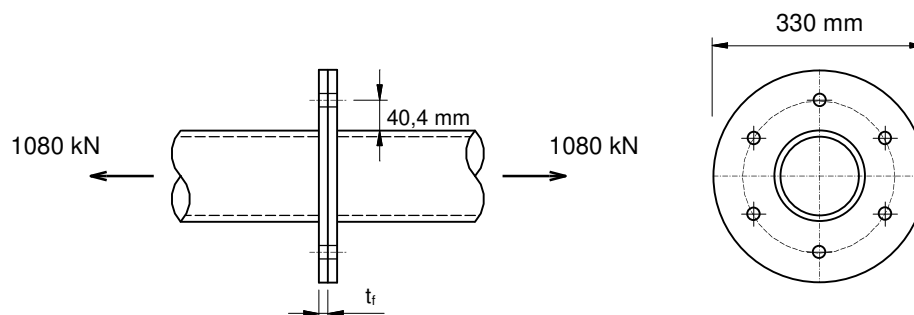


Figura 3.8 - Esquema de flange circular.

• *Características físicas e geométricas:*

- Tubo VMB 350cor: $f_y = 350$ MPa
- Diâmetro do tubo: 168,3 x 7,1 mm
- Placa: $f_y = 350$ MPa
- Parafusos ASTM A325 : $f_u = 825$ MPa
- Eletrodo E70xx: $f_w = 485$ MPa

• *Dados do problema:*

- Esforço de cálculo: $N_{Sd} = 1080$ kN

a) *Escoamento da placa de flange*

Admitindo parafusos com diâmetro $\phi = 7/8" = 22,2$ mm :

$$1,5 \cdot d \leq e_1 \leq 3 \cdot d \rightarrow 33 \text{ mm} \leq 40,4 \text{ mm} \leq 44 \text{ mm} \quad \text{Ok!}$$

Para o cálculo de “ f_3 ” é necessário determinar os seguintes parâmetros geométricos:

$$r_1 = \frac{D}{2} + 2 \cdot e_1 = \frac{168,3}{2} + 2 \cdot 40,4 \rightarrow r_1 = 164,95 \text{ mm}$$

$$r_2 = \frac{D}{2} + e_1 = \frac{168,3}{2} + 40,4 \rightarrow r_2 = 124,55 \text{ mm}$$

$$r_3 = \frac{D - t}{2} = \frac{168,3 - 7,1}{2} \rightarrow r_3 = 80,6 \text{ mm}$$

$$k_1 = \ln\left(\frac{r_2}{r_3}\right) = \ln\left(\frac{124,55}{80,6}\right) \rightarrow k_1 = 0,43$$

$$k_3 = k_1 + 2 = 0,43 + 2 \rightarrow k_3 = 2,43$$

Portando para o valor do parâmetro “ f_3 ”, tem-se:

$$f_3 = \frac{1}{2 \cdot k_1} \cdot \left(k_3 + \sqrt{k_3^2 - 4 \cdot k_1} \right) = \frac{1}{2 \cdot 0,43} \cdot \left(2,43 + \sqrt{2,43^2 - 4 \cdot 0,43} \right) \rightarrow f_3 = 5,15$$

A espessura necessária do flange é determinada por:

$$t_f \geq \sqrt{\frac{2 \cdot N_{Sd}}{\phi \cdot f_y \cdot \pi \cdot f_3}} = \sqrt{\frac{2 \cdot 1080}{0,9 \cdot 0,35 \cdot \pi \cdot 5,15}}$$

$$\therefore t_f = 20,59 \text{ mm}$$

b) Resistência à tração dos parafusos

O número de parafusos necessário pode ser obtido segundo:

$$n \geq \frac{N_{Sd}}{\phi_t \cdot R_{nt}} \cdot \left(1 - \frac{1}{f_3} + \frac{1}{f_3 \cdot \ln(r_1/r_2)} \right) = \frac{1080}{179,63} \cdot \left(1 - \frac{1}{5,15} + \frac{1}{5,15 \cdot \ln(164,95/124,55)} \right)$$

$$\therefore n \cong 9 \text{ parafusos}$$

$$\frac{\pi \cdot (D + 2 \cdot e_1)}{n} \geq 3 \cdot d \rightarrow \frac{\pi \cdot (168,3 + 2 \cdot 40,4)}{9} = 86,95 \text{ mm} > 66 \text{ mm} \quad \text{Ok!}$$

onde “ $\phi_t \cdot R_{nt}$ ” é obtido pela NBR 8800³ - item 7.3.2.2

c) Dimensionamento da solda utilizada na ligação entre o flange e o tubo

Para o metal base:

$$h_{sMb} = \frac{N_{Sd}}{\phi \cdot R_n \cdot \cos \alpha_s \cdot \pi \cdot D} = \frac{1080}{0,9 \cdot 0,6 \cdot 0,35 \cdot 1 \cdot \pi \cdot 168,3} \rightarrow h_{sMb} = 10,81 \text{ mm}$$

Para o metal solda:

$$h_{sMs} = \frac{N_{Sd}}{\phi \cdot R_n \cdot \cos \alpha_s \cdot \pi \cdot D} = \frac{1080}{0,75 \cdot 0,6 \cdot 0,485 \cdot 0,707 \cdot \pi \cdot 168,3} \rightarrow h_{sMs} = 13,24 \text{ mm}$$

Portanto a altura da solda é dada por:

$$\Rightarrow h_s = 14 \text{ mm}$$

3.5.2 Exemplo 2 - Flange parafusado nos quatro lados

Será apresentado aqui um exemplo numérico de dimensionamento de flange quadrado unindo duas barras de seção quadrada, mostrado na figura 3.9, para o qual são obtidos o número e dimensões do parafuso e a espessura da placa.

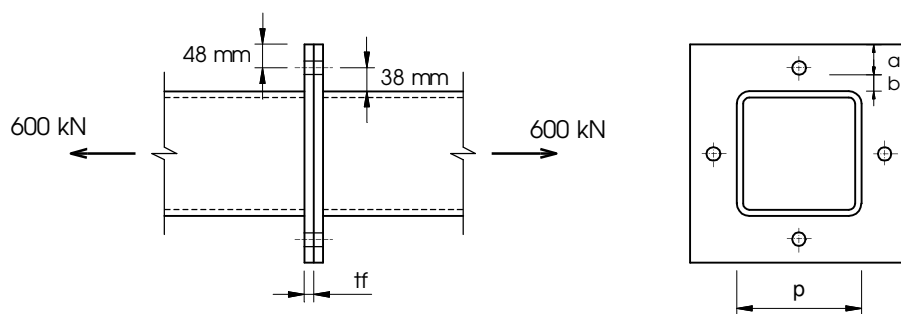


Figura 3.9 - Esquema de flange quadrado parafusado nos quatro lados.

- *Características físicas e geométricas:*

- Tubo VMB 350cor: $f_y = 350 \text{ MPa}$
- Seção do tubo: $101,6 \times 101,6 \times 6,4 \text{ mm}$
- Placa: $f_y = 250 \text{ MPa}$
- Parafusos ASTM A325: $f_u = 825 \text{ MPa}$
- Eletrodo E70xx: $f_w = 485 \text{ MPa}$

- *Dados do problema:*

- Esforço de cálculo: $N_{Sd} = 600 \text{ kN}$

a) Dimensionamento da espessura da placa de flange

Determina-se a força e 1 parafuso:

$$F_p = \frac{N_{Sd}}{n} = \frac{600}{4} \rightarrow F_p = 150 \text{ kN}$$

Adotando os 4 parafusos com $\phi = 7/8" = 22,2 \text{ mm}$, obtém-se a resistência à tração do parafuso:

$$\phi_t \cdot R_{nt} = \phi_t \cdot 0,75 \cdot A_p \cdot f_u = 0,75 \cdot 0,75 \cdot 387,08 \cdot 0,825 \rightarrow \phi_t \cdot R_{nt} = 179,63 \text{ kN}$$

Verificações e determinação dos parâmetros necessários para o cálculo da espessura da placa de flange:

$$a = \left(e_2 + \frac{d}{2} \right) = \left(48 + \frac{22,2}{2} \right) \rightarrow a = 59,1 \text{ mm}$$

$$b = \left(e_1 - \frac{d}{2} \right) = \left(38 - \frac{22,2}{2} \right) \rightarrow b = 26,9 \text{ mm}$$

$$\rho = \frac{b}{a} = \frac{26,9}{59,1} \rightarrow \rho = 0,455$$

$$\delta = 1 - \frac{d_f}{p'} = \frac{22,2 + 3,5}{101,6} \rightarrow \delta = 0,747$$

A seguir, calcula-se β :

$$\beta = \frac{1}{\rho} \cdot \left(\frac{\phi_t \cdot R_{nt}}{F_p} - 1 \right) = \frac{1}{0,455} \cdot \left(\frac{179,36}{150} - 1 \right) \rightarrow \beta = 0,434$$

Como $\beta < 1$:

$$\alpha' = \frac{1}{\delta} \cdot \left(\frac{\beta}{1-\beta} \right) = \frac{1}{0,747} \cdot \left(\frac{0,434}{1-0,434} \right) \rightarrow \alpha' = 1,03$$

$$\therefore \alpha' = 1,0$$

Assim, a espessura necessária do flange “ t_f ” é:

$$t_f = \sqrt{\frac{4 \cdot F_p \cdot b}{\phi \cdot p' \cdot f_y \cdot (1 + \delta \cdot \alpha')}} = \sqrt{\frac{4 \cdot 150 \cdot 26,9}{0,9 \cdot 101,6 \cdot 0,25 \cdot (1 + 0,747 \cdot 1)}} \rightarrow t_f = 20,10 \text{ mm}$$

Verificação da influência do efeito “prying”, a parcela de força “ Q_u ” pode ser calculada a partir de α :

$$t_c = \sqrt{\frac{4 \cdot \phi_t \cdot R_{nt} \cdot b}{\phi \cdot p' \cdot f_y}} = \sqrt{\frac{4 \cdot 179,63 \cdot 26,9}{0,9 \cdot 101,6 \cdot 0,25}} \rightarrow t_c = 29,08 \text{ mm}$$

$$\alpha = \frac{1}{\delta} \cdot \left[\frac{F_p}{\phi_t \cdot R_{nt}} \cdot \left(\frac{t_c}{t_f} \right)^2 - 1 \right] = \frac{1}{0,747} \cdot \left[\frac{150}{179,63} \cdot \left(\frac{29,08}{20,10} \right)^2 - 1 \right] \rightarrow \alpha = 1,0 \geq 0$$

$$Q_u = \phi_t \cdot R_{nt} \cdot \left[\delta \cdot \alpha \cdot p \cdot \left(\frac{t_f}{t_c} \right)^2 \right] = 179,63 \cdot \left[0,747 \cdot 1 \cdot 0,455 \cdot \left(\frac{20,1}{29,08} \right)^2 \right] \rightarrow Q_u = 29,17 \text{ kN}$$

A parcela de força referente à ação “prying” poderá ser desprezada se satisfazer a seguinte condição:

$$\alpha' = \frac{1}{\delta \cdot (1 + \rho)} \cdot \left[\left(\frac{t_c}{t_f} \right)^2 - 1 \right] = \frac{1}{0,747 \cdot (1 + 0,455)} \cdot \left[\left(\frac{29,08}{20,10} \right)^2 - 1 \right] \rightarrow \alpha' = 1,0$$

Como $0 \leq \alpha' \leq 1,0$:

$$F_p \leq \phi_t \cdot R_{nt} \cdot \left(\frac{t_f}{t_c} \right)^2 \cdot (1 + \delta \cdot \alpha') = 179,63 \cdot \left(\frac{20,10}{29,08} \right)^2 \cdot (1 + 0,747 \cdot 1,0)$$

$$\rightarrow 150 \text{ kN} > 149,93 \text{ kN}$$

(**N OK!**)

Não é possível desprezar a parcela “prying” dos cálculos, uma vez que a condição acima não foi satisfeita. Desta forma, a carga majorada por parafuso incluindo a ação “prying” é:

$$T_p = F_p + Q_u = 150 + 29,17 \rightarrow T_p = 179,17 \text{ kN}$$

Finalmente a espessura da placa será:

$$t_f = \sqrt{\frac{4 \cdot T_p \cdot b}{\phi \cdot p' \cdot f_y \cdot (1 + \delta \cdot \alpha')}} = \sqrt{\frac{4 \cdot 179,17 \cdot 26,9}{0,9 \cdot 101,6 \cdot 0,25 \cdot (1 + 0,747 \cdot 1)}} \rightarrow t_f = 21,97 \text{ mm}$$

b) Dimensionamento da solda utilizada na ligação entre a placa ao tubo

Para o metal base:

$$h_{sMb} = \frac{N_{Sd}}{\phi \cdot R_n \cdot \cos \alpha_s \cdot C_s} = \frac{600}{0,9 \cdot 0,6 \cdot 0,25 \cdot 1 \cdot 4 \cdot 101,6} \rightarrow h_{sMb} = 10,9 \text{ mm}$$

Para o metal solda:

$$h_{sMs} = \frac{N_{Sd}}{\phi \cdot R_n \cdot \cos \alpha_s \cdot C_s} = \frac{600}{0,75 \cdot 0,6 \cdot 0,485 \cdot 0,707 \cdot 4 \cdot 101,6} \rightarrow h_{sMs} = 9,6 \text{ mm}$$

Portanto a altura da solda é dada por:

$$\Rightarrow h_s = 11 \text{ mm}$$

3.5.3 Considerações

As ligações de flange mostradas nos Exemplos 1 e 2 tentam ilustrar a rotina de cálculo utilizada para este tipo de ligação. O Exemplo 1 ressalta uma concepção mais conservadora de dimensionamento, utilizada para flanges circulares, já que para este tipo de flange o efeito “prying” é considerado como um estado limite. No entanto, o Exemplo 2, apresenta uma abordagem do efeito “prying” nos cálculos, visando a possibilidade de se otimizar o dimensionamento, utilizado no dimensionamento dos flanges quadrados.

Capítulo 4

Ligações Tubulares de Base

4.1 Introdução

Entende-se por “Base do Pilar” o contato entre a extremidade inferior do pilar com o elemento de apoio, geralmente um bloco de concreto, que é dado através das placas de base. Estas, por sua vez, têm como finalidade transmitir adequadamente as solicitações atuantes nos pilares sem exceder a resistência do elemento de fundação e garantir a fixação da extremidade do pilar.

No princípio básico da concepção e do dimensionamento da placa de base é considerada a hipótese de que a projeção da placa atua como uma viga em balanço engastada na borda do pilar, onde o momento fletor é considerado uniforme e igual à pressão de contato do elemento de fundação.

As bases são classificadas de acordo com a restrição ao giro em três casos: bases flexíveis, bases rígidas e bases semi-rígidas, conforme ilustra a figura 4.1. A base flexível mostrada na figura 4.1(a), é utilizada em pilares submetidos à compressão centrada, onde os chumbadores terão função construtiva, pois serão solicitados apenas durante a montagem, desta forma, a flexibilidade atingida por eles é então desprezada no projeto. Se a carga no pilar for relativamente pequena, as dimensões necessárias da placa de base, determinada através da capacidade de suporte do concreto, serão aproximadamente iguais ou menores do que as dimensões do próprio pilar. Este arranjo

é chamado de placas de base com pilares levemente carregados e para tais são necessários uma abordagem modificada de dimensionamento.

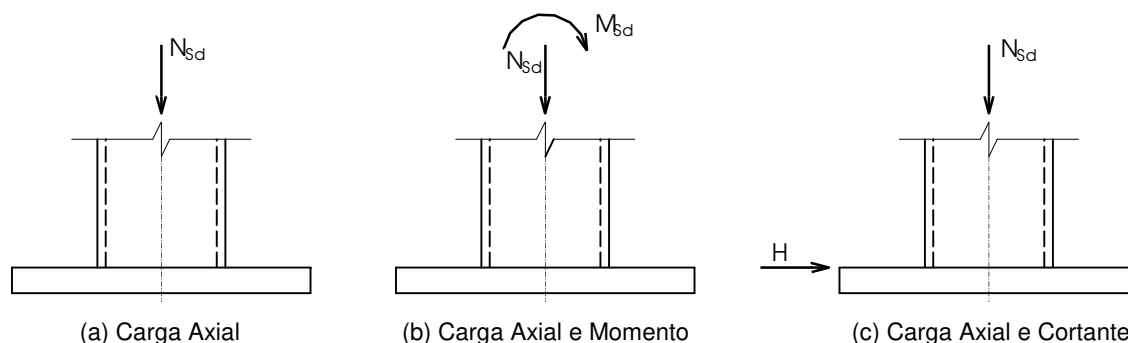


Figura 4.1 - Tipos de Placas de Base.

O segundo tipo de base ilustrado na figura 4.1(b), ou seja, a base rígida, transmite cargas axiais e momentos fletores. É também usado quando a carga axial é aplicada excentricamente ao pilar resultando em momento, e este deverá ser resistido pela base. Se o momento for relativamente pequeno em relação ao esforço axial, a ligação poderá ser dimensionada sem o uso de chumbadores, exceto aqueles necessários para manter a estabilidade durante a construção.

O terceiro tipo, figura 4.1(c), trata-se da placa de base com uma carga horizontal ou cisalhante, este ocorrerá em barras rígidas. Geralmente a componente de cisalhamento é menor em relação ao atrito desenvolvido. O esforço cisalhante deve ser considerado quando o contraventamento é conectado à base do pilar. O cisalhamento pode ser resistido através do atrito ou absorvidos pelos chumbadores e eventual placa de cisalhamento. O comportamento destes dispositivos de união não serão analisados por não fazer parte do enfoque do presente trabalho.

Segundo McGUIRE²⁰ é fundamental o conhecimento do comportamento momento-giro da fundação do pilar para o entendimento da resposta dos pilares de base plana às cargas e às deformações da estrutura.

Considerando o pórtico da figura 4.2, assume-se que as bases dos pilares estão rigidamente fixadas, assumindo-se também que, inicialmente, os pilares serão carregados axialmente como mostra figura 4.2(a). Se o solo for uniforme, a distribuição

de tensões ao final de cada bloco será simétrica e não haverá momento fletor na base do pilar. Se uma carga horizontal é aplicada, a barra deformará conforme figura 4.2(b). O material da fundação deve ser solo firme ou rocha, e o bloco deve ser ajustado para que não deforme o material significativamente, onde cada base de pilar será efetivamente engastada. Se por outro lado, o solo for compressível ou o tamanho do bloco for inadequado, a barra poderá deformar-se como mostra a figura 4.2(c). Uma pequena resistência ao giro pode ser admitida e, independentemente da rigidez da conexão da base, cada pilar poderá comportar como se estivesse articulado a esta base. A situação é análoga àquela de uma viga de grande porte conectada rigidamente a um pilar muito flexível, apesar da ligação rígida, o momento na extremidade da viga é insignificante, desta forma, a ligação rígida torna-se irrelevante. Cabe ao projetista de fundação determinar se o subsolo é capaz de oferecer resistência ao giro e, se for, garantir que o bloco e a base sejam capazes de transmitir o momento solicitado. Será assumido que a fundação tenha capacidade de resistir a qualquer momento transmitido a ela sem deformar-se significativamente (McGUIRE²⁰).

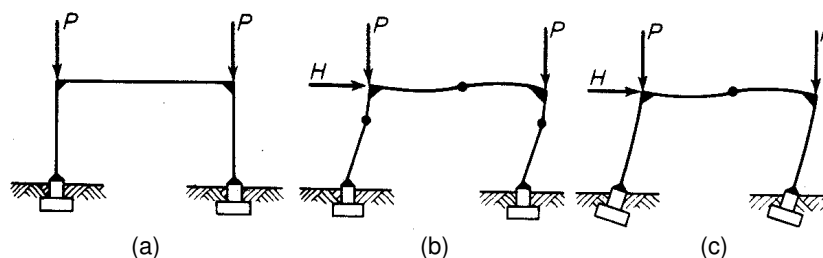


Figura 4.2 - Condições de vinculação.
Fonte: McGuire, 1968, p.990

No que se refere às bases de pilar, exceto as características do subsolo, as variáveis mais importantes que fazem parte da relação momento-giro da ancoragem dos pilares são:

- dimensões das placas de base;
- dimensões, localizações e características da relação tensão-deformação dos chumbadores;
- dimensões e relação tensão-deformação característica do bloco de concreto;
- carregamento vertical.

Analisando os fatores de influência citados acima, McGUIRE²⁰ define em cinco estágios a resposta de uma placa de base à carga constante vertical e aos momentos crescentes, de acordo com o ilustrado na figura 4.3. A condição da variação do momento, apesar da carga constante indicada na figura 4.3, pode ser considerada quando ambas são em grande parte independentes, ou seja, quando o momento é causado por uma força horizontal, tal como a carga de vento. A carga vertical se deve principalmente às forças gravitacionais. Exceto quando o momento e a carga vertical são relativamente pequenos, o cisalhamento horizontal pouco influenciará no comportamento da base do pilar, onde este é negligenciado pelo autor.

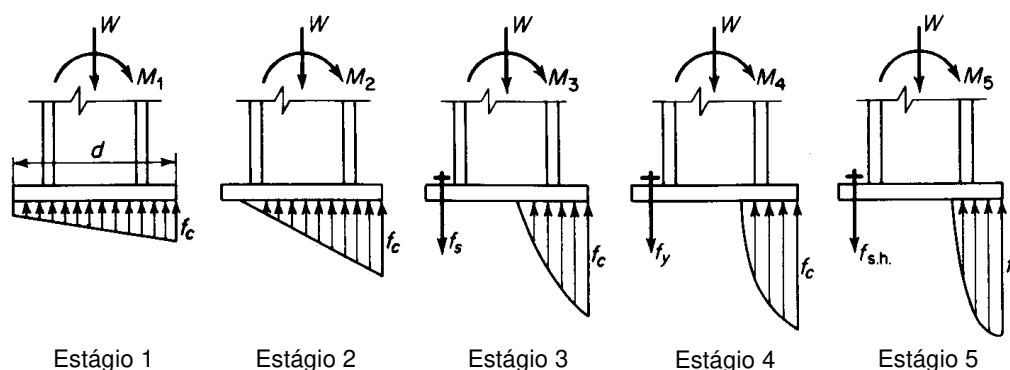


Figura 4.3 - Efeito da variação do momento.

Fonte: McGuire, 1968, p.991

No estágio 1 da figura 4.3, o pilar está submetido a baixos valores de “M”. Ainda neste estágio, a distribuição de tensões sob a placa de base pode ser não-linear, mas a hipótese de uma distribuição linear é aceitável com finalidade ilustrativa e até mesmo para análise. Os chumbadores não são solicitados durante os estágios 1 e 2, pois são indiferentes do ponto de vista estrutural. O estágio 2 abrange o trecho em que o momento varia do ponto que causa tensão nula na borda da placa de base ao ponto em que a tensão nula atinge o primeiro chumbador. O estágio 3 começa exatamente neste ponto e termina quando o chumbador mais tracionado começa a escoar. A partir deste estágio, a tensão de compressão no concreto terá atingido uma magnitude tal, que a distribuição de tensões será claramente não-linear. O estágio 4 abrange a faixa de escoamento dos chumbadores mais solicitados e termina quando eles começam a se

deformar. Dependendo da localização de qualquer outro chumbador e dos limites da zona de concreto que é solicitada para manter o equilíbrio, chumbadores adicionais podem ou não ser solicitados. Por fim, o estágio 5 abrange condições sobre as quais os chumbadores mais solicitados se deformam até atingirem o colapso. A resistência pode ser determinada em qualquer estágio pelo esmagamento do concreto ou arrancamento dos chumbadores tracionados. Assumindo que tais rupturas possam ser desprezadas, a evolução do carregamento aplicado fornece um bom quadro qualitativo do comportamento do momento resistente da base (McGUIRE²⁰).

Neste trabalho, a análise inicial que se segue contempla apenas bases com comportamento uniforme e sem a utilização de enrijecedores. Haja vista que esta análise é fundamental para o conhecimento do comportamento das bases e requer um estudo bem elaborado.

4.2 Pressão de contato

O método recomendado pela maioria dos autores segue uma concepção básica que será descrita adiante. A área necessária da placa é determinada primeiramente em função da pressão de contato do elemento de fundação, obtida em função da reação à solicitação vinda do pilar.

Antes de se abordar o cálculo da placa propriamente dita, é necessário que se conheça a resistência do concreto à pressão de contato. A área da base é obtida segundo a pressão de contato com a superfície de concreto, portanto a tensão resultante dos esforços solicitantes transmitidos pela base não deverá superar a resistência do concreto, equação (4.1), uma vez que o esmagamento do concreto também constitui um estado limite último.

$$\sigma \leq \sigma_c = \frac{f_{ck}}{\gamma_c} = f_{cd} \quad (4.1)$$

Para base submetida apenas à compressão axial simples:

$$\sigma = \frac{N_{Sd}}{A_b} \rightarrow A_b = \frac{N_{Sd}}{f_{cd}} \quad (4.2)$$

Para base submetida à compressão axial e momento fletor:

$$\sigma = \frac{N_{Sd}}{A_b} + \frac{M_{Sd}}{I_b} \cdot y_{CG} \rightarrow f_{cd} \cdot B \cdot L^2 - N_{Sd} \cdot L - 6 \cdot M_{Sd} = 0 \quad (4.3)$$

A norma brasileira NBR 8800³, item 7.6.1.4, apresenta uma expressão para a determinação da resistência nominal do concreto à pressão de contato:

$$R_n = 0,7 \cdot f_{ck} \cdot \sqrt{\frac{A_c}{A_b}} \leq 1,4 \cdot f_{ck} \quad (4.4)$$

Onde, “ A_b ” é área carregada sob a placa de apoio; “ A_c ” é área da superfície de concreto; “ f_{ck} ” resistência característica do concreto à compressão. A resistência de cálculo é dada por ϕR_n , sendo $\phi = 0,7$.

DEWOLF⁷ analisando uma placa submetida a um carregamento constante conclui que a resistência do concreto à pressão de contato aumenta quando a área da base de concreto for maior do que a área da placa, usufruindo assim das vantagens do confinamento. O valor máximo é atingido quando esta relação for igual ou superior a 4,0 resultando em placas otimizadas. A perda da área devido aos furos dos chumbadores é normalmente desprezada.

Segundo a AISC-LRFD², a carga majorada no pilar “ N_{Sd} ” deverá obedecer a seguinte relação:

$$N_{Sd} = 0,85 \cdot \phi_c \cdot f_{ck} \cdot A_b \cdot \sqrt{\frac{A_c}{A_b}} \leq \phi_c \cdot 1,7 \cdot f_{ck} \cdot A_b \quad (4.5)$$

onde, “ ϕ_c ” é coeficiente de resistência para pressões no concreto, igual a 0,6.

4.3 Bases Flexíveis

A concepção deste tipo de base, figura 4.4(a), deve ser tal que a restrição ao giro seja a menor possível. A placa deverá ser dimensionada para comportar-se como uma placa rígida, podendo-se admitir que a pressão de contato seja uniformemente distribuída ao longo da placa. Esta por sua vez, comporta-se como uma viga em balanço com carregamento uniformemente distribuído assumindo a ação de um momento fletor em torno de uma seção crítica. A seção crítica localizada próximo às bordas do pilar e o balanço utilizado no cálculo estão mostrados nas figuras 4.4(b) e 4.5.

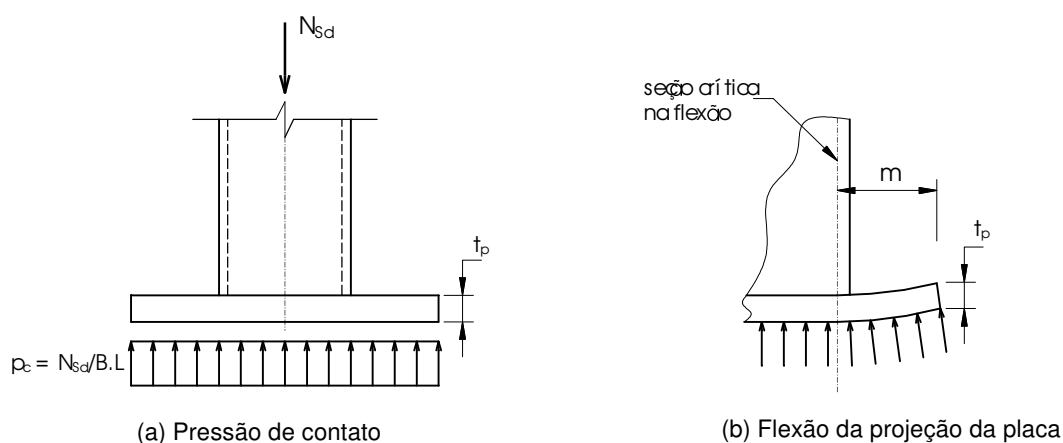


Figura 4.4 - Base Flexível: detalhe típico.

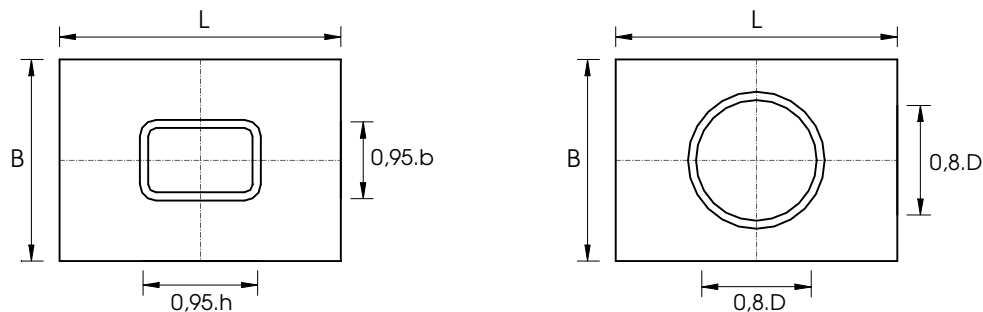


Figura 4.5 - Detalhamento das áreas efetivas e projeções.

Onde, “h” representa a face maior e “b” a face menor para pilares retangulares (ou a face para pilares quadrados) e “D” representa o diâmetro para pilares circulares.

O tratamento de cálculo para o dimensionamento das espessuras das placas divide-se em duas abordagens, uma que assume a hipótese da placa atuar no regime elástico, adotado pelo EUROCODE 3¹², por DEWOLF & RICKER⁹ e RAUTARUUKKI²⁸; e outra toma como hipótese a placa trabalhando no regime plástico, prática esta adotada pelo manual do AISC-LRFD² e PACKER²⁵. O dimensionamento baseado no regime plástico sempre resulta em placas mais finas por possibilitar um aproveitamento maior da capacidade resistente da placa.

A função primária da espessura da base é propiciar resistência suficiente ao momento fletor “ M_{Sd} ” na projeção da placa além da área efetiva de contato pilar. Tratando a maior projeção “ m ” entre o tubo e a borda da placa atuando como uma viga em balanço com momento máximo no engaste localizado na extremidade do pilar, tem-se:

Tensão na placa devido à pressão de contato;

$$p_c = \frac{N_{Sd}}{A_b} \quad (4.6)$$

Assumindo uma faixa, por unidade de largura, da placa em balanço, obtém-se o momento fletor;

$$M_b = \frac{p_c \cdot m^2}{2} \quad (4.7)$$

Também por unidade de largura, a resistência de cálculo desta seção transversal da placa, segundo regime adotado, torna-se:

- Limite elástico:

$$M_{el,Rd} = 0,9 \cdot 1,25 \cdot W \cdot f_y \quad (4.8)$$

- Limite plástico:

$$M_{pl,Rd} = 0,9 \cdot Z \cdot f_y \quad (4.9)$$

onde:

$$W = \frac{I}{y_{CG}} = \frac{1 \cdot t_b^3}{12} \cdot \frac{2}{t_b} = \frac{t_b^2}{6} \quad (4.10)$$

Respeitando a relação $M_{Rd} \geq M_{Sd}$, obtém-se a espessura da placa, igualando o máximo momento de cálculo, equação (4.7), à resistência de cálculo ao momento fletor, equações (4.8) ou (4.9) dependendo do regime adotado:

- Limite elástico:

$$t_b = m \cdot \sqrt{\frac{3 \cdot p_c}{0,9 \cdot f_y}} \quad (4.11)$$

- Limite plástico:

$$t_b = m \cdot \sqrt{\frac{2 \cdot p_c}{0,9 \cdot f_y}} \quad (4.12)$$

sendo, “ f_y ” a tensão de escoamento do aço da placa de base.

4.3.1 Procedimento Básico de Dimensionamento

Nem sempre é possível obter soluções otimizadas como, por exemplo, ter um bloco de concreto com área quatro vezes superior à área da placa, desta forma, quando não existe a possibilidade de se adequar às dimensões do concreto a uma relação ótima, é necessário realizar um cálculo genérico.

Quando as dimensões do elemento de fundação são pré-definidas, é possível calcular a pressão de contato diretamente. Tendo em vista a dificuldade de se avaliar os esforços na placa de base, através de cálculos, o manual desenvolvido por DEWOLF & RICKER⁹ apresenta um método simplificado de boa aceitação no meio técnico e científico que vem sendo amplamente utilizado.

O momento fletor máximo é obtido tomando-se uma faixa em balanço da placa, com largura unitária, cujo comprimento é definido adiante. A pressão que atua embaixo da placa provoca um momento que permite fazer uma analogia da placa em balanço na região entre a parede do pilar e a borda da placa.

O procedimento básico é baseado nos passos seguintes diferenciando-se apenas na equação da espessura de acordo com a concepção adotada em que a placa poderá atuar no regime elástico ou plástico:

1) Determinar a área mínima da placa de base, $A_b = N_{sd}/p_c$. A carga do pilar “ N_{sd} ” é aplicada uniformemente à placa de base dentro de uma área efetiva. Assume-se que a fundação tenha uma pressão de contato uniforme “ p_c ” igual à resistência do concreto contra toda a área “ A_b ” da placa de base;

2) Determinar as dimensões da placa “B” e “L”, conseqüentemente a dimensão “m” será semelhante para o caso do pilar retangular. A otimização da área seria uma placa quadrada;

3) A dimensão “m”, constituída pela maior projeção da placa além da área efetiva adotada para resistir à carga aplicada, será:

• pilar retangular:

$$m \geq \begin{cases} (L - 0,95 \cdot h)/2 \\ (B - 0,95 \cdot b)/2 \end{cases} \quad (4.13)$$

• pilar circular:

$$m \geq \begin{cases} (L - 0,8 \cdot D)/2 \\ (B - 0,8 \cdot D)/2 \end{cases} \quad (4.14)$$

4) Adotar o maior valor de “m” para calcular a espessura da placa “ t_b ” por uma das seguintes fórmulas:

• Limite elástico:

$$t_b = m \cdot \sqrt{\frac{2 \cdot p_c}{\phi \cdot f_y}} \quad (4.15)$$

- Limite plástico:

$$t_b = m \cdot \sqrt{\frac{3 \cdot p_c}{\phi \cdot f_y}} \quad (4.16)$$

4.3.2 Procedimento Otimizado de Dimensionamento

A otimização geométrica de uma placa de base é possível quando “m”, mostrado na figura 4.5, é igual para os dois lados da placa e a relação entre as áreas do concreto e da placa é igual ou superior a 4,0. A primeira ocorre quando a diferença entre “B” e “L”, mostrada nas figuras 4.4 e 4.5, é igual à diferença entre 0,95.h e 0,95.b, onde “h” é a altura e “b” a largura da seção do pilar retangular. O procedimento seguinte fornece os passos necessários para a obtenção de uma placa otimizada, segundo o manual desenvolvido por DEWOLF & RICKER⁹, adaptado para norma AISC-LRFD².

- 1) Determinar carga majorada “N_{Sd}”;
- 2) A área da placa necessária “A_b” será:

$$A_b = \frac{N_{Sd}}{1,7 \cdot \phi_C \cdot f_{cd}} \quad (4.17)$$

- 3) As dimensões da placa “B” e “L”, deverão ser determinadas para que “m” seja aproximadamente igual em ambos os lados:

$$N = \sqrt{A_b} + \Delta \quad (4.18)$$

onde: $\Delta = 0,5 \cdot (0,95 \cdot h - 0,95 \cdot b)$;

- 4) Determinar o maior valor de “m”;
- 5) Determinar a espessura necessária da placa “t_b” em função do valor de “m”.
- 6) Uma vez que o procedimento é baseado na maior tensão admissível, a área mínima do bloco de concreto deverá ser:

$$A_c = 4 \cdot B \cdot L \quad (4.19)$$

4.4 Bases Rígidas

Neste caso, figura 4.6, deve-se assumir uma concepção onde a restrição ao giro deve ser a maior possível, aproximando-se da hipótese assumida no cálculo da estrutura, ou seja, engastamento. Com isso além das forças normal e cortante, atua o momento fletor.

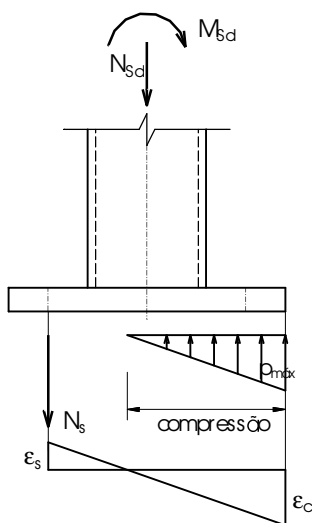


Figura 4.6 - Base Rígida: detalhe típico.

Conforme mostrado neste capítulo, existem duas abordagens para o dimensionamento de bases submetidas à carga axial e momento. Onde uma é baseada no comportamento elástico e a outra é baseada nas cargas de ruptura. A primeira é geralmente abordada em textos e referências de dimensionamento que lidam com bases sujeitas a momentos. A segunda é citada nos textos como um modo de obtenção do fator de segurança na ruptura.

Somente dois conjuntos de testes foram realizados para placas de base submetidas a momentos e cargas axiais, por DEWOLF⁷ e por THAMBIRATNAM & PARAMASIVAN³⁴. DEWOLF & SARISLEY⁸ compararam seus dados experimentais às duas abordagens e concluíram que ambas poderiam ser utilizadas satisfatoriamente no dimensionamento do trecho limitado pelos seus testes. As espessuras das placas,

obtidas por eles, foram substancialmente menores do que as necessárias para abordagem elástica, entretanto, sendo igual ou menor do que $2/3$ da espessura necessária. Conseqüentemente, a ruptura geralmente ocorre pela flexão da placa, com fatores de segurança relativamente menores.

As duas abordagens mencionadas acima adotam as dimensões da placa e consideram a magnitude e a distribuição da pressão de contato no bloco de concreto e as tensões e forças atuantes nos chumbadores. Geralmente, é assumido que o concreto e os chumbadores alcançam a ruptura simultaneamente, apesar de não retratar o comportamento real. Até o momento, não existem estudos que comprovem a veracidade destas hipóteses, e conseqüentemente, é necessário que o projetista tenha um certo conhecimento do comportamento da ligação.

Embora a abordagem para a resistência última seja mais consistente com a tendência de se projetar pelos estados limites, são necessárias mais evidências experimentais antes disto ser aplicado ao projeto. Como exemplo, DEWOLF & SARISLEY⁸ demonstraram que o efeito do confinamento aumenta a pressão de contato além do que é mostrado nas bibliografias, ainda que a abordagem esteja considerada corretamente, testes deverão ser realizados. Eles também demonstram que se a placa for muito espessa, o colapso dar-se-á na borda comprimida da placa sendo causado pela rotação da placa na extremidade.

4.4.1 Placa de base totalmente comprimida

A placa é considerada totalmente comprimida quando o ponto de aplicação da força normal está contido no núcleo central da seção, ou seja " $e \leq L/6$ ", figura 4.7, havendo desta forma, pressão de contato ao longo de toda a placa de base. Neste caso, os chumbadores são solicitados apenas ao corte, sendo especificados tendo em vista apenas critérios construtivos, ditados pelo projeto. A espessura da placa deverá ser obtida por um procedimento semelhante ao da base flexível, a partir das tensões de compressão no concreto. Ensaio nestas condições, embora em fase preliminar, estão sendo estudados por FREITAS et al¹⁴.

Para este caso, BLODGETT⁴ sugere a possibilidade de se adotar de forma simplificada, o mesmo método da compressão simples, tomando-se a favor da

segurança uma pressão de contato uniformemente distribuída e igual à pressão máxima de contato “ p_1 ”. Neste trabalho será adotada uma distribuição linear da pressão de contato por ser mais consistente com o comportamento real e por resultar em placas otimizadas.

RAUTARUUKKI²⁸ apresenta um desenvolvimento de cálculo baseado no EUROCODE 3¹², onde considera ligações rígidas, semi-rígidas e flexíveis entre a placa de base e o pilar. O dimensionamento também é feito considerando a base como um balanço, onde a pressão de contato induz a um momento fletor na placa de base. Assume-se a hipótese da placa de base atuar no regime elástico.

Deste modo, para a carga excêntrica dentro do núcleo central, “ $e \leq L/6$ ”, o autor sugere:

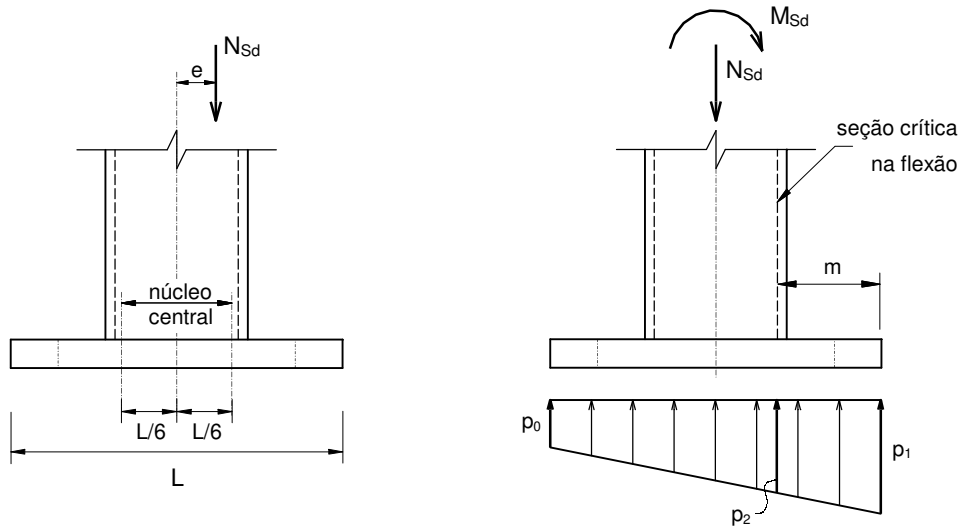


Figura 4.7 - Base Rígida: sob flexo-compressão $e \leq L/6$.

Sendo “ p_0 ” a pressão mínima de contato, “ p_1 ” a pressão máxima e “ p_2 ” a pressão na posição do engaste da viga em balanço considerada. Como neste caso a placa terá somente esforços de compressão:

• Pressão de contato:

$$p_1 = \frac{N_{Sd}}{A_b} + \frac{M_{Sd}}{I_b} \cdot y_{CG} \rightarrow p_1 = \frac{N_{Sd}}{L \cdot B} + \frac{6 \cdot M_{Sd}}{L^2 \cdot B} \quad (4.20)$$

$$p_2 = p_1 - \frac{M_{Sd}}{I_b} \cdot y_{CG} \rightarrow p_2 = p_1 - \frac{12 \cdot M_{Sd}}{L^3 \cdot B} \cdot m \quad (4.21)$$

• Balanços das bordas:

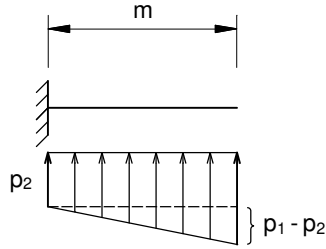


Figura 4.8 - Projeção da placa em flexão.

$$M_b = \left[\left(\frac{p_2 \cdot m^2}{2} \right) + \left(\frac{(p_1 - p_2) \cdot m^2}{3} \right) \right] \quad (4.22)$$

O momento resistente segundo o EUROCODE 3¹² (regime elástico) é dado por:

$$M_{el,Rd} = \frac{W_{el} \cdot f_y}{\gamma_{M0}} \quad (4.23)$$

Onde $\gamma_{M0}=1,1$ é o fator de segurança do material, utilizado pelo EUROCODE 3¹². A relação para o cálculo de t_b é análoga ao caso da carga axial.

$$t_b = \sqrt{\frac{6 \cdot M_b \cdot \gamma_{M0}}{f_y}} \quad (4.24)$$

O momento resistente segundo o PACKER²⁵ (regime plástico) é dado por:

$$M_{pl,Rd} = \phi \cdot Z \cdot f_y \quad (4.25)$$

Sendo $Z = 1,5 \cdot W$ para seção retangular, $\phi = 0,90$ e a relação para o cálculo de t_b é análoga ao caso da carga axial, temos:

$$t_b = \sqrt{\frac{4 \cdot M_b}{\phi \cdot f_y}} \quad (4.26)$$

4.4.2 Placa de base parcialmente comprimida

Quando a excentricidade é grande se faz necessário o uso dos chumbadores para resistir a componente de tração resultante do momento provocado pela aplicação excêntrica da força, como é mostrado na figura 4.9. Para a base rígida sob flexo-compressão com “ $e > L/6$ ”, o ponto de aplicação da força normal não está contido no núcleo central da seção, surgindo assim, tração nos chumbadores, figura 4.9.

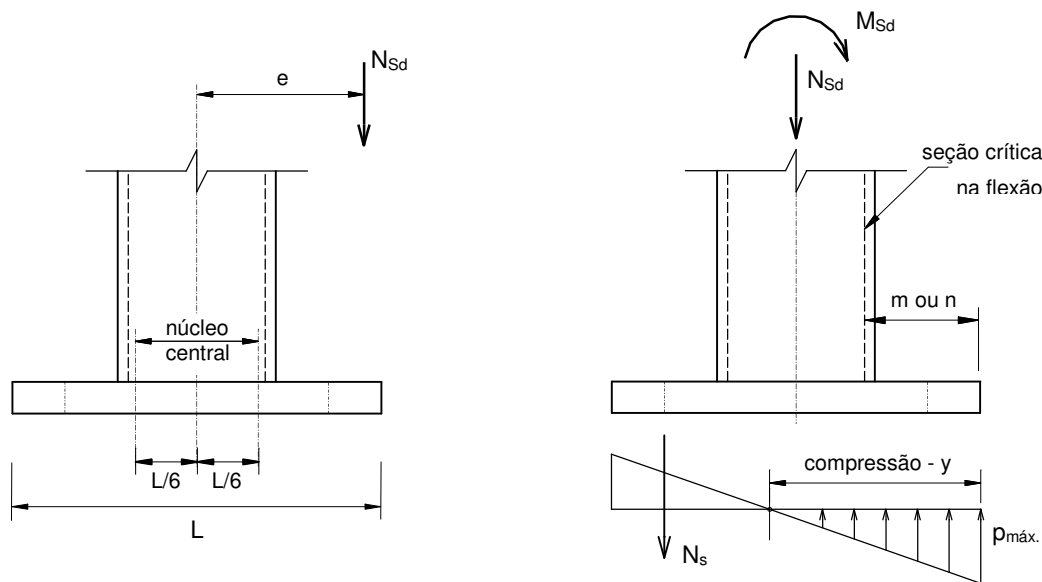


Figura 4.9 - Base Rígida: sob flexo-compressão $e > L/6$.

Para as dimensões adotadas da placa, as variáveis desconhecidas são a força atuante nos chumbadores “ N_s ” e a distância da linha neutra “ y ”. BLODGETT⁴ propõe uma formulação para a obtenção da posição da linha neutra, conforme a seguir:

Admitindo-se uma distribuição linear de deformações na seção da base, ilustrada na figura 4.10, e considerando-se a teoria das pequenas deformações.

Arbitrando as dimensões “B”, “L” e “G” da placa de base, ainda restam, três incógnitas a serem determinadas: “ $p_{\text{máx}}$ ”, “ N_s ” e “ y ” com apenas duas equações de equilíbrio, equações (4.27) e (4.28), portanto há necessidade de se constituir uma relação de compatibilidade de deformações.

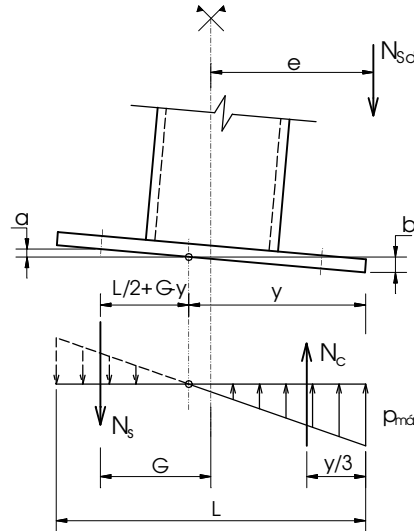


Figura 4.10 - Representação do comportamento elástico da base.

Fonte: Blodgett, 1966, p.3.3-9

Equações de equilíbrio:

$$\sum F_V = 0 \rightarrow N_{Sd} + N_s = N_c = \frac{p_{\text{máx}} \cdot y \cdot B}{2} \quad (4.27)$$

$$\sum M = 0 \rightarrow N_s \cdot G + (N_{Sd} + N_s) \cdot \left(\frac{L}{2} - \frac{y}{3} \right) - N_{Sd} \cdot e = 0 \quad (4.28)$$

Equação de compatibilidade de deformação:

$$\frac{a}{b} = \frac{L/2 + G - y}{y} = \frac{\epsilon_s}{\epsilon_c} = \frac{\sigma_s/E_s}{p_{\text{máx}}/E_c} = \frac{N_s}{A_s \cdot p_{\text{máx}}} \cdot \frac{E_c}{E_s} \quad (4.29)$$

Fazendo:

$$n_h = \frac{E_s}{E_c} \quad (4.30)$$

Substituindo a equação (4.30) em (4.29), vem:

$$\frac{\varepsilon_s}{\varepsilon_c} = \frac{N_s}{A_s \cdot p_{\text{máx}}} \cdot \frac{1}{n_h} \quad (4.31)$$

Sendo, “ n_h ” o fator de homogeneização, designado pela relação entre os módulos de elasticidade do aço e do concreto, que em geral varia de 7 a 10; “ A_s ” a área dos chumbadores situados na zona tracionada.

Adotando um valor para “ A_s ” e eliminando-se as incógnitas no sistema formado pelas equações (4.27), (4.28) e (4.31), o problema está resolvido, resultando em uma equação do 3º grau na variável y :

$$y^3 + a_1 \cdot y^2 + a_2 \cdot y + a_3 = 0 \quad (4.32)$$

onde:

$$a_1 = 3 \cdot \left(e - \frac{L}{2} \right) \quad (4.33)$$

$$a_2 = \frac{6 \cdot n_h \cdot A_s}{B} \cdot (G + e) \quad (4.34)$$

$$a_3 = -a_2 \cdot \left(\frac{L}{2} + G \right) \quad (4.35)$$

Obtida a posição da linha neutra “ y ”, é possível calcular as outras duas incógnitas:

$$N_s = N_{sd} \cdot \left[\frac{y/3 + e - L/2}{L/2 - y/3 + G} \right] \quad (4.36)$$

$$p_{\text{máx}} = \frac{2 \cdot (N_s + N_{\text{Sd}})}{y \cdot B} \quad (4.37)$$

RAUTARUUKKI²⁸ apresenta uma abordagem simplificada para verificar se a placa de base está submetida a uma compressão parcial. Utilizando uma aproximação para parcela comprimida da placa, é adotada a hipótese da pressão de contato ocorrer de maneira uniforme equivalente a “ f_{cd} ”, figura 4.11. A partir daí, obtém-se o valor de “ y ” que será utilizado para verificar se os chumbadores estarão submetidos a esforços de tração. Esta verificação é feita analisando-se o sinal de “ N_s ”, fornecido pela equação (4.38). O valor de “ N_s ” será positivo se os chumbadores forem solicitados a esforços de tração e a espessura da placa será então determinada de forma análoga ao método proposto para bases flexíveis, adotando-se a máxima pressão de contato “ $p_{\text{máx}}$ ” uniformemente distribuída igual a “ f_{cd} ”.

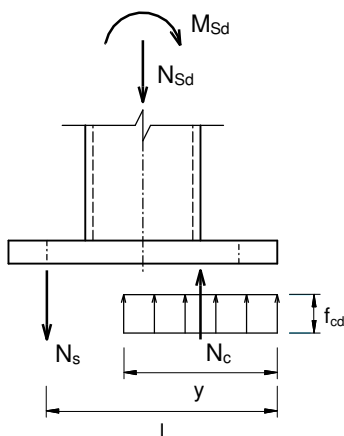


Figura 4.11 - Representação de base parcialmente comprimida.

Fonte: Rautaruukki, 1998, p.105.

$$N_{\text{Sd}} = N_c - N_s = B \cdot y \cdot f_{\text{cd}} - A_s \cdot f_y \quad (4.38)$$

$$M_{\text{Sd}} = N_c \cdot (l - 0,5y) = B \cdot y \cdot f_{\text{cd}} \cdot (l - 0,5y) \quad (4.39)$$

A partir das equações (4.38) e (4.39) temos:

$$\rightarrow y = \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \cdot M_{Sd}}{B \cdot f_{cd} \cdot d^2}} \right) \cdot d \quad (4.40)$$

Caso os chumbadores estejam sob a ação de esforços de compressão, ou seja, “N_s” apresentar um valor negativo, a placa estará em quase sua totalidade comprimida, portanto a espessura da placa é obtida pela equação (4.24) ou (4.26).

4.5 Exemplos Numéricos

Serão apresentados aqui dois exemplos numéricos de ligações de bases de pilar, contendo as abordagens distintas para bases elásticas e plásticas. Nos dois exemplos as barras e as placas possuem as mesmas características físicas e geométricas.

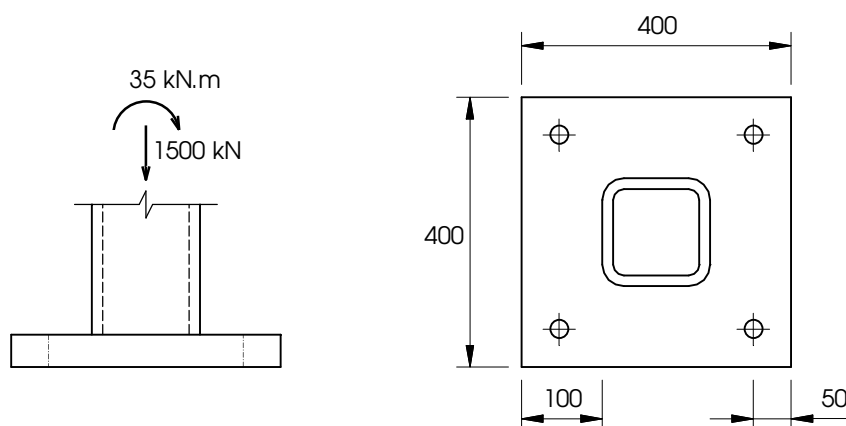


Figura 4.12 - Esquema Placa de Base.

- *Características físicas e geométricas:*

- Tubo VMB 350cor: $f_y = 350$ MPa
- Pilar: 200 x 200 x 8 mm
- Placa de base VMB 350: $f_y = 350$ MPa
- Dimensões da placa: 400 x 400 mm

- *Dados do problema:*

- Concreto: $f_{ck} = 18$ MPa
- Esforços de cálculo: $N_{Sd} = 1500$ kN ; $M_{Sd} = 35$ kN.m

4.5.1 Exemplo 1 – Dimensionamento de placa de base: regime elástico.

Um exemplo básico será apresentado contendo o dimensionamento segundo o regime elástico.

O coeficiente de segurança do concreto $\gamma_c = 1,4$, conforme NBR 6118, assim:

$$f_{cd} = \frac{f_{ck}}{\gamma_c} = \frac{18}{1,4} = 12,86 \text{ N/mm}^2$$

a) Verificação de tração nos chumbadores

A posição da linha neutra deve ser determinada para determinar se os chumbadores estão sendo tracionados ou não.

$$y = \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \cdot M_{Sd}}{B \cdot f_{cd} \cdot d^2}} \right) \cdot d = \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \cdot 35 \cdot 10^6}{400 \cdot 12,86 \cdot 350^2}} \right) \cdot 350 \rightarrow y = 20,01 \text{ mm}$$

$$N_s = B \cdot y \cdot f_{cd} - N_{Sd} = 400 \cdot 20,01 \cdot 12,86 \cdot 10^{-3} - 1500$$

$$\therefore N_s = -1397,06 \text{ kN}$$

Como “ N_s ” possui um valor negativo o chumbador não está submetido à tração, conseqüentemente a placa de base também será solicitada somente à compressão.

b) Pressão de contato

O valor da projeção é dado pela seguinte relação:

$$m = \frac{L - 0,95 \cdot h}{2} = \frac{400 - 0,95 \cdot 200}{2} \rightarrow m = 105 \text{ mm}$$

$$p_1 = \frac{N_{Sd}}{L \cdot B} + \frac{6 \cdot M_{Sd}}{L^2 \cdot B} = \frac{1500 \cdot 10^3}{400 \cdot 400} + \frac{6 \cdot 35 \cdot 10^6}{400^2 \cdot 400} \rightarrow p_1 = 12,66 \text{ N/mm}^2$$

$$p_2 = p_1 - \frac{12 \cdot M_{Sd}}{L^3 \cdot B} \cdot m = 12,66 - \frac{12 \cdot 35 \cdot 10^6}{400^3 \cdot 400} \cdot 105 \rightarrow p_2 = 10,93 \text{ N/mm}^2$$

Balanço nas bordas

$$M_b = \left[\left(\frac{p_2 \cdot m^2}{2} \right) + \left(\frac{(p_1 - p_2) \cdot m^2}{3} \right) \right] = \left[\left(\frac{10,93 \cdot 105^2}{2} \right) + \left(\frac{(12,66 - 10,93) \cdot 105}{3} \right) \right]$$

$$\rightarrow M_{rd} = 66602,20 \text{ N} \cdot \text{mm}$$

Portanto a espessura t_p da base será:

$$t_b = \sqrt{\frac{6 \cdot M_b \cdot \lambda_{M0}}{f_y}} = \sqrt{\frac{6 \cdot 66602,20 \cdot 1,1}{0,35}} \rightarrow t_b = 35,4 \text{ mm}$$

4.5.2 Exemplo 2 – Dimensionamento de placa de base: regime plástico.

Um exemplo básico será apresentado contendo o dimensionamento segundo o regime plástico.

O coeficiente de segurança do concreto $\gamma_c = 1,4$, conforme NBR 6118, assim:

$$f_{cd} = \frac{f_{ck}}{\gamma_c} = \frac{18}{1,4} = 12,86 \text{ N/mm}^2$$

a) Verificação de tração nos chumbadores

A posição da linha neutra deve ser determinada para determinar se os chumbadores estão sendo tracionados ou não.

$$y = \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \cdot M_{Sd}}{B \cdot f_{cd} \cdot d^2}} \right) \cdot d = \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \cdot 35 \cdot 10^6}{400 \cdot 12,86 \cdot 350^2}} \right) \cdot 350 \rightarrow y = 20,01 \text{ mm}$$

$$N_s = B \cdot y \cdot f_{cd} - N_{sd} = 400 \cdot 20,01 \cdot 12,86 \cdot 10^{-3} - 1500$$

$$\therefore N_s = -1397,06 \text{ kN}$$

Como “ N_s ” possui um valor negativo o chumbador não está submetido à tração, conseqüentemente a placa de base também será solicitada somente à compressão.

b) Pressão de contato

O valor da projeção é dado pela seguinte relação:

$$m = \frac{L - 0,95 \cdot h}{2} = \frac{400 - 0,95 \cdot 200}{2} \rightarrow m = 105 \text{ mm}$$

$$p_1 = \frac{N_{sd}}{L \cdot B} + \frac{6 \cdot M_{sd}}{L^2 \cdot B} = \frac{1500 \cdot 10^3}{400 \cdot 400} + \frac{6 \cdot 35 \cdot 10^6}{400^2 \cdot 400} \rightarrow p_1 = 12,66 \text{ N/mm}^2$$

$$p_2 = p_1 - \frac{12 \cdot M_{sd}}{L^3 \cdot B} \cdot m = 12,66 - \frac{12 \cdot 35 \cdot 10^6}{400^3 \cdot 400} \cdot 105 \rightarrow p_2 = 10,93 \text{ N/mm}^2$$

Balanço nas bordas

$$M_b = \left[\left(\frac{p_2 \cdot m^2}{2} \right) + \left(\frac{(p_1 - p_2) \cdot m^2}{3} \right) \right] = \left[\left(\frac{10,93 \cdot 105^2}{2} \right) + \left(\frac{(12,66 - 10,93) \cdot 105}{3} \right) \right]$$

$$\rightarrow M_{rd} = 66602,20 \text{ N} \cdot \text{mm}$$

Portanto a espessura t_p da base será:

$$t_b = \sqrt{\frac{4 \cdot M_b}{\phi \cdot f_y}} = \sqrt{\frac{4 \cdot 66602,20}{0,9 \cdot 0,35}} \rightarrow t_b = 29,1 \text{ mm}$$

4.5.3 Considerações

As ligações de base se dividem em duas abordagens, como mostra os Exemplos 1 e 2, uma em que se considera a placa trabalhando no regime elástico e a outra que considera a placa trabalhando no regime plástico. O que se pode notar é que as bases dimensionadas pelo regime elástico, Exemplo 1, fornecem uma espessura maior da placa e as bases dimensionadas pelo regime plástico, Exemplo 2, fornecem uma espessura menor da placa. Isto se dá pelo fato de que as bases que trabalham no regime plástico aproveitam melhor a sua capacidade de resistência.

Capítulo 5

Automação do Cálculo das Ligações

5.1 Introdução

Este trabalho agrega em um dos seus objetivos uma contribuição na parceria entre a Unicamp a empresa Vallourec & Mannesmann do Brasil, que se uniram no intuito de colaborar para difusão do uso de estruturas metálicas tubulares no Brasil. Esta contribuição será através da confecção de material científico, como uma proposta normativa e ferramentas que auxiliem o profissional.

O dimensionamento das ligações demanda um grande número de verificações, tornando o cálculo uma atividade trabalhosa. A automação do cálculo torna-se, então, uma opção trocar. Para complementar este estudo foi desenvolvido um programa computacional para verificar e dimensionar as ligações aqui abordadas. Foi utilizada a linguagem de programação Object Pascal, no desenvolvimento deste programa.

A validação do programa foi feita com base nos exemplos numéricos apresentados nos capítulos anteriores. Por fim, é apresentado o dimensionamento de uma treliça metálica plana, do tipo Warren, executada com perfis tubulares e ligações soldadas entre tubos dos tipos “K” e “N”. Neste exemplo são realizadas algumas simulações, tais como variação da geometria das seções transversais dos tubos e variação do tipo de ligação (afastada ou sobreposta), com o intuito de verificar qual o tipo seria o mais adequado e econômico para este tipo de estrutura.

5.2 Exemplos numéricos - Ligações tubulares de treliça

Serão apresentados aqui três exemplos numéricos calculados pelo programa desenvolvido neste trabalho. Onde os resultados serão confrontados com os valores obtidos nos exemplos do Capítulo 2, que por sua vez são os exemplos teóricos dos que serão aqui apresentados.

5.2.1 Exemplo 1 - Verificação da resistência de uma ligação “K” afastada

Neste exemplo, será calculada uma ligação tubular de treliça do tipo “K” afastada, com banzo e diagonais compostos por tubos com seção transversal circular. O banzo está sob uma carga axial de compressão máxima de 1021,35 kN e uma das diagonais recebe esforço de tração (600 kN) e a outra de compressão (600 kN), estas diagonais possuem um afastamento de 25 mm.

Os resultados serão comparados com os dados apresentados no exemplo 2.4.1, onde serão utilizados os perfis existentes na tabela de perfis da Vallourec Mannesmann Tubes - Tubos Estruturais V&M do Brasil. O aço utilizado foi o aço patinável VMB 350cor, com tensão de escoamento $f_y = 350$ MPa e tensão de ruptura $f_u = 485$ MPa. A figura 5.1 traz a tela de entrada de dados do programa para este tipo de ligação.

Ligação Tubular K - A:\Exemplo5.2.1.vmk

Banzo

☒ Circular
☐ Retangular

Diâmetro d0 (mm) = 219.1
Espessura t0 (mm) = 10.3
N0 (kN) = -250
M0 (kN.m) = -1021.35
Mop (kN.m) = 0
Mo (kN.m) = 0
fy0 (MPa) = 350

Diagonal 1 (ou Sobreposta)

☒ Circular
☐ Retangular

Diâmetro d1 (mm) = 168.3
Espessura t1 (mm) = 5.2
N1 (kN) = -600
θ1 = 50
fy1 (MPa) = 350

Diagonal 2 (ou Sobreposta)

☒ Circular
☐ Retangular

Diâmetro d2 (mm) = 168.3
Espessura t2 (mm) = 5.2
N2 (kN) = 600
θ2 = 50
fy2 (MPa) = 350

Posição das Diagonais

☒ Distância entre barras
g (mm) = 25
☐ Excentricidade

☐ Utilizar Chapa de Ligação

Abrir Calcular
Salvar Limpar

Figura 5.1 - Tela de entrada de dados: Exemplo 5.2.1.

Como resultados, o programa fornece um relatório contendo as principais informações calculadas, tais como parâmetros geométricos essenciais, valores das resistências obtidas segundo o regime de ruptura regido pelo tipo de ligação escolhida e o aproveitamento da ligação com base no esforço atuante. A figura 5.2 mostra a tela de saída dos resultados do programa para este tipo de ligação.

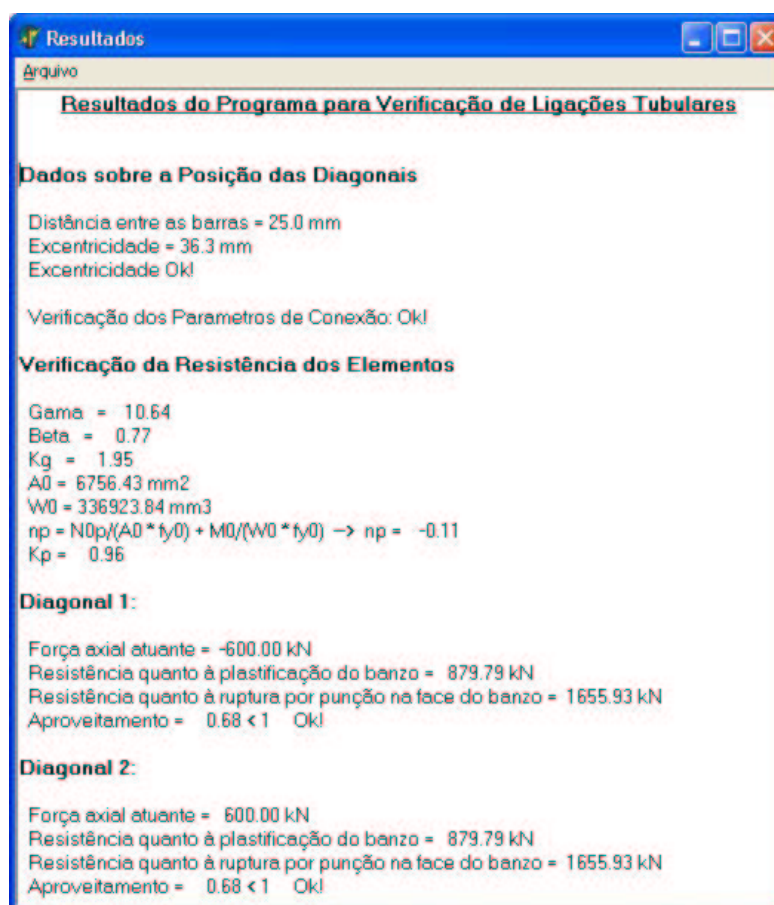


Figura 5.2 - Tela de saída de resultados: Exemplo 5.2.1.

Cabe ressaltar que o programa opera de maneira didática, visto que durante o processamento são feitas as verificações dos parâmetros de conexão e se por ventura algumas destas verificações não são atendidas o programa fornece mensagens indicando o item não atendido e sua possível solução. Neste caso, basta corrigir o item não atendido e dar continuidade ao processo de verificação.

5.2.2 Exemplo 2 - Verificação da resistência de uma ligação “K” sobreposta

Neste exemplo será analisada uma ligação similar à anterior, diferindo apenas na concepção das barras, que será desta vez uma ligação de treliça do tipo “K” sobreposta. Este exemplo representa o exemplo teórico 2.4.2, cujos dados confrontados com os resultados fornecidos pelo programa, serão utilizados os perfis existentes na tabela de perfis da Vallourec Mannesmann Tubes - Tubos Estruturais V&M do Brasil. O aço utilizado foi o aço patinável VMB 350cor, com tensão de escoamento $f_y = 350$ MPa e tensão de ruptura $f_u = 485$ MPa.

Como se trata de uma ligação sobreposta, o valor do afastamento deverá ser negativo, conforme ilustra a figura 5.3 da tela de entrada de dados do programa para esta ligação.

Figura 5.3 - Tela de entrada de dados: Exemplo 5.2.2.

Para este tipo de ligação o programa fornece como resultados, conforme figura 5.4, a verificação dos parâmetros geométricos essenciais assim como os valores das resistências obtidas de acordo com o tipo de ruptura que governa a ligação escolhida e o aproveitamento da ligação com relação ao esforço atuante nas barras.

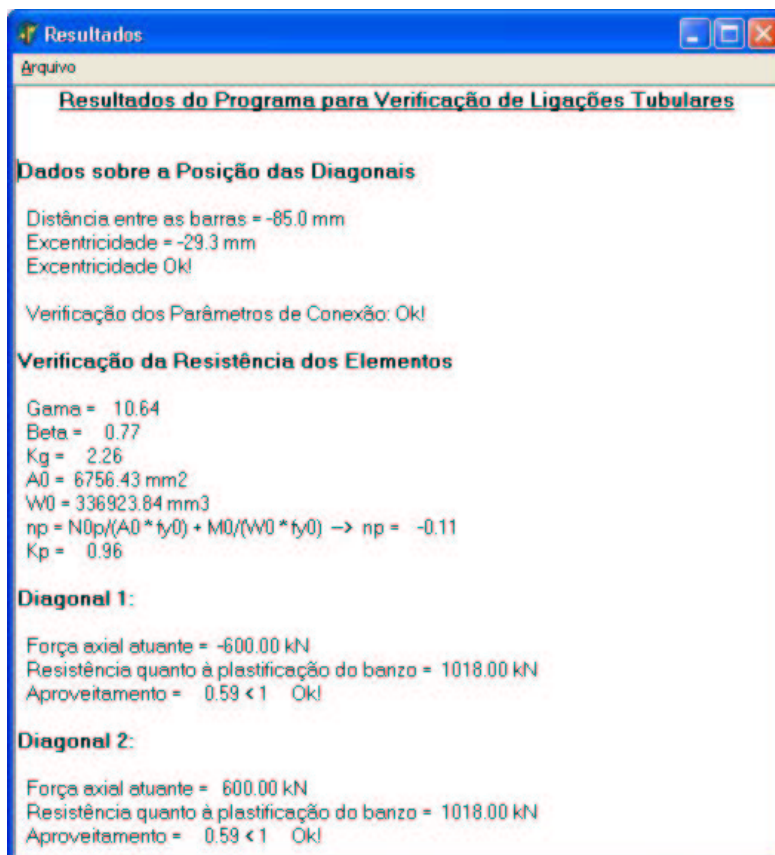


Figura 5.4 - Tela de saída de resultados: Exemplo 5.2.2.

5.2.3 Exemplo 3 - Dimensionamento de uma ligação constituída por uma chapa de ligação atravessando o tubo principal

Este exemplo contempla o uso de uma chapa de ligação para promover a união entre o banzo e as diagonais. A ligação estará sob a atuação de um esquema de forças semelhante aos exemplos anteriores e tem como base o exemplo teórico 2.4.3.

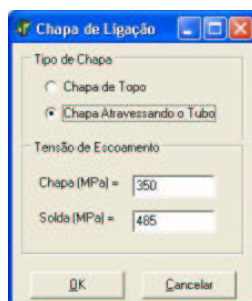


Figura 5.5 - Tela de entrada de dados da chapa de ligação: Exemplo 5.2.3.

Foram utilizados perfis existentes na tabela de perfis da Vallourec Mannesmann Tubes - Tubos Estruturais V&M do Brasil. O aço utilizado foi o aço patinável VMB 350cor, com tensão de escoamento $f_y = 350$ MPa e tensão de ruptura $f_u = 485$ MPa.

A entrada de dados é feita separadamente para a chapa de ligação como mostrou a figura 5.5, os dados restantes já foram cadastrados na tela principal da ligação “K”, figura 5.6.

Ligação Tubular K - A:\Exemplo5.2.3.vmk

Banzo
☒ Circular
☐ Retangular
 Diâmetro d0 (mm) = 219.1
 Espessura t0 (mm) = 10.3
 N0 (kN) = -250
 M0 (kN.m) = -1021.34
 Mop (kN.m) = 0
 Mo (kN.m) = 0
 fy0 (MPa) = 350

Diagonal 1 (ou Sobreponente)
☒ Circular
☐ Retangular
 Diâmetro d1 (mm) = 168.3
 Espessura t1 (mm) = 5.2
 N1 (kN) = -600
 e1 = 50
 fy1 (MPa) = 350

Diagonal 2 (ou Sobreposta)
☒ Circular
☐ Retangular
 Diâmetro d2 (mm) = 168.3
 Espessura t2 (mm) = 5.2
 N2 (kN) = -600
 e2 = 50
 fy2 (MPa) = 350

Posição das Diagonais
☐ Distância entre barras
☐ Excentricidade
☒ Utilizar Chapa de Ligação

Diagrama: H, L, d0, t1, t2, t0, N1, N2, N0, M0, Mop, Mo, fy0, fy1, fy2

Botões: Abrir, Calcular, Salvar, Limpar

Figura 5.6 - Tela de entrada de dados: Exemplo 5.2.3.

Resultados do Programa para Verificação de Ligações Tubulares

Dados das Soldas
 Altura mínima de solda: $h_s = 5.00$ mm
 Comprimento da Solda entre as diagonais e a chapa: 194.39 mm
 Comprimento de Solda entre o banzo e a chapa: 249.91 mm

Dados da Chapa de Ligação
 Altura da Chapa de Ligação: 384.51 mm
 Largura da Chapa de Ligação: 482.81 mm
 Espessura mínima da Chapa de Ligação: 7.75 mm

Figura 5.7 - Tela de saída de resultados: Exemplo 5.2.3.

No que se refere às ligações “K” utilizando chapas de ligação, o programa fornece como resposta, conforme figura 5.7, o as dimensões da chapa de ligação, uma vez que será ela a responsável por suportar a carga atuante na ligação.

5.3 Exemplos numéricos - Ligações tubulares de flange

Serão apresentados dois exemplos numéricos calculados pelo programa desenvolvido. Os resultados fornecidos pelo programa serão comparados com os valores obtidos nos exemplos teóricos do Capítulo 3.

5.3.1 Exemplo 4 - Flange circular

Este exemplo, é composto por uma ligação do tipo flange, com tubo e placa de flange circulares, submetida a um esforço axial de tração de 1080 kN, já majorado, onde serão utilizados os perfis existentes na tabela de perfis da Vallourec Mannesmann Tubes - Tubos Estruturais V&M do Brasil. O aço utilizado foi o aço patinável VMB 350cor, com tensão de escoamento $f_y = 350$ MPa e tensão de ruptura $f_u = 485$ MPa. Para um chute inicial foram adotados 9 parafusos de 22,2 mm ASTM A-325, com tensão de ruptura $f_u = 825$ MPa.

Os dados fornecidos como resposta serão comparados com os valores obtidos pelo exemplo 3.5.1. A figura 5.8 mostra a tela de entrada de dados do programa para este tipo de ligação.

The screenshot shows the 'Ligação Tubular de Flange - A:\Exemplo5.3.1.vmk' window. It contains several input fields and a diagram of the connection.

Tipo		Parafusos de Alta Resistência	
☒ Flange Circular		Diâmetro (mm) =	22.2
☐ Flange Retangular - 2 linhas paraf.		Quantidade =	9
☐ Flange Retangular - 4 linhas paraf.		f_u (MPa) =	825

Tubo		Flange	
Diâmetro D (mm) =	168.3	Dimensões da Placa:	
Espessura t (mm) =	7.1	e1 (mm) =	40.4
N_d (kN) =	1080	f_y (MPa) =	350
f_y (MPa) =	350		

Solda	
f_w (MPa) =	485

Buttons: Abre, Calcular, Salvar, Limpar

Diagram: A schematic diagram of a circular flange connection. It shows a cross-section of a tube with a flange plate welded to it. The tube has diameter D and thickness t. The flange plate has thickness e1. The connection is subjected to an axial load N_d . The diagram also shows a top view of the flange plate with six bolts arranged in a circle.

Figura 5.8 - Tela de entrada de dados: Exemplo 5.3.1.

Na tela de saída dos resultados para este tipo de ligação, figura 5.9, são mostrados os valores do parâmetro f_3 , a espessura mínima do flange, o número mínimo de parafusos necessários na ligação e altura mínima de solda a ser utilizada.



Figura 5.9 - Tela de saída de resultados: Exemplo 5.3.1.

Como podemos observar o número de parafusos pré-determinado foi suficiente, caso este limite não fosse atendido o programa emitiria uma mensagem indicando o número mínimo necessário.

5.3.2 Exemplo 5 - Flange parafusado nos quatro lados

Este exemplo é composto por uma ligação de flange com tubo e placa de flange quadrados e com quatro parafusos localizados nos quatro lados do flange. Para esta ligação foram utilizados os perfis existentes na tabela de perfis da Vallourec Mannesmann Tubes - Tubos Estruturais V&M do Brasil. O aço do tubo utilizado foi o aço patinável VMB 350cor, com tensão de escoamento $f_y = 350$ MPa e tensão de ruptura $f_u = 485$ MPa, e o aço da placa de flange foi o aço patinável VMB 250cor, com tensão de escoamento $f_y = 250$ MPa e tensão de ruptura $f_u = 400$ MPa.

O flange é solicitado por uma carga concentrada de 600 kN tracionando o conjunto, esta carga associada aos espaçamentos dos parafusos permitiram o início da ocorrência do efeito “prying”, onde os resultados fornecidos pelo programa foram comparados com exemplo teórico 3.5.2. A tela de entrada de dados para esta ligação é mostrada na figura 5.10.

Ligação Tubular de Flange - A:\Exemplo5.3.2.vmk

Tipo

☐ Flange Circular

☐ Flange Retangular - 2 linhas paraf.

☒ Flange Retangular - 4 linhas paraf.

Parafusos de Alta Resistência

Diâmetro (mm) = 22.2

Quantidade = 4

f_u (MPa) = 825

Tubo

Altura h (mm) = 101.6

Largura b (mm) = 101.6

Espessura t (mm) = 6.4

N_d (kN) = 600

f_y (MPa) = 350

Flange

Dimensões da Placa:

e_1 (mm) = 38

e_2 (mm) = 48

p (mm) = 101.6

f_{yp} (MPa) = 250

Solda

f_w (MPa) = 485

Diagrama:

Buttons: Abrir, Calcular, Salvar, Limpar

Figura 5.10 - Tela de entrada de dados: Exemplo 5.3.2.

A figura 5.11 ilustra a tela de saída dos resultados para este caso. Os resultados fornecidos pelo programa são a força atuante e a resistência em cada parafuso, alguns parâmetros geométricos essenciais, a espessura necessária do flange (sem a consideração do efeito “prying”), verificação da influência do efeito “prying”, onde por fim é fornecida a espessura final da placa de flange.

Resultados

Arquivo

Resultados do Programa para Verificação de Ligações Tubulares

Dados do Flange Retangular com 4 Linhas de Parafusos

Parâmetro Rho = 0.46

Resistência à Tração do Parafuso = 179.63 kN

Força em 1 Parafuso = 150.00 kN

Parâmetro beta = 0.43

Parâmetro delta = 0.75

Parâmetro $\alpha' = 1.00$

Espessura necessária do flange $t_f = 20.10$ mm

***Verificação da influência do efeito "prying"**

Considerando a resistência do parafuso:

Espessura do flange, sem desenvolvimento da ação "prying" $t_c = 29.08$ mm

Parâmetro $\alpha = 1.00$

Força referente ao efeito "prying" $Q_u = 29.19$ kN

Parâmetro $\alpha' = 1.00$

Carga do parafuso considerando o efeito "prying" $T_p = 179.19$ kN

Espessura final do flange $t_f = 21.95$ mm

Espessura mínima do Flange $t_f = 21.95$ mm

Dados da Solda entre o Tubo e o Flange

Altura mínima da Solda $h_s = 11.00$ mm

Figura 5.11 - Tela de saída de resultados: Exemplo 5.3.2.

5.4 Exemplos numéricos - Ligações tubulares de base

Será apresentado um exemplo numérico calculado pelo programa desenvolvido neste trabalho. Os resultados fornecidos pelo programa serão comparados com os valores obtidos nos exemplos do Capítulo 4.

5.4.1 Exemplo 6 - Dimensionamento de uma placa de base

Neste exemplo, uma placa de base quadrada de um pilar com seção transversal quadrada é solicitada por um esforço axial de 1500 kN e um momento fletor de 35 kN.m, foram utilizados perfis existentes na tabela de perfis da Vallourec Mannesmann Tubes - Tubos Estruturais V&M do Brasil. O aço utilizado foi o aço patinável VMB 350cor, com tensão de escoamento $f_y = 350$ MPa e tensão de ruptura $f_u = 485$ MPa. Os resultados fornecidos pelo programa foram comparados com os dados obtidos pelos exemplos teóricos 4.5.1 e 4.5.2. A figura 5.12 traz a tela de entrada de dados para este tipo de ligação.

Figura 5.12 - Tela de entrada de dados: Exemplo 5.4.1.

Conforme a figura 5.13, os resultados fornecidos pelo programa são: pressão de contato sob o tubo e na borda da placa, momento na borda do tubo devido ao balanço e a espessura final da placa de base segundo o arranjo estrutural utilizado pela ligação em questão. As espessuras fornecidas são segundo as duas abordagens: elástica e plástica e por fim os chumbadores são analisados se estão submetidos à tração.

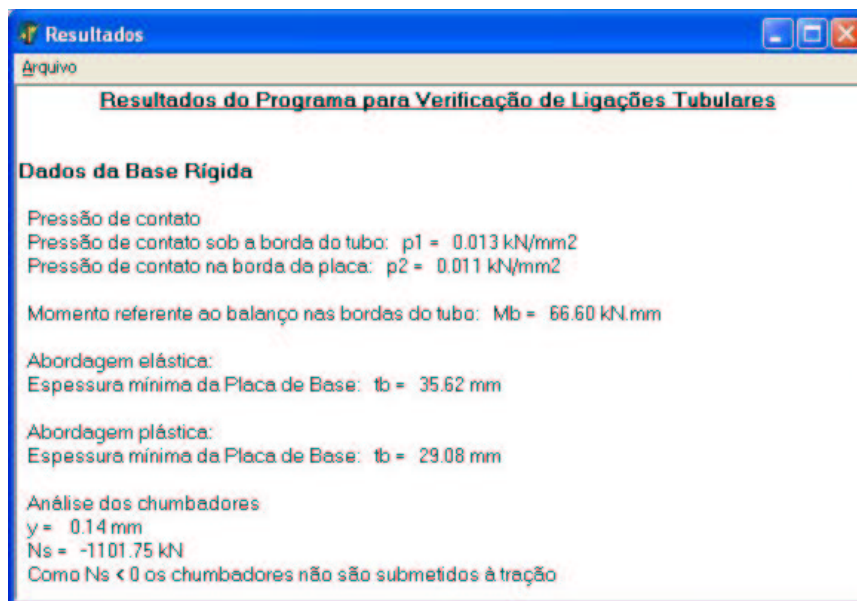


Figura 5.13 - Tela de saída de resultados: Exemplo 5.4.1.

5.5 Exemplo numérico - Treliça do tipo Warren

Neste exemplo, figura 5.14, uma treliça do tipo Warren, analisada por Packer²⁶, será dimensionada com tubos estruturais V&M do Brasil. Serão consideradas duas concepções diferentes quanto à geometria das seções transversais dos perfis.

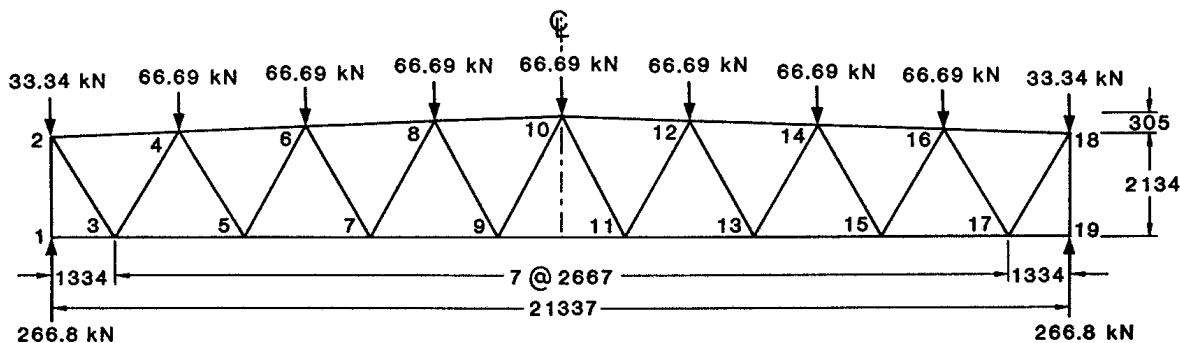


Figura 5.14 - Treliça metálica do tipo Warren.

Fonte: Packer, 1996, p.462

Na 1ª concepção, todos os grupos de barras da treliça serão dimensionados com perfis tubulares com seções transversais quadradas. Na 2ª concepção, somente os banzos superior e inferior serão executados em seções quadradas, as diagonais e os montantes de apoio serão dimensionados com perfis tubulares com seções transversais

circulares. Nas duas concepções as ligações entre as barras das treliças serão executadas diretamente por solda entre os perfis, conhecidas como ligações soldadas tipo “K” e “N”. Como podemos observar, na figura 5.14, existirão ligações do tipo “K” nos encontros entre diagonais e banzos e ligações do tipo “N” nos encontros entre diagonal, banzo superior e montante de apoio.

O carregamento aplicado nos nós do banzo superior, mostrado na figura 5.14, já está majorado e combinado entre ações variáveis e permanentes. Neste exemplo não é considerada a ocorrência da inversão de carregamentos (ventos de sucção). Devido a esta hipótese de cargas, somente os nós do banzo superior estão contraventados perpendicularmente à estrutura e o banzo inferior é considerado contraventado somente nos apoios, uma vez que o carregamento aplicado fará com que o banzo superior sofra esforços de compressão e o banzo inferior esforços de tração. Outra consideração, devido a esta hipótese de carga, é a divisão das diagonais em grupos de diagonais tracionadas (perfis que sofrerão somente esforços de tração) e diagonais comprimidas (perfis que sofrerão somente esforços de compressão).

Em um primeiro estágio os grupos de barras foram dimensionados quanto aos esforços axiais de tração e compressão (sem considerar as ligações) através do Eurocode 3¹² e da NBR 8800³. Os esforços das barras foram determinados através do programa AutoMetal 1.01 V&M e os resultados estão dispostos na tabela 5.1.

Tabela 5.1 - Esforços nas barras determinados via AutoMetal.

Grupos de Barras	Nó Inicial	Nó Final	Comprimento (cm)	Esforço (kN)
Banzo Superior	2	4	266,81	-143,36
	4	6	266,81	-375,91
	6	8	266,81	-516,67
	8	10	266,81	-574,37
	10	12	266,81	-574,37
	12	14	266,81	-516,67
	14	16	266,81	-375,91
	16	18	266,81	-143,36
Banzo Inferior	1	3	133,35	0
	3	5	266,70	281,65
	5	7	266,70	466,73

Tabela 5.1 - Esforços nas barras determinados via AutoMetal (Continuação).

Grupos de Barras	Nó Inicial	Nó Final	Comprimento (cm)	Esforço (kN)
Banzo Inferior	7	9	266,70	564,58
	9	11	266,70	583,39
	11	13	266,70	564,58
	13	15	266,70	466,73
	15	17	266,70	281,65
	17	19	133,35	0
Diagonais Tractionadas	2	3	251,64	270,41
	4	5	258,14	182,17
	6	7	264,69	98,71
	8	9	271,31	19,44
	11	12	271,31	19,44
	13	14	264,69	98,71
	15	16	258,14	182,17
	17	18	251,64	270,41
Diagonais Comprimidas	3	4	258,14	-267,82
	5	6	264,69	-180,57
	7	8	271,31	-97,91
	9	10	277,97	-19,30
	10	11	277,97	-19,30
	12	13	271,31	-97,91
	14	15	264,69	-180,57
	16	17	258,14	-267,82
Montantes de Apoio	1	2	213,40	-266,76
	19	18	213,40	-266,76

A partir dos esforços da tabela 5.1 as barras foram dimensionadas através do Eurocode 3¹² e da NBR 8800³, considerando os perfis existentes na tabela de perfis da Vallourec Mannesmann Tubes - Tubos Estruturais V&M do Brasil. O aço utilizado foi o aço patinável VMB 350cor, com tensão de escoamento $f_y = 350$ MPa e tensão de ruptura $f_u = 485$ MPa.

O dimensionamento foi realizado para as duas concepções citadas anteriormente, ou seja, diagonais e montantes com seções transversais quadradas e

circulares. Na tabela 5.2 e 5.3 estão mostrados os perfis fornecidos pelo Eurocode 3¹² e pela NBR 8800³ para as duas concepções.

Tabela 5.2 - Perfis dimensionados pelo Eurocode 3¹² e NBR 8800³: 1ª Concepção.

Grupos de Barras	Perfil Obtido (mm)	Aproveitamento* (%)		Peso Nominal (kg/m)	Comprimento (m)	Peso Grupo (kg)
		Eurocode 3	NBR 8800			
Banzo Superior	120x120x4,8	98,90	99,77	16,10	21,36	343,90
Banzo Inferior	110x110x4,8	90,80	91,69	14,40	21,34	307,30
Diagonais Tracionadas	50x50x4,8	97,90	98,92	6,50	20,92	135,98
Diagonais Comprimidas	85x85x4,8	85,30	92,38	11,40	21,44	244,42
Montantes de Apoio	75x75x4,8	91,30	90,80	9,90	4,27	42,27
					Peso Total (kg)	1073,86

* O aproveitamento mostrado se refere à barra mais crítica do grupo, ou seja, a que comandou o dimensionamento.

Tabela 5.3 - Perfis dimensionados pelo Eurocode 3¹² e NBR 8800³: 2ª Concepção.

Grupos de Barras	Perfil Obtido (mm)	Aproveitamento* (%)		Peso Nominal (kg/m)	Comprimento (m)	Peso Grupo (kg)
		Eurocode 3	NBR 8800			
Banzo Superior	120x120x4,8	98,90	99,77	16,10	21,36	343,90
Banzo Inferior	110x110x4,8	90,80	91,69	14,40	21,34	307,30
Diagonais Tracionadas	73x4,8	82,60	83,47	8,04	20,92	168,20
Diagonais Comprimidas	101,6x4,8	85,80	92,40	11,40	21,44	244,42
Montantes de Apoio	88,9x4,8	93,70	93,40	9,92	4,27	42,36
					Peso Total (kg)	1106,16

* O aproveitamento mostrado se refere à barra mais crítica do grupo, ou seja, a que comandou o dimensionamento.

A partir dos perfis obtidos em função dos esforços axiais das barras, inicia-se o processo de verificação das ligações soldadas entre tubos através do programa desenvolvido pelo autor. Serão verificados os três nós mais críticos da ligação: o “nó 3” que apresenta a maior concentração de tensões entre banzo inferior e diagonais, o “nó 4” que apresenta a maior concentração de tensões entre banzo superior e diagonais e o “nó 2” que une o banzo superior, diagonal e montante de apoio. Primeiramente, serão verificadas as ligações considerando as diagonais e montantes com seções transversais quadradas.

• *Verificação das ligações tubulares: 1ª Conceção*

O processo de verificação iniciou-se a partir dos perfis fornecidos pelo Eurocode 3¹² e pela NBR 8800³. Na execução do programa os perfis foram sendo substituídos de acordo com as verificações da teoria abordada até aqui. Nas verificações dos três nós, somente os perfis dos banzos foram alterados, uma vez que este elemento é a peça crítica no dimensionamento destes tipos de ligações. Somente na verificação do “nó 3” precisou ser alterado um dos perfis das diagonais, pois a relação entre as larguras das diagonais concorrentes no nó não deve exceder 0,63. Após as verificações obteve-se os perfis mostrados nas figuras 5.15, 5.16 e 5.17.

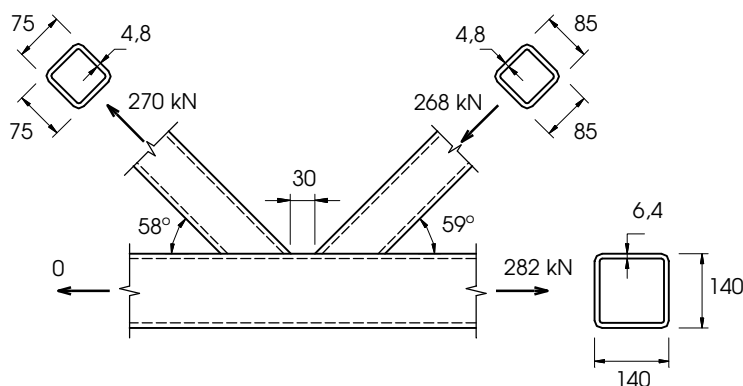


Figura 5.15 - Dimensionamento da ligação tubular do nó 3: 1ª Conceção.

Neste tipo de ligação, as verificações iniciais envolvem relações geométricas entre as seções transversais das barras envolvidas na ligação. Este critério, mais

especificamente a determinação do afastamento entre as diagonais fez com que as dimensões externas do banzo inferior fossem aumentadas até que atendessem aos limites de excentricidade. Buscou-se também, paralelamente, um valor otimizado de afastamento. Atendida esta verificação, o perfil encontrado não atendia os critérios de plastificação da parede do banzo. Este problema foi contornado simplesmente aumentando-se a espessura da parede do banzo.

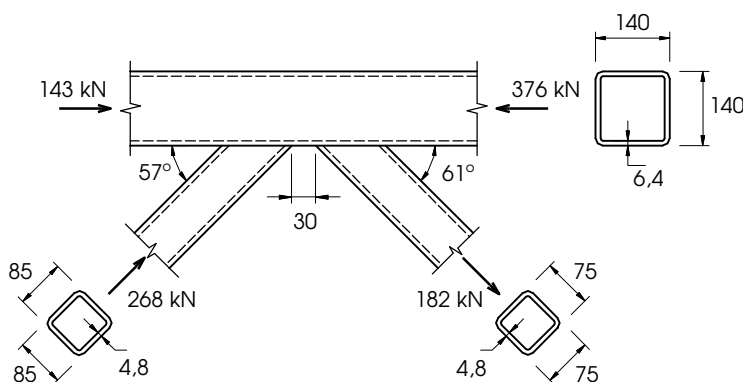


Figura 5.16 - Dimensionamento da ligação tubular do nó 4: 1ª Conceção.

No processo de verificação do “nó 4” os perfis iniciais das diagonais não foram mais aqueles fornecidos pelo dimensionamento via AutoMetal e sim os perfis encontrados na verificação da ligação do “nó 3”, uma vez que as diagonais são as mesmas.

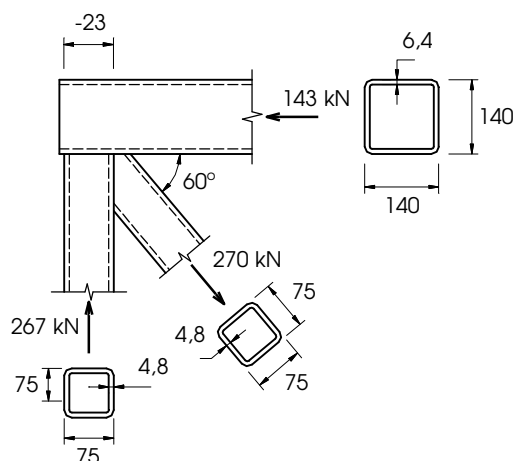


Figura 5.17 - Dimensionamento da ligação tubular do nó 2: 1ª Conceção.

A tabela 5.4 mostra o resumo dos perfis obtidos, através do dimensionamento das ligações, nos seus respectivos grupos de barras e o peso final da treliça.

Tabela 5.4 - Perfis obtidos pelo dimensionamento das ligações: 1ª Conceção.

Grupos de Barras	Perfil Obtido (mm)	Aproveitamento* (%)	Peso Nominal (kg/m)	Comprimento (m)	Peso Grupo (kg)
Banzo Superior	140x140x6,4	-	25,40	21,36	542,54
Banzo Inferior	140x140x6,4	-	25,40	21,34	542,04
Diagonais Tractionadas	75x75x4,8	98,00	9,90	20,92	207,11
Diagonais Comprimidas	85x85x4,8	95,00	11,40	21,44	244,42
Montantes de Apoio	75x75x4,8	97,00	9,90	4,27	42,27
				Peso Total (kg)	1578,38

* O aproveitamento das ligações tubulares é medido pela relação entre a solicitação e a resistência das diagonais e montantes.

Cabe ressaltar que os afastamentos otimizados entre as diagonais nos encontros com os banzos superiores e inferiores foram de $g = +30$ mm, sendo que o sinal positivo indica que foram executadas ligações afastadas. Já para o encontro entre banzo superior, diagonal e montante de apoio, ou seja, a ligação do tipo “N” do “nó 2”, o afastamento otimizado entre a diagonal e o montante de apoio foi de $q = -23$ mm, onde o sinal negativo indica que trata-se de uma ligação sobreposta.

• *Verificação das ligações tubulares: 2ª Conceção*

Analogamente à 1ª Conceção os perfis iniciais foram os pré-determinados pelo dimensionamento das barras quanto aos esforços axiais. Os mesmos nós foram verificados no programa desenvolvido pelo autor e da mesma forma que as verificações anteriores somente os perfis dos banzos foram alterados. Após as verificações obteve-se os seguintes perfis mostrados nas figuras 5.18, 5.19 e 5.20.

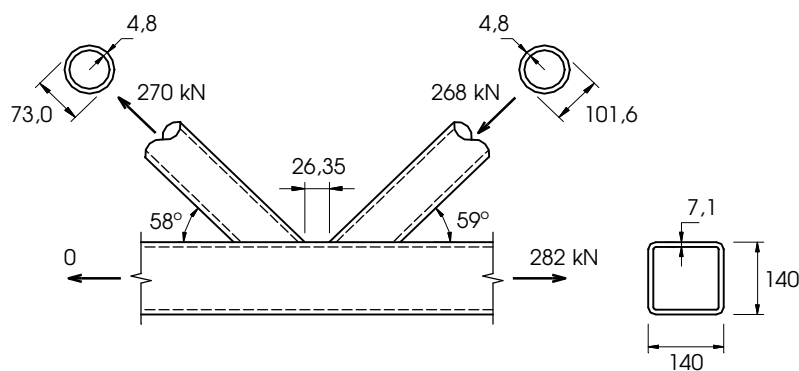


Figura 5.18 - Dimensionamento da ligação tubular do nó 3: 2ª Conceção.

Após atender o primeiro critério de dimensionamento, ou seja, a otimização da excentricidade e do afastamento, este critério de resistência fez com que as dimensões externas do banzo superior fossem aumentadas até os limites especificados. Contudo, atendida esta verificação, o critério de resistência quanto à plastificação da parede do banzo para o perfil escolhido não mais era satisfeito, assim se fez necessário aumentar a espessura da parede do banzo.

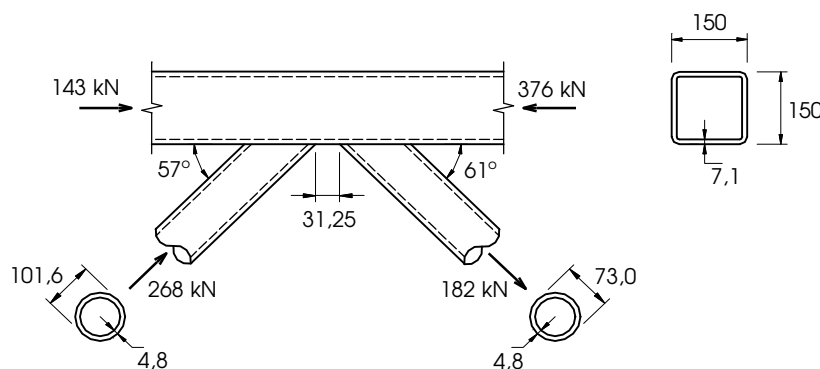


Figura 5.19 - Dimensionamento da ligação tubular do nó 4: 2ª Conceção.

De forma análoga à 1ª Conceção, a verificação do “nó 4” foi regida pelos perfis encontrados na verificação do “nó 3”, pelo fato das diagonais serem as mesmas. Sobretudo, tomou-se o cuidado de obter uma disposição otimizada entre as barras secundárias.

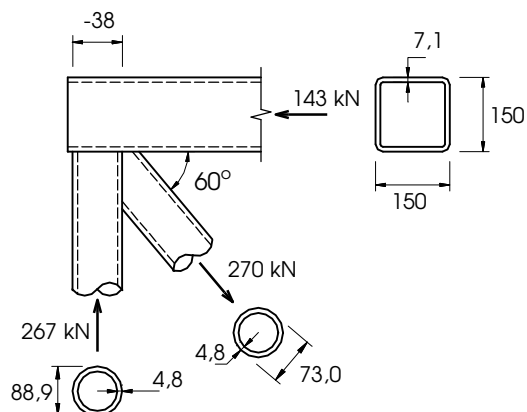


Figura 5.20 - Dimensionamento da ligação tubular do nó 2: 2ª Conceção.

A tabela 5.5 mostra o resumo dos perfis obtidos, através do dimensionamento das ligações, nos seus respectivos grupos de barras e o peso final da treliça.

Tabela 5.5 - Perfis obtidos pelo dimensionamento das ligações: 2ª Conceção.

Grupos de Barras	Perfil Obtido (mm)	Aproveitamento* (%)	Peso Nominal (kg/m)	Comprimento (m)	Peso Grupo (kg)
Banzo Superior	150x150x7,1	-	29,90	21,36	638,66
Banzo Inferior	140x140x7,1	-	28,30	21,34	603,92
Diagonais Tracionadas	73,0x4,8	100,00	8,04	20,92	168,20
Diagonais Comprimidas	101,6x4,8	96,00	11,40	21,44	244,42
Montantes de Apoio	88,9x4,8	80,00	9,92	4,27	42,36
				Peso Total (kg)	1697,56

* O aproveitamento mostrado se refere à barra mais crítica do grupo, ou seja, a que comandou o dimensionamento.

Nas verificações das ligações da 2ª Conceção o afastamento otimizado entre as diagonais nos encontros com os banzos superiores foi de $g = +31,35 \text{ mm}$ e o afastamento otimizado entre as diagonais nos encontros com os banzos inferiores foi de $g = +26,35 \text{ mm}$, sendo que os sinais positivos indicam ligações afastadas. Já para o

encontro entre banzo superior, diagonal e montante de apoio, ou seja, a ligação do tipo “N” do “nó 2”, o afastamento otimizado entre a diagonal e o montante de apoio foi de $q = -38 \text{ mm}$, onde o sinal negativo indica uma sobreposição de barras.

Neste exemplo numérico analisado observou-se que a utilização de ligações soldadas entre tubos gerou um acréscimo de peso de 46,98% na treliça para a 1ª Conceção e um acréscimo de peso de 53,46% na treliça para a 2ª Conceção, quando comparados com o peso da treliça dimensionada somente quanto aos esforços axiais. Estes valores são importantes para se ter uma estimativa de custo quando se pretende decidir entre a execução de ligações com ou sem chapas de ligação. A utilização das chapas de ligação proporcionaria um peso inferior da treliça, mas por outro lado haveria todo um custo com chapas e recortes nas barras. Deve-se atentar também para o aspecto estético, que em algumas obras é imprescindível, favorecendo o uso de ligações soldadas entre tubos.

Observou-se também, que a utilização de diagonais e montantes em perfis tubulares circulares resultou em um peso final da treliça 7,55% maior do que quando se utilizou perfis tubulares quadrados. Essa diferença se dá pois as diagonais e montantes com seção transversal quadrada ou retangular exercem uma distribuição mais uniforme de tensões na parede do banzo do que as com seção transversal circular.

No dimensionamento preliminar das ligações, ou seja, o dimensionamento das barras devido aos esforços axiais, observou-se através dos aproveitamentos obtidos que a NBR 8800³ apresentou um comportamento mais conservativo quando comparado ao Eurocode 3¹², na maioria dos grupos de barras.

Outro fato a atentar-se é que a execução das ligações soldadas entre tubos justifica a utilização de aços com tensões de escoamento elevadas, pois os fenômenos locais serão mais críticos que os fenômenos globais em estruturas executadas com estes tipos de ligações.

Capítulo 6

Considerações Finais

O estudo comportamental das estruturas tubulares e em particular as ligações é fundamental para um dimensionamento otimizado, permitindo desta forma, utilizar coerentemente a capacidade de forma e resistência deste tipo de estrutura. Desta forma, este trabalho espera contribuir para o desenvolvimento de uma linha de pesquisa sobre ligações de barras tubulares em estruturas metálicas.

No entanto, no que diz respeito ao comportamento das ligações, propriamente dito, ainda há muito que se estudar, pois é extremamente importante a realização de uma investigação minuciosa sobre o caminhamento das tensões nas ligações, estudo este que poderá ser tomado através de uma análise experimental e uma modelagem numérica.

Os limites especificados para o dimensionamento de um flange quadrado parafusado nos quatro lados garantem, na maioria das vezes, que a ligação não trabalhe sob o efeito da ação “prying”, diferentemente dos flanges quadrados parafusados em dois lados que assumem a placa submetida a um esforço tal que promova o aparecimento de duas linhas de rótulas plásticas e considerando uma parcela do efeito “prying” no dimensionamento. Através dos exemplos dos Capítulos 3 e 5 pode-se observar que com um aumento do esforço atuante na ligação e do espaçamento entre furo e borda provocam uma ocorrência inicial do efeito “prying” no dimensionamento.

Através do estudo realizado foi possível desenvolver um programa computacional para automatizar grande parte dos cálculos necessários das ligações de estruturas tubulares desenvolvendo padronizações para o cálculo de toda a estrutura. O programa computacional desenvolvido verifica as ligações de barras tubulares em estruturas metálicas planas compostas por dispositivos de ligações tais como placas, parafusos e soldas, para conexões entre perfis tubulares com seções transversais baseados na forma dos perfis disponíveis no mercado, restritos a três formas básicas: retangular, quadrado e circular.

Os exemplos numéricos apresentados nos Capítulos 2, 3 e 4 contribuíram para o esclarecimento da sistematização do processo de cálculo, uma vez que este estudo visa contribuir com uma proposta de norma para ligações de estruturas tubulares. Através desses exemplos também foi possível validar os resultados do programa desenvolvido pelo autor, pois comparados os resultados observa-se que a partir de um programa que contribui na agilidade dos cálculos é possível a realização de análises mais criteriosas e otimizadas.

O exemplo numérico que foi dimensionada uma treliça do tipo Warren mostra que é possível através do cálculo automatizado variar as opções de uma ligação para que assim se possa atingir níveis elevados de otimização de uma estrutura, pois como se pode notar a ligação representa um papel relevante na influência do peso global da estrutura.

O dimensionamento das ligações foi decisivo na escolha das seções transversais das barras, pois a especificação dos limites mínimos e máximos da excentricidade, juntamente com os limites do afastamento entre as diagonais foi o critério dominante na determinação das larguras das seções transversais dos banzos. Para a escolha das espessuras das paredes dos banzos o critério dominante foi a plastificação da seção transversal. Este último critério faz com que a execução das ligações soldadas entre tubos justifique a utilização de aços com altos valores de resistências ao escoamento e à ruptura, pois os fenômenos locais serão mais críticos que os fenômenos globais em estruturas executadas com estes tipos de ligações.

Como sugestão para estudos futuros, visando uma melhor compreensão do real comportamento das ligações em estruturas metálicas planas tubulares e como

complementação do estudo aqui abordado, pode-se citar: avaliação dos limites propostos pelas especificações existentes através de experimentações e análises utilizando modelagem numérica, desenvolvimento de novas formulações a partir das análises obtidas, concepções estruturais mais refinadas, tais como consideração de estruturas aporticadas, com o intuito de avaliar a real influência que os momentos fletores exercem nessas ligações.

Referências Bibliográficas

- 1) AMERICAN INSTITUTE OF STEEL CONSTRUCTION-AISC. **Hollow Structural Sections**, Connections Manual, 1997.
- 2) AMERICAN INSTITUTE OF STEEL CONSTRUCTION-AISC. **Manual of steel construction**, Load and Resistance Factor Design-LRFD, VOL.1&2, 2nd edition, Illinois, 1996.
- 3) ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS-ABNT. **Projeto e execução de estruturas de aço de edifícios**, NBR 8800, Rio de Janeiro, 1986.
- 4) BLODGETT, O. W. **Design of Welded Structures**. James F. Lincoln Arc Welding Foundation. Cleveland, Ohio, 1966.
- 5) CAO, J., PACKER, J. A. Design of Tension Circular Flange Joints in Tubular Structures. **Engineering Journal, American Institute of Steel Construction**. vol.34, n.1, p.17-25, First Quarter 1997.
- 6) CHENG, J. J. R., KULAK, G. L. Gusset Plate Connection to Round HSS Tension Members. **Engineering Journal, American Institute of Steel Construction**. vol.37, n.4, p.133-139, Fourth Quarter 2000.

- 7) DEWOLF, J. T. Axially Loaded Column Base Plates. **Journal of the Structural Division**. ASCE, vol.104, p.781-794, May 1978.
- 8) DEWOLF, J. T., SARISLEY, E. F. Column Base Plates with Axial Loads and Moments. **Journal of the Structural Division**. ASCE, vol.106, p.2167-2184, Nov. 1980.
- 9) DEWOLF, J. T., RICKER, D. T. Column Base Plates, AISC Design Guide Series I. **American Institute of Steel Construction**. Chicago, IL, 1990. 54p.
- 10) DEXTER, E. M., LEE, M. M. K. Static Strength of Axially Loaded Tubular K-Joints. I: Behaviour. **Journal of Structural Engineering**. New York, vol.125, n.2, p.194-201, Feb. 1999.
- 11) DEXTER, E. M., LEE, M. M. K. Static Strength of Axially Loaded Tubular K-Joints. II: Ultimate Capacity. **Journal of Structural Engineering**. New York, vol.125, n.2, p.202-210, Feb. 1999.
- 12) EUROPEAN COMMITTEE FOR STANDARDISATION, **Eurocode 3: Design of steel structures**: ENV 1993 – 1 - 1: General rules and rules for buildings, 1992.
- 13) FLING, R. S. Design of Steel Bearing Plates. **Engineering Journal, American Institute of Steel Construction**. vol.7, n.2, p.37-40, Second Quarter 1970.
- 14) FREITAS, A.M.S., REQUENA, J.A.V., FONSECA, W.D.A., MINCHILLO, D.G.V. Placa de Base para Colunas Metálicas Tubulares: Abordagem Experimental. **II Congresso Internacional da Construção Metálica – II CICOM**. São Paulo, CD-ROM, Novembro 2002. 14p.

- 15) GAZZOLA, F., LEE, M. M. K., DEXTER, E. M. Design Equation for Overlap Tubular K-Joints under Axial Loading. **Journal of Structural Engineering**. New York, vol.126, n.7, p.798-808, Jul. 2000.
- 16) GAZZOLA, F., LEE, M. M. K. Assessment of the Design Formulation for Overlapped K-Joints Proposed in the ISO Draft. **Proceedings of the Ninth International Symposium and Euroconference on Tubular Structures**. Düsseldorf, Germany. Tubular Structures IX, p.95-101, April 2001.
- 17) GAZZOLA, F., LEE, M. M. K. A Numerical Investigation into the Static Strength of CHS K-Joints under In-Plane Moment Loading. **Proceedings of the Ninth International Symposium and Euroconference on Tubular Structures**. Düsseldorf, Germany. Tubular Structures IX, p.175-184, April 2001.
- 18) KRAMPEN, J. A Simple Approach to Hollow Section Truss Girder Design. **Proceedings of the Ninth International Symposium and Euroconference on Tubular Structures**. Düsseldorf, Germany. Tubular Structures IX, p.415-427, April 2001.
- 19) LIU, D. K., YU, Y., WARDENIER, J. Effect of Boundary Conditions and Chord Preload on the Strength of RHS Uniplanar Gap K-Joints. **Proceedings of the Eighth International Symposium on Tubular Structures**. Singapore. Tubular Structures VIII, p.223-230, August 1998.
- 20) McGUIRE, W. **Steel Structures**. London: Prentice-Hall International, Inc., 1968. 1112p.
- 21) MOREIRA, T. V., BATTISTA, R. C. Efeitos de Shear Lag em Edificações Tubulares sob Cargas Laterais. **XXVIII Jornadas Sul Americanas de Engenharia Estrutural**. São Carlos, SP, Brasil, vol. 2, p.795-804, Setembro 1997

- 22) MUKANOV, K. **Estruturas Metálicas**. Moscou, 1980. 519p.
- 23) MURRAY, T. M. Design of Lightly Loaded Steel Column Base Plates. **Engineering Journal, American Institute of Steel Construction**. vol.20, n.4, p.143-152, Third Quarter 1983.
- 24) PACKER, J. A., BRUNO, L., BIRKEMOE, P. C. Limit Analysis of Bolted RHS Flange Plate Joints. **Journal of Structural Engineering**. New York, vol.115, n.9, p.2226-2242, Sep. 1989.
- 25) PACKER, J. A. & HENDERSON, J.E. **Hollow Structural Section Connections and Trusses: A Design Guide**, 2nd. edition, Canadian Institute of Steel Construction, Toronto, 1997.
- 26) PACKER, J. A. Design Examples for HSS Trusses. **Canadian Journal of Civil Engineering**. Vol.13, n.4, p.460-473, 1986.
- 27) PICARD, A. & BEAULIEU, D. Behavior of a Simple Column Base Connection. **Canadian Journal of Civil Engineering**. Vol.12, n.1, p.126-136, March 1985.
- 28) RAUTARUUKKI OYJ, H.V. **Design Handbook for Rautaruukki Structural Hollow Sections**. Hämeenlinna, 1998.
- 29) RICKER, D. T. Some Practical Aspects of Column Base Selection. **Engineering Journal, American Institute of Steel Construction**. vol.26, n.3, p.81-89, Third Quarter 1989.
- 30) SANTOS, A. L. E. F., REQUENA, J. A., FREITAS, A. M. S. Ligações de Estruturas Metálicas Tubulares Planas: Abordagem Teórica. **II Congresso Internacional da Construção Metálica – II CICOM**. São Paulo, CD-ROM, Novembro 2002. 11p.

- 31) SHERMAN, D. R. HSS for Design Buildings in the United States. **Proceedings of the Ninth International Symposium and Euroconference on Tubular Structures**. Düsseldorf, Germany. Tubular Structures IX, p.87-94, April 2001.
- 32) SPUTO, T. Design of Pipe Column Base Plates Under Gravity Load. **Engineering Journal, American Institute of Steel Construction**. vol.30, n.2, p.41-43, Second Quarter 1993.
- 33) STOCKWELL, F. W. Preliminary Base Plate Selection. **Engineering Journal, American Institute of Steel Construction**. vol.12, n.3, p.92-99, Third Quarter 1975.
- 34) THAMBIRATNAM, D. P., PARAMASIVAM, P. Base Plates under Axial Loads and Moments. **Journal of Structural Engineering**. New York, vol.112, n.5, p.1166-1181, May 1986.
- 35) THORTON, W. A. Design of Small Base Plates for Wide Flange Columns. **Engineering Journal, American Institute of Steel Construction**. vol.27, n.3, p.108-110, Third Quarter 1990.
- 36) THORTON, W. A. Design of Base Plates for Wide Flange Columns – A Concatenation of Methods. **Engineering Journal, American Institute of Steel Construction**. vol.27, n.4, p.173-174, Fourth Quarter 1990.
- 37) TIMOSHENKO, S. P. **Resistência dos Materiais**. Volume 1, Rio de Janeiro, 2^a ed. 1972. 451p.
- 38) VOCE, G. T. Restraint at Stanchion Bases. **Structural Engineer**. London. vol.36, n.4, p.136-137, April 1958.

- 39) WHEELER, A. T., CLARKE, M. J., HANCOK, G. J., MURRAY, T. M. Design Model for Bolted Moment End Plate Connections Joining Rectangular Hollow Sections. **Proceedings of the Eighth International Symposium on Tubular Structures**. Singapore. Tubular Structures VIII, p.539-548, August 1998.
- 40) WHEELER, A. T., CLARKE, M. J., HANCOK, G. J. FE Modelling of Four-Bolt, Tubular Moment End-Plate Connections. **Journal of Structural Engineering**. New York, vol.126, n.7, p.816-822, Jul. 2000.
- 41) WILLIBALD, S., PACKER, J. A., PUTHLI, R. S. Experimental Evaluation of Bolted RHS Flange-Plate Connection Design. **Proceedings of the Ninth International Symposium and Euroconference on Tubular Structures**. Düsseldorf, Germany. Tubular Structures IX, p.127-134, April 2001.
- 42) YAMADA, Y., MORITA, M., MAKINO, Y., WILMSHURST, R. S. A New Ultimate Capacity Formula for Unstiffened CHS T-, TT-, X-, K-, and KK-Joints Under Axial Brace Loads. **Proceedings of the Eighth International Symposium on Tubular Structures**. Singapore. Tubular Structures VIII, p.213-222, August 1998.

Abstract

This paper presents the analyses of the Hollow Structural Sections Connections of steel plane structures. The study is based on the behaviour evaluation of these connections through the analysis of the design methodologies used by national and international codes such as: NBR 8800 (Projeto e execução de estruturas de aço de edifícios), AISC - Hollow Structural Sections (Connections Manual), AISC - LRFD (Load and Resistance Factor Design) and Eurocode 3. The purpose of this study is to provide knowledge in order to develop a design handbook for Hollow Structural Sections Connections of steel plane structures, thus making it possible for a future adequacy of the code and the spreading of these structural conceptions that are not conveniently explored in Brazil. The design of connection takes into account the Limit State Design, in which the design strengths are verified for frames, gusset plates and bolts. The connections involved in this study also suffer the influence of additional efforts caused by eccentricities. A theoretical approach showing the behaviour of the stress distributions in the connections is presented. The truss welded connections, gusset plate connected among tubular frames of truss, the bolted flange plate connections and base plates for columns used in Hollow Structural Sections are studied. The frames that compose the connections, which are presented in this work, have circular, square or rectangular hollow sections. As a result, a computer program was developed in order to automatize the design and the verification of the studied connections, aiming at the rationalisation of the designing system. Numerical examples will be presented and compared in order to evaluate the codes and proceedings approach in this work.

Keywords: Hollow Systems, Hollow structure section, Connections.