

**PROGRAMA DE PÓS-GRADUAÇÃO EM ENGENHARIA CIVIL**

Ligações em Estruturas Metálicas  
com ênfase em perfis formados a frio

**SÉRGIO APARECIDO LESSA VERGÍLIO**

**Orientador** : Prof. Dr. Renato Bertolino Júnior

Dissertação apresentada à Faculdade de Engenharia  
- UNESP – Campus de Ilha Solteira para obtenção  
do título de Mestre em Engenharia Civil.  
Área de Conhecimento: Estruturas

Ilha Solteira – SP  
dezembro/2011

## FICHA CATALOGRÁFICA

Elaborada pela Seção Técnica de Aquisição e Tratamento da Informação  
Serviço Técnico de Biblioteca e Documentação da UNESP - Ilha Solteira.

V4971 Vergílio, Sérgio Aparecido Lessa.  
Ligações em estruturas metálicas com ênfase em perfis formados a frio / Sérgio  
Aparecido Lessa Vergílio. -- Ilha Solteira : [s.n.], 2011  
156 f. : il.

Dissertação (mestrado) – Universidade Estadual Paulista. Faculdade de Engenharia  
de Ilha Solteira. Área de Conhecimento: Estruturas, 2011

Orientador: Renato Bertolino Júnior  
Inclui bibliografia

1. Ligações metálicas. 2. Parafusos. 3. Solda e soldagem. 4. Perfis formados a  
frio. 5. Placas (Engenharias).



**UNIVERSIDADE ESTADUAL PAULISTA**  
CAMPUS DE ILHA SOLTEIRA  
FACULDADE DE ENGENHARIA DE ILHA SOLTEIRA

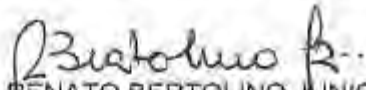
### **CERTIFICADO DE APROVAÇÃO**


**TÍTULO:** Ligações em Estruturas Metálicas com ênfase em perfis formados a frio


**AUTOR:** SÉRGIO APARECIDO LESSA VERGILIO

**ORIENTADOR:** Prof. Dr. RENATO BERTOLINO JUNIOR

Aprovado como parte das exigências para obtenção do Título de MESTRE EM ENGENHARIA CIVIL , Área: ESTRUTURAS, pela Comissão Examinadora:

  
Prof. Dr. RENATO BERTOLINO JUNIOR  
Departamento de Engenharia Civil / Faculdade de Engenharia de Ilha Solteira

  
Prof. Dr. JOSE ANTONIO MATTHIESEN  
Departamento de Engenharia Civil / Faculdade de Engenharia de Ilha Solteira

  
Prof. Dr. JOÃO ALBERTO VENEGAS REQUENA  
Departamento de Estruturas / Universidade Estadual de Campinas

Data da realização: 02 de maio de 2011.

## **AGRADECIMENTOS**

A Deus, pelas generosas bênçãos com que sempre me agraciou.

Aos Professores do Programa de Pós-graduação em Engenharia Civil da UNESP de Ilha Solteira, em especial ao Prof. Dr. Renato Bertolino Júnior, pela oportunidade de crescimento que me proporcionaram .

À minha família pela compreensão e apoio.

## RESUMO

Este trabalho trata da análise dos tipos de ligações usualmente empregadas em treliças de cobertura constituídas por perfis de aço formados a frio. O escopo da análise engloba seu comportamento estrutural e modelos de cálculo. Além disso, apresenta e comenta os procedimentos indicados na norma brasileira NBR 14762:2010 “Dimensionamento de estruturas de aço constituídas por perfis formados a frio” (ABNT - ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS), pela NBR 8800:2008 “Projeto de estruturas de aço e de estruturas mistas de aço e concreto de edifícios” - quando referidos pela primeira - e também por reconhecidas normas estrangeiras. Os meios de ligação estudados são parafusos e soldas; os elementos da ligação são as barras, cobrejuntas, chapas de *gusset*, entre outros. As barras pertencentes às treliças são de perfis “U” ou “L” e suas combinações. Cada tipo de ligação de barra estudada apresenta as respectivas planilhas eletrônicas de cálculo das ligações com a finalidade de sistematizar e agilizar seu dimensionamento bem como permitir clara visão de como cada fator interveniente contribui para o desempenho da ligação. Adicionalmente foi incluído estudo de placas de base e chumbadores para os quais também foram elaboradas planilhas de dimensionamento.

Palavras-chave: Ligações. Parafusos. Soldas. Perfis formados a frio. Placas.

## **ABSTRACT**

This work deals with the analysis of connections types commonly used in roof trusses consisting of steel cold-formed profiles. The scope of review includes its structural behavior and calculation models. It also presents and discusses the procedures specified by recognized foreign standards, the Brazilian Standard for cold-formed steel, NBR 14762:2010 and NBR 8800:2008 as referenced by the first. The means of bolted and welded connections are studied; the connection elements are the bars, joint sheeting and gusset plates, among others. The bars belonging to the trusses are profiles of "U" or "L" and combinations thereof. Each element connection type studied is presented in spreadsheet calculation of the connection in order to systematize and streamline their design. Also, allows a clear view of the value that each effect represents and intervening factors in the performance of the connection. Furthermore, are included the analysis of base plates and anchor bolts that spreadsheets are made for wich.

Keywords: Connections. Bolts. Welds. Cold-formed profiles. Plates.

## LISTA DE FIGURAS

Figura 1 - Exemplos de ligações flexíveis	17
Figura 2 - Representação do comportamento de ligação rígida	18
Figura 3 - Exemplos de ligações rígidas	19
Figura 4 - Pórtico transversal típico	21
Figura 5 - Nó de treliça composto por banzo, diagonal e montante de perfil "U" formado a frio, parafusados em chapas de <i>gusset</i> soldadas lateralmente aos banzos	21
Figura 6 - Nó de treliça composto por banzo, diagonal e montante de perfil "U" formado a frio, parafusados em chapas de <i>gusset</i> soldadas sobre as flanges do banzo	23
Figura 7 - Nó de treliça composto por banzo de perfil "U" formado a frio com diagonal e montante de perfil "duplo-L", parafusados em chapas de <i>gusset</i> soldadas lateralmente aos banzos	24
Figura 8 - Nó de treliça composto por banzo de perfil "U" formado a frio com diagonal e montante de perfil "duplo-L", parafusados em chapas de <i>gusset</i> soldadas sobre as flanges do banzo	25
Figura 9 - Nó de treliça composto por banzos, diagonais e montantes de perfil duplo-L	26
Figura 10 - Nó de treliça composto por banzo e diagonais em "L-simples"	27
Figura 11 - Emenda de banzos com cobrejuntas ("talas") parafusadas	28
Figura 12 - Extremidades de treliça	29
Figura 13 - Nó de treliça : Banzos, diagonais e montantes em U com chapa de <i>gusset</i>	30
Figura 14 - Nó de treliça : Banzos de perfil "U"; diagonais e montantes em "U" com chapa de <i>gusset</i>	31
Figura 15 - Nó de treliça : Banzos, Diagonais e montantes de perfil "L" com chapa de <i>gusset</i>	32
Figura 16 - Nós de treliça constituídos por ligações de diagonais e montantes soldados diretamente ao banzo	33
Figura 17 - Representação de ligação por meio de solda em emendas de banzos x coluna e pilar x placa de base	34
Figura 18 - Exemplo de ruptura por rasgamento furo-borda	36
Figura 19 - Representação de ruptura por esmagamento do furo	37
Figura 20 - Comparação entre rupturas de parafusos ocasionadas por torque excessivo e por tração direta	37
Figura 21 - Representação de ruptura por cisalhamento do parafuso	38

Figura 22 - Colapso por rasgamento da parte conectada	40
Figura 23 - Evolução de ruptura de seção líquida de ligação parafusada	40
Figura 24 - Determinação do coeficiente $C_t$ em ligações com um único parafuso	42
Figura 25 - Ligação parafusada em perfis	42
Figura 26 - Ilustração do caso de perfil U conectado por parafusos nas mesas	43
Figura 27 - Solda de filete em superfícies planas	45
Figura 28 - Solda de filete em superfícies curvas	46
Figura 29 - Grandezas para o cálculo de $C_t$	48
Figura 30 - Grupo de soldas sob carregamento excêntrico: método do centro instantâneo de rotação	49
Figura 31 - Exemplo de ligação de perfil L com análise pelo método vetorial elástico	49
Figura 32 - Modelo de chapa de <i>gusset</i> empregado por Whitmore	51
Figura 33 - Dispersão das tensões normais para obtenção da seção efetiva	52
Figura 34 - Distribuição das tensões normais na seção crítica C-C da fig. 32	53
Figura 35 - Valores do coeficiente de comprimento efetivo "K" para chapas submetidas à compressão	54
Figura 36 - Distâncias "Lg" a serem consideradas para evitar instabilidade por compressão da chapa	55
Figura 37 - Flambagem de chapa de <i>gusset</i> e modelo de cálculo	56
Figura 38 - Chapa plana com força de tração transmitida por solda longitudinal	57
Figura 39 - Exemplos de rasgamento de bloco em ligações soldada e parafusada	58
Figura 40 - Geometria de chapa de base	60
Figura 41 - Placa de base sujeita à flexo-compressão com grande excentricidade	64
Figura 42 - Placa sujeita à flexo-tração com pequena excentricidade	67
Figura 43 - Placa de base submetida à flexo-tração com grande excentricidade	68
Figura 44 - Exemplos de chumbadores moldados in-loco	70
Figura 45 - Exemplos de chumbadores pós-instalados	70
Figura 46 - "Cone" de concreto completo em ruptura por tração	71
Figura 47 - Modos de falha de chumbadores	73
Figura 48 - Cálculo de $AN_o$ (a) e áreas projetadas para chumbador isolado e grupos de chumbadores com cálculo de AN (b)	75
Figura 49 - Justificativa para limitação de $h_{ef}$ a, no máximo, $c_{max}/1,5$	76
Figura 50 - Definição de $e'N$ para grupo de chumbadores	77
Figura 51 - Implementação de arruela para aumentar a superfície de ruptura	78
Figura 52 - Modos de ruptura de cone de concreto sob força cortante em chumbadores	82

Figura 53 - Definição da dimensão $e'v$ (Extraído de ACI 318-05)	84
Figura 54 - Pedestal de suporte de pilar metálico	88
Figura 55 - Armadura ao redor da cabeça dos chumbadores para evitar ruptura lateral do concreto	88
Figura 56 - Dimensões a serem consideradas para determinação do transpasse necessário	89
Figura 57 - Bielas de concreto sujeitas à compressão e estribos tracionados para transferência de forças cortantes a partir dos chumbadores	91
Figura 58 - Modelo biela-tirante sem grampos	92
Figura 59 - Direções alternadas dos ganchos e grampos nas duas camadas superiores de estribos	92
Figura 60 - Variáveis dimensionais e força para cálculo de ligação de perfil “L” parafusado	93
Figura 61 - Reprodução da aba “Notas” da planilha de dimensionamento de ligações parafusadas de perfil “L” formado a frio	94
Figura 62 - Exemplo de planilha para dimensionamento de ligação de perfil “L” parafusado	95
Figura 63 - Variáveis dimensionais e forças para cálculo de ligação de perfil “U” parafusado pelas flanges	96
Figura 64 - Exemplo de planilha para dimensionamento de ligação de perfil “U” parafusado	97
Figura 65 - Variáveis dimensionais para cálculo de ligação de perfil “U” parafusado pelas flanges	98
Figura 66 - Reprodução da aba “Notas” da planilha de dimensionamento de ligações parafusadas de perfil “U-enrijecido” formado a frio	99
Figura 67 - Exemplo de planilha para dimensionamento de ligação de perfil “U-enrijecido” parafusado	100
Figura 68 - Variáveis dimensionais para cálculo de emenda de perfil “U” parafusado	101
Figura 69 - Planilha para dimensionamento de emendas de perfis “U” parafusados pelas flanges	102
Figura 70 - Planilha para dimensionamento de ligação soldada de perfil “L” formado a frio	105
Figura 71 - Reprodução da aba “Notas” da planilha de cálculo de ligação de perfil “L” soldado	107
Figura 72 - Planilha para dimensionamento de ligação soldada de perfil “U” formado a frio	108
Figura 73 - Planilha para dimensionamento de ligação soldada de perfil “Ue” formado a frio	110
Figura 74 - Planilha de cálculo de placa de base de pilar sujeito à flexo-compressão	112
Figura 75 - Planilha de cálculo de placa de base de pilar sujeito à flexo-tração	113

Figura 76 - Planilha de cálculo de chumbador isolado com cabeça	114
Figura 77 - Planilha de dimensionamento de chumbador isolado com gancho	119
Figura 78 - Planilha de dimensionamento de 2 chumbadores com cabeça	122
Figura 79 - Planilha de dimensionamento de 2 chumbadores com gancho	126
Figura 80 - Planilha de dimensionamento de 4 chumbadores com cabeça	130
Figura 81 - Planilha de dimensionamento de 4 chumbadores com gancho	134
Figura 82 - Planilha de dimensionamento de 4 chumbadores com cabeça – ancoragem por transpasse	138
Figura 83 - Planilha de dimensionamento de 4 chumbadores com ganchos – ancoragem por transpasse	144

## LISTA DE SÍMBOLOS

### LETRAS ROMANAS MAIÚSCULAS

- A - área bruta da seção transversal da barra
  - área estabelecida para cálculo de enrijecedores transversais
- $A_{ef}$  - área efetiva da seção transversal da barra
- $A_{gv}$  - área bruta sujeita a cisalhamento na verificação do colapso por rasgamento
- $A_n$  - área líquida da seção transversal da barra na região da ligação
- $A_{n0}$  - área líquida da seção transversal da barra fora da região da ligação
- $A_{nt}$  - área líquida sujeita à tração na verificação do colapso por rasgamento
- $A_{nv}$  - área líquida sujeita a cisalhamento na verificação do colapso por rasgamento
- $A_b$  - área bruta da seção transversal do parafuso
- $A_s$  - área da seção transversal do enrijecedor de alma
- $C_t$  - coeficiente de redução usado no cálculo da área líquida efetiva
- D - largura nominal do enrijecedor de borda
- E - módulo de elasticidade do aço, adotado igual a 200.000 MPa
- F - força, valor de ação, em geral
- $F_{Rd}$  - força resistente de cálculo, em geral
- $F_{Sd}$  - força solicitante de cálculo, em geral
- G - módulo de elasticidade transversal, adotado igual a 77.000 MPa
- $M_{Rd}$  - momento fletor resistente de cálculo
- $M_{Sd}$  - momento fletor solicitante de cálculo
- $N_{c,Rd}$  - força axial de compressão resistente de cálculo
- $N_{c,Sd}$  - força axial de compressão solicitante de cálculo
- $R_d$  - valor de cálculo dos esforços resistentes, em geral
- $S_d$  - valor de cálculo dos esforços solicitantes, em geral
- $V_{Rd}$  - força cortante resistente de cálculo
- $V_{Sd}$  - força cortante solicitante de cálculo
- W - módulo de resistência elástico da seção bruta em relação à fibra extrema que atinge o escoamento

## LETRAS ROMANAS MINÚSCULAS

- b - largura do elemento, é a dimensão plana do elemento sem incluir dobras
- bf - largura nominal da mesa
- d - largura do enrijecedor de borda
- e - distância, na direção da força, do centro do furo-padrão à borda mais próxima do furo adjacente ou à extremidade do elemento conectado
- $e_1$ ;  $e_2$  - distâncias do centro dos furos de extremidade às respectivas bordas, na direção perpendicular à solicitação
- $f_u$  - resistência à ruptura do aço na tração
- $f_{ub}$  - resistência à ruptura do parafuso na tração
- $f_w$  - resistência à ruptura da solda
- $f_y$  - resistência ao escoamento do aço
- g - espaçamento dos parafusos na direção perpendicular à solicitação
  - distância entre os parafusos ou soldas na direção perpendicular ao eixo da barra
- h - largura da alma (altura da parte plana da alma)
- s - espaçamento dos parafusos na direção da solicitação
- t - espessura da chapa ou do elemento
  - menor espessura da parte conectada
- $t_{ef}$  - dimensão efetiva (garganta efetiva) da solda de penetração ou de filete
- $w_1$ ;  $w_2$  - pernas do filete de solda em superfícies planas
- $x_0$  - distância do centro de torção ao centróide, na direção do eixo x
- $y_0$  - distância do centro de torção ao centróide, na direção do eixo y

## LETRAS GREGAS MINÚSCULAS

- $\alpha_e$  - coeficiente empregado no cálculo da força resistente ao esmagamento em ligações parafusadas
- $\gamma$  - coeficiente de ponderação das ações ou das resistências, em geral
- $\sigma$  - tensão Normal, em geral
- $\psi$  - fator de redução das ações, fator de combinação de ações

**Outras Notações** : A simbologia de bibliografia e Normas estrangeiras estão indicadas no corpo do texto.

## SUMÁRIO

1	<b>INTRODUÇÃO</b>	14
2	<b>OBJETIVOS E JUSTIFICATIVA</b>	15
3	<b>REVISÃO DOS TIPOS DE LIGAÇÕES USUAIS</b>	16
3.1	GENERALIDADES	16
3.2	RESISTÊNCIA MÍNIMA DAS LIGAÇÕES	16
3.3	BARRAS COM LIGAÇÕES FLEXÍVEIS	16
3.4	BARRAS COM LIGAÇÕES RÍGIDAS	18
3.5	BARRAS COM LIGAÇÕES SEMI-RÍGIDAS	19
3.6	LIGAÇÕES TÍPICAS DE TRELIÇAS (NÓS E EMENDAS)	20
3.7	LIGAÇÕES POR MEIO DE PARAFUSOS	21
3.7.1	<i>Banzos, diagonais e montantes de perfil “U”, chapas de Gusset soldadas lateralmente ao banzo</i>	21
3.7.2	<i>Banzos, diagonais e montantes de perfil “U”, chapas de Gusset soldadas sobre as flanges do banzo</i>	23
3.7.3	<i>Banzos de perfil “U”, diagonais e montantes de perfil “duplo L”, chapas de Gusset soldadas lateralmente ao banzo</i>	24
3.7.4	<i>Banzos de perfil “U”, diagonais e montantes de perfil “duplo L”, chapas de Gusset soldadas sobre as flanges do banzo</i>	25
3.7.5	<i>Banzos, diagonais e montantes de perfil “duplo L”, chapa de Gusset parafusada ou soldada ao banzo</i>	26
3.7.6	<i>Banzos, diagonais e montantes de perfil “L simples”, chapa de Gusset soldada ao banzo</i>	27
3.7.7	<i>Emendas de banzos</i>	28
3.7.8	<i>Extremidade da treliça</i>	29
3.8	LIGAÇÕES POR MEIO DE SOLDAS	30
3.8.1	<i>Banzos, diagonais e montantes de perfil “U”, chapas de Gusset soldadas ao banzo</i>	30
3.8.2	<i>Banzos de perfil “U”, diagonais e montantes de perfil “duplo L”, chapas de Gusset soldadas ao banzo</i>	31
3.8.3	<i>Banzos, diagonais e montantes de perfil “L” - simples ou duplo, com chapa de Gusset - soldados ao banzo</i>	32
3.8.4	<i>Diagonais e montantes - constituídos por perfis “L” ou “U” soldados diretamente aos banzos (“U”) sem chapa de Gusset</i>	33
3.8.5	<i>Emendas de banzos, ligações de tesoura x pilar, ligações de pilar x placa de base com solda</i>	34
4	<b>ESTADOS LIMITES DAS LIGAÇÕES</b>	36
4.1	LIGAÇÕES DE BARRAS POR MEIO DE PARAFUSOS	36
4.2	LIGAÇÕES DE BARRAS POR MEIO DE SOLDA	43
4.2.1	<i>Estados limites usuais</i>	43
4.2.2	<i>Efeitos de grupo de soldas</i>	48
4.3	CHAPAS DE GUSSET	51
4.4	PLACAS DE BASE DE PILARES	59
4.4.1	<i>Placas de base submetidas à flexo-compressão</i>	60
4.4.2	<i>Placas de base submetidas à flexo-tração</i>	66
4.5	CHUMBADORES	69
4.5.1	<i>Considerações</i>	69
4.5.2	<i>Conceitos e premissas</i>	71

4.5.3	<i>Procedimentos de cálculo para esforços de tração</i>	73
4.5.4	<i>Procedimentos de cálculo para esforços cortantes</i>	81
4.5.5	<i>Interação entre esforços de tração e de cortantes</i>	85
4.5.6	<i>Distâncias chumbador-borda, espaçamentos, espessuras mínimas</i>	86
4.5.7	<i>Dimensionamento de chumbadores tracionados - ancoragem por transpasse com a armadura do concreto</i>	86
4.5.8	<i>Dimensionamento de armadura transversal para transferência de forças cortantes de chumbadores</i>	89
<b>5</b>	<b>PLANILHAS ELETRÔNICAS PARA DIMENSIONAMENTO DE LIGAÇÕES</b>	<b>93</b>
5.1	LIGAÇÃO PARAFUSADA DE PERFIL “L” FORMADO A FRIO	93
5.1.1	<i>Premissas básicas</i>	93
5.1.2	<i>Introdução dos dados e resultados</i>	94
5.2	LIGAÇÃO PARAFUSADA DE PERFIL “U” FORMADO A FRIO	96
5.2.1	<i>Premissas básicas</i>	96
5.2.2	<i>Introdução dos dados e resultados</i>	96
5.3	LIGAÇÃO PARAFUSADA DE PERFIL “U ENRIJECIDO” FORMADO A FRIO	98
5.3.1	<i>Premissas básicas</i>	98
5.3.2	<i>Introdução dos dados e resultados</i>	98
5.4	LIGAÇÃO PARAFUSADA DE EMENDA DE PERFIS “U” FORMADOS A FRIO	101
5.4.1	<i>Premissas básicas</i>	101
5.4.2	<i>Introdução dos dados e resultados</i>	101
5.5	LIGAÇÃO SOLDADA DE PERFIL “L” FORMADO A FRIO	104
5.5.1	<i>Premissas básicas de cálculo</i>	104
5.5.2	<i>Introdução dos dados e resultados</i>	104
5.6	LIGAÇÃO SOLDADA DE PERFIL “U” FORMADO A FRIO	107
5.6.1	<i>Premissas básicas de cálculo</i>	107
5.6.2	<i>Introdução dos dados e resultados</i>	107
5.7	LIGAÇÃO SOLDADA DE PERFIL “U ENRIJECIDO” FORMADO A FRIO	109
5.7.1	<i>Premissas básicas de cálculo</i>	109
5.7.2	<i>Introdução dos dados e resultados</i>	109
5.8	PLACA DE BASE DE PILARES	111
5.9	DIMENSIONAMENTO DE CHUMBADORES	114
<b>6</b>	<b>CONSIDERAÇÕES FINAIS</b>	<b>150</b>
6.1	LIGAÇÕES PARAFUSADAS DE PERFIS “L”, “U” e “U enrijecidos”	150
6.2	LIGAÇÕES SOLDADAS DE PERFIS “L”, “U” e “U enrijecidos”	150
6.3	PLACAS DE BASE	150
6.4	CHUMBADORES	151
6.5	CHAPAS DE GUSSET	151
	<b>REFERÊNCIAS</b>	<b>152</b>
	<b>APÊNDICE A - Treliças compostas por perfis "L" simples</b>	<b>155</b>

## 1 INTRODUÇÃO

Em edifícios industriais típicos (galpões), as ligações respondem por menos de 5% do consumo de aço e, mesmo assim, representam aproximadamente 30% do custo total segundo *The Steel Constructional Institute /British Constructional Steelwork Association Ltd.*(SCI/BSCA) in “*Joints in Steel Construction – Simple Connection*”(2006).

Na análise estrutural, diagramas unifilares representam vigas e pilares enquanto articulações, apoios fixos e engastamentos caracterizam as ligações. Entretanto, estruturas reais são compostas de barras, vigas, pilares, etc - todos unidos por chapas, cantoneiras ou outro perfil, parafusos e/ou soldas.

Investigações de colapsos estruturais frequentemente demonstram que as ligações ou detalhes - em vez de barras - foram a origem ou causa do colapso (GAYLORD, C.; GAYLORD, E; STALLMEYER, 1992).

Torna-se necessário conhecer o comportamento e a distribuição dos esforços nas ligações para que os modelos matemáticos empregados no projeto e dimensionamento das mesmas sejam o mais próximo possível da estrutura real . Do mesmo modo, é de grande importância a disponibilidade de ferramentas de cálculo que agilizem esta análise.

## 2 OBJETIVOS E JUSTIFICATIVA

Este trabalho visa apresentar metodologia e instrumento para análise prática dos tipos de ligações mais usuais de elementos estruturais de aço formados a frio em edifícios comerciais e industriais. Para estas finalidades, são propostas planilhas de cálculo para verificação/dimensionamento destas ligações – algumas das quais são comuns tanto a perfis formados a frio quanto a laminados ou soldados.

A automatização de cálculos através de planilhas eletrônicas aliada à apresentação dos dispositivos de norma que devem ser atendidos busca simplificar e agilizar a análise. Ao mesmo tempo, permite visibilidade e controle dos parâmetros que influem no dimensionamento das ligações.

Pretende-se com este enfoque, auxiliar os profissionais e pesquisadores deste assunto na compreensão, ponderação e obtenção de resultados no projeto de ligações.

Para se conseguir eficiência e economia no projeto de ligações, estas devem ser de fácil detalhamento, fabricação e montagem e não necessariamente serem leves.

O projeto das ligações é muitas vezes deixado por conta do fabricante da estrutura e seu projetista nem sempre tem condições de dedicar a atenção que estas requerem.

Condicionamento de tempo e prioridade destinada a outros assuntos tendem a inibir um tratamento adequado do projeto de ligações.

Além das dificuldades acima mencionadas, soma-se o fato de no Brasil serem poucas as publicações nacionais dedicadas exclusivamente às ligações das estruturas metálicas.

### 3 REVISÃO DOS TIPOS DE LIGAÇÕES USUAIS

#### 3.1 GENERALIDADES

A NBR 8800:2008 (Projeto de estruturas de aço e de estruturas mistas de aço e concreto de edifícios), no item 6.1.1.2 define que “as ligações metálicas consistem em elementos de ligação, como enrijecedores, chapas de ligação, cantoneiras e consolos, e meios de ligação, como soldas, parafusos, barras redondas rosqueadas e pinos.” Estabelece ainda que esses componentes devem ser dimensionados de forma que sua resistência de cálculo nos estados limites aplicáveis seja sempre maior ou igual às solicitações de cálculo, determinadas :

- 1 - Pela análise da estrutura sujeita às combinações de cálculo das ações, conforme o item 4.7 desta norma;
- 2 – Como uma porcentagem especificada da resistência da barra ligada. Em algumas situações específicas, o dimensionamento pode também ter como base um estado limite de serviço.

#### 3.2 RESISTÊNCIA MÍNIMA DAS LIGAÇÕES

No que se refere às ligações, as normas brasileiras estabelecem valores mínimos para a resistência das mesmas, seja em valores absolutos (45 kN na direção e sentido da força atuante na barra conectada - NBR 8800, item 6.1.5.2), seja relativo (50% da capacidade resistente axial da barra - NBR 8800 e NBR 14762:2010 - Dimensionamento de estruturas de aço constituídas por perfis formados a frio ). Além disso, as ligações deverão ser calculadas para suportar todas as combinações de cálculo a que estão sujeitas.

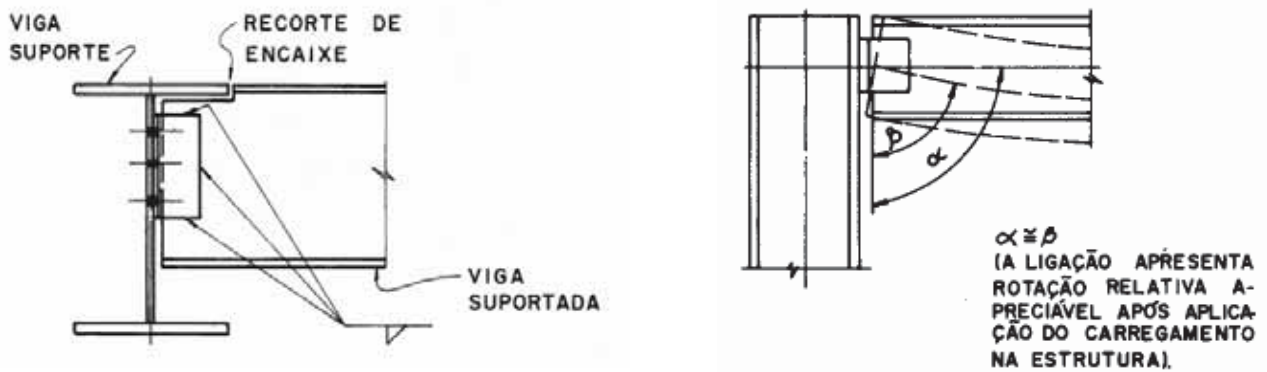
#### 3.3 BARRAS COM LIGAÇÕES FLEXÍVEIS

Estas são definidas como as ligações que transmitem apenas esforço de cisalhamento e normal, têm uma resistência à rotação desprezível e portanto não transferem momentos significativos nos Estados Limites Últimos. Esta definição determina o cálculo global estrutura, no qual as vigas são calculadas como simplesmente apoiadas, os encontros de barras de treliças são considerados livres à rotação e, quando se tratar de base de pilares, são calculadas para os esforços axial e transversal atuantes. No entanto, na prática as ligações devem ter um grau de fixação, o qual embora não levado em conta no cálculo, é normalmente suficiente para permitir a montagem sem a necessidade de contraventamentos temporários.

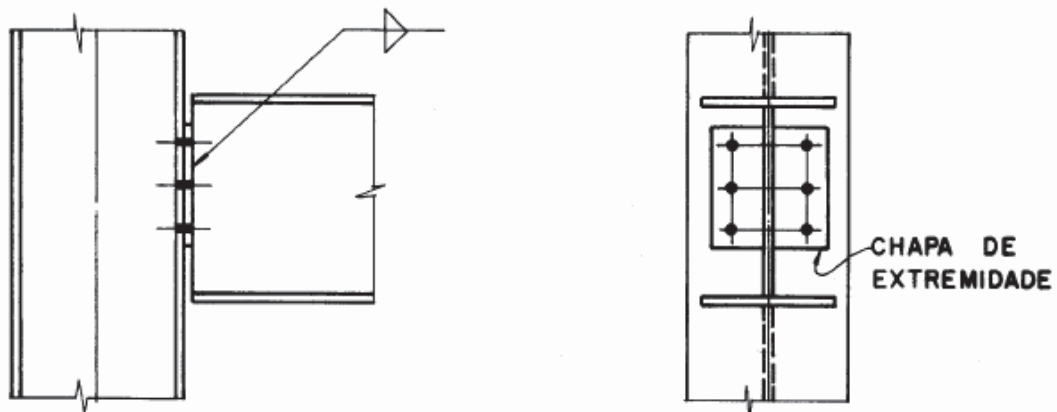
As formas apresentadas na figura 1 são consideradas como ligação do tipo flexível (ou “simples”) :

- Dupla cantoneira de alma (em extremidades de vigas);
- Placas de extremidade flexíveis ;
- Chapas de Nó (ou *gusset*);
- Ligação de barras de treliça unidas diretamente umas às outras.

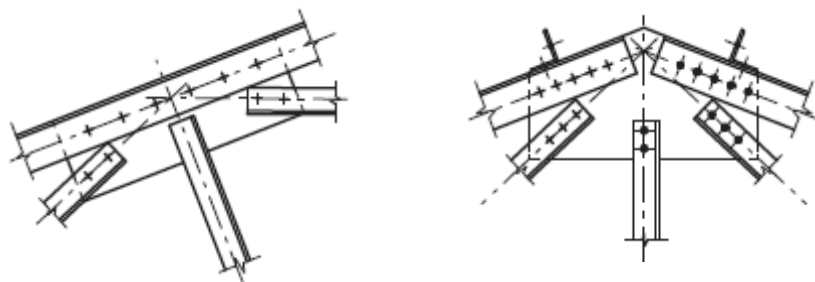
Figura 1 : Exemplos de ligações flexíveis



a) Dupla cantoneira de alma b) Placa de extremidade na lateral da alma



c) Placa de extremidade no topo da alma



d) Chapas de Gusset



e) Encontros de barras de treliça unidas diretamente umas às outras

Fonte: Figuras a, b e c: Instituto Brasileiro de Siderurgia (2004). Figuras d e e: Steel Constructional Institute (2006)

### 3.4 BARRAS COM LIGAÇÕES RÍGIDAS

Na análise elástica, a NBR 8800, no item 6.1.2.1, estabelece que uma ligação viga-pilar pode ser considerada rotulada se  $S_i \leq 0,5 E I_v / L_v$  e pode ser considerada rígida se  $S_i \geq 25 E I_v / L_v$ . Nesta formulação,  $S_i$  é a rigidez da ligação, correspondente à 2/3 do momento resistente de cálculo da ligação, simplificada de rigidez inicial e  $I_v$  e  $L_v$  são o momento de inércia da seção transversal no plano da estrutura e o comprimento da viga conectada à ligação, respectivamente.

A rigidez  $S_i$  pode ser determinada de acordo com o Eurocode 3:2007, *Design of steel structures - Part 1-8: General – Design of joints*, ou com base em resultados experimentais.

Na sequência do item 6.1.2.1 são estabelecidas as condições da aplicabilidade das considerações de rigidez.

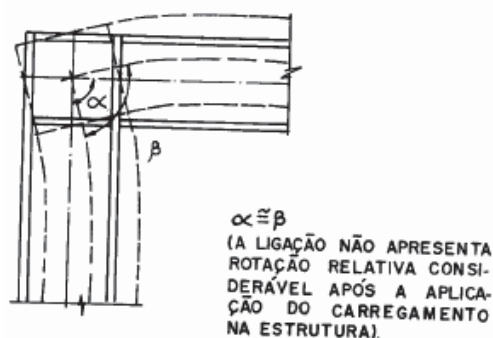
O método indicado – descrito no Eurocode 3 Part 1-8 no item 6.3, *Rotational Stiffness*, é trabalhoso e só se torna prático se aplicado através de software apropriado. Entretanto, a NBR 8800, no item 6.1.2.3, permite que, a critério do responsável técnico pelo projeto, as ligações usuais, tradicionalmente consideradas como rotuladas ou rígidas, podem ser simuladas com esses tipos de vinculação na análise estrutural.

A especificação AISC360-10 – *American Institute of Steel Construction - Specification for structural steel buildings* - apenas cita na parte C1 – *GENERAL STABILITY REQUIREMENTS* - que a estabilidade das estruturas e elementos individuais devem ser considerados sob ponto de vista da estrutura global, incluindo não apenas elementos comprimidos mas também vigas, estruturas de contraventos e ligações.

A especificação para perfis formados a frio norte-americana (American Iron and Steel Institute - AISI) e a brasileira (NBR 14762) não estabelecem limites para os valores da rigidez das ligações para que seja considerada rotulada ou engastada – ou ainda, semi-rígida.

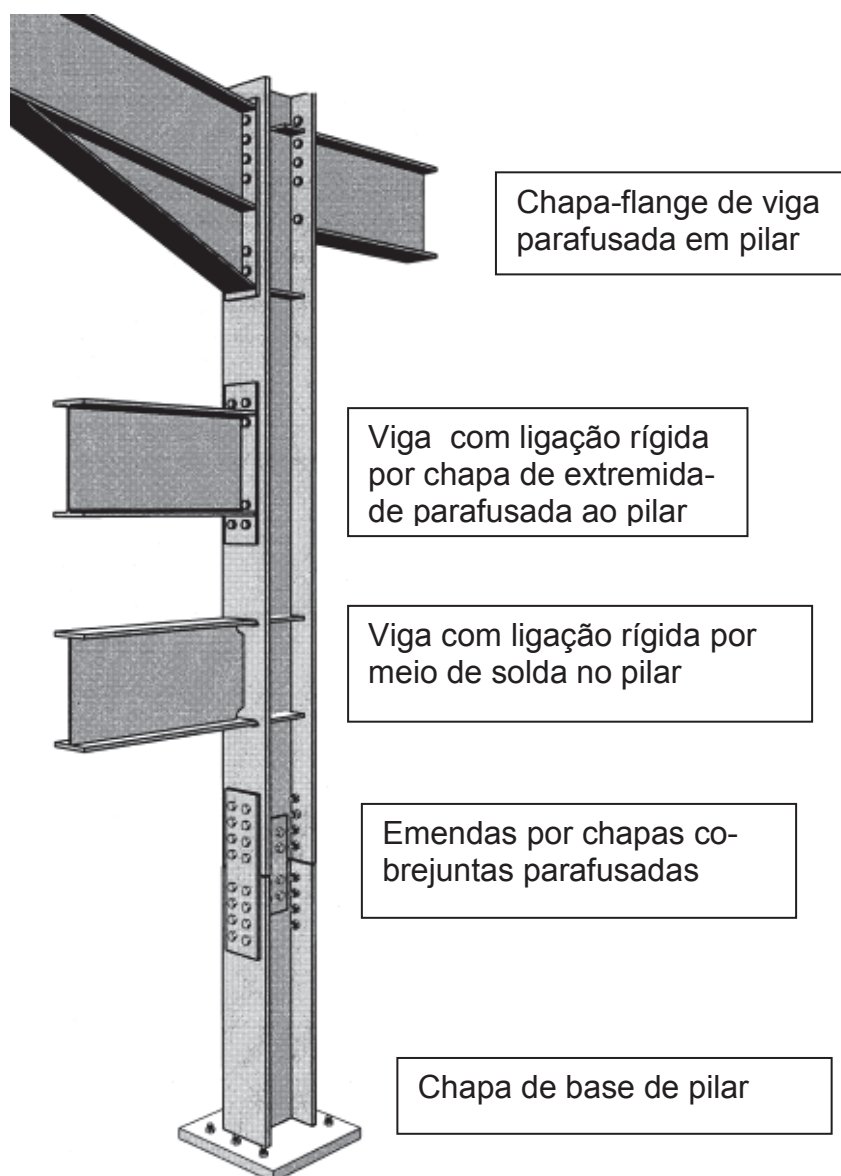
Para as ligações rígidas, no presente trabalho só será abordado o caso de bases de pilares metálicos. As figuras 2 e 3 ilustram situações em que as ligações são consideradas como rígidas.

Figura 2 – Representação do comportamento de ligação rígida



Fonte : Instituto Brasileiro de Siderurgia (2004).

Figura 3 - Exemplos de ligações rígidas



Fonte : Steel Constructional Institute (1997)

### 3.5 BARRAS COM LIGAÇÕES SEMI-RÍGIDAS

O emprego de ligações com este tipo de ligação implica na necessidade de análise da capacidade rotacional da mesma onde as ligações dos elementos são modeladas como molas rotacionais para análise elástica. Conforme mencionado no item anterior, a NBR 8800 permite o procedimento indicado no Eurocode 3 Part 1-8 ou com base em resultados experimentais.

Este tipo de conexão não é abordado no presente trabalho.

### 3.6 LIGAÇÕES TÍPICAS DE TRELIÇAS (NÓS E EMENDAS)

Para se alcançar economia no projeto de estruturas metálicas, desde a concepção inicial é importante planejar os tipos de ligações que serão empregados. Em se tratando de treliças, isto é essencial. Conforme já foi mencionado, um alto percentual do custo se deve às ligações – e pode ser um equívoco escolher elementos (barras) que sejam eficientes isoladamente se estas não permitirem ligações eficientes e econômicas.

Baseado neste conceito, apresenta-se a seguir tipos de ligações amplamente utilizados em treliças leves seguido de comentários e dos aspectos relativos ao seu emprego.

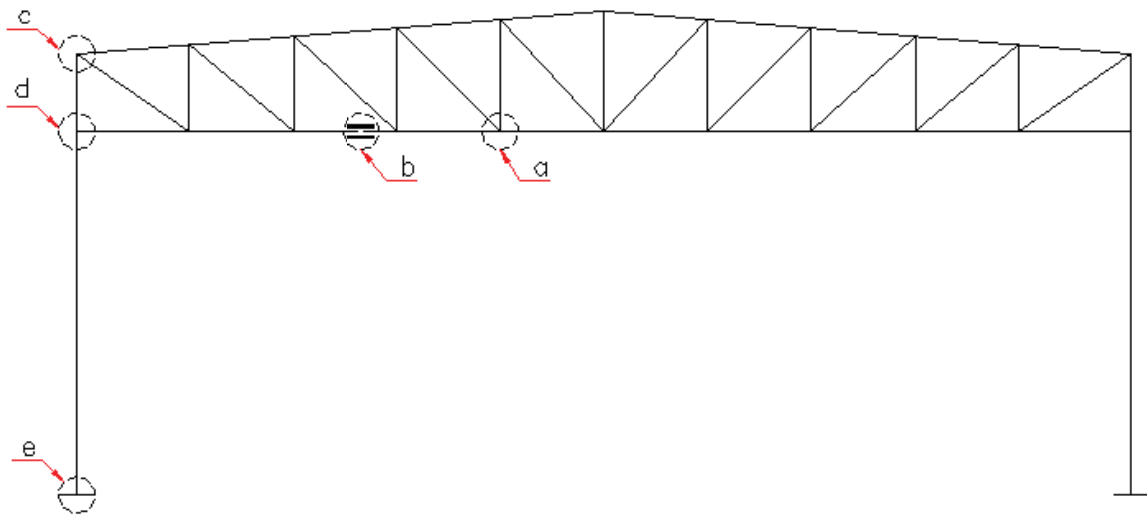
Na figura 4 é apresentado um pórtico transversal com indicações de posições de ligações típicas :

- a) Nó da treliça : união de diagonal, montante e banzo – inferior ou superior;
- b) Emenda de banzo : aplica-se tanto para o inferior como para o superior;
- c) Extremidades do banzo superior (cantos) : há possibilidade de ocorrer nesta posição duas situações distintas, a primeira no caso da tesoura ser apoiada sobre pilar (posição “d”) e a segunda no caso da tesoura ser engastada na pilar (neste caso opilarse estende da posição “e” até a posição “c”)
- d) Extremidades do banzo inferior : do mesmo modo que no ítem anterior, as duas situações podem ocorrer;
- e) Base do pilar :Ligação ao apoio. Neste trabalho será estudada este tipo de ligação por engaste ( ligação rígida) empilares constituídos de perfil “I”.

No caso do pórtico da figura 4 as ligações da treliça serão divididas em dois grupos, as ligações por meio de parafusos e as ligações por meio de solda.

Para cada grupo serão analisadas ligações para barras constituídas de perfis formados a frio “U” e para perfis “L” .

Figura 4 - Pórtico transversal típico



Fonte : Produção do próprio autor

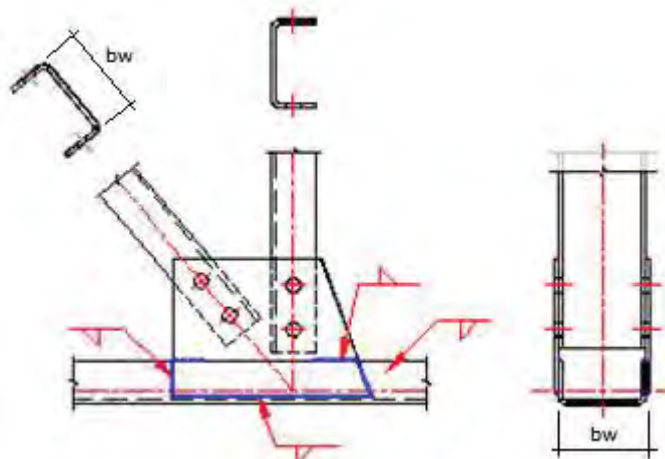
### 3.7 LIGAÇÕES POR MEIO DE PARAFUSOS

A seguir são apresentados os tipos mais comuns de ligações empregados em nós parafusados de treliças com perfis formados a frio.

#### 3.7.1 Banzos, Diagonais e montantes de perfil "U", Chapas de Gusset soldadas lateralmente ao banzo

Apresenta-se na figura 5 a ligação típica entre os banzos, diagonais e montantes de uma tesoura.

Figura 5 - Nó de treliça composto por banzo, diagonal e montante de perfil "U" formado a frio, parafusados em chapas de gusset soldadas lateralmente aos banzos.



Fonte : Produção do próprio autor

– ASPECTOS POSITIVOS :

- a) Permite execução de treliças com grandes dimensões – como é o caso de coberturas com grande declividade e/ou cujas treliças devem ter corda inferior plana (em nível). Os elementos podem ser transportados desmontados e facilmente montados em obra – o que é inviável, neste caso, para conexão soldada;
- b) Possibilita boa proteção contra corrosão, principalmente se as soldas das chapas de *gusset* forem completas. Desse modo, não restam nichos no processo de preparo – lixamento, desengraxe, jateamento, etc – e a pintura ou galvanização são completas;
- c) Confere à treliça grande rigidez lateral oferecida pelos perfis "U" nesta posição;
- d) Solução esteticamente agradável;
- e) Admite o emprego de perfis padronizados tanto para os banzos quanto para o treliçamento( mesma dimensão bw).

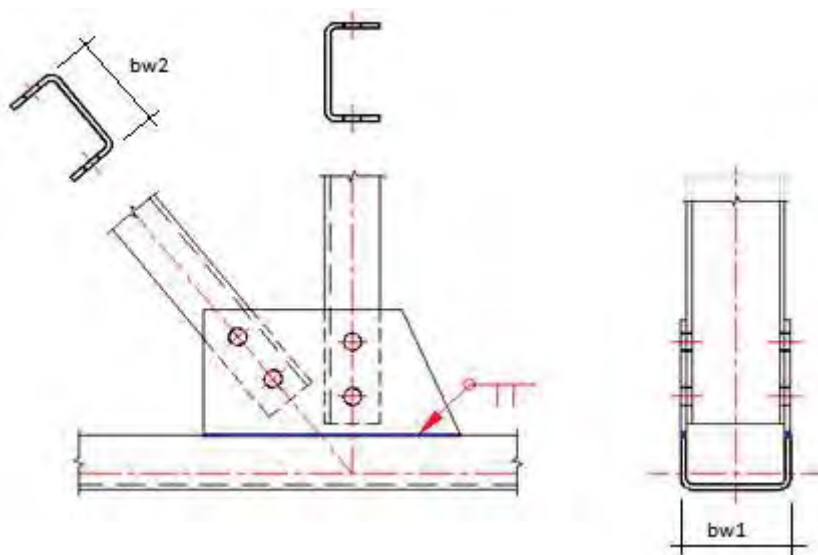
– ASPECTOS NEGATIVOS :

- a) Exige fabricação cuidadosa; deve-se garantir o alinhamento dos furos das duas chapas idênticas em cada nó;
- b) Torna-se necessário, via de regra, pré-montagem de pelo menos uma treliça de cada tipo em fábrica para se garantir ajuste adequado;
- c) Impossibilita que a furação das diagonais e montantes sejam feitos por puncionamento, exigindo trabalho de perfuração rotativa (mais trabalhosa);
- d) Grande consumo de parafusos visto que as chapas de *gusset* são separadas;
- e) Requer considerável mão-de-obra de fabricação decorrente do emprego de chapas de *gusset* duplas.

### 3.7.2 Banzos, diagonais e montantes de perfil "U", chapas de Gusset soldadas sobre as flanges do banzo

Apresenta-se na figura 6 a ligação típica entre os banzos, diagonais e montantes de uma tesoura.

Figura 6 - Nó de treliça composto por banzo, diagonal e montante de perfil "U" formado a frio, parafusados em chapas de gusset soldadas sobre as flanges do banzo.



Fonte : Produção do próprio autor

#### – ASPECTOS POSITIVOS :

- Permite execução de treliças com grandes dimensões – como é o caso de coberturas com grande declividade e/ou cujas treliças devem ter corda inferior plana (em nível). Os elementos podem ser transportados desmontados e facilmente montados em obra – o que é inviável, neste caso, para conexão soldada;
- Possibilita boa proteção contra corrosão, visto que não há nichos; desse modo pintura ou galvanização são completas;
- Confere à treliça grande rigidez lateral oferecida pelos perfis "U" nesta posição;
- Solução esteticamente agradável;
- Requer pouco trabalho de solda já que as chapas de *gusset* só recebem um cordão em cada uma (solda de penetração). Além disso, as chapas podem ser bem menores que no caso anterior;

#### – ASPECTOS NEGATIVOS :

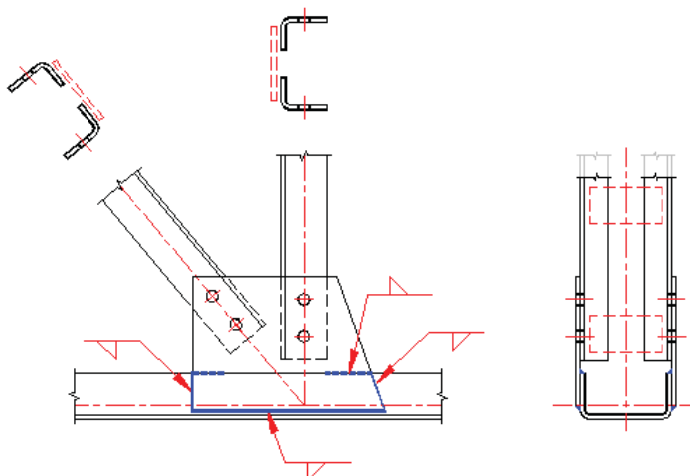
- Exige fabricação cuidadosa; deve-se garantir o alinhamento dos furos das duas chapas "gêmeas" em cada nó;
- Torna-se necessário, via de regra, pré-montagem de pelo menos uma treliça de cada tipo em fábrica para se garantir ajuste adequado;

- c) Impossibilita que a furação das diagonais e montantes sejam feitos por puncionamento, exigindo trabalho de perfuração rotativa (mais trabalhosa);
- d) Grande consumo de parafusos visto que as chapas de *gusset* são separadas;
- e) Requer considerável mão-de-obra de fabricação decorrente do emprego de chapas de *gusset* duplas.
- f) Requer emprego de perfis não padronizados para banzos ou diagonais e montantes visto que, para estes dois últimos, deve haver desconto da espessura das chapas de *gusset* ou do banzo para determinar a largura "bw".

### 3.7.3 Banzos de perfil "U", diagonais e montantes de perfil "duplo L", chapas de Gusset soldadas lateralmente ao banzo

Na figura 7 é apresentado a ligação com banzos em perfil "U", diagonais e montantes em "duplo L" parafusados em chapas de *gusset* laterais.

Figura 7 - Nó de treliça composto por banzo de perfil "U" formado a frio com diagonal e montante de perfil "duplo-L", parafusados em chapas de *gusset* soldadas lateralmente aos banzos.



Fonte : Produção do próprio autor

#### – ASPECTOS POSITIVOS :

- a) Permite execução de treliças com grandes dimensões – como é o caso de coberturas com grande declividade e/ou cujas treliças devem ter corda inferior plana (em nível). Os elementos podem ser transportados desmontados facilmente montados em obra – o que é inviável, neste caso, para conexão soldada;
- b) Possibilita boa proteção contra corrosão, principalmente se as soldas das chapas de *gusset* forem completas. Desse modo, não restam nichos no processo de preparo – lixamento, desengraxe, jateamento, etc – e a pintura ou galvanização são completas;
- c) Confere à treliça grande rigidez lateral oferecida pelos perfis "U" nesta posição;

- d) Admite o emprego de grande variedade de perfis “L” nas diagonais e montanges : para diferentes posições podem ter abas e/ou espessuras diferentes ou mesmo serem de perfis laminados;
- e) Dependendo das dimensões (largura das abas), as diagonais e montantes podem ter os furos puncionados ( maior produtividade );

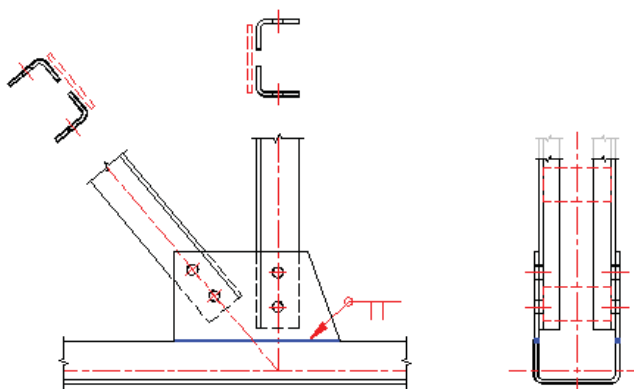
– ASPECTOS NEGATIVOS :

- a) Exige fabricação cuidadosa; deve-se garantir o alinhamento dos furos das duas chapas "gêmeas" em cada nó;
- b) Torna-se necessário, via de regra, pré-montagem de pelo menos uma treliça de cada tipo em fábrica para se garantir ajuste adequado;
- c) Exige, caso o dimensionamento das diagonais e montantes seja feito como “perfis conjugados”<sup>1</sup>, que sejam soldadas chapas de presilhas - acrescentando material e considerável mão-de-obra
- d) Grande consumo de parafusos visto que as chapas de *gusset* são separadas;
- e) Requer considerável mão-de-obra de fabricação decorrente do emprego de chapas de *gusset* duplas.

### 3.7.4 Banzos de perfil “U”, diagonais e montantes de perfil “duplo L”, chapas de Gusset soldadas sobre as flanges do banzo

Apresenta-se na figura 8 o tipo de ligação com diagonais parafusadas em chapas de *gusset* soldadas sobre o banzo de perfil “U”.

Figura 8 - Nó de treliça composto por banzo de perfil “U” formado a frio com diagonal e montante de perfil “duplo-L”, parafusados em chapas de *gusset* soldadas sobre as flanges do banzo.



Fonte : Produção do próprio autor

<sup>1</sup>As normas da ABNT (NBR 14762 e NBR 8800), assim como a AISI e AISC, não abrangem este tipo de composição de perfis. Caso o dimensionamento seja feito como perfis isolados, a excentricidade do eixo de cada perfil em relação às chapas de *gusset* devem ser consideradas no dimensionamento dos mesmos. A NBR 8800 apresenta no ítem E.1.4.1 uma abordagem onde a excentricidade – quando a barra é submetida à compressão, que geralmente é o caso mais crítico – é substituída por um comprimento de flambagem equivalente.

O ítem 9.7.5 da NBR 14762 admite o emprego do Eurocode 3 Part 1-1 para dimensionamento de perfis compostos comprimidos com travejamento por chapas em quadros.

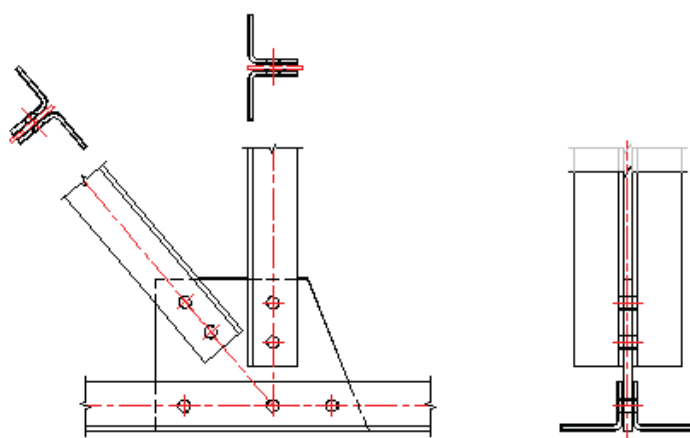
– ASPECTOS POSITIVOS : Ídem caso anterior, acrescentando que neste caso há menor trabalho de solda e não há nichos prejudiciais à pintura ou galvanização;

– ASPECTOS NEGATIVOS: Ídem caso anterior ;

### 3.7.5 Banzos, diagonais e montantes de perfil “duplo-L”, chapa de Gusset parafusada ou soldada ao banzo

Na figura 9 é apresentada a ligação com banzos, diagonais e montantes em “duplo-L” parafusados em chapa de gusset.

Figura 9 - Nó de treliça composto por banzos, diagonais e montantes de perfil “duplo-L”



Fonte : Produção do próprio autor

– ASPECTOS POSITIVOS :

a) Permite execução de treliças com grandes dimensões – como é o caso de coberturas com grande declividade e/ou cujas treliças devem ter corda inferior plana (em nível). Os elementos podem ser transportados desmontados facilmente montados em obra – o que é inviável, neste caso, para conexão soldada;

b) Possibilita boa proteção contra corrosão, principalmente se a chapa de gusset for parafusada também ao banzo;

c) Todos os furos – em perfis e chapas – podem ser feitos por puncionamento , o que economiza na mão-de-obra de fabricação;

d) Utiliza chapas de gusset simples – implicando em economia de parafusos e mão-de-obra de furação;

e) Admite o emprego de perfis de variadas dimensões – tanto abas quanto espessuras – ao longo da treliça, permitindo economia de material;

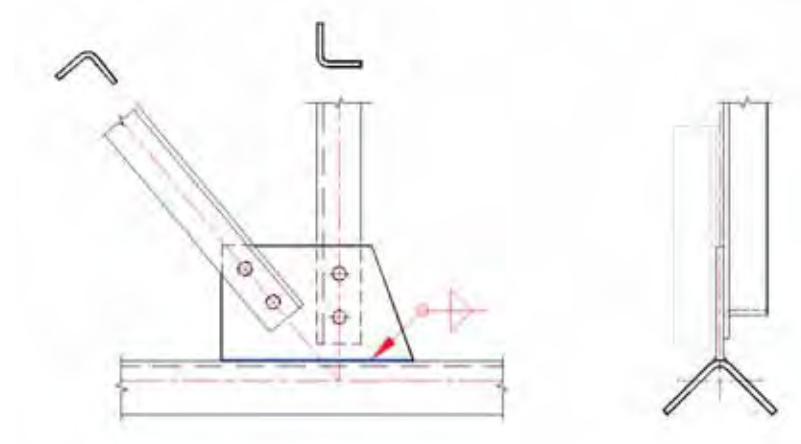
– ASPECTOS NEGATIVOS :

- a) Exige fabricação cuidadosa e trabalhosa; deve-se garantir o alinhamento dos furos de todos perfis conjugados;
- b) Torna-se necessário, via de regra, pré-montagem de pelo menos uma treliça de cada tipo em fábrica para se garantir ajuste adequado;
- c) Há necessidade do emprego de presilha - soldadas ou parafusadas – o que significa considerável consumo adicional de mão-de-obra;
- d) Requer maior quantidade de contraventamento fora do plano da treliça tendo em vista sua baixa rigidez lateral além de cuidados especiais de montagem devido à sua considerável flexibilidade;

### 3.7.6 Banzos, diagonais e montantes de perfil “L simples”, chapa de Gusset soldada ao banzo

O tipo de ligação que emprega banzos, diagonais e montantes em “L-simples” é mostrado na figura 10.

Figura 10 - Nó de treliça composto por banzo e diagonais em “L-simples”



Fonte : Produção do próprio autor

– ASPECTOS POSITIVOS :

- a) Permite execução de treliças leves e econômicas;
- b) Possibilita boa proteção contra corrosão;
- c) Todos os furos – em perfis e chapas – podem ser feitos por puncionamento , o que economiza na mão-de-obra de fabricação;
- d) Utiliza chapas de *gusset* e perfis simples – implicando em economia de parafusos e mão-de-obra de furação;
- e) Admite o emprego de perfis de variadas dimensões – tanto abas quanto espessuras – ao longo da treliça, permitindo economia de material;

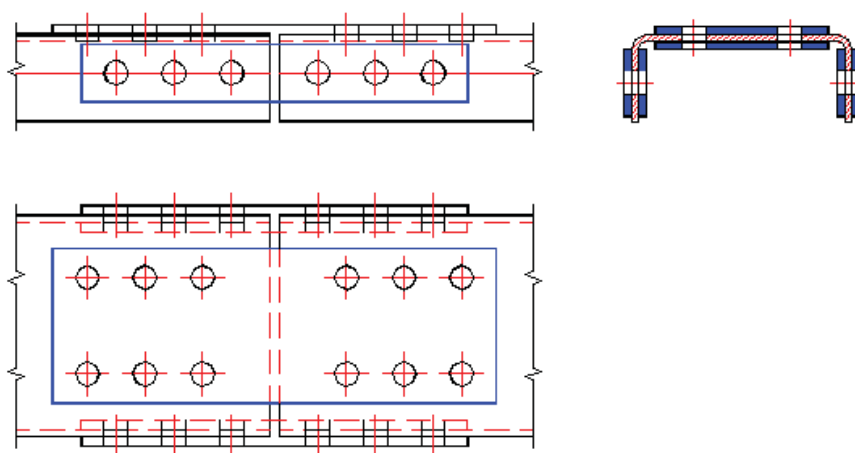
– ASPECTOS NEGATIVOS :

- a) As diagonais e montantes devem ser dimensionados levando em conta a excentricidade entre o eixos dos mesmos e as chapas de *gusset* – o que aumenta o comprimento teórico de flambagem e, conseqüentemente, a seção necessária para resistir aos esforços de cálculo;
- b) Geralmente não é adequada para suportar ações de valor elevado – o que a torna viável somente para vãos pequenos e ações reduzidas;
- c) O banzo superior ( posicionado em “V”) é propício ao acúmulo de sujeira, comprometendo também a durabilidade (aumenta a possibilidade de corrosão);
- d) Requer maior quantidade de contraventamento fora do plano da treliça tendo em vista sua baixa rigidez lateral – além de cuidados especiais de montagem devido à sua considerável flexibilidade;

### 3.7.7 Emendas de banzos

A figura 11 ilustra a ligação de emenda de banzos de perfil “U” com chapas cobrejuntas parafusadas.

Figura 11 – Emenda de banzos com cobrejuntas (“talas”) parafusadas



Fonte : Produção do próprio autor

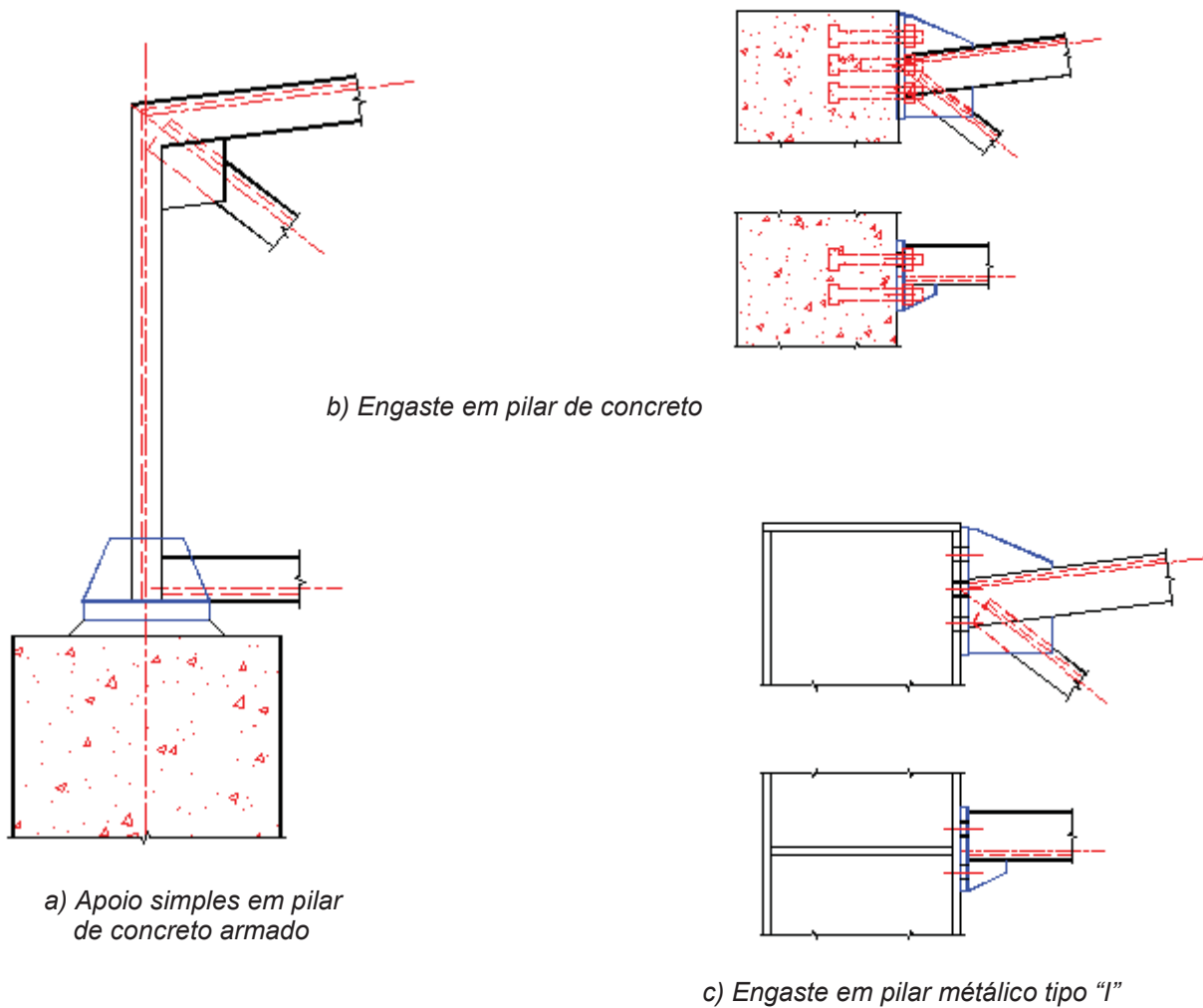
O emprego de cobrejuntas parafusadas confere precisão e agilidade à montagem. Contudo, deve ter sua localização cuidadosamente planejada em função não só da conveniência do tamanho das peças a serem divididas mas também dos esforços de cálculo. A perda considerável de seção líquida na região dos furos reduz sensivelmente a capacidade à tração do perfil.

Dependendo dos esforços e das dimensões do perfil as cobrejuntas podem ser duplas ou simples (apenas no lado externo ou no interno).

### 3.7.8 Extremidade da treliça

Dependendo do tipo de apoio escolhido para a treliça, há várias opções de arranjos estruturais para apoio da mesma. A figura 12 ilustra algumas possibilidades.

Figura 12 – Extremidades de treliça



Fonte : Produção do próprio autor

As situações mostradas na figura 12 foram enquadradas na categoria de ligações parafusadas visto que os elementos principais constituintes são unidos por parafusos – embora se tenha elementos secundários (nervuras, flanges) que são unidos por solda.

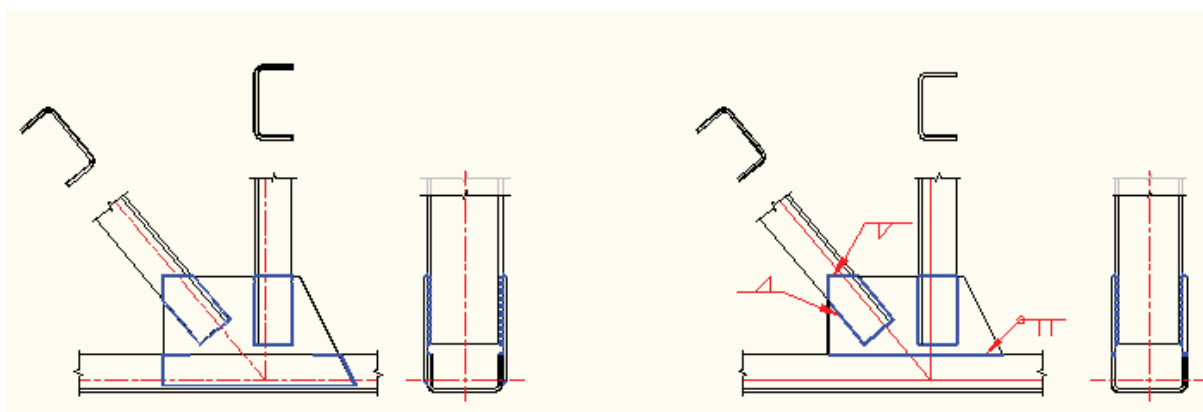
### 3.8 LIGAÇÕES POR MEIO DE SOLDA

A seguir são apresentados os tipos mais comuns de ligações soldadas empregados em nós de treliças com perfis formados a frio .

#### 3.8.1 Banzos, diagonais e montantes de perfil "U", chapas de Gusset soldadas ao banzo

Apresenta-se na figura 13 a ligação típica empregando banzos e diagonais em perfil "U" e chapas de gusset soldadas.

Figura 13 – Nó de treliça : Banzos, diagonais e montantes em "U" com chapa de Gusset



a) Chapa de gusset soldada lateralmente b) Chapa de gusset soldada sobre o Banzo

Fonte : Produção do próprio autor

#### – ASPECTOS POSITIVOS :

- a) Confere à treliça grande rigidez lateral oferecida pelos perfis "U" nesta posição;
- b) Solução esteticamente agradável;
- c) Permite fabricação fácil; não requer mão-de-obra de alta qualificação ou equipamentos de precisão uma vez que tem maior tolerância dimensional que estruturas parafusadas;
- d) Simplifica o trabalho em obra ( a estrutura chega "pronta" no canteiro);
- e) No caso da figura 10-a permite o emprego de perfis padronizados ( mesmo valor de bw);
- e) No caso da figura 10-b há simplificação na solda da chapa de Gusset;

#### – ASPECTOS NEGATIVOS :

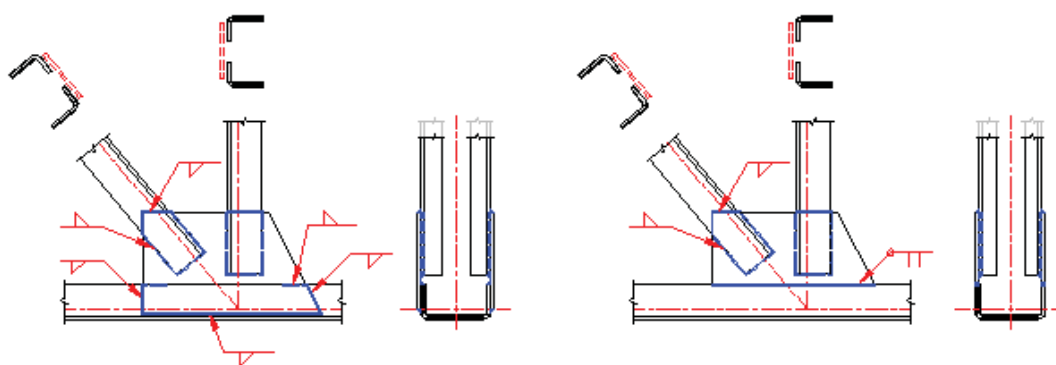
- a) Inviabiliza a execução de tesouras com altura considerável pela dificuldade de transporte da fábrica ao canteiro de obras;
- b) Permite a criação de nichos onde se torna difícil – às vezes inviável – a execução de proteção anticorrosiva (pintura ou galvanização);

- c) Considerável probabilidade de ocorrerem deformações nos perfis devido às tensões introduzidas nos filetes de solda ( encurvamento das barras);
- d) Requer considerável mão-de-obra de fabricação decorrente do emprego de chapas de *gusset* duplas.

### 3.8.2 Banzos de perfil "U"; diagonais e montantes de perfil "duplo-L", chapas de Gusset soldadas ao banzo

Apresenta-se na figura 14 ligação típica empregando banzo de perfil "U" e diagonais de perfil "duplo-L" soldados em chapa de *gusset*.

Figura 14 – Nó de treliça : Banzos de perfil "U" ; diagonais e montantes em "U" com chapa de *gusset*



a) Chapa de *gusset* soldada lateralmente b) Chapa de *gusset* soldada sobre o Banzo

Fonte : Produção do próprio autor

#### – ASPECTOS POSITIVOS :

- a) Confere à treliça grande rigidez lateral oferecida pelos perfis "U" dos banzos;
- b) Admite o emprego de perfis padronizados tanto para os banzos quanto para o treliçamento;
- d) Permite fabricação fácil; não requer mão-de-obra de alta qualificação ou equipamentos de precisão uma vez que tem maior tolerância dimensional que estruturas parafusadas;
- d) Simplifica o trabalho em obra; a estrutura chega praticamente pronta no canteiro;
- e) Admite o emprego de grande variedade de perfis "L" nas diagonais e montantes : para diferentes posições podem ter abas e/ou espessuras diferentes ou mesmo serem de perfis laminados;

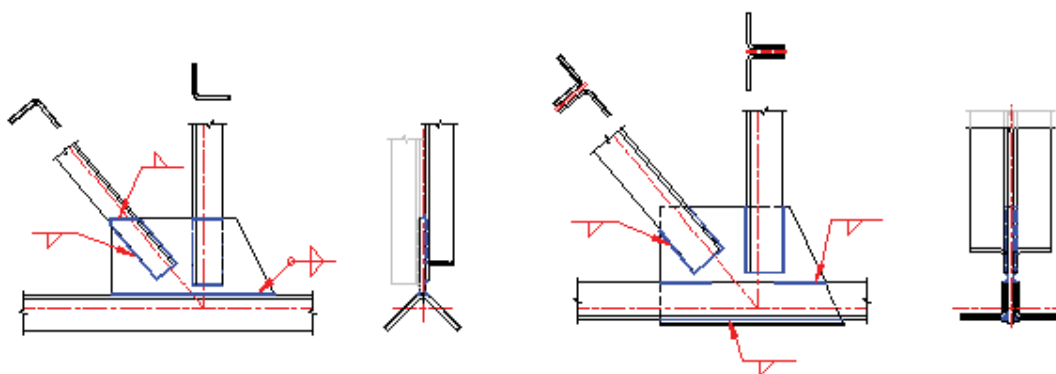
– ASPECTOS NEGATIVOS :

- a) Inviabiliza a execução de tesouras com altura considerável pela dificuldade de transporte da fábrica ao canteiro de obras;
- b) Permite a criação de nichos onde se torna difícil – às vezes inviável – a execução de proteção anticorrosiva (pintura ou galvanização);
- c) Considerável probabilidade de ocorrerem deformações nos perfis devido às tensões introduzidas nos filetes de solda ( encurvamento das barras);
- d) Requer considerável mão-de-obra de fabricação decorrente do emprego de chapas de *gusset* duplas e presilhas de ligação entre diagonais pares;

### 3.8.3 Banzos, diagonais e montantes de perfil “L – simples ou duplos, com chapa de Gusset - soldados ao banzo

Apresenta-se na figura 15 ligação típica empregando banzo e diagonais de perfil “L” soldados em chapa de *gusset*.

Figura 15 – Nó de treliça : Banzos, Diagonais e montantes de perfil “L” com chapa de *gusset*



a) Banzos, diagonais e montante simples

b) Banzos, diagonais e montantes duplos

Fonte : Produção do próprio autor

– ASPECTOS POSITIVOS :

- a) No caso da figura 15-a, permite execução de treliças leves e econômicas;
- b) Permite fabricação fácil; não requer mão-de-obra de alta qualificação ou equipamentos de precisão uma vez que tem maior tolerância dimensional que estruturas parafusadas;
- c) Simplifica o trabalho em obra; a estrutura chega praticamente pronta no canteiro;
- d) Admite o emprego de perfis de variadas dimensões – tanto abas quanto espessuras – ao longo da treliça, permitindo economia de material;

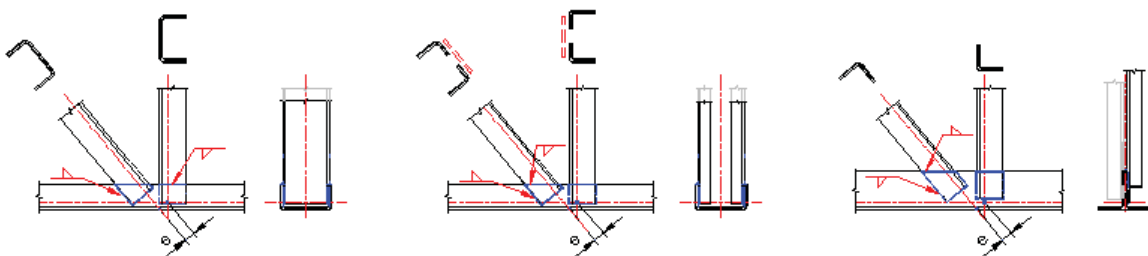
– ASPECTOS NEGATIVOS :

- a) Notadamente no caso da figura 15-a há acentuada excentricidade (fora do plano da treliça) da força axial nas diagonais. Estas devem ser dimensionados levando em conta esta excentricidade – o que aumenta o comprimento teórico de flambagem e, conseqüentemente, a seção necessária para resistir aos esforços de cálculo;
- b) Geralmente não é adequada para suportar ações de valor elevado – o que a torna viável somente para vãos pequenos e ações reduzidas ;
- c) O caso do banzo superior único ( posicionado em “V”) é propício ao acúmulo de sujeira, comprometendo também a durabilidade (aumenta a possibilidade de corrosão);
- d) Requer maior quantidade de contraventamento fora do plano da treliça tendo em vista sua baixa rigidez lateral – além de cuidados especiais de montagem devido à sua considerável flexibilidade;

3.8.4 *Diagonais e montantes – constituídas por perfis “L” ou “U” – soldados diretamente aos banzos (“U”) sem chapa de Gusset*

Apresenta-se na figura 16 ligação típica utilizando diagonais e montantes soldados diretamente sobre o banzo sem emprego de chapa de *gusset*.

Figura 16 – Nós de treliça constituídos por ligações de diagonais e montantes soldados diretamente ao banzo.



Fonte : Produção do próprio autor

–ASPECTOS POSITIVOS

- a) São estruturas bem simples; o consumo de materiais é relativamente reduzido pela inexistência de chapa de *gusset*;
- b) Confere mais agilidade à fabricação por exigir menor número de operações em fábrica;

– ASPECTOS NEGATIVOS

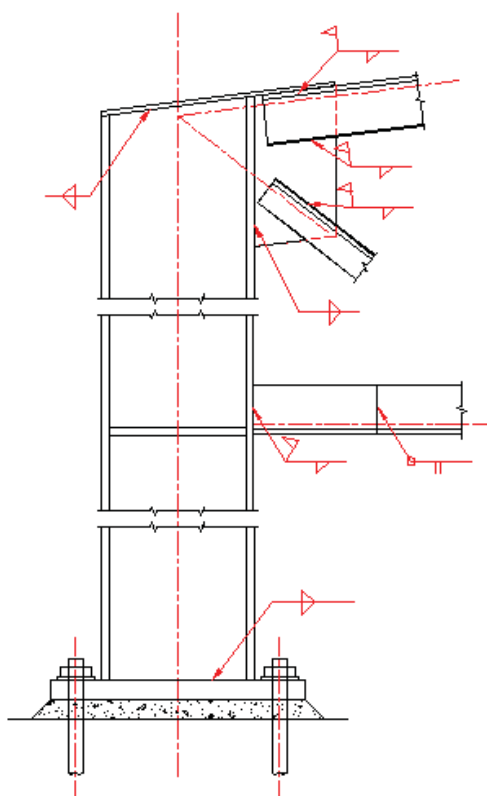
- a) Introduce significativa excentricidade das forças axiais das diagonais nos nós – o que obriga ao dimensionamento dos banzos como barras sujeitas à flexo-tração ou flexo-compressão;

- b) Decorrente da excentricidade – o dimensionamento pode conduzir a seções maiores para os banzos, implicando em maior consumo de aço;
- c) Disponibiliza pequeno comprimento de transpasse das diagonais sobre os banzos – o que dificulta obter a resistência adequada do conjunto das soldas e inviabiliza este sistema quando há presença de ações relativamente elevadas;
- d) Frequentemente há ocorrência de mordeduras da solda na borda do banzo – o que é notadamente prejudicial se houver possibilidade de esforços cíclicos/fadiga;
- e) Conduz mais facilmente a deformações das barras constituintes da conexão (encurvamento) devido à tensões geradas no processo de soldagem;

### 3.8.5 Emendas de banzos, ligações de tesoura x pilar, ligações de pilar x placa de base com solda

Apresenta-se na figura 17 ligações soldadas de emendas de banzo, ligação tesoura X pilar , pilar X placa de base.

Figura 17 – Representação de ligações por meio de solda em emendas de banzos (de topo), ligação banzos X Pilar e Pilar X Placa de base.



Fonte : Produção do próprio autor

– ASPECTOS POSITIVOS :

- a) Simplicidade de execução;
- b) Facilidade de ajustes dimensionais em obra;
- c) Não há perda de seção no caso das emendas de banzo por meio de solda de topo, isto é, seção líquida = seção bruta.

– ASPECTOS NEGATIVOS :

- a) Exige maior tempo de montagem visto que necessita cordões extensos de solda;
- b) Difícil controle de qualidade da solda – que em grande parte das vezes é feita sem as condições favoráveis que se obtém em fábrica;
- c) Dificuldade de acabamento e pintura da região afetada pela solda – criando ambiente altamente favorável à corrosão;
- d) Implica, normalmente, em aumento de custo de locação de guindastes já que o tempo requerido para sustentar pilares ou tesouras enquanto se processa a solda é, via de regra, significativamente maior que para unir estes elementos com parafusos;
- e) Prejudica ou inviabiliza desmontagens com reaproveitamento da estrutura;

## 4 ESTADOS LIMITES DAS LIGAÇÕES

### 4.1 LIGAÇÕES DE BARRAS POR MEIO DE PARAFUSOS

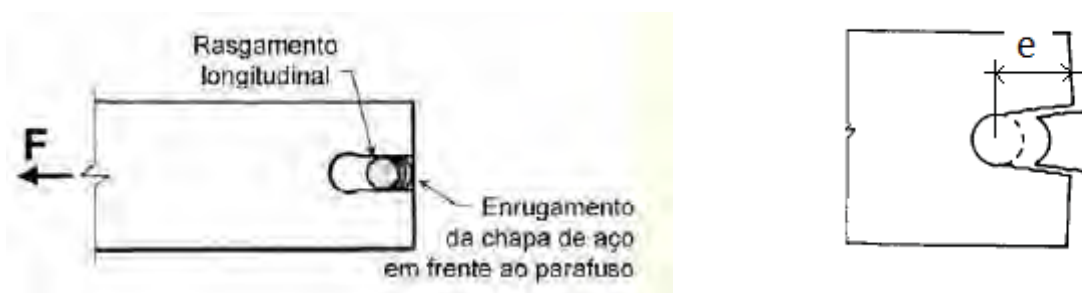
A metodologia de cálculo é baseada na norma NBR 14762:2010 - Dimensionamento de estruturas de aço constituídas por perfis formados a frio. No caso de materiais com espessura superior a 4,75mm são seguidas as especificações da NBR 8800:2008 - Projeto de estruturas de aço e de estruturas mistas de aço e concreto de edifícios – conforme indicado pela primeira. Pelo fato da NBR 14762:2010 ter sido revisada recentemente, são adicionadas notas comparativas entre dispositivos desta e da revisão anterior (2001).

A seguir são transcritos os dispositivos da NBR 14762

#### Ítem 10.3.4 - Rasgamento entre furos ou entre furo e borda

A figura 18 ilustra o caso de ruptura furo-borda

Figura 18 - Exemplo de ruptura por rasgamento furo-borda



Fonte : Adaptado de Salmon e Johnson (1996)

A força resistente de cálculo ao rasgamento  $F_{Rd}$ , deve ser calculada por:

$$F_{Rd} = t \cdot e \cdot f_u / \gamma \quad (\gamma = 1,45)^2 \text{ onde}$$

$f_u$  é a resistência à ruptura do aço (metal base);

$t$  é a espessura do componente elemento analisado;

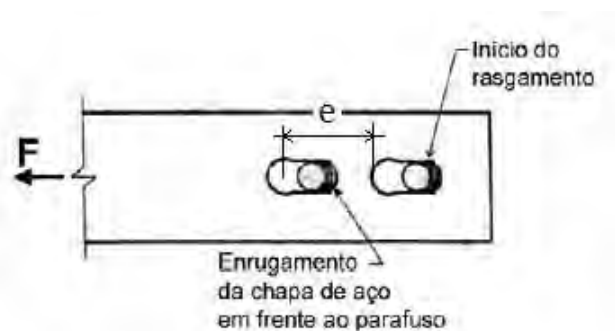
$e$  é a distância, tomada na direção da força, do centro do furo-padrão à borda mais próxima do furo adjacente ou à extremidade do elemento conectado (vide figuras 18 e 19)

#### Ítem 10.3.5 Pressão de contato (esmagamento)

A figura 19 ilustra situação de esmagamento da região do furo e iminência de rasgamento entre furos e furo-borda

<sup>2</sup> O coeficiente de ponderação das resistências " $\gamma = 1,45$ " – na NBR 14762:2001 é igual a 1,35. Houve, portanto, uma redução de 7% na força resistente de cálculo " $F_{Rd}$ " na NBR 14762:2010. Salienta-se, no entanto, que os coeficientes de ponderação das ações,  $\gamma_g$  e  $\gamma_q$  também sofreram modificações.

Figura 19 – Representação de ruptura por esmagamento do furo



Fonte : Adaptado de Salmon e Johnson (1996)

A força resistente de cálculo à tração  $F_{Rd}$ , deve ser calculada por:

$$F_{Rd} = \alpha_e \cdot d \cdot t \cdot f_u / \gamma \quad (\gamma = 1,55) \text{ onde}$$

$f_u$  é a resistência à ruptura do aço (metal base);

$d$  é o diâmetro nominal do parafuso;

$t$  é a espessura do elemento conectado analisado;

$\alpha_e$  é um fator igual a  $(0,183t + 1,53)$ , com  $t$  em milímetros ( $t \leq 4,75$  mm).<sup>3</sup>

#### Ítem 10.3.6 - Força de tração resistente de cálculo do parafuso

A figura 20 reproduz amostras de parafusos rompidos por ensaio de tração

Figura 20 – Comparação entre rupturas de parafusos ocasionadas por torque excessivo e por tração direta



Fonte : Kulak, Fisher e Struik (1987).

<sup>3</sup> Na NBR 14762:2001, a expressão de  $F_{Rd}$  apresenta um multiplicador fixo, isto é  $\alpha_e = 2,4$  para qualquer espessura. Além disso, o valor de  $\gamma$  é igual a 1,35. A título de comparação, para a espessura máxima alcançada pela NBR 14762:2010, igual a 4,75mm – o valor de  $F_{Rd}$  obtido é 13% menor que o na NBR 14762:2001. Fazendo a mesma comparação para  $t = 2,25$ mm, o valor de  $F_{Rd}$  obtido é 30 % menor na NBR 14762:2010 que na NBR 14762:2001 – o que demonstra ser uma correção importante.

A força resistente de cálculo à tração  $F_{t,Rd}$ , deve ser calculada por:

$$F_{t,Rd} = 0,75 \cdot A_b \cdot f_{ub} / \gamma (\gamma = 1,35)^4 \text{ onde}$$

$A_b$  é a área bruta da seção transversal do parafuso;

$f_{ub}$  é a resistência à ruptura do parafuso à tração, conforme Tabela 16 ou o disposto em 4.4. da NBR 14762:2010

#### Ítem 10.3.7- Força de cisalhamento resistente de cálculo do parafuso

A figura 21 ilustra exemplo de ruptura pela ultrapassagem deste estado limite último.

A força de cisalhamento resistente de cálculo do parafuso  $F_{v,Rd}$ , por plano de corte, deve ser calculada por:

a) quando plano de corte passa pela rosca

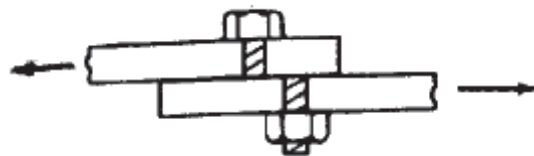
$$F_{v,Rd} = 0,4 \cdot A_b \cdot f_{ub} / \gamma (\gamma = 1,35)^5$$

b) quando plano de corte não passa pela rosca

$$F_{v,Rd} = 0,5 \cdot A_b \cdot f_{ub} / \gamma (\gamma = 1,35)^6 \text{ onde}$$

$A_b$  ;  $f_{ub}$  : conforme definidos no ítem 10.3.6.

Figura 21 – Representação de ruptura por cisalhamento do parafuso



Fonte : Salmon e Johnson (1996)

#### Ítem 10.3.8 - Tração e cisalhamento combinados

<sup>4</sup>Na NBR 14762:2001, parafusos comuns e sem qualificação estrutural tem  $\gamma = 1,55$  e os de alta resistência,  $\gamma = 1,35$ . Desse modo, para o caso de parafusos comuns e sem qualificação houve redução de 13% da força resistente de cálculo na NBR 14762:2010.

<sup>5</sup>Na NBR 14762:2001 :  $\gamma = 1,55$  para parafusos de alta resistência e 1,65 para parafusos comuns e sem qualificação; o multiplicador "0,4" da fórmula de  $F_{v,Rd}$  é 0,45

<sup>6</sup>Na NBR 14762:2001 :  $\gamma = 1,55$  para parafusos de alta resistência e 1,65 para parafusos comuns e sem qualificação; o multiplicador "0,5" da fórmula  $F_{v,Rd}$  é 0,60.

Quando ocorrer ação simultânea de tração e cisalhamento, devem ser atendidas as seguintes condições:

a) parafusos de aço com qualificação estrutural (comuns ou de alta resistência):

$$(F_{t,Sd} / F_{t,Rd})^2 + (F_{v,Sd} / F_{v,Rd})^2 \leq 1,0^7$$

b) parafusos de aço sem qualificação estrutural, conforme item 4.4:

$$(F_{t,Sd} / F_{t,Rd}) + (F_{v,Sd} / F_{v,Rd}) \leq 1,0$$

onde

$F_{t,Sd}$  é a força de tração solicitante de cálculo no parafuso;

$F_{v,Sd}$  é a força de cisalhamento solicitante de cálculo no parafuso, no plano de corte analisado;

$F_{t,Rd}$  é a força de tração resistente de cálculo do parafuso, conforme 10.3.6;

$F_{v,Rd}$  é a força de cisalhamento resistente de cálculo do parafuso, conforme 10.3.7.

#### Ítem 10.4 - Colapso por rasgamento

Nas ligações de extremidade de vigas, onde apenas uma ou as duas mesas são recortadas (ver figura 22a), emcantoneiras tracionadas (ver figura 22b) ou em outros casos de ligações onde houver a possibilidade de colapso por rasgamento da parte conectada, a força resistente de cálculo  $F_{Rd}$ <sup>8</sup> é o menor valor entre:

$$F_{Rd} = (0,6A_{gv}f_y + A_{nt}f_u) / \gamma \quad (\gamma = 1,65)$$

$$F_{Rd} = (0,6A_{nv}f_u + A_{nt}f_u) / \gamma \quad (\gamma = 1,65)$$

onde

$A_{gv}$  é área bruta sujeita ao cisalhamento, da parte susceptível ao colapso por rasgamento;

$A_{nv}$  é a área líquida sujeita ao cisalhamento, da parte susceptível ao colapso por rasgamento;

$A_{nt}$  é a área líquida sujeita à tração, da parte susceptível ao colapso por rasgamento.

<sup>7</sup>Na NBR 14762:2001 a expressão de  $F_{Rd}$  do ítem “a” é a mesma do ítem “b”, porém com limitante máximo = 1,25 em vez 1,0.

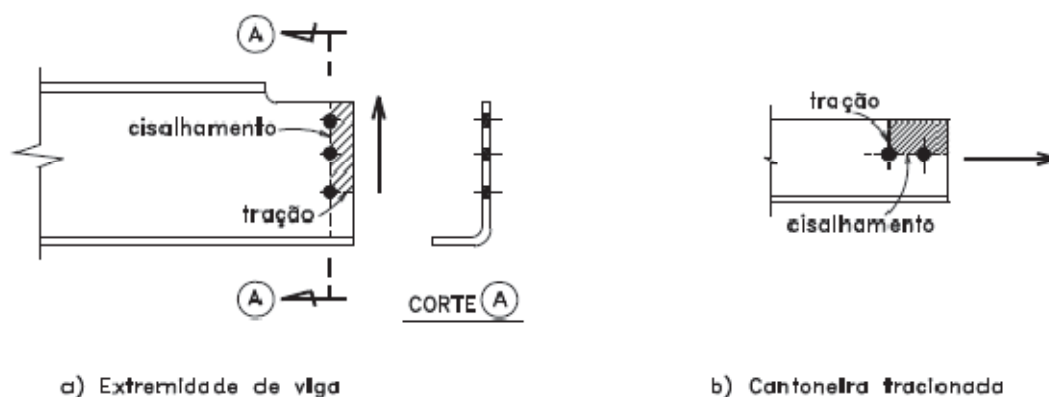
<sup>8</sup>Na NBR 14762:2010 foi modificado e simplificado o procedimento em relação à NBR 14762:2001. Nesta, as seguintes verificações precisam ser feitas :

- Se  $A_{nt} \cdot f_u \geq 0,6A_{nv} \cdot f_u \rightarrow F_{Rd} = (0,6A_{gv} \cdot f_y + A_{nt} \cdot f_u) / \gamma \quad \gamma = 1,35$

- Se  $0,6 \cdot A_{nv} \cdot f_u \geq A_{nt} \cdot f_u \rightarrow F_{Rd} = (0,6A_{nv} \cdot f_u + A_{gt} \cdot f_y) / \gamma \quad \gamma = 1,35$

A força resistente de cálculo foi reduzida na revisão de 2010 em aproximadamente 18% em relação à de 2001.

Figura 22 - Colapso por rasgamento da parte conectada



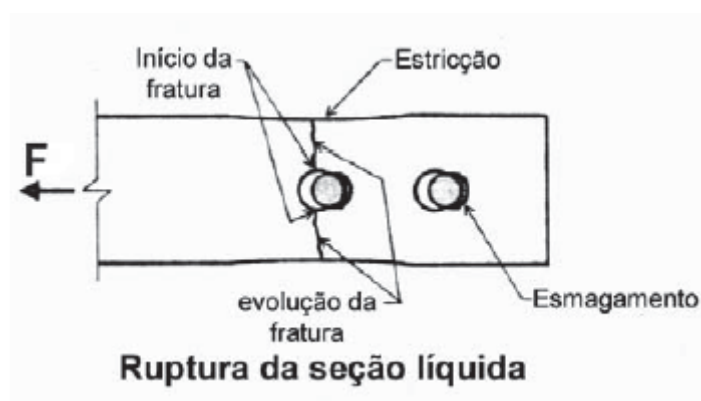
Fonte : NBR 14762:2010, figura 8

### Ruptura da seção líquida na região da ligação

Trata-se de um estado limite típico de elementos tracionados – tanto é que a NBR 14762 não o inclui no estudo das ligações e sim no item “ 9.6 Barras submetidas à força axial de tração” – juntamente com o estudo de ruptura da seção líquida fora da região da ligação e do escoamento da seção bruta.

O item acima mencionado apresenta os procedimentos de cálculo para determinar este estado limite para ligações parafusadas e para ligações soldadas em função da geometria e dos materiais empregados<sup>9</sup>. A figura 23 ilustra este tipo de ruptura.

Figura 23 – Evolução de ruptura de seção líquida de ligação parafusada



Fonte : Adaptado de Salmon e Johnson (1996)

Conforme a NBR 14762:2010, a “força axial de tração resistente de cálculo  $N_{t,Rd}$  é o menor dos valores considerando-se os estados-limites últimos de escoamento da

<sup>9</sup>O valor do coeficiente “ $\gamma$ ” – que na NBR 14762:2010 é igual a 1,65, na NBR 14762:2001 tem valor igual a 1,35. Houve, portanto, uma redução da ordem de 18% da força resistente de cálculo para este estado limite.

seção bruta, ruptura da seção líquida fora da região da ligação e ruptura da seção líquida na região da ligação, de acordo com as expressões a seguir” :

a) para escoamento da seção bruta :

$$N_{t,Rd} = A \cdot f_y / \gamma \quad (\gamma = 1,1)$$

b) para ruptura na seção líquida fora da região da ligação

$$N_{t,Rd} = A_{no} \cdot f_u / \gamma \quad (\gamma = 1,35)$$

c) para ruptura da seção líquida na região da ligação

$$N_{t,Rd} = C_t \cdot A_n \cdot f_u / \gamma \quad (\gamma = 1,65) \quad ^{10} \text{onde}$$

**A** é a área bruta da seção transversal da barra;

**A<sub>no</sub>** é a área líquida da seção transversal da barra fora da região da ligação (por exemplo, decorrente de furos ou recortes que não estejam associados à ligação da barra);

**A<sub>n</sub>** é a área líquida da seção transversal da barra na região da ligação. Para chapas com ligações parafusadas em zig-zag, devem ser analisadas as prováveis linhas de ruptura, sendo a seção crítica aquela correspondente ao menor valor da área líquida; neste caso a área líquida da seção de ruptura analisada deve ser calculada por :

$$A_n = 0,9(A - n_f \cdot d_f \cdot t + \sum t \cdot s^2 / 4g)$$

**d<sub>f</sub>** é a dimensão do furo na direção perpendicular a solicitação;

**n<sub>f</sub>** é a quantidade de furos contidos na linha de ruptura analisada;

**s** é o espaçamento dos furos na direção da solicitação;

**g** é o espaçamento dos furos na direção perpendicular à solicitação;

**t** é a espessura da parte conectada analisada;

**C<sub>t</sub>** é o coeficiente de redução da área líquida; em ligações parafusadas é dado por :

- todos os elementos conectados, com dois ou mais parafusos na direção da solicitação:

$$C_t = 1,0$$

- todos os parafusos contidos em uma única seção transversal - incluindo o caso particular de um único parafuso na ligação, ilustrado na figura 24 -, o perfil deve ser tratado como chapa equivalente <sup>11</sup> com **C<sub>t</sub>** dado por :

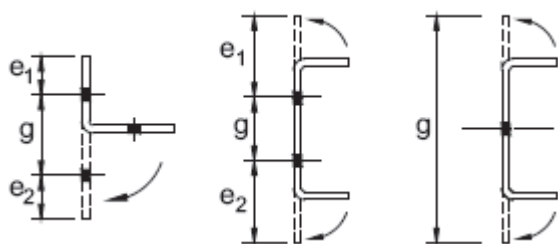
$$C_t = 2,5 \cdot (d/g) \leq 1,0$$

<sup>10</sup>O valor  $\gamma = 1,65$  (na NBR 14762:2010) é igual a 1,35 na NBR 14762:2001; portanto houve redução de 18% na resistência de cálculo.

<sup>11</sup>Nos casos em que o espaçamento entre furos  $g$  for inferior à soma das distâncias entre os centros dos furos e as extremidades da às respectivas bordas, na direção perpendicular à solicitação ( $e_1 + e_2$ ); **C<sub>t</sub>** deve ser calculado substituindo  $g$  por  $e_1 + e_2$ .

Havendo um único parafuso na seção analisada, **C<sub>t</sub>** deve ser calculado tomando-se  $g$  igual ao maior valor entre  $3d$  e a soma  $e_1 + e_2$ .

Figura 24 – Determinação do coeficiente  $C_t$  em ligações com um único parafuso



Fonte : NBR 14762:2010, figura 4b

- cantoneiras e perfis U com dois ou mais parafusos na direção da solicitação, sendo que nem todos os elementos estejam conectados (figura 25) :

$C_t = 1,0 - 1,2.(x/L)$  (devendo, no entanto ser usado 0,9 como limite superior, e não se permitindo o uso de ligações que resultem em um valor inferior a 0,4)

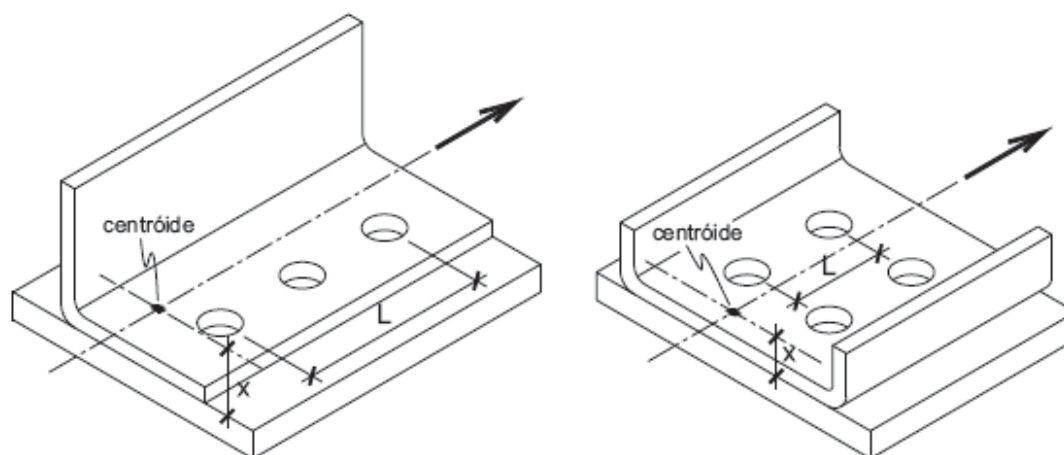
onde

$d$  é o diâmetro do parafuso;

$L$  é o comprimento da ligação parafusada conforme ilustrado na figura 25;

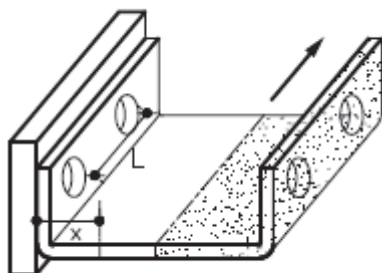
$x$  é a excentricidade da ligação, tomada como a distância entre o centróide da seção da barra e o plano de cisalhamento da ligação. No caso de perfil U conectado pelas mesas por meio de parafusos, a excentricidade da ligação deve ser determinada substituindo o perfil U por duas cantoneiras fictícias, obtidas dividindo-se o perfil U por um plano paralelo às mesas, na altura do seu centróide (vide figura 26)

Figura 25 – Ligação parafusada em perfis



Fonte : NBR 14762:2010, figura 4c

Figura 26 – Ilustração do caso de perfil U conectado por parafusos nas mesas



Fonte : Maiola (2004).

## 4.2 LIGAÇÕES DE BARRAS POR MEIO DE SOLDA

Analogamente às ligações parafusadas, também neste caso a metodologia de cálculo é, via de regra, a adotada pela NBR 14762:2010 - Dimensionamento de estruturas de aço constituídas por perfis formados a frio - a qual revisa a NBR 14762 : 2001 . No caso de materiais com espessura superior a 4,75mm são seguidas as especificações da NBR 8800:2008 - Projeto de Estruturas de aço e de estruturas mistas de aço e concreto de edifícios – conforme indicado pela primeira.

### 4.2.1 Estados limites usuais

A seguir são reproduzidas as prescrições da NBR 14762:2010 em seus itens 10.2.2 a 10.2.4.

#### Ítem 10.2.2 - Soldas de penetração em juntas de topo

A força resistente de cálculo de uma solda de penetração em junta de topo  $F_{Rd}$  , deve ser calculada por:

a) tração ou compressão Normal à seção efetiva ou paralela ao eixo da solda:

$$F_{Rd} = L \cdot t_{ef} \cdot f_y / \gamma \quad (\gamma = 1,10)$$

b) cisalhamento na seção efetiva:

$$F_{Rd} = L t_{ef} (0,6 f_w) / \gamma \quad (\gamma = 1,25), e F_{Rd} = L t_{ef} (0,6 f_y) / \gamma (\gamma = 1,10)$$

onde:

$f_w$  é a resistência à ruptura da solda;

$f_y$  é a resistência ao escoamento do aço (metal base);

$L$  é o comprimento do cordão de solda;

$t_{ef}$  é a dimensão efetiva (garganta efetiva) da solda de penetração. Para o caso de penetração total,  $t_{ef}$  é a menor espessura do metal base na junta.

### Ítem 10.2.3 - Soldas de filete em superfícies planas

A força resistente de cálculo de uma solda de filete em superfície plana  $F_{Rd}$ , deve ser calculada por:

a) estado-limite último de ruptura do metal base: sollicitação paralela ao eixo da solda

-- para  $L/t < 25$ : -- para  $L/t \geq 25$ <sup>12</sup>:

$$F_{Rd} = [1 - 0,01L/t] \cdot t \cdot L \cdot f_u / \gamma \quad (\gamma = 1,65)$$

$$F_{Rd} = 0,75 \cdot t \cdot L \cdot f_u / \gamma \quad (\gamma = 2,00)$$

b) estado-limite último de ruptura do metal base: sollicitação Normal ao eixo da solda

$$F_{Rd} = t \cdot L \cdot f_u / \gamma \quad (\gamma = 1,55)^{13}$$

c) estado-limite último de ruptura da solda:

Além das forças resistentes de cálculo obtidas em a) e b) anteriores, para espessura  $t > 2,5$  mm a força resistente de cálculo  $F_{Rd}$  não deve exceder o seguinte valor:

$$F_{Rd} = 0,75 \cdot t_{ef} \cdot L \cdot f_w / \gamma \quad (\gamma = 1,65)^{14}$$

onde

$f_w$  é a resistência à ruptura da solda;

$f_u$  é a resistência à ruptura do aço (metal base);

$L$  é o comprimento do filete de solda;

$t$  é o menor valor entre  $t_1$  e  $t_2$  conforme Figura 27;

$t_{ef}$  é a dimensão efetiva (garganta efetiva) da solda de filete, considerada como o menor valor entre  $0,7 w_1$  ou  $0,7 w_2$ ;

$w_1, w_2$  são as pernas do filete, conforme Figura 27.

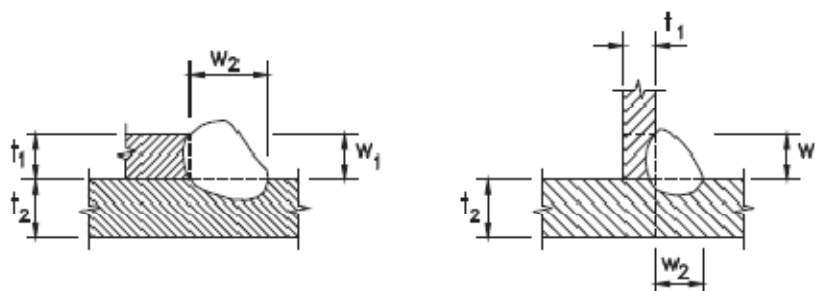
Nas juntas por sobreposição,  $w_1 \leq t_1$ .

<sup>12</sup> Para  $L/t \geq 25$ , a NBR 14762:2001 apresenta  $\gamma = 1,80$ . Há, portanto, uma redução da força resistente de cálculo da ordem de 10% na NBR 14762:2010 em relação àquela. Salienta-se, no entanto, que os coeficientes de ponderação das ações,  $\gamma_g$  e  $\gamma_q$  também sofreram modificações.

<sup>13</sup> A NBR 14762:2001 especifica  $\gamma = 1,65$ . Isto significa que na NBR 14762:2010 há um aumento de aproximadamente 6,5% na força resistente de cálculo em relação à NBR 14762: 2001.

<sup>14</sup> Na NBR 14762:2001, a espessura a partir da qual deve ser verificado o valor máximo de  $F_{Rd}$  é 3,75mm; na NBR 14762:2010 passa a ser 2,5 mm.

Figura 27 – Solda de filete em superfícies planas



Fonte : NBR 14762:2010, figura 6

#### Ítem 10.2.4 - Soldas de filete em superfícies curvas

A força resistente de cálculo de uma solda de filete em superfícies curvas  $F_{Rd}$ , deve ser calculada por:

a) estado-limite último de ruptura do metal base: solicitação Normal ao eixo da solda conforme ilustrado na figura 28a :

$$F_{Rd} = 0,83.t.L.f_u/\gamma \quad (\gamma = 1,65)^{15}$$

b) estado-limite último de ruptura do metal base: solicitação paralela ao eixo da solda (Figuras 28b a 28g)

-- para  $t_{ef} \geq 2t$  e se a dimensão  $h$  do enrijecedor é maior ou igual ao comprimento da solda  $L$  (Figura 7d):

$$F_{Rd} = 1,50.t.L.f_u/\gamma \quad (\gamma = 1,80)$$

-- para  $t \leq t_{ef} < 2t$  ou se a dimensão  $h$  do enrijecedor é menor que o comprimento da solda  $L$  (Figura 7e):

$$F_{Rd} = 0,75.t.L.f_u/\gamma \quad (\gamma = 1,80)$$

c) estado-limite último de ruptura da solda:

Além das forças resistentes de cálculo obtidas em a) e b) anteriores, para espessura  $t > 2,5$  mm a força resistente de cálculo  $F_{Rd}$  não deve exceder o seguinte valor:

$$F_{Rd} = 0,75.t_{ef}.L.f_w/\gamma \quad (\gamma = 1,65)$$

onde

$f_w$  é a resistência à ruptura da solda;

$f_u$  é a resistência à ruptura do aço (metal base);

$h$  é a altura do enrijecedor

<sup>15</sup> Na NBR 14762:2001 o valor de “ $\gamma$ ” é 1,80 – enquanto que na NBR 14762:2010, esse valor é 1,65. Isto representa um aumento de 9% na força resistente de cálculo desta em relação à NBR 14762:2001.

$L$  é o comprimento do filete de solda;

$t$  é espessura do metal base conforme Figuras 28a a 28g;

$r_e$  é o raio externo de dobramento conforme Figuras 28d a 28g;

$t_{ef}$  é a dimensão efetiva (garganta efetiva) da solda de filete, dada por:

- face externa do filete rente ao metal base (Figuras 28d e 28e):

solda em apenas uma superfície curva:  $t_{ef} = 0,3 \cdot r_e$

solda em duas superfícies curvas:  $t_{ef} = 0,5 r_e$  (para  $r_e > 12,5$  mm,  $t_{ef} = 0,37 r_e$ )

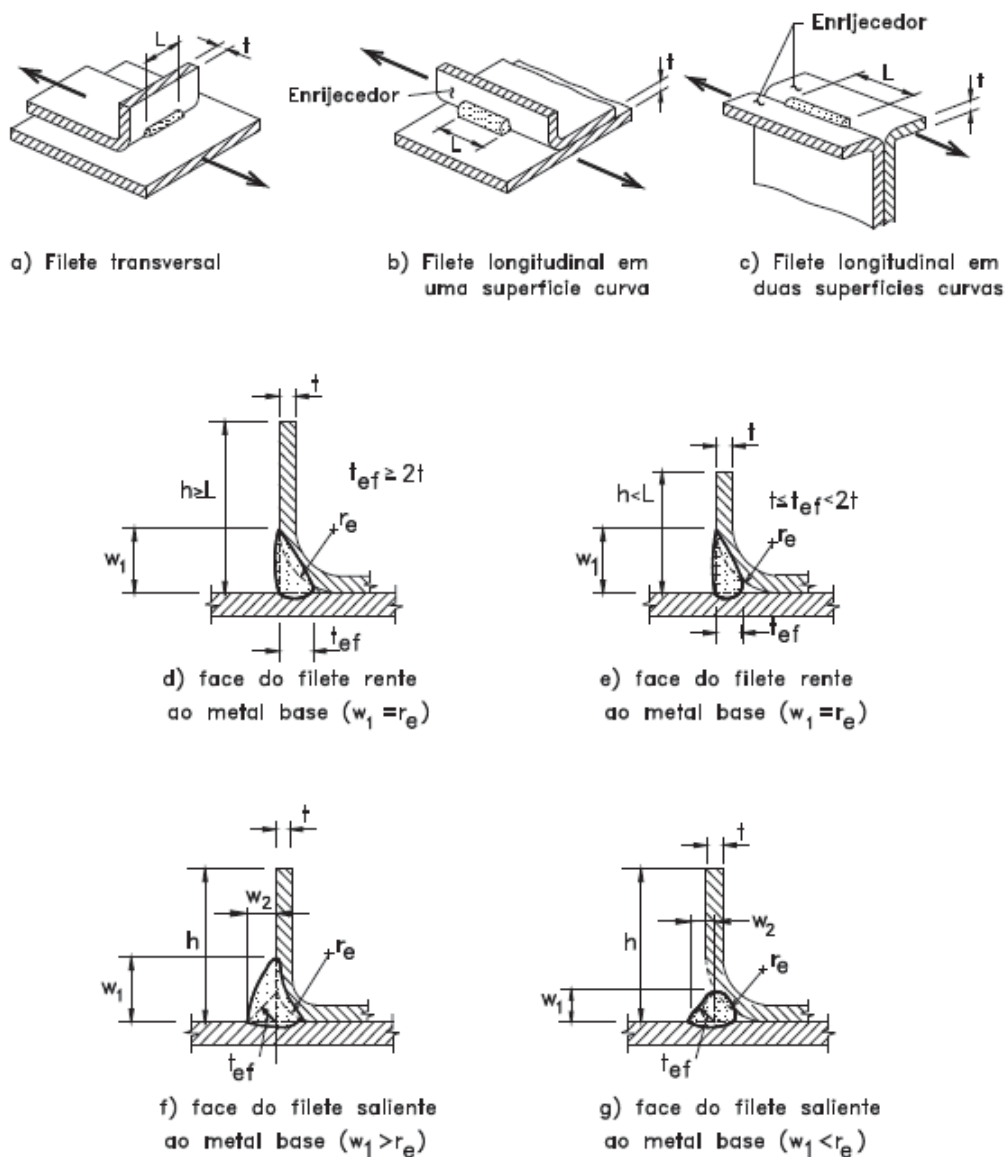
- face externa do filete saliente ao metal base (Figuras 7f e 7g):

$0,7 w_1$  ou  $0,7 w_2$  (o menor valor)

Valores de  $t_{ef}$  maiores que os estabelecidos anteriormente podem ser adotados, desde que comprovados por medições.

$w_1, w_2$  são as pernas do filete, conforme Figuras 28d a 28g.

Figura 28 : Solda de filete em superfícies curvas



### Ruptura do perfil – seção líquida :

Assim como em ligações parafusadas, as ligações soldadas estão sujeitas à ruptura da seção líquida na região da ligação. De maneira análoga à adotada para ligações parafusadas, a NBR 14762:2010 não inclui esta situação no estudo das ligações e sim no item “ 9.6 Barras submetidas à força axial de tração”

Quando apenas alguns dos elementos que constituem um perfil são soldados na conexão - por exemplo, apenas uma das duas abas que constituem um perfil “L” - a resistência da ligação é reduzida. O cálculo da força axial de tração resistente de cálculo  $N_{t,Rd}$  na região da ligação é dada por :

$$N_{t,Rd} = C_t \cdot A_n \cdot f_u / \gamma \quad (\gamma=1,65) \quad \text{onde}$$

$A$  é a área bruta da seção transversal da barra;

$A_n$  é a área líquida da seção transversal da barra na região da ligação, sendo que nos casos em que houver apenas soldas transversais (soldas de topo),  $A_n$  deve ser considerada igual à área bruta da(s) parte(s) conectada(s) apenas.

O valor de  $C_t$  (coeficiente de redução da área líquida) em ligações soldadas é dado por

- apenas soldas transversais :

$$C_t = 1,0$$

- todos os elementos conectados por soldas longitudinais ou por uma combinação de soldas longitudinais e transversais :

$$C_t = 1,0$$

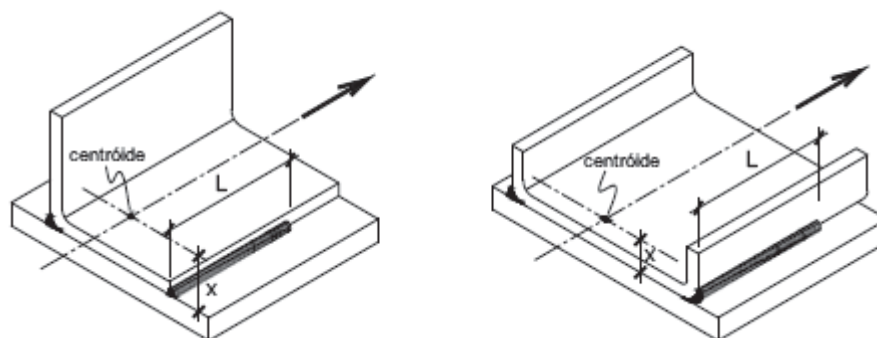
- cantoneiras com soldas longitudinais (figura 29)

$C_t = 1,0 - 1,2 \cdot (x/L)$  (devendo, no entanto ser usado 0,9 como limite superior, e não se permitindo o uso de ligações que resultem em um valor inferior a 0,4)

- perfis U com soldas longitudinais (figura 29)

$C_t = 1,0 - 0,36 \cdot (x/L)$  (devendo, no entanto ser usado 0,9 como limite superior, e não se permitindo o uso de ligações que resultem em um valor inferior a 0,5)

Figura 29 –Grandezas para o cálculo de  $C_t$



Fonte : NBR 14762:2010

Rasgamento da parte conectada : A verificação deste estado é feita do mesmo modo como visto anteriormente para ligações parafusadas ( item 10.4 da NBR 14762:2010).

#### 4.2.2 Efeito de grupo de soldas

A NBR 14762:2001 e a NBR 14762:2010 não mencionam o efeito de ações ex-cêntricas ao centro geométrico de um agrupamento de soldas.

A NBR 8800:2008 apresenta formulação para cálculo de grupo de soldas com força resultante passando pelo seu centro geométrico e para o caso onde a força resultante não coincide com o centro geométrico do grupo de soldas. Neste último caso, a NBR 8800 apresenta no item 6.2.5.2-b – transcrito a seguir - procedimento de análise pelo método do centro instantâneo de rotação : “Para um grupo de filetes de solda situados em um mesmo plano e sujeitos a ações nesse plano, com a resultante das ações não passando pelo centro geométrico do grupo de filetes, analisados pelo método do centro instantâneo de rotação, os componentes da força resistente de cálculo são  $F_{Rd,wx}$  e  $F_{Rd,wy}$ , com:

$$F_{wx,Rd} = \sum F_{wix,Rd} \quad F_{wy,Rd} = \sum F_{wiy,Rd}$$

$$F_{wi,Rd} = 0,6 \cdot f_w / \gamma_{w2} \cdot \sum_i A_{wi} \cdot (1 + 0,5 \cdot \text{sen}^{1,5} \cdot \theta_i) \cdot f(p) f(p) = [p \cdot (1,9 - 0,9 \cdot p)]^{0,3}$$

onde:

$F_{Rd,wi}$  é a força resistente de cálculo do filete de número  $i$ ;

$F_{Rd,wix}$  é a força resistente de cálculo na direção  $x$ ;

$F_{Rd,wiy}$  é a força resistente de cálculo na direção  $y$ ;

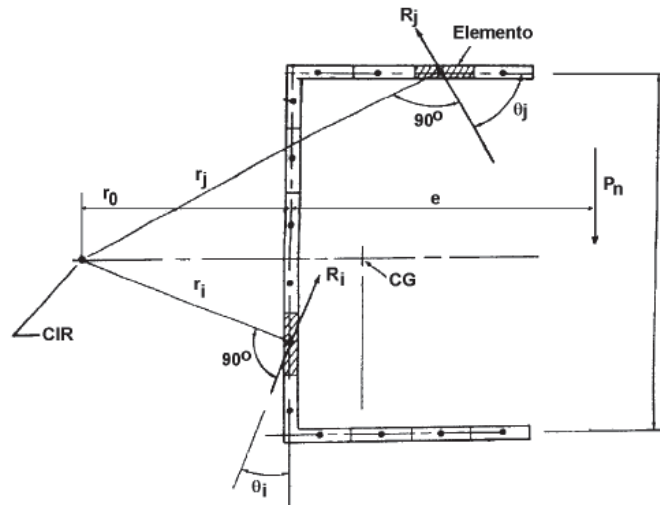
$p$  é  $\Delta_i / \Delta_m$ , ou seja, a relação entre a deformação do filete  $i$  sob níveis intermediários de tensão, linearmente proporcional à deformação crítica baseada na distância ao centro instantâneo de rotação,  $r_i$ , igual a  $r_i \cdot \Delta_u / r_{crit}$ , e sua deformação no limite de resistência, igual a  $1,087 \cdot (\theta_i + 6)^{-0,65} d_{wi} \leq 0,17$ .  $d_{wi}$

$d_{wi}$  é o tamanho da perna do filete  $i$ ;

$r_{crit}$  é a distância do centro instantâneo de rotação do filete com relação  $\Delta_u / r_i$  mínima;

A figura 30 apresenta exemplo grupo de solda analisada por este método.

Figura 30 - Grupo de soldas sob carregamento excêntrico: método do centro instantâneo de rotação.

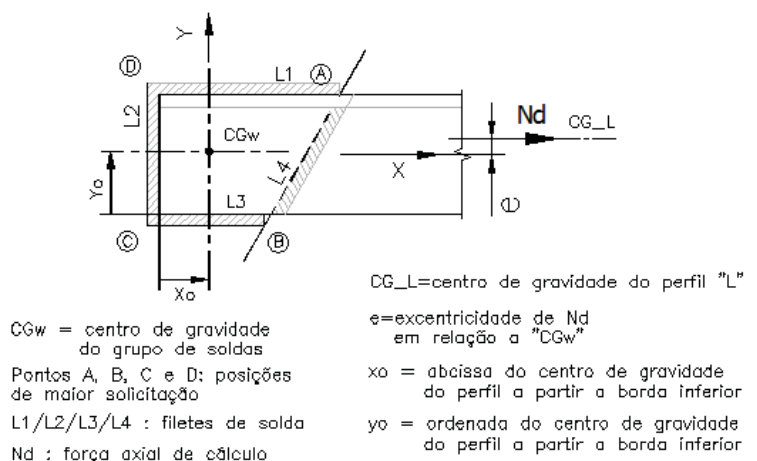


Fonte : Valenciani (1997).

Outro método disponível para a análise de grupo de solda é o vetorial elástico – também denominado de “método clássico”. Segundo Salmon e Johnson (1996) a força excêntrica é substituída por uma força centrada e um correspondente momento de torção, onde a força cortante é equilibrada por tensões uniformemente distribuídas ao longo da solda e o momento de torção equilibrado por tensões proporcionais à distância em relação ao centro de gravidade do grupo de soldas e com direção perpendicular ao correspondente raio vetor. A tensão resultante, num determinado ponto, é dada pela soma vetorial destas duas parcelas. Este método conduz a resultados conservadores - conforme demonstra Valenciani (1997) comparando com o Método do Centro Instantâneo de Rotação (CIR).

Entretanto, grupos de soldas normalmente empregados em ligações de barras de treliças resultam em força resultante ligeiramente excêntrica, não justificando o emprego do primeiro método – de aplicação excessivamente complexa se comparada com o segundo – visto que o efeito da excentricidade não é significativo. A figura 31 apresenta ligação de perfil “L” formado a frio com grupo de solda e grandezas necessárias para análise pelo método vetorial elástico. Deve-se ressaltar que o uso de grupo de cordões de solda tal como o desta figura podem induzir a excentricidade do esforço axial na barra – o que deve ser analisado.

Figura 31 – Exemplo de ligação de perfil L com análise pelo método vetorial elástico



Fonte : Produção do próprio autor

Na figura 31, as tensões  $f_x$  e  $f_y$  na extremidade “A” da solda L1 são dadas por :

$$f_x = N_d/A_w + M_d \cdot y_A / (I_x + I_y) \quad y_A = L2 - y_0$$

$$f_y = M_d \cdot x_A / (I_x + I_y) \quad x_A = L1 - x_0$$

$$f_{v,A} = (f_x^2 + f_y^2)^{1/2} S_d / R_d \leq 1,00$$

onde  $R_d$  é a menor resistência de cálculo obtida conforme item 10.2.4 (Soldas de filete em superfícies curvas) da NBR 14762:2010 para valores unitários de “t” e “L” empregando-se as mesmas unidades do cálculo de  $f_{v,A}$ . O exemplo acima trata da solda na aresta de dobra do perfil e a força é preponderantemente paralela ao eixo do filete de solda sendo usado para cálculo de  $R_d$  as expressões dos sub-ítem “b” e “c”.

As tensões na outra extremidade do filete L1 é calculada de forma análoga. Os valores de  $R_d$  para os demais filetes são calculados segundo o item 10.2.3 (Soldas de filete em superfícies planas) sendo que o filete L2 tem solicitação preponderante perpendicular ao eixo do filete de solda (sub-ítem “b”)

O filete L4 pode apresentar a particularidade de não haver preponderância de força paralela ou perpendicular ao eixo do filete de solda. A NBR 14762 prevê situações de força resultante paralela ao eixo de solda e perpendicular ao eixo de solda. Não é mencionado procedimento para situações intermediárias (força resultante oblíqua ao eixo do filete de solda).

Para grupos de filetes cuja força resultante coincide com o centro geométrico do mesmo, o item 6.2.5.2-a da NBR 8800, – assim como o AISC/2005 – apresenta como alternativa uma formulação onde a resistência do filete de solda varia de acordo com o ângulo entre o eixo desta e a direção da força resultante. Esta variação é senoidal – como pode se observar pela expressão a seguir transcrita da NBR 8800 :

$$F_{Rd} = 0,6 \cdot A_w \cdot f_w / \gamma \cdot (1 + (\sin \theta)^{1,5}) \quad \text{com } \gamma = 1,35; \quad \theta = \text{ângulo entre o vetor da força e o eixo do filete de solda.}$$

Em grupos de solda de barras de treliça a excentricidade da força resultante em relação ao centro geométrico do grupo de solda, de maneira geral, é pequena. Daí que a aplicação do procedimento prescrito pela NBR 8800 para elementos com espessura maior que 4,75mm resulta em boa aproximação.

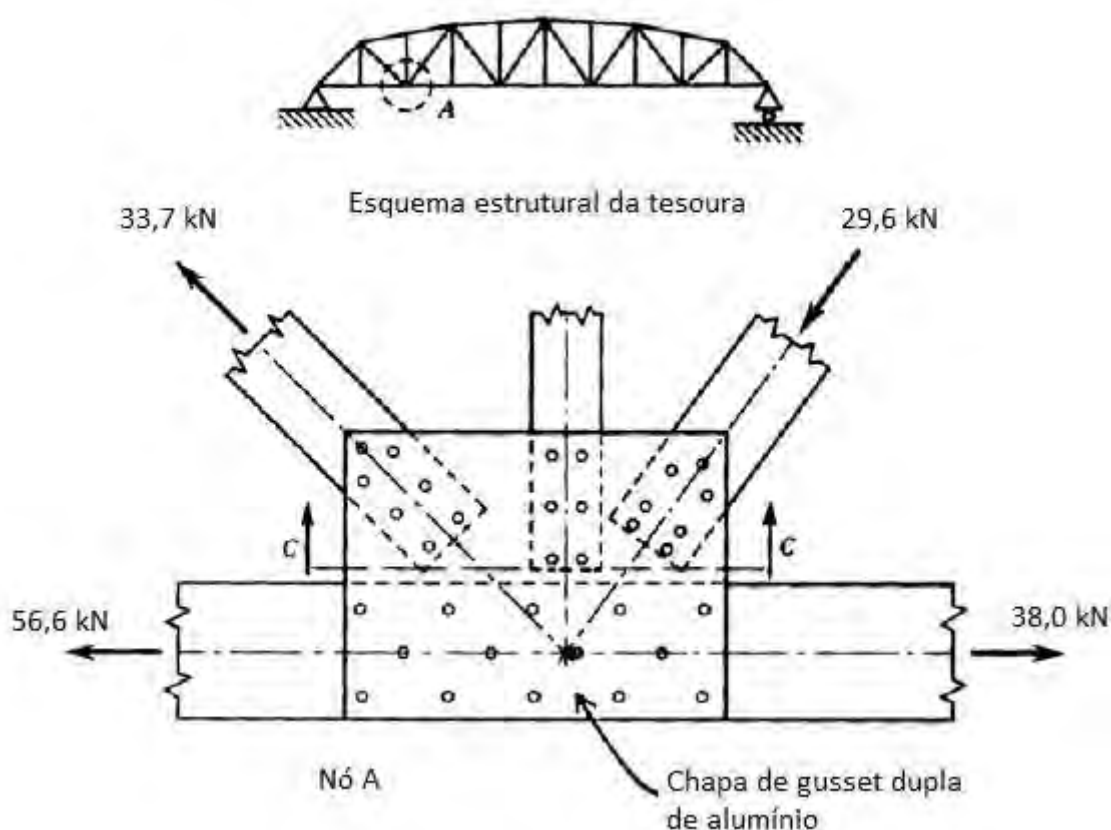
No caso de elementos com espessura menor ou igual a 4,75mm, em grupo de solda com pequena excentricidade da aplicação da força em relação ao centro geométrico deste e direção oblíqua em relação a um dado filete, a resistência deste pode ser avaliada interpolando valor de resistência para um dado ângulo “ $\theta$ ” para as expressões da NBR 14762, isto é, empregar interpolação linear de  $F_{Rd}$  para determinado valor de  $\theta$  entre os valores de  $F_{Rd}$  para  $\theta=0^\circ$  e  $90^\circ$ .

Do mesmo modo que em ligações parafusadas, os eixos baricêntricos das barras que compõem a conexão, devem se encontrar exatamente num mesmo ponto. Caso isso não ocorra, uma forma usual é fazer a distribuição do momento fletor decorrente da excentricidade proporcionalmente à rigidez de cada elemento envolvido e os mesmos serem dimensionados à flexão composta, conforme Owens e Cheal (1989).

### 4.3 CHAPAS DE GUSSET

Quando duas ou mais barras precisam ser unidas e o eixo de cada uma não é colinear com os demais, normalmente não é possível parafusar ou soldar um elemento diretamente ao outro. Nestes casos, chapas de ligação – denominadas de “*gusset*” – são empregadas para transferência de esforços entre estes elementos. A figura 32 ilustra esta conexão.

Figura 32 – Modelo de chapa de *gusset* empregado por Whitmore (forças em kilopounds)



Fonte : Kulak, Fisher e Struik ( 2001).

As chapas de *gusset* podem estar presentes tanto nas ligações parafusadas quanto nas soldadas. Seu estudo também é feito de forma semelhante em ambos os casos.

Embora seja usual considerar que em uma treliça a união das barras cujos eixos se encontram num ponto transmita apenas forças normais, a transferência destas forças provocarão esforços normais, de flexão e de cisalhamento em uma seção arbitrária na chapa de *gusset*.

Flexão fora do plano em chapas de *gusset* geralmente são insignificantes segundo Kulak, Fisher e Struik (2001). Em muitos casos a força é aplicada simetricamente em relação ao plano da chapa ou sua geometria evita ou minimiza tensões secundárias de flexão fora do plano. Devido a estes fatores, a análise destas chapas

geralmente é tratada como problema de estado bidimensional de tensões e efeitos secundários de flexão fora do plano são ignorados.

O procedimento comumente empregado para determinar as tensões em chapas de *gusset* é identificar os esforços transmitidos pelos componentes da ligação e, em seções críticas, calcular as forças normais, cortantes e momentos fletores. Em seguida, as tensões são calculadas empregando as fórmulas elementares para vigas.

Entretanto, é reconhecido que a associação ao comportamento de viga não é válido. Ainda, segundo Kulak, Fisher e Struik (2001), estudos efetuados em modelo de conexão da corda inferior de treliça “Warren” indicaram que a suposição do comportamento de viga conduz a resultados equivocados. Tais estudos foram limitados a tensões dentro do comportamento elástico.

Neste sentido, um dos estudos pioneiros foi o de Whitmore (1952 apud Kulak et al., 2001). Para examinar a validade do uso de fórmulas de vigas para esse problema, Whitmore investigou a distribuição de tensões em uma chapa de alumínio simulando a conexão acima citada. Constatou-se que a posição dos valores máximos de tensões de tração e compressão situaram-se próximos das diagonais tracionadas e comprimidas, respectivamente. A suposição de que as tensões na chapa de *gusset* se distribuem de acordo com a hipótese de viga mostrou-se imprecisa.

Whitmore concluiu que a tensão máxima que ocorre na chapa de *gusset* na região próxima à extremidade da diagonal pode ser estimada adequadamente assumindo que a força atuante na mesma é distribuída uniformemente sobre uma área efetiva do material da chapa. Essa área é obtida multiplicando a espessura da chapa por uma largura efetiva. Esta, pode ser estimada construindo linhas com inclinação de  $30^\circ$  em relação ao eixo do componente a partir da primeira linha de parafusos interceptando com uma linha perpendicular ao citado eixo, passando pela última linha de parafusos, conforme mostrado na figura 33.

Figura 33 – Dispersão das tensões normais para obtenção da seção efetiva (“Whitmore Section”)



Fonte : Kulak, Fisher e Struik (2001).

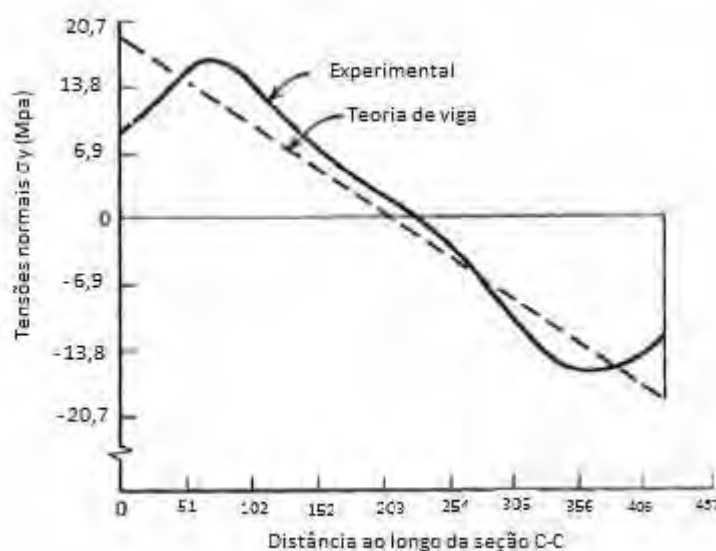
Em estudos posteriores feitos por Vasarhelyi (1971) através do método de elementos finitos, foram analisados tanto o comportamento em regime elástico como no inelástico. As análises elásticas confirmaram as conclusões de Whitmore.

Significativas diferenças entre as tensões obtidas pela análise através do método dos elementos finitos e a teoria de viga foram encontrados. Entretanto, as diferenças não são necessariamente contra a segurança. Nenhum valor de tensão avaliado pelo citado método excedeu os valores máximos preditos pela teoria de viga; a localização e distribuição dos valores máximos é que mostraram diferenças substanciais.

Em suas investigações sobre o assunto, Vasarhelyi concluiu que " as tensões máximas numa chapa de *gusset* encontradas por vários métodos simplificados são apenas ligeiramente diferentes; os maiores desvios estão na localização destes pontos máximos." Desse modo a verificação das tensões em seções críticas da chapa deve ser mantida.

A figura 34 apresenta a distribuição de tensões obtidas pelo método da teoria de viga em comparação com o resultado experimental de Whitmore.

Figura 34 – Distribuição das tensões normais na seção crítica C-C da fig. 32



Fonte : Kulak, Fisher e Struik ( 2001)

Kulak, Fisher e Struik (2001) também concluíram que, devido à complexidade de situações possíveis em ligações com chapas de *gusset* e a variedade de componentes, fixadores e geometria da chapa, muitas pesquisas ainda se fazem necessárias.

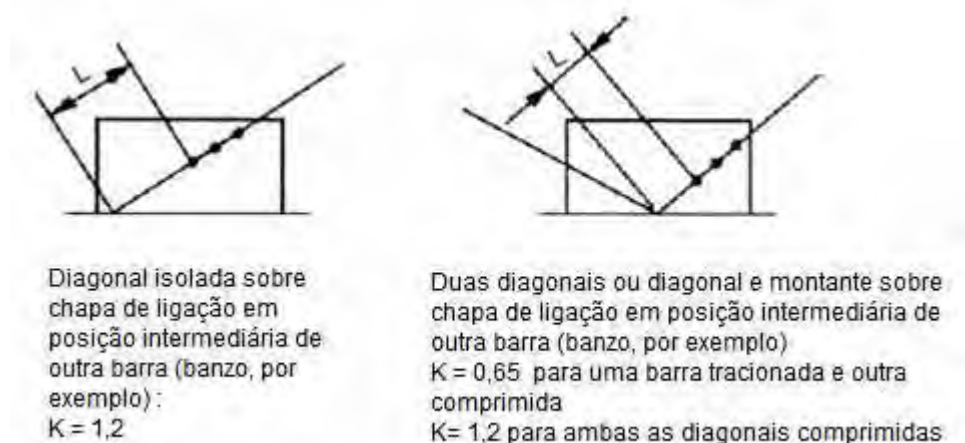
Desse modo, nas considerações de cálculo devem ser verificados :

- ruptura pelo método da seção efetiva;
- rasgamento da parte conectada;
- possibilidade de esmagamento da região dos furos;
- rasgamento entre furos e furo-borda;
- tensões devido a esforços normais e de flexão e tensões de cisalhamento em seções críticas da chapa ( "comportamento de viga");
- estabilidade da chapa sob ação de força normal de compressão;

Em chapas –ou regiões de chapas – sujeitas à compressão ou flexo-compressão, a estabilidade pode ser verificada simulando o comportamento de uma barra comprimida conforme Muir e Thornton (2006).

Como em uma barra, as restrições de extremidade são importantes para determinar o coeficiente de comprimento efetivo  $K$ . Algumas condições que podem ocorrer são ilustradas na figura 35, com base nesta fonte.

Figura 35 – Valores do coeficiente de comprimento efetivo "K" para chapas submetidas à compressão



Fonte : Adaptado de Muir e Thornton (2006)

Para uma chapa de *gusset* conectada a um membro de suporte (banzo, no caso presente) e ligada apenas a uma diagonal, assume-se  $K=1,2$ . O mesmo vale para o caso onde existem duas diagonais conectadas e ambas são comprimidas simultaneamente.

Se houver duas diagonais conectadas e uma delas é tracionada, então adota-se  $K=0,65$ . Para tal consideração, a ordem de grandeza da força de tração deve ser a mesma da força de compressão da outra diagonal .

A seção transversal a ser considerada para verificação da resistência é a seção efetiva (espessura da chapa multiplicada pela largura efetiva mostrada na figura 33 )

Deve-se enfatizar que as situações genéricas acima abordadas não são passíveis de aplicação direta em certos casos : pode ocorrer da seção efetiva invadir parte de um elemento adjacente pertencente à conexão ou mesmo ser truncada pela reduzida largura disponível da chapa. Estes e outros casos possíveis requerem tratamento mais elaborado – como pode ser observado em estudos efetuados por Chambers e Bartley (2007) e Astaneh-Asi (2007).

#### ESTADOS LIMITES TÍPICOS :

A NBR 14762 – e também a NBR 8800 – não trata especificamente do dimensionamento deste tipo de elemento estrutural. Entretanto esta última , no item 6.5 "Elementos de ligação" trata de maneira geral do dimensionamento de elementos de ligação. As especificações deste item da NBR 8800 são observadas nos procedimentos a seguir somadas aos procedimentos indicados na bibliografia consultada, adaptando à

formulação desta norma. A formulação foi adaptada de *AASHTO* (2007), sendo que os requisitos relativos a efeitos sísmicos não foram inclusos.

Escorregamento dos parafusos: em ligações parafusadas dimensionadas para trabalhar por atrito (estado limite de serviço) - não abrangidas no presente trabalho;

Escoamento da seção bruta: Considerar a “seção efetiva” = largura efetiva x espessura da chapa – conforme figura 33

$$F_{t,Rd} = f_y \cdot A_g / \gamma_{a1} \leq 3 \cdot d_b \cdot t \cdot f_u / \gamma_{a2} \text{ (NBR 8800:2008, ítem 6.5.3 – a)}$$

$A_g$  = Seção bruta efetiva

Esmagamento da região dos furos (com consideração de rasgamento entre furos e furo-borda): em ligações parafusadas, para furação “padrão”

$$F_{c,Rd} = 1,5 \cdot l_f \cdot t \cdot f_u / \gamma_{a2} \text{ (NBR 8800:2008, ítem 6.3.3, segunda situação do ítem “a”)}$$

$l_f$  = distância entre borda do furo e a borda do furo adjacente ou entre borda do furo e a borda livre da chapa;

$t$  = espessura da chapa;

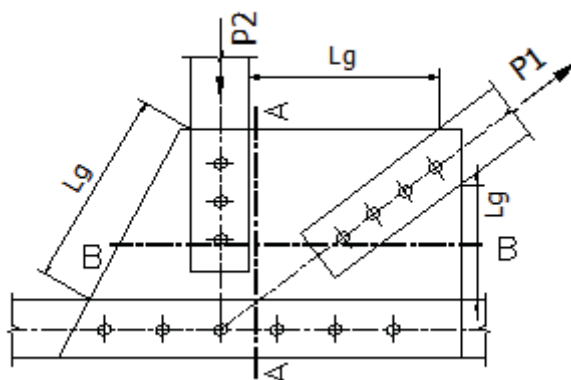
$f_u$  = resistência à ruptura do aço da parede do furo;

$d_b$  = diâmetro do parafuso;

Instabilidade da chapa por força de compressão:

- Nas bordas livres, para evitar instabilidade destas bordas (vide figura 36)

Figura 36 – Distâncias “ $L_g$ ” a serem consideradas para evitar instabilidade por compressão da chapa



Fonte : Produção do próprio autor

Segundo “*Standard Specifications for Highway Bridges*”, 17. ed. (2002) e “*Proposed AASHTO Guide Specifications for LRFD Seismic Bridge Design*” (2007), a distância livre nas bordas sujeitas à compressão deve ser limitada por :

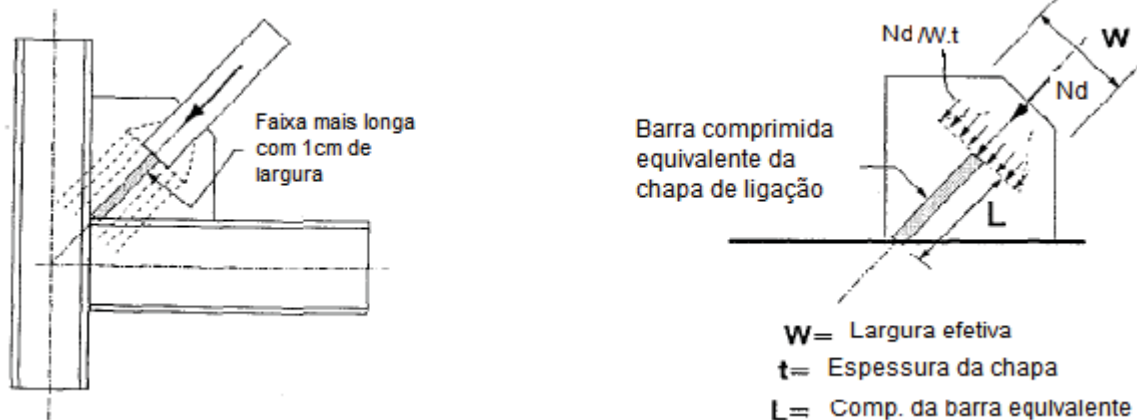
$$L_g / t \leq 2,00 \cdot (E / f_y)^{1/2}$$

$L_g$  = distância livre (conforme figura 36)

$t$  = espessura da chapa

- Na seção crítica: Devido à compressão, a chapa de *gusset* pode se tornar instável a partir da seção crítica conforme ilustrado na figura 37. Para avaliar a capacidade da chapa à compressão, seleciona-se a faixa mais longa, com largura estabelecida a priori = 1cm, submetida à tensão de  $N_d/W.t$  e calcula-se como uma barra equivalente.

Figura 37 – Flambagem de chapa de gusset e modelo de cálculo



Fonte : Astaneh-Asi (1998).

Adotando este modelo e de acordo com a NBR 8800:2008, ítem 6.5.4, tem-se que

a) Para o estado limite último de escoamento, aplicável quando  $k.l/r \leq 25$  :

$$F_{Rd} = f_y \cdot A_g / \gamma_{a1}$$

b) Para o estado limite último de flambagem, aplicável quando  $k.l/r > 25$  :

$$N_{c,Rd} = \chi \cdot A_g \cdot f_y / \gamma_a \quad \lambda_o^2$$

$$\text{Se } \lambda_o \leq 1,5 \implies \chi = (0,658)$$

$$\text{Se } \lambda_o > 1,5 \implies \chi = 0,877 / \lambda_o^2$$

$$\lambda_o = (A_g \cdot f_y / N_e)^{1/2}$$

$$N_e = \pi^2 \cdot E \cdot I / (k \cdot L)^2$$

I = momento de inércia fora do plano da chapa

k = coeficiente de flambagem (0,65 ou 1,2 – vide figura 35)

L = comprimento da faixa comprimida mais longa (vide figura 37)

Ruptura da área líquida da chapa por tração :

$$F_{t,Rd} = f_u \cdot A_e / \gamma_{a2}$$

$$A_e = C_t \cdot A_n$$

coeficiente de redução da área líquida  $C_t$  : (ítem 5.2.5-d – NBR 8800:2008)

Nas ligações soldadas :

quando a força de tração for transmitida somente por soldas longitudinais ao longo de ambas as suas bordas, conforme a Figura 38:

$$C_t = 1,00 \text{ para } \ell_w \geq 2b$$

$$C_t = 0,87 \text{ para } 2b > \ell_w \geq 1,5b$$

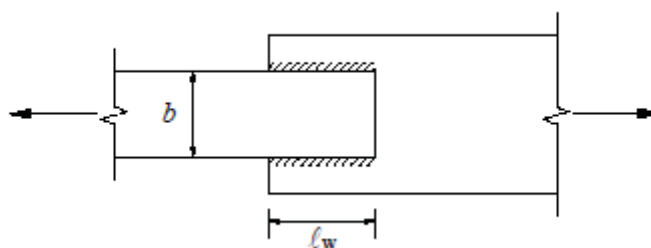
$$C_t = 0,75 \text{ para } 1,5b > \ell_w \geq b$$

$A_n$  = área líquida na seção efetiva =  $W \cdot t$  (se não houver furos nesta região)

$\ell_w$  = comprimento dos cordões de solda;

$b$  é a largura da chapa (distância entre as soldas situadas nas duas bordas);

Figura 38 – Chapa plana com força de tração transmitida por solda longitudinal



Fonte : NBR 8800:2008

Nas ligações parafusadas :

$$C_t = 1,00$$

$$A_e = A_n = (W - d_f \cdot n_b) \cdot t \leq 0,85 A_g \text{ (conf. NBR 8800, ítem 6.5.3-b)}$$

$d_f$  = diâmetro dos furos

$n_b$  = número de parafusos na seção efetiva

$W$  = largura efetiva (conf. figura 37)

$t$  = espessura da chapa

$A_g$  = seção bruta efetiva =  $W \cdot t$

Ruptura por rasgamento de "bloco" : (Vide figura 39)

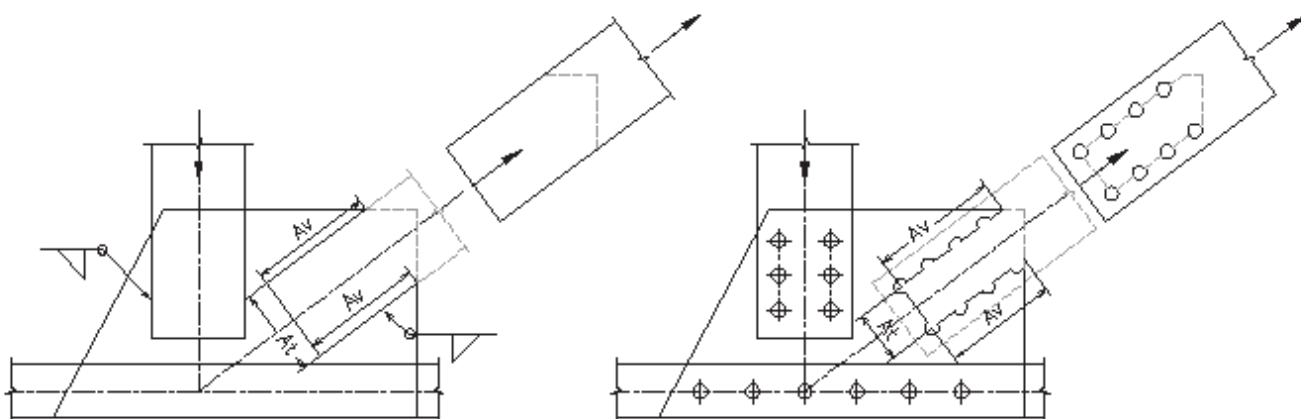
$$F_{Rd} = 1/\gamma_{a2} \cdot (0,6f_u \cdot A_{nv} + C_{ts} \cdot f_u \cdot A_{nt}) < (0,60 \cdot f_y \cdot A_{gv} + C_{ts} \cdot f_u \cdot A_{nt})$$

$A_{gv}$  = área bruta sujeita a cisalhamento

$A_{nv}$  = área líquida sujeita a cisalhamento

$$C_{ts} = 1,00$$

Figura 39 – Exemplos de rasgamento de bloco em ligações soldada e parafusada



Fonte : Produção do próprio autor

### Estados limites de flexão :

$$M_{Rd1} = W \cdot f_y / \gamma_{a1}$$

$$M_{Rd2} = Z \cdot f_y / \gamma_{a2}$$

Onde  $W$  = módulo de resistência elástico e  $Z$  = módulo de resistência plástico

### Estado limite de esforço cortante :

$$V_{Rd} = 0,6 \cdot A_g \cdot f_y / \gamma_{a1}$$

### Interação de esforço cortante + flexão + força axial <sup>16</sup>:

a) Condição de início de escoamento :

$$N_{sd} / N_{Rd} + M_{sd} / M_{Rd1} \leq 1,0 \quad (M_{Rd1} \text{ calculado para o estado limite de flexão})$$

$$N_{sd} / N_{Rd} + (V_{sd} / V_{Rd})^2 \leq 1,0$$

b) Condição de escoamento total :

$$M_{sd} / M_{Rd2} + (N_{sd} / N_{Rd})^2 + (V_{sd} / V_{Rd})^4 / [1 - (N_{sd} / N_{Rd})^2] \leq 1,0$$

### Ruptura dos parafusos (cisalhamento) ou soldas :

a) ligações soldadas :

$$F_{Rd,w1} = 0,60 \cdot (0,7 \cdot w \cdot L) \cdot f_w / \gamma_{w2}$$

$$F_{Rd,w2} = 0,60 \cdot w \cdot L \cdot f_y / \gamma_{a1}$$

<sup>16</sup> Formulação de "Proposed AASHTO Guide Specifications for LRFD Seismic Bridge Design – subcommittee for seismic effects on Bridges" (2007) adaptada à nomenclatura da NBR 8800.

onde :

$w$  = altura do filete de solda

$L$  = comprimento total dos filetes de solda

$f_w$  = resistência do metal de solda

$$\gamma_{w2} = 1,35 \quad \gamma_{a1} = 1,1$$

b) ligações parafusadas :

– Com parafusos de alta resistência quando o plano de corte passa pela rosca e para parafusos comuns em qualquer situação :

$$F_{v,Rd} = 0,4 \cdot A_b \cdot f_{ub} / \gamma_{a2} \times N_b$$

- Com parafusos de alta resistência quando o plano de corte não passa pela rosca :

$$F_{v,Rd} = 0,5 \cdot A_b \cdot f_{ub} / \gamma_{a2} \times N_b$$

onde :

$A_b$  é a área bruta do parafuso

$N_b$  = número de parafusos (ou de seções submetidas a corte simples) na ligação

#### 4.4 PLACAS DE BASE DE PILARES

É prática comum projetar pilares metálicos com engastamento em sua base. Desse modo, as placas de base e os chumbadores devem ter capacidade de transferir adequadamente as cargas normais, cortantes e momentos fletores às fundações ou estrutura de suporte (concreto armado – se for o caso).

O comportamento e distribuição dos esforços na base de um pilar- ilustrado na figura 40b - será elástico até que se forme rótula plástica na base da coluna (1) ou na placa de base (2 ou 3), pelo esmagamento do concreto (4), pelo escoamento dos chumbadores tracionados (5) ou o esgotamento da capacidade de ancoragem do chumbador seja alcançada (6); estes números se referem às posições indicadas na figura 40b. Se a capacidade de ancoragem for maior que os primeiros casos, geralmente o comportamento da conexão será dúctil, segundo Fisher e Kloiber (2006). Embora isso seja desejável, nem sempre é possível ou necessário projetar para esta situação.

Tradicionalmente o dimensionamento de chapa de base de pilares é feito tomando como limites o início de escoamento do chumbador ou a posição mais comprimida atinge a capacidade máxima do concreto à compressão. Segundo esta hipótese, o diagrama de tensões de compressão no concreto tem a forma triangular, partindo do zero e chegando no valor máximo mencionado.

O método empregado neste trabalho foi inicialmente proposto Drake e Elkin (1999), modificado por Doyle e Fisher (2005) e empregado por Fisher e Kloiber no *Steel Design Guide 1* (2006). Ele se baseia na hipótese de equilíbrio em que toda a área comprimida do concreto sob a chapa possa alcançar seu estado limite último – e não apenas na região mais comprimida.

Esta aproximação parece ser mais coerente com o método dos estados limites pois o método tradicional admite que quando a distribuição triangular de tensões no

concreto alcança seu valor máximo, foi atingida a capacidade máxima da ligação – enquanto que neste o diagrama de tensões no concreto é retangular, isto é, admite que toda a região comprimida possa alcançar a tensão máxima.

#### 4.4.1 Placas de base submetidas à flexo-compressão

A metodologia de cálculo a seguir é a empregada por Fisher e Kloiber no “*Steel Design Guide 1*” (2006) adaptada às normas brasileiras NBR 6118:2003 e NBR 8800:2008 quando for pertinente. A nomenclatura foi parcialmente adotada do citado manual e das Normas brasileiras citadas – além de outras introduzidas.

A figura 40 ilustra o modelo em estudo juntamente com as variáveis geométricas e esforços considerados para o caso do flexo-compressão.

Figura 40 - Geometria de chapa de base (a) e estados limites desta ligação (b)  
A força  $P_d$  indicada deslocada de “e” do eixo representa a soma de efeitos de  $P_d$  e  $M_d$

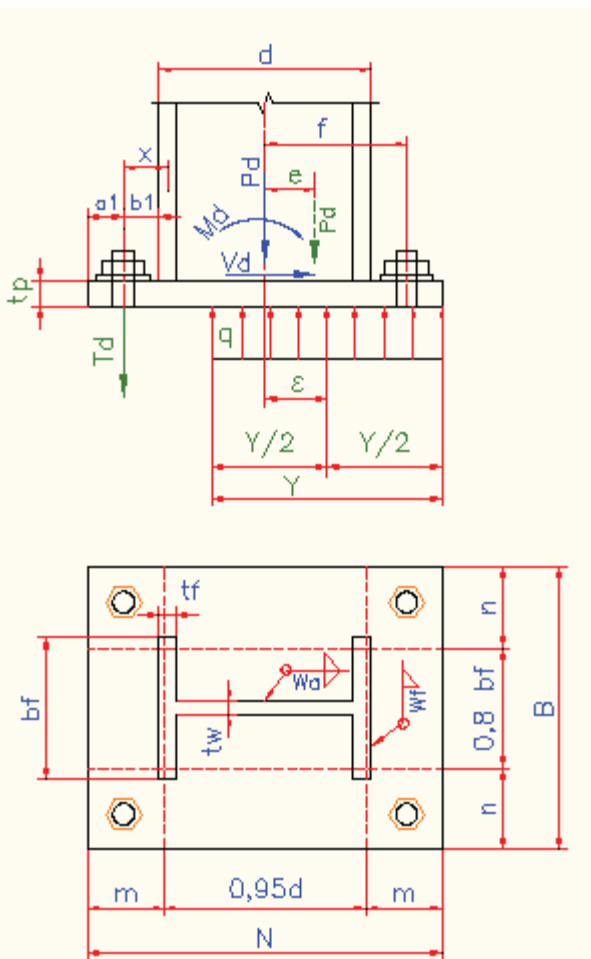


Figura 40a

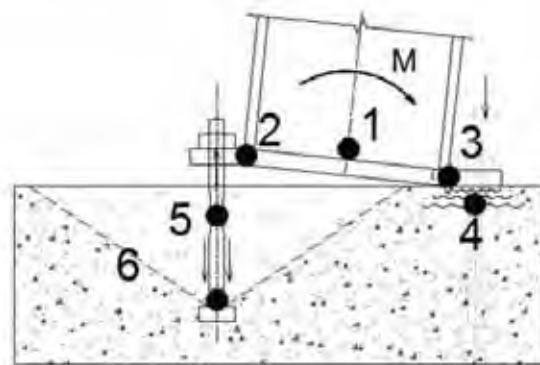


Figura 40b

Fonte : Produção do próprio autor

$m$  = “vão teórico” da chapa em balanço – conforme SDG-1 =  $(N - 0,95d) / 2$

$n$  = “vão teórico lateral da chapa em balanço - conf. AISC-SDG1 :  $n = (B - 0,8.bf) / 2$

$n'$  = distância (“balanço”) da linha teórica de escoam. a partir da flange ou alma do pilar

$$n' = \frac{(d.bf)^{1/2}}{4}$$

$P_d$  = Força normal de cálculo (compressão)

$q$  = carga linear distribuída ao longo do trecho comprimido “Y” da chapa de base

$T_d$  = força de tração de cálculo nos chumbadores

$t_p$  = espessura da placa de base

$t_f$  = espessura da flange do pilar

$t_w$  = espessura da alma do pilar

$V_d$  = Força cortante de cálculo

$w_a$  = altura do filete de solda na alma do pilar

$w_f$  = altura do filete de solda na flange do pilar

$x$  = distância entre o centro do chumbador tracionado e a linha teórica determinante do momento máximo provocado pela força de tração dos chumbadores

$$x = f - d/2 + t_f/2$$

$Y$  = Comprimento do trecho comprimido da chapa

$\varepsilon$  = distância da força resistente de compressão no concreto até o centro do pilar

Quanto às situações de esforços nas bases, o SDG1 subdivide nos seguintes í-  
tens :

Ítem 3.1 - Força de compressão “centrada”

Ítem 3.2 - Força de tração “centrada”

Ítem 3.3 - Placas de base comprimida com pequena flexão

Ítem 3.4 - Placas de base comprimidas com grande flexão

Ítem 3.5 - Força cortante

Não será estudado o ítem 3.5; esta solicitação pode ser resistida por diversos modos, por exemplo : atrito, chapa de cisalhamento, chumbadores resistindo à cortante.

Neste estudo, a divisão adotada foi a seguinte :

- a) Placas submetidas à compressão :
- a-1 : Com pequena excentricidade
  - a-2 : Com grande excentricidade
- b) Placas submetidas à tração :
- b-1 : Com pequena excentricidade
  - b-2 : Com grande excentricidade

Deste modo, todos os casos citados – de 3.1 a 3.5 são abrangidos uma vez que as situações vistas em 3.1 e 3.2 são casos particulares de a-1 e b-1. Além disso, é introduzido o estudo de placas submetidas à flexo-tração.

- Placas com pequena excentricidade : Ocorre quando o equilíbrio é alcançado sem que haja tração nos chumbadores.

A resultante das forças de compressão resistente (vide figura 40a) é igual a  $q.Y$ , onde :

$$q = f_p \times B \quad \begin{array}{l} f_p = \text{tensão de compressão no concreto} \\ B = \text{largura da chapa de base} \end{array}$$

$$\varepsilon = N/2 - Y/2$$

Assim sendo, quando “Y” aumenta, “ $\varepsilon$ ” diminui. “Y” alcançará seu valor mínimo quando “q” alcança seu valor máximo

$$Y_{\min} = P_d / q_{\max} \quad q = f_{p(\max)} \times B \quad f_{p(\max)} = \sigma_{Rd}^{17} = 0,51.f_{ck} \cdot (A_2/A_1)^{1/2} \leq f_{ck}$$

$$\varepsilon_{\max} = N/2 - Y_{\min} / 2 = N/2 - P_d / 2 \cdot q_{\max}$$

Para ocorrer equilíbrio, as linhas de ação de  $P_d$  e da resultante  $q.Y$  devem ser coincidentes, isto é,  $e = \varepsilon$

Se a excentricidade  $e = M_d / P_d$  exceder o valor máximo que  $\varepsilon$  pode alcançar, os esforços aplicados não podem ser resistidos sozinhos e os chumbadores serão traçados. Resumindo, para valores de “e” menores que  $\varepsilon_{\max}$ , Y é maior que  $Y_{\min}$  e “q” é menor que  $q_{\max}$ . Conseqüentemente,  $f_p$  é menor que  $f_{p(\max)}$ . Para valores de “e” maiores que  $\varepsilon_{\max}$ ,  $q = q_{\max}$ . Desse modo, um valor crítico da excentricidade da força aplicada  $P_d$  é dada por

$$e_{\text{crit}} = \varepsilon_{\max} = N / 2 - P_d / 2 \cdot q_{\max}$$

---

<sup>17</sup> $\sigma_{Rd}$ ,  $A_2$  e  $A_1$  – conf. item 6.6.5 – NBR 8800: 2008 . Como não se conhece a priori os valores de  $A_2$  e  $A_1$ , pode-se tomar, conservativamente, a relação como sendo de valor 1,0.

Nos casos em que  $e \leq e_{crit}$ , não haverá tendência de tombamento, os chumbadores não são necessários para o equilíbrio do momento fletor e, segundo o SDG1, pode se dizer que a conexão é sujeita a “pequenos momentos fletores”. No presente trabalho, esta situação foi denominada de “pequena excentricidade”. Por outro lado, se  $e > e_{crit}$ , o equilíbrio não poderá ser alcançado sem a participação dos chumbadores. Neste caso o SDG1 diz que a conexão está sujeita a “grandes momentos fletores” – situação aqui denominada de “grande excentricidade”

TENSÕES NO CONCRETO : As tensões são assumidas como uniformemente distribuídas na área  $Y \times B$ . Na situação em que  $e = \varepsilon$ , tem-se que :

$$N / 2 - Y / 2 = e \quad \text{-----} \quad \mathbf{Y = N - 2.e}$$

As tensões são determinadas por  $q = P_d / Y$  e  $f_p = P_d / BY$

Para pequenas excentricidades,  $e \leq e_{crit}$ ,  $q \leq q_{max}$ ,  $f_p \leq f_{p(max)}$

Na condição de  $e = e_{crit}$ , das duas equações acima destacadas obtém-se :

$$\boxed{Y = N - 2 [ N / 2 - P_d / 2.q_{max} ] .}$$

#### ESTADO LIMITE DE ESCOAMENTO DEVIDO À FLEXÃO DA PLACA DE BASE – REGIÃO DE COMPRESSÃO DO CONCRETO

A compressão do concreto provoca flexão na parte em balanço da chapa em seu comprimento “m” (flexão segundo o eixo mais resistente) e “n” (segundo o eixo de menor resistência). Para o primeiro, as tensões  $f_p$  são calculadas por

$$f_p = P_d / BY = \frac{P_d}{B.(N-2e)}$$

Para  $Y \geq m$ , o momento máximo na parte comprimida da chapa será :  $M_{comp} = f_p.(l^2/2)$  onde “l” é o maior valor entre :  $\underline{m}$ ,  $\underline{n}$  e “ $\underline{\lambda}.n'$ ”. O valor de  $\underline{\lambda}$  ( fator multiplicador de n’ ) tem sua formulação indicada no AISC-SDG1; de modo conservador pode ser adotado = 1,0

A resistência necessária da chapa de base pode ser determinada por

$$\text{Se } Y \geq m : \quad M_{Rd} \geq f_p.[ m^2 / 2 ]$$

$$\text{para } Y < m : \quad M_{Rd} \geq f_p.Y.[ m - Y/2 ]$$

onde  $M_{Rd}$  = resistência à flexão da chapa por unidade de largura

$$M_{Rd} = Z.f_y/\gamma_{a1}(NBR 8800 -G.2.6) = t_p^2.f_y / 4. \gamma_{a1}$$

Para validar análise elástica a NBR 8800:2008 no item 5.4.2.2 estabelece ainda que  $M_{Rd}$  não deve ser tomado maior que  $1,5.W.f_y/ \gamma_{a1}$

$W$  = módulo de resistência elástico da seção ( com largura unit., neste caso) =  $t_p^2 / 6$

$Z$  = módulo de resistência plástica da seção ( com largura unit., neste caso) =  $t_p^2 / 4$   
 $t_p$  = espessura da placa de base

Para determinar a espessura mínima requerida ( $t_{p(req)}$ ), iguala-se as equações de  $M_{Rd}$  anteriores :

para  $Y \geq m$  :  $f_p \cdot [ m^2 / 2 ] = t_p^2 \cdot f_y / (\gamma_a 1.4)$      $\gamma_{a1} = 1,1$

$t_{p(req)} = \{ 4 \cdot [ f_p \cdot ( m^2 / 2 ) ] \cdot 1,1 / f_y \}^{1/2} = 1,5 \cdot m \cdot ( f_p / f_y )^{1/2}$

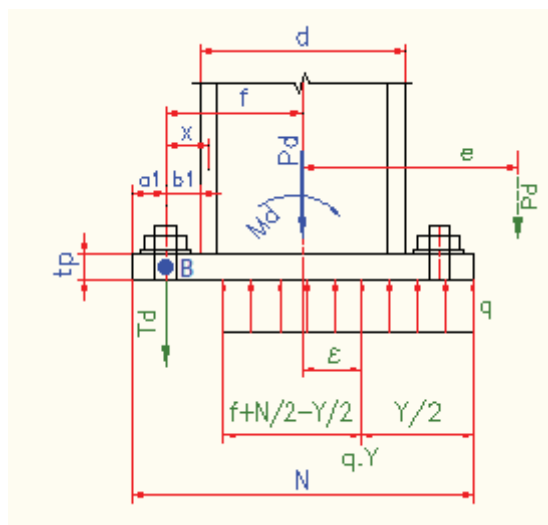
para  $Y < m$  :  $f_p \cdot Y \cdot [ m - Y/2 ] = t_p^2 \cdot f_y / (\gamma_a 1.4)$      $\gamma_{a1} = 1,1$

$t_{p(req)} = 2,11 \cdot [ f_p \cdot Y \cdot ( m - Y/2 ) / f_y ]^{1/2}$

Nota : quando  $\underline{n}$  for maior que  $\underline{m}$ , a espessura mínima requerida deverá ser determinada empregando-se o valor de  $\underline{n}$ .

- Placas com grande excentricidade : Ocorre quando o equilíbrio não pode ser alcançado sem que haja tração nos chumbadores – vide figura 41

Figura 41 – Chapa de base sujeita à flexo-compressão com grande excentricidade



Fonte : Produção do próprio autor

Conforme mencionado anteriormente, esta situação ocorre quando  
 $e > e_{crit} = N/2 - Pd/2q_{max}$

## TENSÕES NO CONCRETO E TRAÇÃO NOS CHUMBADORES

Neste caso, a pressão de contato “q” é igual ao valor máximo “q<sub>max</sub>”. Para calcular as forças de compressão no concreto e tração nos chumbadores, considerar a figura 41.

O equilíbrio de forças verticais requer que :

$$\sum F_v = 0 \longrightarrow T_d = q_{\max} \cdot Y - P_d$$

Do mesmo modo, o equilíbrio de momentos - tomado sobre o ponto B, neste caso - deve ser obtido.

$$q_{\max} \cdot Y \cdot (N/2 - Y/2 + f) - P_d \cdot (e + f) = 0$$

Após reordenar, têm-se a equação quadrática

$$Y^2 - 2 \cdot (N/2 - f) \cdot Y + 2 \cdot P_d \cdot (e + f) / q_{\max} = 0 \quad \text{cuja solução é dada por}$$

$$Y = (f + N/2) \pm [(f + N/2)^2 - 2P_d \cdot (e + f) / q_{\max}]^{1/2}$$

Para certas combinações de força P<sub>d</sub>, momento M<sub>d</sub> e geometria da chapa - soluções reais não podem ser encontradas (“delta” da equação < zero). Neste caso, é necessário aumentar as dimensões da chapa .

## ESTADO LIMITE DE ESCOAMENTO DEVIDO À FLEXÃO DA PLACA DE BASE – REGIÃO DE COMPRESSÃO DO CONCRETO

Para grandes valores de excentricidades e/ou momentos fletores, a tensão limite será : f<sub>p</sub> = f<sub>p(max)</sub>

A espessura requerida da chapa de base pode ser determinada pelas expressões deduzidas para pequenas excentricidades substituindo f<sub>p</sub> por f<sub>p(max)</sub> :

$$\text{para } Y \geq m \quad t_{p(\text{req})} = 1,5 \cdot m \cdot (f_{p\max} / f_y)^{1/2}$$

$$\text{para } Y < m \quad t_{p(\text{req})} = 2,11 \cdot [f_{p\max} \cdot Y \cdot (m - Y/2) / f_y]^{1/4}$$

Nota : quando n for maior que m, a espessura mínima requerida deverá ser determinada empregando-se o valor de n.

## ESTADO LIMITE DE ESCOAMENTO DEVIDO À FLEXÃO DA PLACA DE BASE – REGIÃO DE TRAÇÃO DO CHUMBADOR

A força de tração  $T_d$  nos chumbadores provocam flexão na placa de base. O comprimento em balanço é tomado, de modo conservador, como a distância do centro do chumbador até o centro da flange do pilar, “ $x$ ” – figura 41. Por unidade de largura da chapa, a resistência requerida da chapa pode ser determinada por

$$M_{Rd} = T_d \cdot x / B \quad x = f - d/2 + t_f/2$$

A capacidade resistente por unidade de largura – conforme visto em 4.4.1.1 – é dada por :  $M_{Rd} = Z \cdot f_y / \gamma_{a1} = t_p^2 \cdot f_y / 4 \cdot \gamma_{a1}$

$$T_d \cdot x / B = t_p^2 \cdot f_y / 4 \cdot \gamma_{a1} \quad \longrightarrow \quad \boxed{t_{p(\text{req})} = 2,1 \cdot (T_d \cdot x / B \cdot f_y)^{1/2}}$$

A espessura a ser adotada para a chapa de base deve satisfazer a ambos os estados limites, isto é, deve ser no mínimo igual ao maior dos valores obtido.

### 4.4.2 Placas de base submetidas à flexo-tração

O AISC-SDG1 não abrange o caso de placas de base sujeitas à flexo-tração. Entretanto, é comum ocorrer situações em que isto aconteça. Forças devidas ao vento em galpões, por exemplo, combinadas às ações permanentes, frequentemente implicam em força normal resultante de tração na base dos pilares – o que não ocorre isoladamente, isto é, está associada à esforço de flexão.

A seguir é proposto procedimento de cálculo para esta condição de projeto utilizando os mesmos conceitos estudados para placas submetidas à flexo-compressão.

- Placas com pequena excentricidade : Ocorre quando o equilíbrio é alcançado sem que haja compressão no concreto. A figura 42 ilustra este caso.

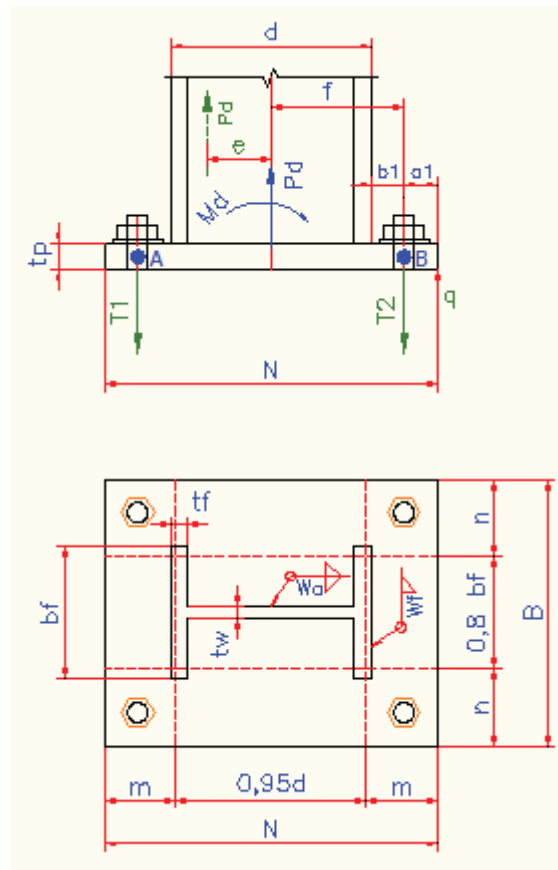
Premissa :  $e \leq f$

Equilíbrio de forças :  $P_d = T_1 + T_2$

Equilíbrio de momento fletor em “B” :  $P_d \cdot (e + f) = T_1 \cdot 2 \cdot f$

$$\boxed{T_1 = P_d \cdot (e + f) / 2f \quad T_2 = P_d - T_1}$$

Figura 42 – Placa sujeita à flexo-tração com pequena excentricidade



Fonte : Produção do próprio autor

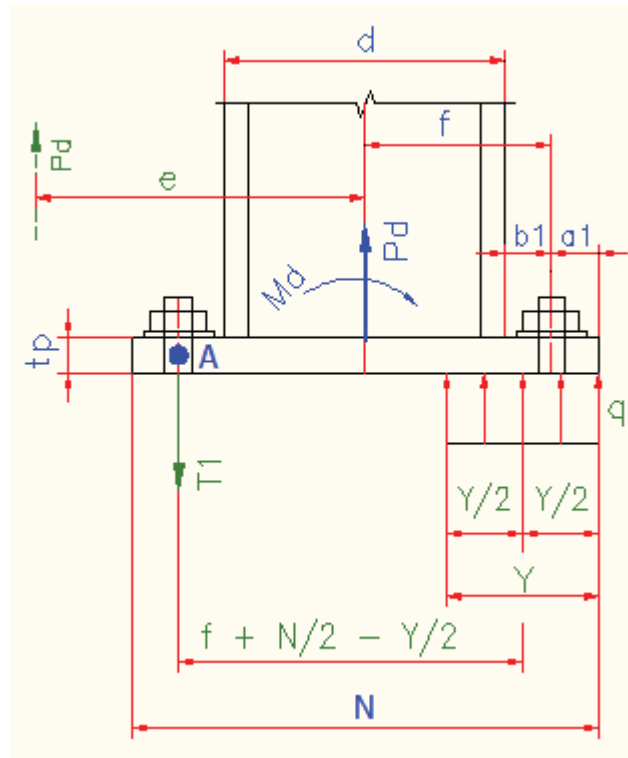
Como as duas bordas em balanço da estrutura estão em balanço, sujeiras à flexão, a mesma expressão obtida para  $t_{p(req)}$  da chapa no lado tracionado - item 4.4.1.2- se aplica aqui :

$$t_{p(req)} = 2,1 \cdot (T_1 \cdot x / B \cdot f_y)^{1/2}$$

Nota : Não há compressão no concreto, todos os chumbadores são tracionados.

- Placas com grande excentricidade : Ocorre quando o equilíbrio é alcançado quando há tração nos chumbadores – vide figura 43 – de um lado e no lado oposto há compressão no concreto.

Figura 43 – Placa de base submetida à flexo-tração com grande excentricidade



Fonte : Produção do próprio autor

Premissas :  $q = q_{\max}$  ;  $e > f$

Equilíbrio de momento no ponto A :

$$P_d \cdot (e - f) = q \cdot Y \cdot (f + N/2 - Y/2) \quad \longrightarrow \quad P_d \cdot (e - f) = q \cdot Y \cdot f + q \cdot Y \cdot N/2 - q \cdot Y^2/2$$

$$\frac{q \cdot Y^2}{2} - q \cdot (f + N/2) \cdot Y + P_d \cdot (e - f) = 0$$

$$Y = (f + N/2) \pm [4 \cdot (f + N/2)^2 - 8 \cdot P_d \cdot (e - f) / q_{\max}]^{1/2} / 2$$

$$Y = (f + N/2) - [(f + N/2)^2 - 2 \cdot P_d \cdot (e - f) / q_{\max}]^{1/2}$$

Se  $\Delta \geq 0 \quad \longrightarrow \quad (f + N/2)^2 \geq 2 \cdot P_d \cdot (e - f) / q_{\max}$  existe raiz real

Se  $\Delta < 0 \quad \longrightarrow$  a placa deve ter suas dimensões aumentadas

Equilíbrio de forças

$$T1 = P_d + q_{\max} \cdot Y$$

## ESTADO LIMITE DE ESCOAMENTO DEVIDO À FLEXÃO DA PLACA DE BASE REGIÃO DE COMPRESSÃO DO CONCRETO

As expressões para determinação  $t_{p(req)}$  são as mesmas empregadas em 4.4.1.2

$$\text{para } Y \geq m \quad t_{p(req)} = 1,5.m.(f_{pmax} / f_y)^{1/2}$$

$$\text{para } Y < m \quad t_{p(req)} = 2,11.[f_{pmax}.Y.(m - Y/2) / f_y]^{1/2}.$$

Nota : quando  $n$  for maior que  $m$ , a espessura mínima requerida deverá ser determinada empregando-se o valor de  $n$ .

## ESTADO LIMITE DE ESCOAMENTO DEVIDO À FLEXÃO DA PLACA DE BASE – REGIÃO DE TRAÇÃO DO CHUMBADOR

Também neste caso, a expressão para determinar o valor de  $t_{p(req)}$  é a mesma obtida em 4.4.1.

$$t_{p(req)} = 2,1.(T_d.x / B.f_y)^{1/2}.$$

A espessura a ser adotada para a placa de base deve satisfazer a ambos os estados limites, isto é, deve ser no mínimo igual ao maior dos valores obtido.

Cabe observar que, enquanto na flexo-compressão o limitante, via de regra é a espessura mínima da parte comprimida da chapa, neste caso a parte tracionada é, a princípio, a mais crítica.

## 4.5 CHUMBADORES

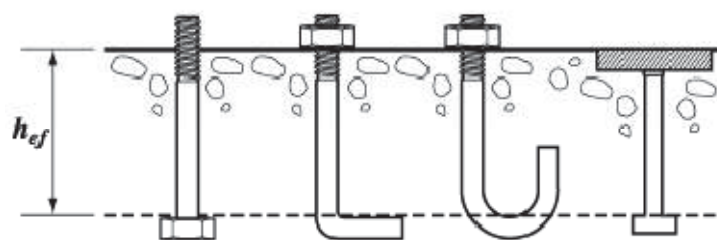
### 4.5.1 Considerações

Chumbadores são os elementos comumente utilizados para interligar a estrutura metálica com a fundação ou estrutura de suporte em concreto armado.

A resposta esperada de toda a estrutura frente aos esforços solicitantes depende, entre outros, da correta adoção de modelo estrutural e respectivo projeto condizente com o modelo adotado – daí a importância de que a fixação da estrutura em suas bases seja convenientemente tratada.

Não há por enquanto nas normas técnicas brasileiras assunto específico relativo ao dimensionamento de chumbadores. A Norma Norte-Americana "American Concrete Institute (2008) - Building Code Requirements for Structural Concrete" (ACI 318-08) apresenta em seu apêndice D as bases para projeto e cálculo de chumbadores constituídos por barras redondas. Nesta, os chumbadores são separados em dois grupos principais – os moldados *in-loco* e os "pós-instalados". A figura 44 mostra exemplos de chumbadores moldados *in-loco*.

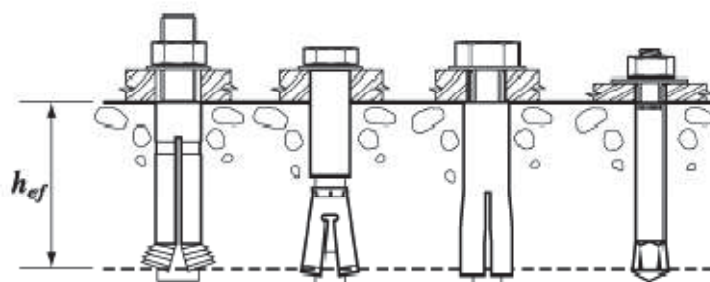
Figura 44 – Exemplos de chumbadores moldados in-loco



Fonte : ACI 318 (2008)

No segundo grupo se enquadram principalmente os chumbadores mecânicos e os químicos. Normalmente são fornecidos por fabricantes que dispõem também as premissas para sua utilização. A figura 45 que mostra alguns tipos destes chumbadores.

Figura 45 – Exemplos de chumbadores pós-instalados



Fonte : ACI 318 (2008)

O grupo analisado neste trabalho é o dos chumbadores moldados in-loco, constituídos de barras com gancho ou “cabeça” em sua extremidade inferior – o que proporciona a ancoragem desejada.

A edição de 2002 do ACI 318 (*Building Code Requirements for Structural Concrete*), denominada ACI 318-02, introduziu nesta especificação as mudanças no modelo de cálculo dos chumbadores de modo análogo à especificação ACI 349-01 (*Code Requirements for Nuclear Safety Related Concrete Structures – Farmington Hills – MI ; 2001*).

Em ambas as Normas acima citadas, o método denominado “Concrete Capacity Design”(CCD) teve retificações, destacando-se a modificação do ângulo de abertura do cone de arrancamento do concreto junto ao chumbador – que anteriormente era considerado de 45° em relação ao plano perpendicular a este - e foi revisado para aproximadamente 34° ou, simplesmente, declividade de 1/1,5.

Edições posteriores - 2005 e 2008 – do ACI 318 adicionaram novas situações e modificaram nomenclaturas – sem, contudo, modificar o que foi estabelecido na edição de 2002. O desenvolvimento desta análise baseia-se principalmente nesta edição tendo em vista sua nomenclatura simples e o inter-relacionamento com bibliografia complementar – Fisher (2004) in *Steel Design Guide 7 (SDG-7) : Industrial Buildings –*

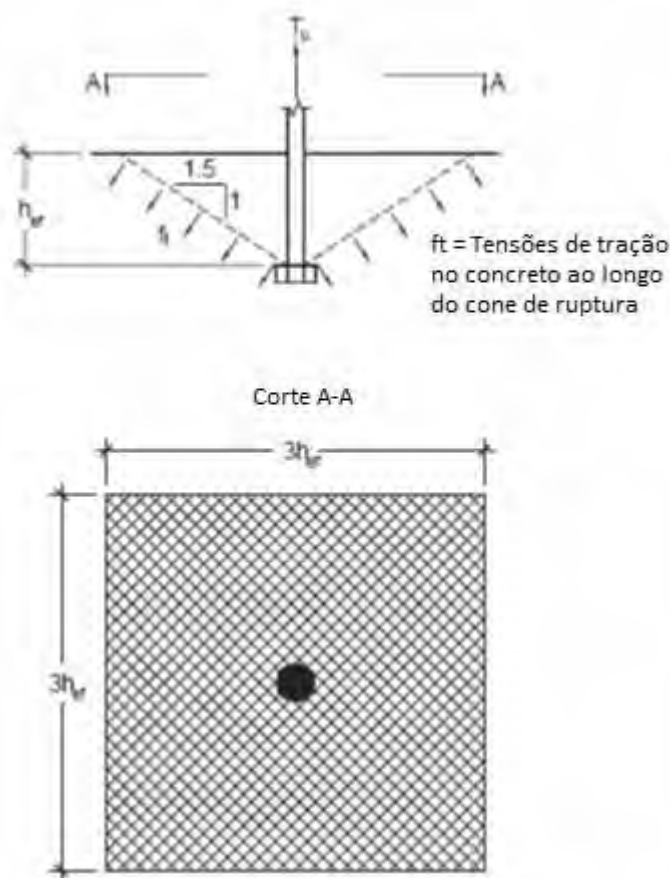
*Roofs to Anchor Rods – 2. ed.*, Fisher e Kloiber (2006) in *Steel Design Guide 1 (SDG-1): Base Plate and Anchor Rod Design* – ambos editados pelo AISC.

#### 4.5.2 Conceitos e premissas

Segundo Fisher (2004), testes tem demonstrado que cabeças de parafusos ou porcas pesadas desenvolvem capacidade total à tração do chumbador quando as barras são devidamente embutidas e confinadas no concreto. A utilização de ganchos em lugar de porcas também se apresenta como alternativa; entretanto, ainda segundo o mesmo autor, este sistema é desaconselhável nos casos de valores relativamente altos de tração. Isto porque a falha é prematura imediatamente acima do gancho, precipitada pelo endireitamento da barra ou arrancamento do concreto (*pull out*).

O método “CCD” considera que o chumbador com cabeça – barra redonda constituída por porca ou cabeça de parafuso em sua extremidade inferior (*headed anchor*) - quando submetido à tração, tende a criar uma superfície de ruptura em forma de cone com ângulo de aproximadamente  $34^\circ$  com o plano perpendicular ao chumbador, conforme já mencionado. Por simplificação, o estudo é feito como se formasse uma pirâmide invertida na qual o cone está inscrito (vide figura 46).

Figura 46 – “Cone” de concreto completo em ruptura por tração (conforme ACI 318-02)



Fonte : Fisher (2004)

As tensões de tração na superfície do cone diminuem conforme aumenta a superfície de ruptura. Assim, o acréscimo de resistência é proporcional ao comprimento de embutimento elevado à potência de 1,5 ( ou 5/3 em embutimentos de chumbadores com cabeça mais profundos que 280mm). Este método é aplicável para chumbadores com diâmetro máximo de 50 mm e embutimento máximo de 635 mm. Estas limitações são condizentes com o âmbito dos testes efetuados.

Conforme foi mencionado, o ACI 318-02 dedica o apêndice D (*Anchoring to Concrete*) ao estudo e especificações dos chumbadores. Este permite o dimensionamento para regime de ruptura frágil – ou “não dúctil” – exceto para regiões de risco sísmico moderado ou alto enquanto que o ACI 349-01 estabelece como condições para dimensionamento três alternativas :

1 – A resistência à ruptura do cone de concreto tracionado, ruptura lateral do concreto por tração do chumbador ou ao escorregamento do chumbador e 65% da resistência à ruptura do concreto por força cortante, deve exceder a resistência ( do aço,  $F_{Rd}$ ) do chumbador;

2 – A resistência de cálculo do concreto deve exceder a resistência de escoamento do aço do chumbador em 33%.

3 – Dimensionamento de chumbador para ruptura não-dúctil é permitida desde que a resistência do concreto seja limitada a 60% da resistência de cálculo.

O AISC, no capítulo J10 (AISC,1999) indica o dimensionamento de chumbadores segundo especificação do ACI 318 ou ACI 349. O ACI 318, em seu item 15.8.3.3 (2002) estabelece que chumbadores e ligações mecânicas alcancem sua resistência de cálculo antes que haja ruptura de ancoragem ou ruptura do concreto na região próxima. Fisher (2004) sugere que se adote a segunda ou a terceira abordagem citadas pelo ACI 349.

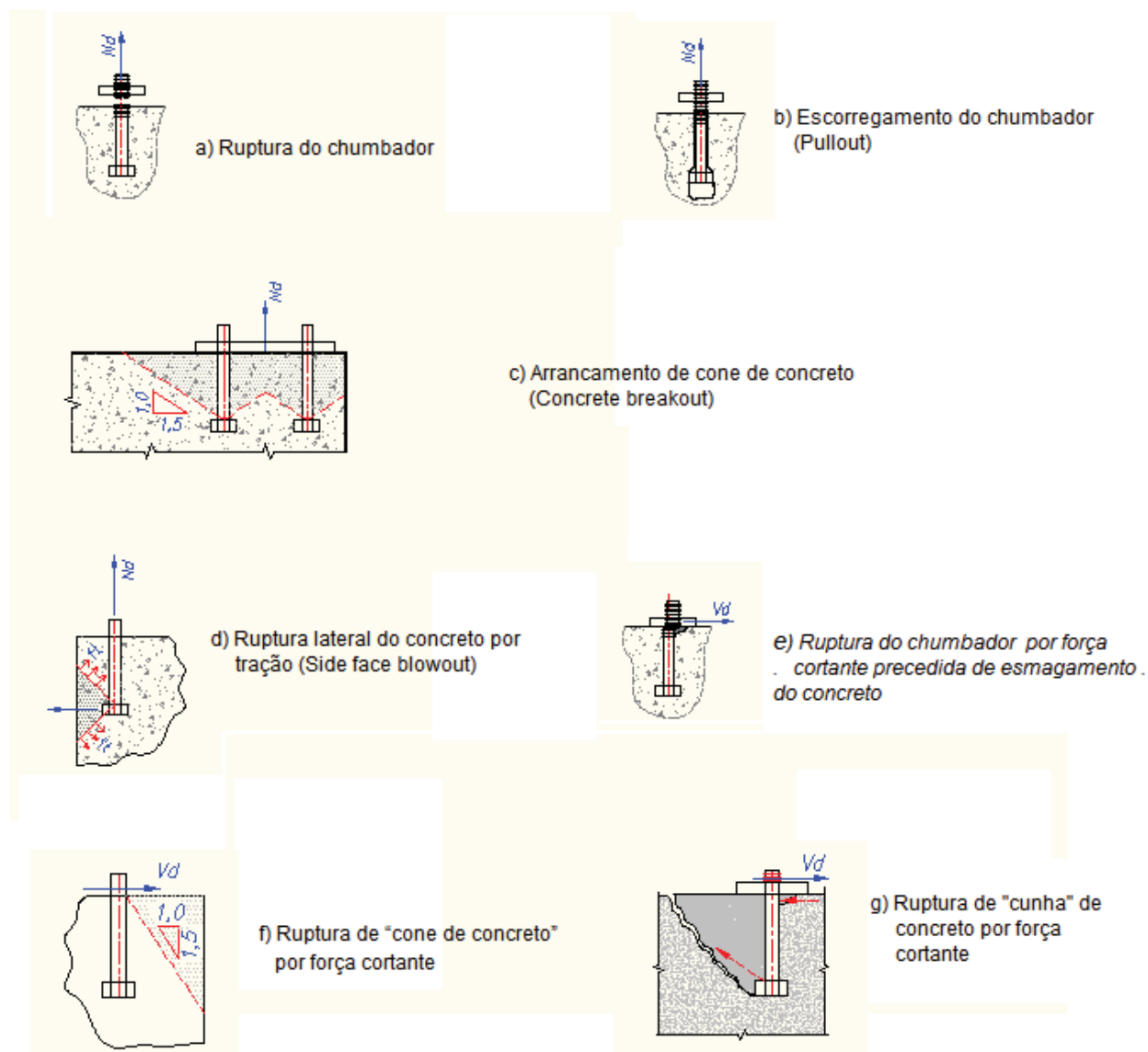
O ACI 318-02, em seu item D.3.3.5, permite que em regiões de risco moderado ou alto, não seja obrigatoriamente dúctil o modo de ruptura do chumbador desde que o elemento ao qual este está fixado (chapa de base de pilar, por exemplo) chegue ao modo dúctil de escoamento em um nível de carregamento não maior que a resistência de cálculo dos chumbadores.

No caso do chumbador ser projetado para ancoragem por transpasse com a armadura do concreto, esta deve ter capacidade igual a  $A_{se}.f_y/\gamma_{a1}$  para garantir comportamento dúctil ( $A_{se}$  = área efetiva para barra roscada). O item citado do ACI 318-02 não menciona qual a resistência que a ancoragem deve alcançar para garantir que não haja ruptura frágil. Fisher (2004) propõe um coeficiente de 1,25 para este fim, ou seja, a resistência da ancoragem deve ser, no mínimo, igual a  $1,25.(A_{se}.f_y/\gamma_{a1})$ . Isto é baseado no item 12.14.3.2 do ACI 318 que indica que emendas por juntas mecânicas devem ter resistir a  $1,25.f_y$ .

Outra alternativa sugerida por Fisher (2004) é que, para situações de ancoragem com ruptura não-dúctil a capacidade calculada seja reduzida para 70% - o que é menos restritivo que os 60% indicados no ACI 349-01.

Alguns modos de falha comuns dos chumbadores estão indicados na figura 47.

Figura 47 – Modos de falha de chumbadores



Fonte : Adaptação do ACI 318 (2002)

#### 4.5.3 Procedimentos de cálculo para esforços de tração

O desenvolvimento deste estudo reproduz o item D.5 – *Design requirements for tensile loading* - Apêndice D do ACI 318-02. Foram considerados também situações acrescentadas nas edições de 2005 e de 2008 do referido código – além de outras sugeridas em bibliografia citada.

A nomenclatura adotada não segue completamente a do ACI porque procurou-se adaptá-las às Normas brasileiras – onde possível ou adequado. A numeração das equações utilizadas, por sua vez, foi mantida para facilitar referência na citação.

- Resistência do chumbador solicitado à tração

a) A resistência de cálculo  $F_{t,Rd}$  de um chumbador tracionado quando determinada pela resistência do aço, pode ser calculada com base nas propriedades de seu material e em suas dimensões.

b) A resistência de cálculo de um chumbador ou um grupo de chumbadores tracionados não deve exceder a :

$$F_{t,Rd} = n \cdot A_{be} \cdot f_{ub} / \gamma_{a2} \quad (D-3)$$

$$\gamma_{a2} = 1,35$$

$$A_{be} = 0,75 \cdot A_b \quad \text{- para chumbadores com rosca}$$

$$A_{be} = A_b \quad \text{- para chumbadores sem rosca}$$

$$A_b = \pi \cdot d_b^2 / 4$$

$d_b$  = diâmetro do chumbador

$n$  = quantidade de chumbadores

$f_{ub}$  = resistência à ruptura do parafuso ou barra rosqueada à tração

Nota :  $f_{ub}$  não deve ser tomado maior que  $1,9 \cdot f_y$  ou 860 MPa

- Resistência ao arrancamento - cone de concreto em um chumbador tracionado

A resistência de cálculo de arrancamento de cone tracionado de concreto não deve exceder :

a) Para chumbador isolado :  $N_{cb,Rd} = N_{cb} / \gamma$

$$N_{cb} = (A_N / A_{No}) \cdot \psi_2 \cdot \psi_3 \cdot N_b \quad (D-4)$$

b) Para um grupo de chumbadores :  $N_{cbg,Rd} = N_{cbg} / \gamma$

$$N_{cbg} = (A_N / A_{No}) \cdot \psi_1 \cdot \psi_2 \cdot \psi_3 \cdot N_b \quad (D-5)$$

$\gamma = 1,35$  quando houver armadura em malha cruzando a região da base do cone

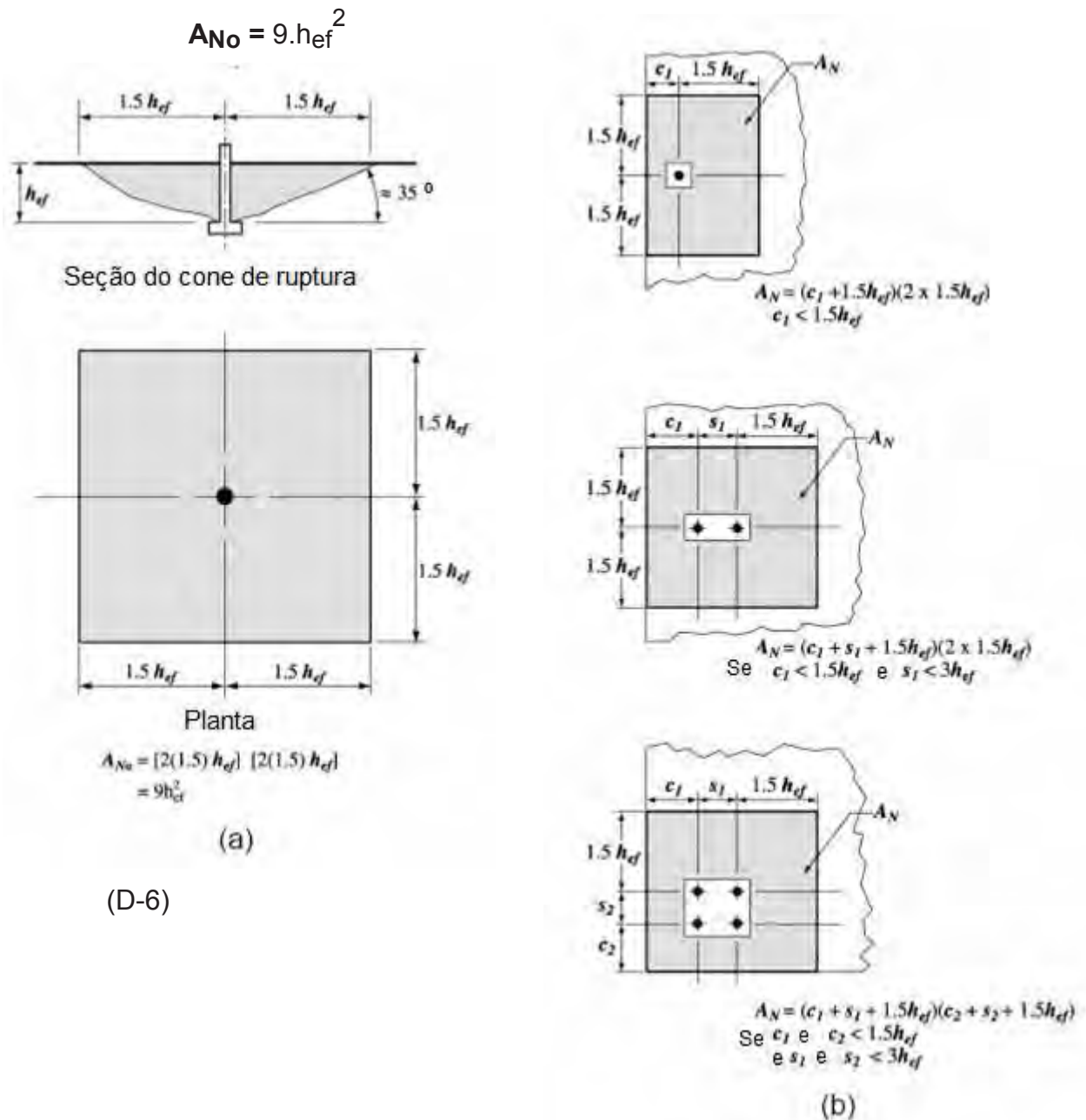
$\gamma = 1,45$  quando não houver armadura em malha cruzando a região da base do cone

$\psi_1, \psi_2, \psi_3$  : fatores de modificação – descritos nos itens d ao g seguintes

$A_N$  é a área projetada da superfície de ruptura do chumbador isolado ou do grupo de chumbadores - a qual deve ser calculada como uma figura geométrica retangular com lados afastados de  $1,5 \cdot h_{ef}$  do eixo do chumbador ou, no caso de grupo de chumbadores, afastados das linhas que ligam os eixos de chumbadores adjacentes.

$A_N$  não deve exceder  $n \cdot A_{No}$ , onde  $n$  é a quantidade de chumbadores tracionados no grupo.  $A_{No}$  é a área de ruptura projetada de um chumbador isolado distante de qualquer borda do concreto. Vide figura 48 que ilustra diferentes situações.

Figura 48 - Cálculo de  $A_{No}$  (a) e áreas projetadas para chumbador isolado e grupos de chumbadores com cálculo de  $A_N$  (b)



Fonte : ACI 318 (2002)

c ) A resistência básica  $N_b$  de arrancamento de cone de um chumbador isolado tracionado em concreto fissurado não deve exceder

$$N_b = k \cdot (f_{ck})^{1,5} \cdot h_{ef}^{1,5} \quad (D-7)$$

onde

$k = 10$  para chumbadores moldados in-loco

$k = 7$  para chumbadores pós-instalados \*

\*não estudados neste trabalho

Nota : unidades S.I.

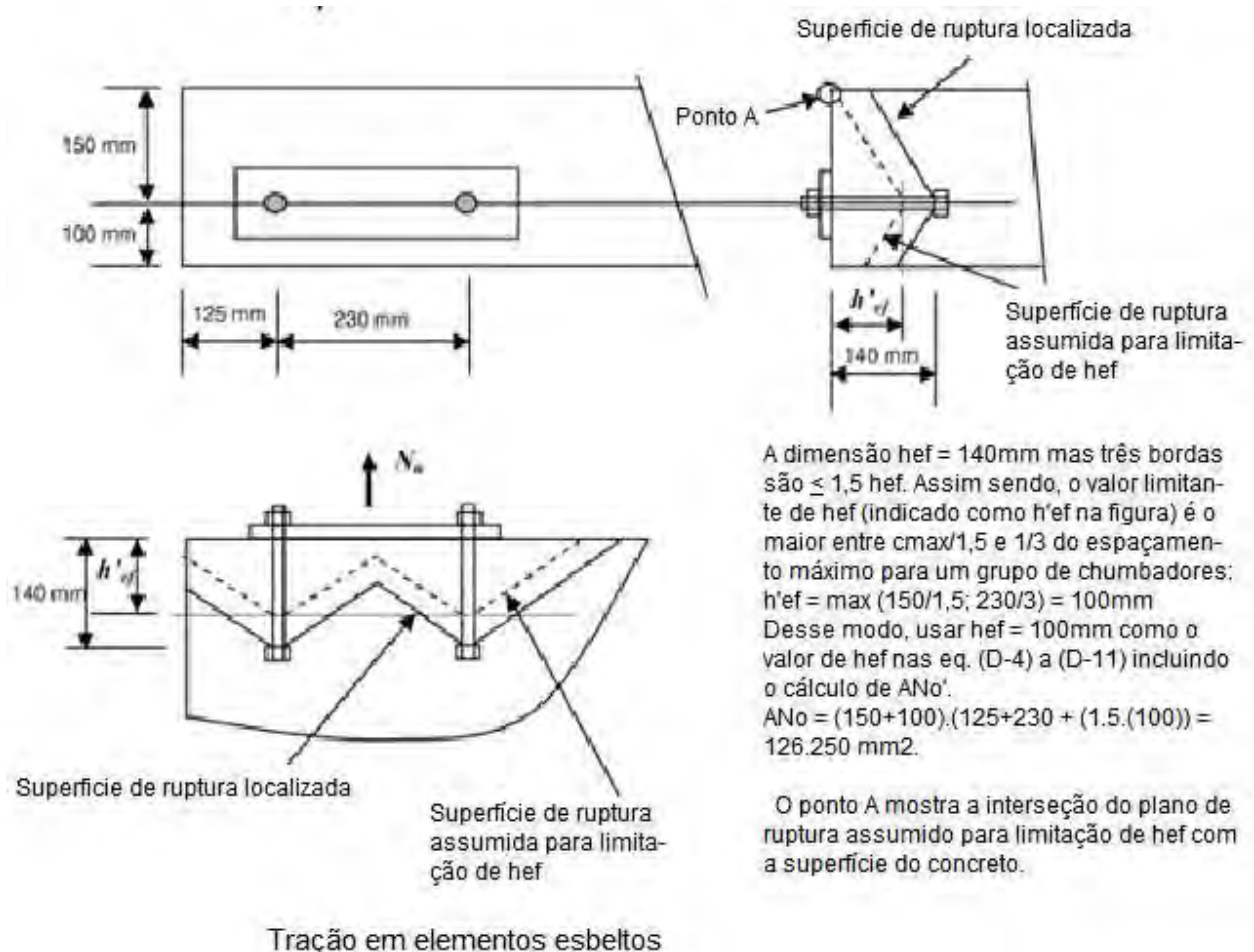
Para chumbadores “com cabeça” moldados in-loco onde  $280\text{mm} \leq h_{ef} \leq 635\text{ mm}$ , a resistência básica de arrancamento de cone de um chumbador isolado tracionado em concreto fissurado não deverá exceder

$$N_b = 3,9 \cdot (f_{ck})^{1,5} \cdot h_{ef}^{5/3} \quad (D-8)$$

d) Para casos especiais de chumbadores em local onde três ou quatro bordas cuja maior distância  $c_{max} \leq 1,5 \cdot h_{ef}$ , o embutimento  $h_{ef}$  utilizado nas equações D-6 a D-11 deverá ser limitado a  $c_{max}/1,5$ .

A figura 49 – adaptada da figura RD.5.2.3 – *Tension in narrow members* – do ACI 318-05, ilustra esta condição.

Figura 49 – Justificativa para limitação de  $h_{ef}$  a, no máximo,  $c_{max}/1,5$



Fonte : ACI 318 (2005)

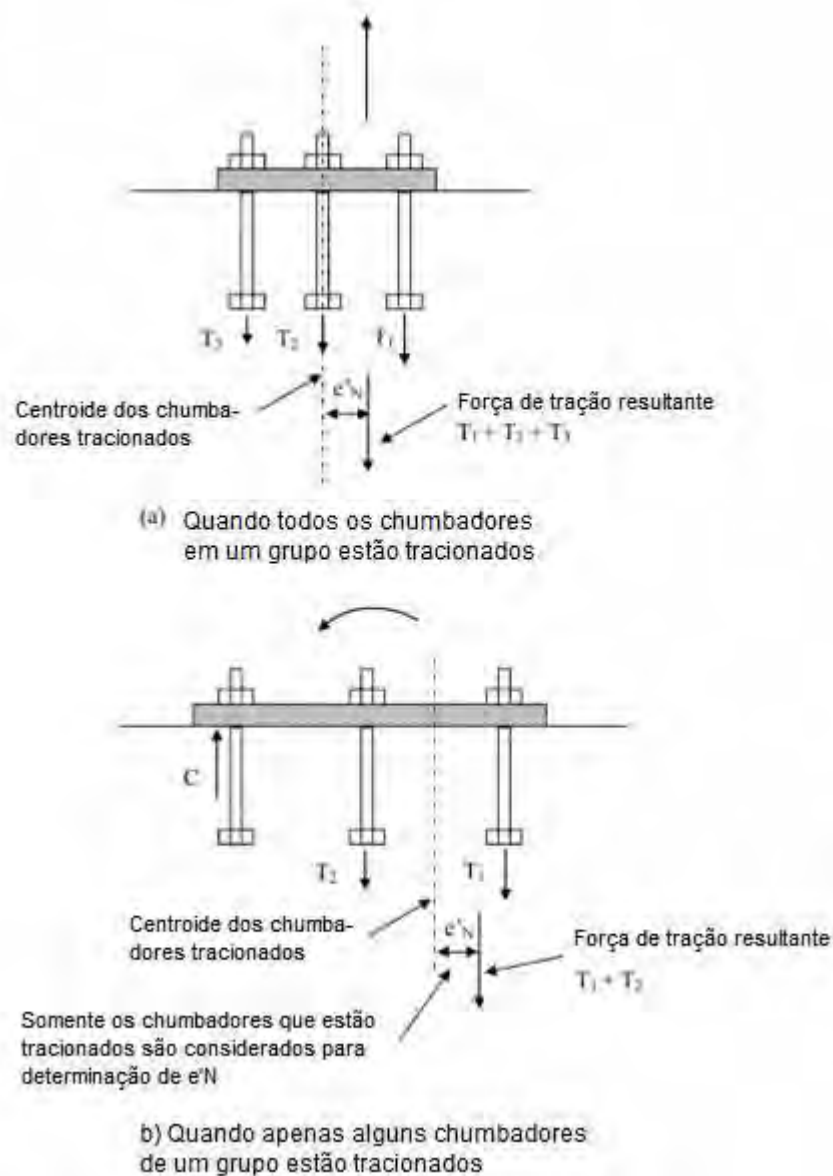
O fator de modificação para grupo de chumbadores submetidos à tração excêntrica é :

$$\psi_1 = 1 / [1 + (2 \cdot e'_N / 3 \cdot h_{ef})] \leq 1 \quad (D-9)$$

A equação (D-9) é válida para  $e'_N \leq s/2$

e) Se o carregamento aplicado em um grupo de chumbadores é tal que apenas alguns deles são tracionados, apenas estes últimos devem ser considerados para determinar a excentricidade  $e'_N$  a ser aplicada na equação (D-9) – como pode ser visto na figura 50 obtida do ACI 318

Figura 50 – Definição de  $e'_N$  para grupo de chumbadores



Fonte : ACI 318 (2005)

f) No caso em que a força tem excentricidade sobre dois eixos, o fator de modificação  $\psi_1$  deve ser computado individualmente para cada eixo e o produto desses dois fatores ser tomado como  $\psi_1$  na equação (D-5)

O fator de modificação para efeitos de borda é :

$$\Psi_2 = 1 \longrightarrow \text{se } c_{\min} \geq 1,5 \cdot h_{ef} \quad (D-10)$$

$$\Psi_2 = 0,7 + 0,3 \cdot (c_{\min} / 1,5 \cdot h_{ef}) \quad \text{se } c_{\min} < 1,5 \cdot h_{ef} \quad (D-11)$$

g) Quando um chumbador está localizado em uma região do concreto cuja análise indica como sendo não-fissurada ( $f_t < f_r$  = tensões de tração atuantes são menores que a resistência de cálculo à tração) sob esforços de serviço, o seguinte fator de modificação é permitido :

$\Psi_3 = 1,25$  para chumbadores moldados in-loco

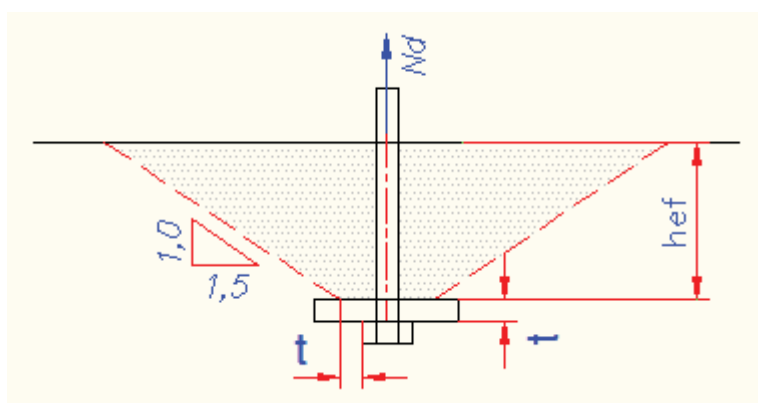
$\Psi_3 = 1,4$  para chumbadores pós-instalados

Quando as análises indicarem fissuração em regime de serviço,  $\Psi_3$  deve ser tomado igual a 1,0 para ambos os tipos de chumbadores .

Nota : O ACI 318-02 indica que os chumbadores do tipo pós-instalados devem ser qualificados para uso em concreto fissurado conforme especificação ACI 355-02. As fissuras no concreto devem ser controladas por armadura de flexão de acordo com o item 10.6.4 desta especificação ou controle equivalente anti-fissuração deve ser providenciado por armadura de confinamento.

h) Quando uma chapa adicional ou arruela é adicionada à “cabeça” do chumbador, é permitido calcular a área projetada de ruptura projetando o cone com afastamento de  $1,5 \cdot h_{ef}$  a partir do perímetro efetivo da chapa ou arruela. Este perímetro não deve exceder valor maior que  $t$  a partir da borda da cabeça do parafuso ou porca, onde  $t$  é a espessura da chapa ou arruela. Vide figura 51 que exemplifica esta situação.

Figura 51 – Implementação de arruela para aumentar a superfície de ruptura



Fonte : Produção do próprio autor

- Resistência ao escorregamento de chumbador tracionado (*pullout strength*)

a ) A resistência de cálculo  $N_{p,Rd}$  de um chumbador tracionado não deve exceder a :

$$N_{p,Rd} = \psi_4 \cdot N_p / \gamma \quad \gamma = 1,45 \quad (D-12)$$

b ) Para chumbadores pós-instalados do tipo expansão e “subcorte” \*, os valores de  $N_p$  devem se basear em resultados de testes efetuados segundo o ACI 355-2. Não é permitido o cálculo de resistência ao escorregamento sob tração para estes tipos de chumbadores.

\* Na figura 48, a primeira ilustração a partir da esquerda mostra este tipo de chumbador (*undercut anchor*) – o qual não é usual no Brasil.

c ) Para chumbadores isolados tipo “com cabeça” é permitido avaliar a resistência ao escorregamento sob tração conforme o item “d” a seguir. Para chumbadores isolados com gancho ( chumbadores “J” ou “L”) esta resistência deve ser calculada conforme ítem “e” (abaixo). Alternativamente, o ACI 318 permite o uso de valores de  $N_p$  baseados em testes feitos de acordo com o ACI 355-2 sem, entretanto, considerar a ação favorável do atrito.

d ) A resistência ao escorregamento (*pullout strength*) de um chumbador “com cabeça” isolado  $N_p$  a ser usado na equação (D-12) não deve exceder a :

$$N_p = A_{brg} \cdot 8 \cdot f_{ck} \quad (D-13)$$

$A_{brg}$  = área de contato da “cabeça” do chumbador com o concreto comprimido

e ) A resistência ao escorregamento de um chumbador com gancho isolado  $N_p$  a ser usado na equação (D-12) não deve exceder a :

$$N_p = 0,9 \cdot f_{ck} \cdot e_h \cdot d_o \quad (D-14)$$

onde :

$$3 \cdot d_o \leq e_h \leq 4,5 \cdot d_o$$

$e_h$  = distância livre entre a face da haste do chumbador até a extremidade do gancho.

$d_o$  = diâmetro do chumbador ( $d_b$ )

f ) Para um chumbador localizado em região do concreto onde análises indicam não ser fissurada ( $f_t < f_r$ ) sob esforços de serviço, o seguinte fator de modificação pode ser empregado :

$$\psi_4 = 1,4$$

Caso o concreto seja fissurado, empregar  $\psi_4 = 1,0$

- Resistência à ruptura lateral do concreto em um chumbador “com cabeça” traçãoado (*side face blowout strenght*)

a ) Para um chumbador do tipo “com cabeça” com embutimento próximo a uma borda ( $c < 0,4.h_{ef}$ ), a resistência de cálculo à ruptura lateral do concreto  $N_{sb,Rd}$  não deve exceder:

$$N_{sb,Rd} = 13.c.(A_{brg})^{1/2}.(f_{ck})^{1/2}/\gamma \quad (D-15)$$

$$\gamma = 1,45$$

Se um chumbador isolado está a uma distância perpendicular  $c_2$  menor que  $3.c$  de uma borda, o valor de  $N_{sb}$  deve ser multiplicado por um fator igual a  $(1 + c_2/c)/4$  onde  $1 \leq c_2/c \leq 3$ .

b) Para múltiplos chumbadores com cabeças próximo a uma borda com embutimento ( $c < 0,4.h_{ef}$ ) e espaçamento entre chumbadores menor que  $6.c$ , a resistência nominal do grupo de chumbadores à ruptura lateral do concreto por tração no chumbador  $N_{sbg}$  não deve exceder :

$$N_{sbg} = (1 + s_o/6c).N_{sb} \quad (D-16)$$

onde  $s_o$  = espaçamento dos chumbadores mais externos do grupo ao longo da borda e  $N_{sb}$  é obtido pela equação (D-15) sem o fator de modificação de distância perpendicular até a borda.

#### 4.5.4 Procedimentos de cálculo para esforços cortantes

- Resistência ao cisalhamento do chumbador

a ) A resistência de cálculo de um chumbador à força cortante quando determinada pelo seu material,  $V_{Rd}$ , deve ser calculada com base nas propriedades do aço e nas dimensões físicas do chumbador.

b ) A resistência de cálculo  $V_{Rd}$  de um chumbador ou grupo de chumbadores sujeitos à força cortante não deve exceder :

b-1 : Para chumbadores sem rosca (\*) e com cabeça moldados in-loco

$$V_{Rd} = n \cdot 0,5 \cdot A_b \cdot f_{ub} / \gamma \quad (D-17)$$

$$\gamma = 1,35$$

\* Chumbadores cuja rosca começa pelo menos a uma distância “ $d_b$ ” acima da chapa de apoio podem ser enquadrados nesta categoria

b-2 : Para chumbadores moldados in-loco com cabeças ou gancho e rosca na região de corte :

$$V_{Rd} = n \cdot 0,4 \cdot A_b \cdot f_{ub} / \gamma \quad (D-18)$$

$$\gamma = 1,35$$

b-3 : Para chumbadores pós-instalados

$$V_{Rd} = n \cdot (0,4 \cdot A_{be} \cdot f_{ub} + 0,4 \cdot A_{sl} \cdot f_{utsl}) / \gamma \quad (D-19)$$

$$\gamma = 1,35$$

$A_{sl}$  = Seção transversal efetiva de luva do chumbador de expansão ou tipo “sub-corte” no plano de corte

$f_{utsl}$  = Resistência última à tração da luva do chumbador

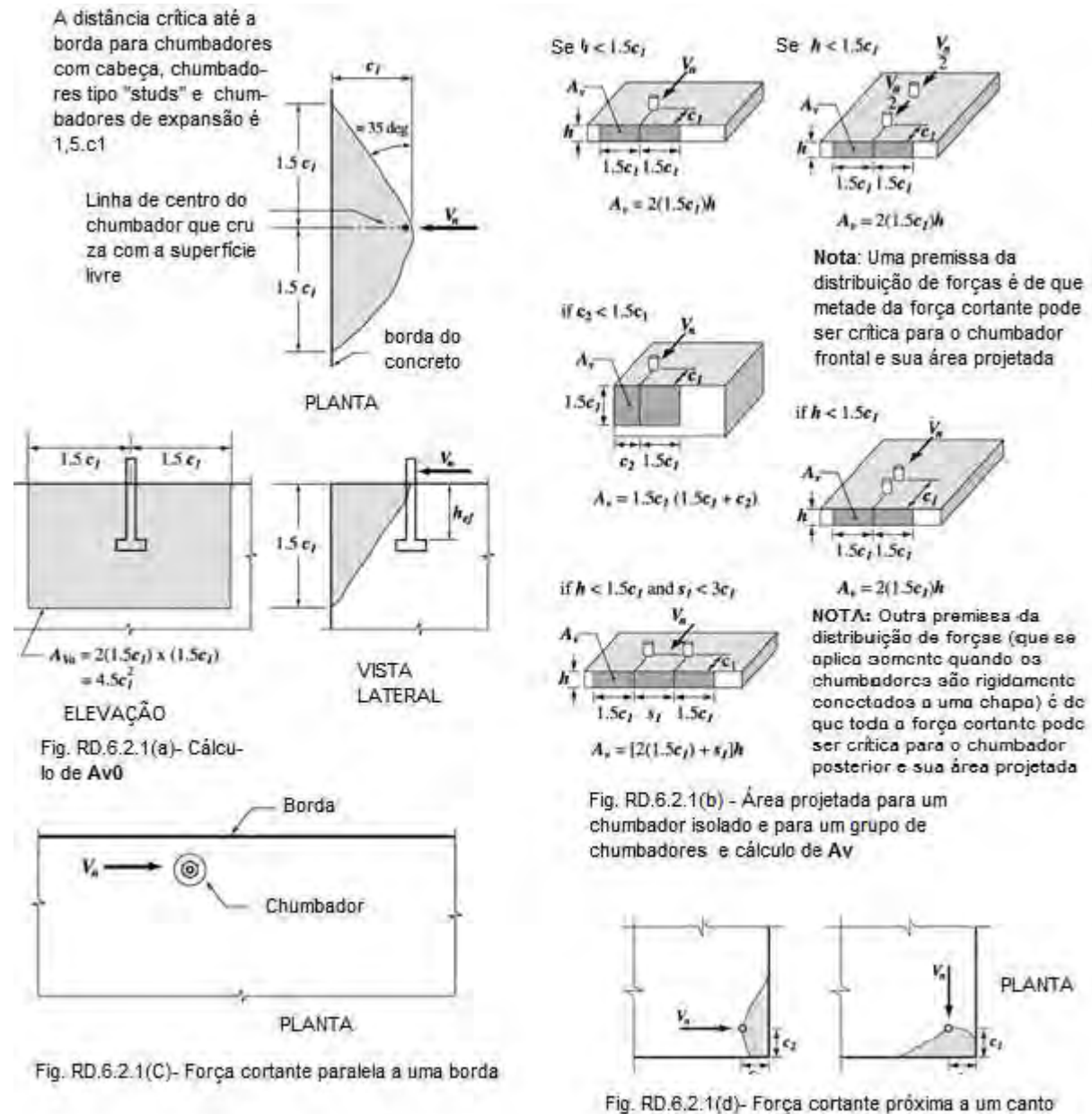
onde  $f_{ub}$ , nos casos a, b e c - não deve ser tomado maior que  $1,9 \cdot f_y$  ou 860 MPa

c) Onde chumbadores são usados com Placas sobre camada de graute, os valores obtidos no item b devem ser multiplicados por 0,80.

- Resistência à ruptura do “cone” de concreto de um chumbador sob força cortante (*breakout strength in shear*)

A figura 52 – adaptada do ACI-318 – ilustra as possíveis situações de “ruptura de de cone de concreto” em chumbadores sob efeito de força cortante.

Figura 52 – Modos de ruptura de cone de concreto sob força cortante em chumbadores



Fonte : Adaptado de ACI-318 (2005)

a) A resistência de cálculo à ruptura do "cone" de concreto sob força cortante,  $V_{cb,Rd}$  ou  $V_{cbg,Rd}$  de um chumbador ou de um grupo de chumbadores não deve exceder :

a-1) Para força cortante perpendicular à borda em um chumbador isolado :

$$V_{cb,Rd} = (A_v/A_{v0} \cdot \psi_6 \cdot \psi_7 \cdot V_b) / \gamma \quad (D-20)$$

$\gamma = 1,35$  se houver armadura em malha cruzando o “cone” de concreto

$\gamma = 1,45$  se não houver armadura em malha cruzando o “cone” de concreto)

a-2) Para força cortante perpendicular à borda em um grupo de chumbadores

$$V_{cbg,Rd} = (A_v/A_{v0} \cdot \psi_5 \cdot \psi_6 \cdot \psi_7 \cdot V_b) / \gamma \quad (D-21)$$

$\psi_5, \psi_6, \psi_7$ : fatores de modificação descritos nos itens “e ao ”g” adiante

a-3) Para força cortante paralela à uma borda,  $V_{cb,Rd}$  ou  $V_{cbg,Rd}$  pode ser tomado como o dobro do calculado pelas equações (D-20) e (D-21) respectivamente, tomando o fator  $\psi_6$  como 1,0.

a-4) Para chumbadores localizados próximos a um canto, o cálculo deve ser feito separadamente para cada borda e adotado o menor valor obtido.

$V_b$  é a resistência básica do cone de concreto à ruptura para um chumbador isolado.  $A_v$  é a área projetada na face lateral do concreto em sua borda para um chumbador isolado ou para um grupo de chumbadores. É permitido substituir este “meio cone” por uma “meia pirâmide” onde o vértice desta é tomado como o eixo da linha de chumbadores considerado como crítico - na face do concreto onde este está inserido. A distância  $c_1$  deve ser tomada como aquela entre a borda em estudo e o eixo dos chumbadores.  $A_v$  não deve exceder  $n \cdot A_{v0}$ , onde  $n$  é a quantidade de chumbadores do grupo.

$A_{v0}$  é a área projetada para um chumbador isolado embutido em um elemento de concreto e afastado das bordas perpendiculares à estudada de modo que aquelas não interfiram na formação do cone. É permitido calcular esta área como a área da base da “meia pirâmide” com largura paralela à borda igual a  $3 \cdot c_1$  e altura igual a  $1,5 \cdot c_1$ .

$$A_{v0} = 4,5 \cdot (c_1)^2 \quad (D-22)$$

Quando os chumbadores estão localizados em distâncias variadas a partir de uma borda e os chumbadores são soldados à chapa de base de modo a distribuir a força cortante para todos os chumbadores, é permitido calcular a resistência baseado na linha de chumbadores mais distante. Neste caso, permite-se o cálculo de  $c_1$  como a distância à borda da linha de chumbadores mais distante tomada como crítica e a força cortante total aplicada a esta linha.

b) A resistência básica de “cone” de concreto à ruptura por cortante  $V_b$  de um chumbador em região fissurada não deve exceder :

$$V_b = 0,6 \cdot (l/d_b)^{0,2} \cdot (d_b)^{1/2} \cdot (f_{ck})^{1/2} \cdot (c_1)^{1,5} \quad (D-23)$$

c) Para chumbadores moldados in-loco “com cabeça” ou com ganchos que são ligados por chapa de base soldada aos mesmos tendo espessura mínima de 10 mm ou  $\frac{1}{2}$  do diâmetro do chumbador, a resistência básica  $V_b$  do “cone” de concreto de um chumbador isolado em concreto fissurado não deve exceder :

$$V_b = 0,7 \cdot (l/d_b)^{0,2} \cdot (d_b)^{1/2} \cdot (f_{ck})^{1/2} \cdot (c_1)^{1,5} \quad (D-24)$$

onde  $l$  = comprimento do chumbador para aplicação da força cortante ( $l \leq 8 \cdot d_b$ ) desde que :

c-1) Para grupos de chumbadores, a resistência seja determinada baseada na resistência da linha de chumbadores mais afastada da borda;

c-2) O espaçamento entre centro de chumbadores não seja menor que 64 mm e;

c-3) Armadura suplementar deve ser empregada nos cantos se  $c_2 \leq 1,5 \cdot h_{ef}$ .

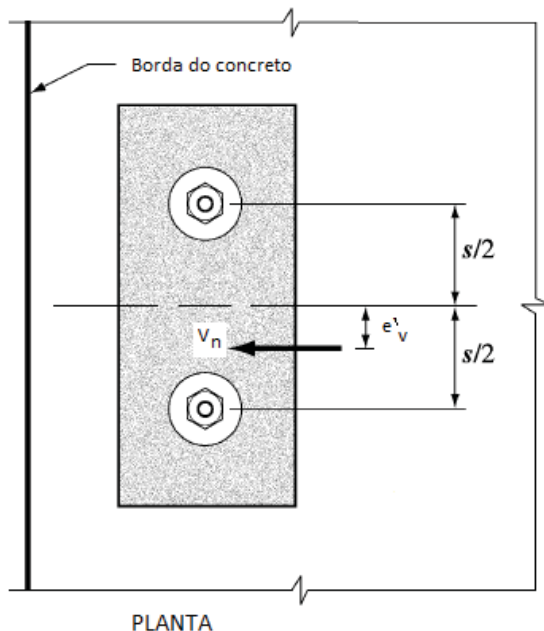
d) Para casos especiais de chumbadores sob influência de três ou mais bordas, a distância à borda “ $c_1$ ” usada nas equações (D-22) a (D-27) deve ser limitada a, no máximo,  $h/1,5$  onde  $h$  = espessura do elemento de concreto (vide figura 52)..

e) o fator de modificação para cargas excêntricas em um grupo de chumbadores é dado por :

$$\Psi_5 = 1 / (1 + 2 \cdot e'_v / 3c_1) \leq 1 \quad (D-25)$$

A equação acima é válida para  $e'_v \leq s/2$ . A figura 53 ilustra a dimensão “ $e'_v$ ”

Figura 53 : Definição da dimensão  $e'_v$



Fonte : ACI 318 (2005)

f) O fator de modificação de efeito de borda é :

$$\Psi_6 = 1,0 \quad \text{-----} \rightarrow \quad \text{se } c_2 \geq 1,5 \cdot c_1 \quad (D-26)$$

$$\Psi_6 = 0,7 + 0,3 \cdot c_2 / 1,5c_1 \quad \text{----} \rightarrow \quad \text{se } c_2 < 1,5 \cdot c_1 \quad (D-27)$$

g) Para chumbadores localizados em uma região do concreto onde análises indicam como não-fissurada sob esforços de serviço ( $f_t < f_r$ ), o seguinte fator de modificação é permitido :

$$\Psi_7 = 1,4$$

Para chumbadores em regiões do concreto onde análises indicam concreto fissurado sob esforços de serviço, os seguintes fatores de modificação podem ser empregados :

$\Psi_7 = 1,0$  para chumbadores em concreto fissurado sem armadura suplementar ou com armadura de reforço de borda com diâmetro menor que 10mm;

$\Psi_7 = 1,2$  para chumbadores em concreto fissurado com armadura suplementar com diâmetro maior ou igual a 10mm entre o chumbador e a borda do concreto

$\Psi_7 = 1,4$  para chumbadores em concreto fissurado com armadura suplementar com diâmetro maior ou igual a 10mm entre o chumbador e a borda do concreto e com armadura suplementar dentro de estribos cujo espaçamento não exceda 100mm.

- Resistência à ruptura de “cunha” de concreto ( *concrete pryout strength* )

a) A resistência de cálculo  $V_{cp,Rd}$  à ruptura de cunha de concreto não deve exceder :

$$V_{cp,Rd} = k_{cp} \cdot N_{cb} / \gamma \quad (D-28)$$

$\gamma = 1,35$  se houver armadura em malha cruzando o “cone” de concreto

$\gamma = 1,45$  se não houver armadura em malha cruzando o “cone” de concreto)

onde

$k_{cp} = 1,0$  para  $h_{ef} < 64$  mm

$k_{cp} = 2,0$  para  $h_{ef} \geq 64$  mm

$N_{cb}$  deve ser determinado conforme equação (D-4)

#### 4.5.5 Interação entre esforços de tração e de cortantes

A menos que haja resistência determinada com base em ensaios realizados , a resistência de cálculo à tração,  $F_{t,Rd}$ , deve ser o menor valor obtido em 7.3 e a resistência de cálculo à força cortante,  $V_{Rd}$ , deve ser o menor valor obtido em 7.4 (ambos os itens : do ACI 318-02).

- Se  $V_d \leq 0,2 \cdot V_{Rd}$ , então o total aproveitamento da resistência  $F_{t,Rd}$  é permitido :

$$F_{t,Rd} \geq N_d$$

- Se  $N_d \leq 0,2 F_{t,Rd}$ , então o total aproveitamento da resistência  $V_{Rd}$  é permitido:

$$V_{Rd} \geq V_d$$

- Se  $V_d > 0,2 V_{Rd}$ , e  $N_d \geq 0,2 F_{t,Rd}$  então :

$$N_d / F_{t,Rd} + V_d / V_{Rd} \leq 1,2 \quad (D-29)$$

#### 4.5.6 Distâncias chumbador-borda, espaçamentos, espessuras mínimas

- A distância entre centros de chumbadores deve ser no mínimo  $4.d_b$  para chumbadores moldados in-loco não torqueados e  $6.d_b$  para chumbadores moldados in-loco torqueados e chumbadores pós-instalados.
- Chumbadores “com cabeça” moldados in-loco que não sejam torqueados podem ter seu espaçamento até a borda determinado pelo cobrimento necessário tal como definido para a armadura do concreto. Para chumbadores “com cabeça” torqueados, a distância mínima centro-borda não deve exceder  $6.d_b$ .
- Chumbadores pós-instalados<sup>18</sup> devem ter sua distância centro-borda definidos em função do cobrimento mínimo ou da distância mínima estabelecida pelo fabricante conforme o ACI 355-2. Também não deve ser menor que 2 vezes o tamanho do maior agregado. Na ausência de informações do fabricante ou de ensaios, a distância mínima centro-borda também deve obedecer :

Chumbadores tipo “sub-corte” .....  $6. d_b$

Chumbadores com torque controlado .....  $8. d_b$

Chumbadores com deslocamento controlado.....  $10. d_b$

- Para chumbadores onde sua instalação não produza forças que induza a fissuração e que permaneçam sem torque, se a distância centro-borda ou espaçamento centro-a-centro de chumbadores for menor que aqueles especificados anteriormente, deve ser efetuado cálculo substituindo  $d_b$  por um valor menor  $d_b'$  que atenda aos requisitos do dimensionamento. Caso  $d_b'$  atenda às resistências de cálculo e aos espaçamentos mínimos, então pode ser empregado chumbador com diâmetro  $d_b$ .
- O valor de  $h_{ef}$  para um chumbador de expansão ou “sub-corte” pós-instalado não deve ser maior que  $2/3$  da espessura do elemento de concreto nem a espessura deste elemento ser menor que 100mm.
- Os desenhos de projeto e as especificações de projeto devem indicar as distâncias mínimas de centro-borda e centro-a-centro dos chumbadores assumidas no cálculo.

#### 4.5.7 Dimensionamento de chumbadores tracionados - ancoragem por transpasse com a armadura do concreto

Conforme visto no ítem 4.5.3, a ruptura da ancoragem de um chumbador ou grupo de chumbadores se dá quando as tensões de tração ao longo da superfície do

<sup>18</sup> Alguns tipos de chumbadores pós-instalados não são de uso corrente no Brasil nem possuem nomenclatura equivalente na língua portuguesa.

cone ao redor destes excede a resistência à tração do concreto. A extensão deste cone de tensões é função do embutimento, da espessura do concreto, do espaçamento entre chumbadores adjacentes e da localização das bordas livres do concreto.

Entretanto, em certos casos, a área de ruptura projetada é extremamente limitada pelas distâncias reduzidas dos chumbadores às bordas do concreto. Desse modo, a capacidade à tração dos chumbadores não pode se desenvolver satisfatoriamente. Isto ocorre frequentemente quando estes são aplicados sobre pilares ou pedestais de sapatas – vide figura 54.

Nestes casos, a armadura do elemento de concreto pode ser usada para transferir os esforços dos chumbadores à estrutura de apoio. As seguintes premissas são adotadas segundo Widiyanto, Patel e Owen (2007) :

- 1 – A contribuição do concreto à ancoragem é desprezada quando se dimensiona a armadura necessária;
- 2 – Quando o comportamento não-dúctil é admitido, a armadura pode ser dimensionada para resistir aos esforços de cálculo;
- 3 – Quando o comportamento dúctil é exigido, a armadura deve ter, além do que foi mencionado acima, desenvolver capacidade de ancoragem igual ou superior à resistência à tração do chumbador. Se o chumbador é dimensionado para suportar 2,5 vezes o esforço de cálculo, então pode-se considerar satisfeito este requisito.
- 4 – Quando a armadura é empregada para evitar a ruptura do cone de concreto, todos os cálculos devem garantir que há suficiente resistência correspondente aos outros três modos de falha : escorregamento, ruptura de cone lateral devido à tração, ruptura de “cunha de concreto”. Estes três modos recebem a seguinte abordagem :
  - a) Escorregamento do chumbador : Conforme ACI 318 – visto no item 4.5.3.
  - b) Ruptura lateral do concreto sob efeito de tração no chumbador : Conforme visto em 4.5.3 - onde é indicada a verificação a este estado limite no caso de  $c < 0,4 h_{ef}$ .

Uma vez que o dimensionamento de chumbadores em pilares e pedestais é usualmente governado pela exigência de comprimento suficiente para desenvolver a ancoragem por transpasse – que pode ser consideravelmente maior que 12 vezes db; a mínima distância até a borda para evitar tal efeito será  $= 0,4 \times 12 \cdot db = 4,8 \cdot db$ . Entretanto, se o chumbador for receber torque, a distância mínima de 6 db é requerida.

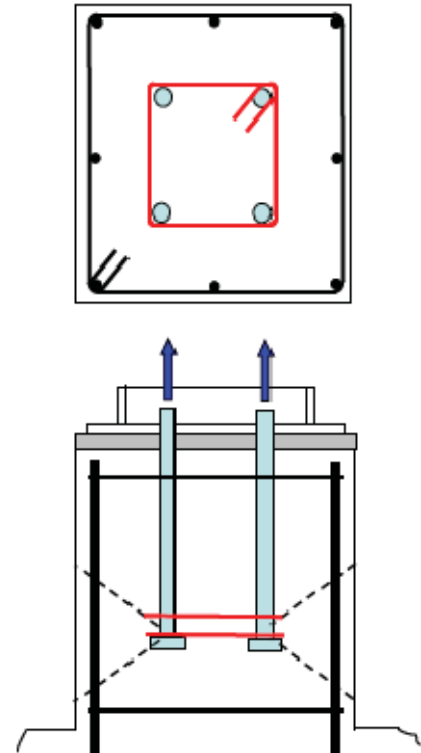
Quando é inviável garantir distâncias maiores que 6db entre centro-borda do chumbador, a resistência à ruptura lateral deve ser calculada e normalmente se torna um fator limitante. Devries et al. (1998 apud WIDIANTO, 2007), estudaram a contribuição de estribos para combater este tipo de ruptura e concluíram que estes não aumentam a capacidade do concreto para resistir aos esforços de tração lateral. Cannon et al. (1981 apud WIDIANTO, 2007), cita que as forças que causam ruptura de cone lateral em chumbadores de cabeça convencionais podem ser conservadoramente estimadas em  $\frac{1}{4}$  da capacidade à tração do chumbador e que dispor armadura ao redor da cabeça destes chumbadores dimensionada para resistir a este esforço combate este efeito. Na figura 55 pode ser vista esta disposição de armadura.

Figura 54 – Pedestal de suporte de pilar metálico



Fonte : Widiyanto, Patel e Owen (2007)

Figura 55 - Armadura ao redor da cabeça dos chumbadores para evitar ruptura lateral do concreto



Fonte : Widiyanto, Patel e Owen (2007)

c) A ruptura do concreto por formação de “cunha” só é crítica para chumbadores curtos e com grande rigidez. É razoável supor que em chumbadores moldados in-loco com  $h_{ef,min} = 12.d_b$  este efeito não será preponderante.

- Dimensionamento de armadura para ancorar esforço de tração dos chumbadores.

Segundo Widiyanto et al. (2007), a distância máxima livre entre o chumbador e a armadura não deve ser maior que  $1/3$  de  $h_{ef}$ . Já o ACI 318-08, no comentário do item D-5.2.9, indica a distância máxima de  $0,5 h_{ef}$  entre centros de armadura-chumbador.

A figura 56 esquematiza o arranjo estrutural proposto.



2 – O esmagamento das bielas de concreto não deve ocorrer antes do escoamento dos estribos;

3 – Apenas forças uniaxiais estão presentes nas bielas e nos estribos;

4 – A armadura longitudinal deve ser adequadamente detalhada de modo a evitar ruptura por escorregamento ou falha localizada de ancoragem.

Ao mesmo tempo que o método biela-tirante é uma ferramenta simples, requer a associação de valores para os seguintes parâmetros :

- Capacidade das bielas e nós;
- Geometria das bielas e região dos nós;
- Ancoragem dos estribos;

As seguintes premissas são adotadas por Widiyanto e Owen (2007) – em observância às prescrições do apêndice A do ACI 318-05 :

1 – Resistência do concreto das bielas e regiões de “apoio” :  $f_{cu} = 0,85 f_{ck}$

2 – A formação das bielas a partir dos chumbadores em direção às barras verticais de armadura longitudinal - mostradas na figura 57 – indicam que o comprimento máximo de aplicação de forças transversais pelos chumbadores é de  $8.d_0$  – segundo o ACI 318-05, item D.6.2.2 . Desse modo, a área de contato do chumbador é calculada como  $(8.d_0).d_0 = 8.d_0^2$ . A declividade da difusão da força de compressão é assumida como 1,5 : 1. Quando estribos internos (grampos) não são utilizados ou não são necessários pelo cálculo em função das forças axiais, o modelo ilustrado na figura 58 pode ser empregado. Para uma força cortante  $V$ , a força de tração  $T$  na figura 58 é maior que  $T_1$  na figura 57.

3 – Para a armadura transversal de atirantamento (estribos) são sugeridas as seguintes premissas :

a) Somente as duas camadas superiores de estribos (prever 2 barras  $d=12,5$  na faixa de 125 mm a partir do topo do pedestal – conforme requisito do ACI 318-05, item 7.10.5.6) são efetivas – conforme ilustrado na figura 59.

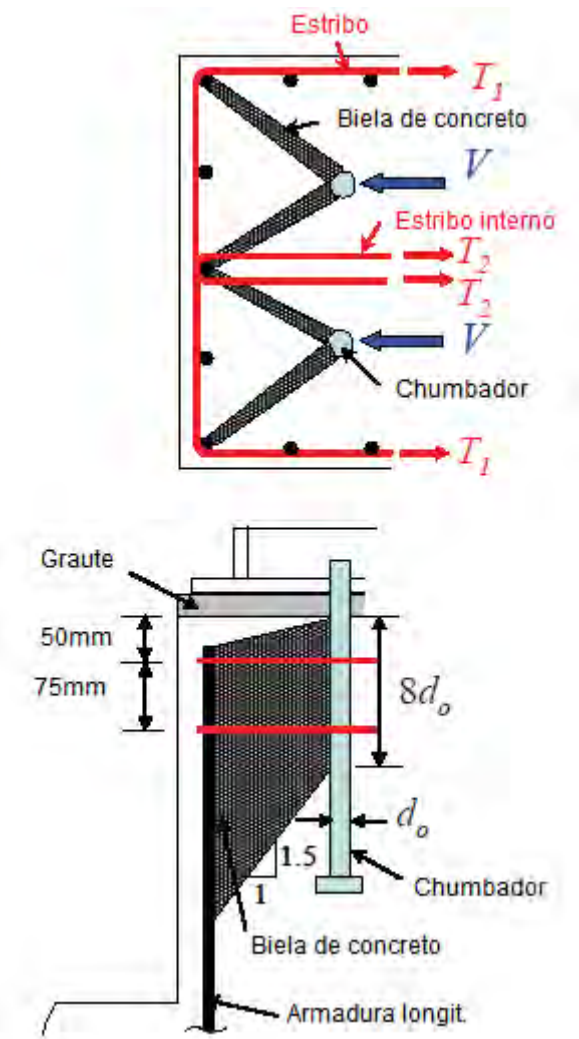
b) Se for necessário emprego de estribos internos (grampos), poderá ser usado como alternativa estribo losangular;

c) A posição dos ganchos dos estribos devem ser alternadas – conforme indicado na figura 59;

d) Se o comprimento disponível do estribo interno  $l_{ah}$  (fig. 59 ) for menor que o trecho reto requerido  $l_d$  para total desenvolvimento da resistência, a resistência máxima do estribo interno será  $f_y \times l_{ah}/l_d$ . se  $l_{ah}$  for menor que 300 mm, grampos tal como ilustrados na figura 59 não devem ser empregados;

e) Nos nós afastados do gancho é assumida total capacidade para o estribo, isto é, o tirante na camada A pode desenvolver sua capacidade  $f_y$  nos nós 1 e 6 (figura 59);

Figura 57 – Bielas de concreto sujeitas à compressão e estribos tracionados para transferência de forças cortantes a partir dos chumbadores



$V$ : Força cortante transmitida por uma linha de chumbadores

$T_1$ : Força de tração no tirante

$T_2$ : Força de tração no estribo interno

$d_0$ : Diâmetro do chumbador

Nota: a seção 7.10.5.6 do ACI 318-05 indica que a armadura transversal deve envolver pelo menos 4 barras da armadura longitudinal e deve ser distribuída dentro dos 125 mm do topo do pedestal. Além disso deve ser composta de pelo menos duas barras de 12,5 mm ou três de 10 mm

Fonte: Widiyanto, Patel e Owen (2007)



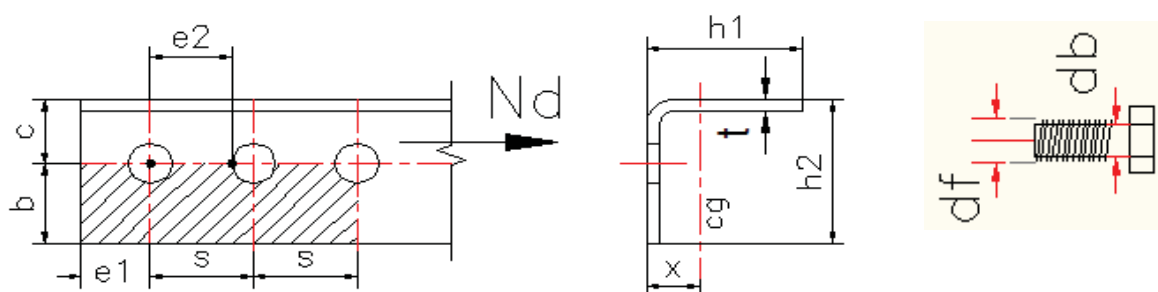
$A_{tie}$  = seção transversal do estribo;  $f_s$  = tensão no estribo ( $\sim 140$  MPa);  $e_h$  = comprimento do trecho reto do gancho;  $d_{tie}$  = diâmetro do estribo.

## 5 PLANILHAS ELETRÔNICAS PARA DIMENSIONAMENTO DE LIGAÇÕES

### 5.1 LIGAÇÃO PARAFUSADA DE PERFIL "L" FORMADO A FRIO

A figura 60 apresenta as informações geométricas básicas que compõem esta ligação e esforço solicitante de cálculo. Neste caso só será estudado o comportamento do perfil, não é analisado o comportamento da chapa de *gusset*.

Figura 60 – Variáveis dimensionais e força para cálculo de ligação de perfil "L" parafusado



Fonte : Produção do próprio autor

#### 5.1.1 Premissas básicas

- A planilha elaborada para este dimensionamento se aplica a furos tipo "padrão", isto é, com diâmetro " $d_f$ " (diâmetro do furo) igual  $d_b + 1,5$  mm ( $d_b$  = diâmetro do parafuso) e limitada para  $d_b \geq 12,5$ . Para  $d_b < 12,5$  a folga do furo padrão é 0,8 mm e não foi considerado.
- A nomenclatura de tipos de parafusos utilizada (1N; 1X; 2N; 2X) não são padrões de norma. As indicações tipo "N" (rosca **i**nclusa) e "X" (rosca **e**xclusa) são, contudo, usuais;
- O dimensionamento obedece as prescrições do projeto de revisão da NBR 14762:2010 e da NBR 8800:2008;
- Considera-se o esforço axial de cálculo  $N_d$  aplicado no centróide da barra. O efeito da excentricidade deste em relação ao plano de corte dos parafusos é desprezado;
- Demais prescrições e premissas são indicadas na aba "NOTAS" da planilha – mostrada na figura 61.

### 5.1.2 Introdução dos dados e resultados

A figura 62 reproduz a planilha com dados introduzidos (exemplo) e os resultados obtidos. Notar que os resultados que não são satisfatórios recebem tarja vermelha para alertar que a ligação deve ser redimensionada.

O gráfico das relações  $S_d/R_d$  para os estados limites aplicáveis ilustra quais casos são mais críticos e quais são amenos, permitindo desse modo alterar as variáveis que influenciam – se for desejável.

A “eficiência da ligação” – relação entre a resistência da conexão e a resistência do perfil ao escoamento da seção bruta, que normalmente é menor que 1,0 - permite analisar o quanto o perfil necessita ser “superdimensionado” – no caso de esforço de tração - considerando capacidade da ligação em relação à do perfil.

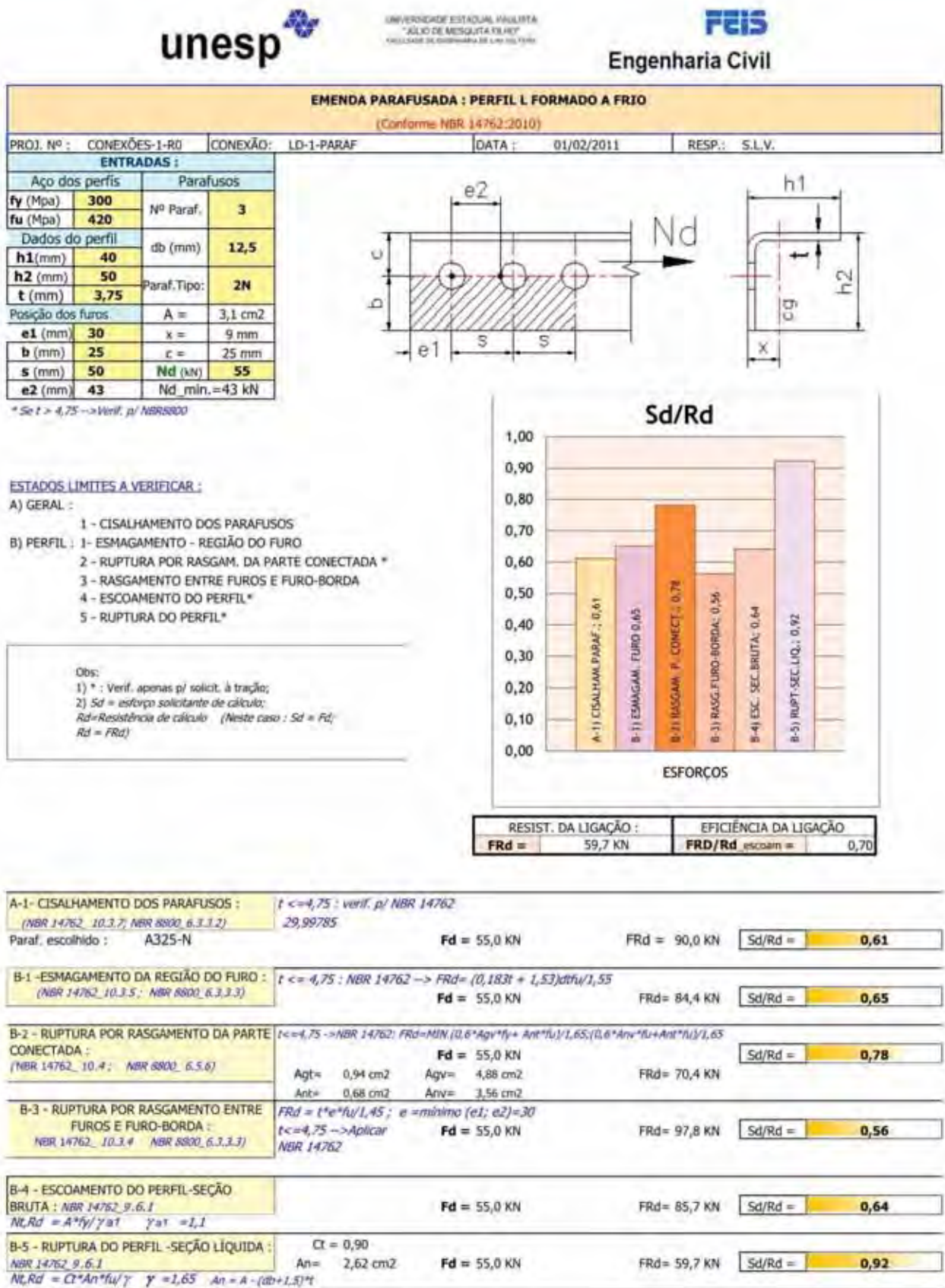
Figura 61 – Reprodução da aba “Notas” da planilha de dimensionamento de ligações parafusadas de perfil “L” formado a frio

#### NOTAS

- 1 - Esta planilha se aplica a furos tipo "padrão", isto é, com diâmetro igual  $db + 1,5\text{mm}$  ( $db =$  diâmetro do parafuso) e  $db \geq 12,5$ . Para  $db < 12,5$  a folga do furo padrão é 0,8mm e não foi considerado.
- 2 - No item 6.3.11, a NBR 8800 indica a tab. 14 onde especifica diferentes valores mínimos de distância furo-borda. Entretanto, nesta mesma tabela, na obs. 1, abre a possibilidade do emprego de distâncias menores que as indicadas desde que sejam satisfeitas as equações do item 6.3.3.3 (Pressão de contato em furos). Nesta planilha, por simplificação - e também por segurança (evitar que pequenos erros de fabricação se tornem comprometedores) optou-se por um índice multiplicador (1,85) do diâmetro do parafuso que cobre as piores situações;
- 3 - A NBR 14762 estabelece para distância mínima entre furos a relação  $3*db + 1,5\text{mm}$ . Já a NBR 8800 especifica  $3*db$  mas admite até  $2,7*db$ . Por simplificação, nesta planilha adotou-se o limite da NBR 14762 (mais abrangente);
- 4 - A NBR 8800 limita como máximo espaçamento entre furos a relação  $24*t$  ( $t =$  esp. do elemento mais fino da ligação) ou 300 mm (6.3.10-a) em elementos pintados ou não sujeitos à corrosão. Em elementos não pintados sujeitos à corrosão este limite passa a ser  $14*t$  ou 180 mm (6.3.10-b);
- 5 - O motivo do emprego da NBR 8800 nesse tipo de ligação é que - embora se trate de perfis formados a frio - para elementos com espessura maior que 4,75mm, a NBR 14762 indica o uso dos procedimentos da NBR 8800;
- 6 - Decorrente do comentário anterior, quando todos os elementos tem espessura maior que 4,75mm - a verificação é feita pela NBR 8800 - podendo os parafusos serem dimensionados "por atrito" ou "por contato". Nesta planilha só se emprega o segundo caso;
- 7 - Deve-se dedicar atenção nas entradas da geometria da ligação uma vez que a planilha não verifica incoerências dimensionais;
- 8 - A nomenclatura de tipos de parafusos (1N; 1X; 2N; 2X) não são de norma. As indicações tipo "N" (rosca **in**clusa) e "X" (rosca **eX**clusa) são, contudo, usuais.
- 9 - No cálculo do efeito de rasgamento entre furos e furo-borda, quando feito pela NBR 8800 ( $t > 4,75$ ) foi considerado que a deformação no furo para forças de serviço não é uma limitação de projeto (6.3.3.3 -a);
- 10 - O conceito de "eficiência da ligação" adotado nesta planilha é o resultado da relação entre a resistência da ligação e a resistência à tração por escoamento da seção bruta do perfil;

Fonte : Produção do próprio autor

Figura 62 – Exemplo de planilha para dimensionamento de ligação de perfil “L” parafusado



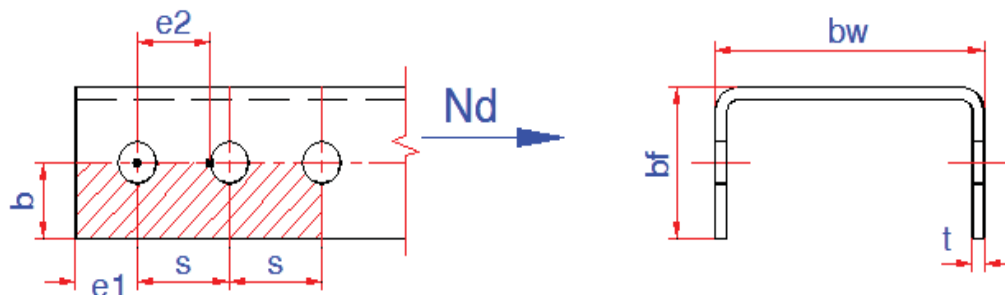
Fonte : Produção do próprio autor

## 5.2 LIGAÇÃO PARAFUSADA DE PERFIL “U” FORMADO A FRIO

A figura 63 apresenta as informações geométricas básicas que compõem esta ligação. Neste caso, o perfil “U” é ligado pelas flanges.

Do mesmo modo que para perfis “L”, a outra parte conectada – chapa de *gusset* – não é verificada nesta planilha.

Figura 63 – Variáveis dimensionais e forças para cálculo de ligação de perfil “U” parafusado pelas flanges



Fonte : Produção do próprio autor

### 5.2.1 Premissas básicas

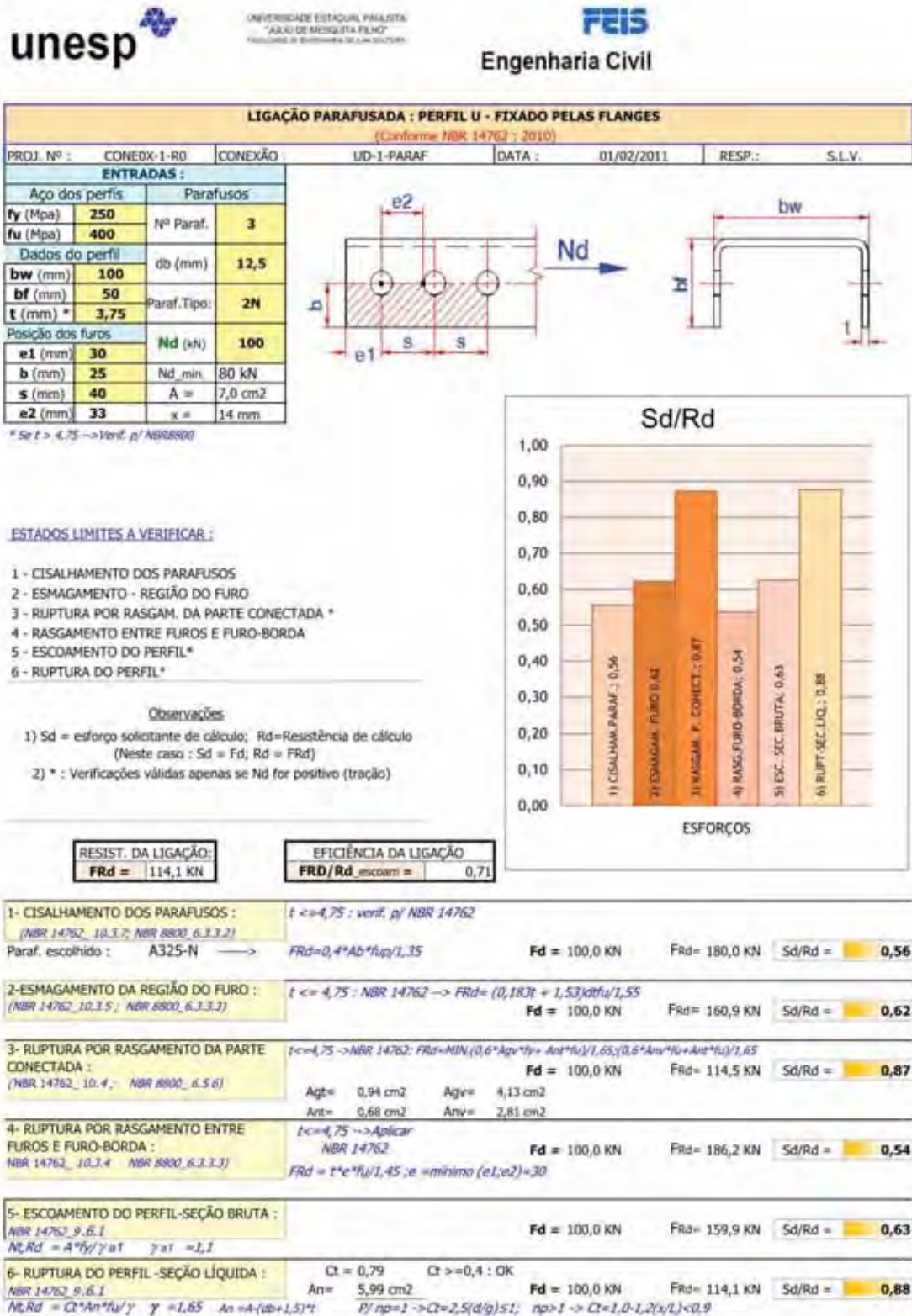
As mesmas do perfil “L” (item 5.1.1)

### 5.2.2 Introdução dos dados e resultados

A figura 64 reproduz a planilha com dados introduzidos (exemplo) e os resultados obtidos. Do mesmo modo que na planilha de ligações com perfis “L”, os resultados que tem relação  $S_d/R_d$  maior que 1,00 recebem tarja vermelha para alertar que a ligação deve ser redimensionada.

Também, análogamente à planilha de dimensionamento de ligação de perfis “L”, o gráfico das relações  $S_d/R_d$  para os estados limites da ligação de perfil “U” formado a frio ilustra quais casos são mais críticos e quais são amenos.

Figura 64 – Exemplo de planilha para dimensionamento de ligação de perfil “U” parafusado



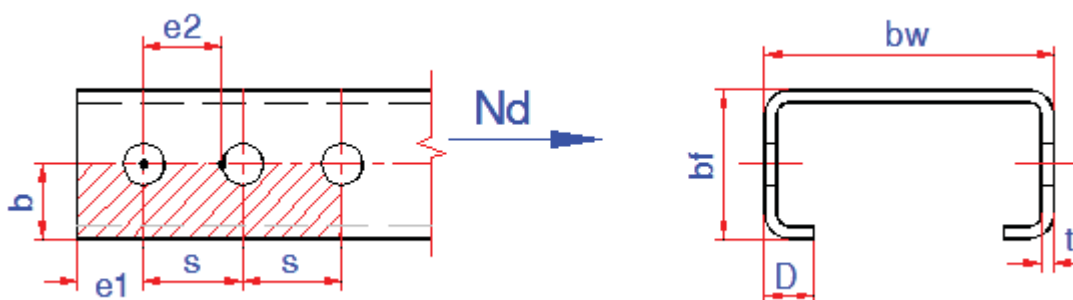
Fonte : Produção do próprio autor

### 5.3 LIGAÇÃO PARAFUSADA DE PERFIL “U ENRIJECIDO” FORMADO A FRIO

A figura 65 apresenta a força e informações geométricas básicas que compõem esta ligação. O perfil “Ue” (**U**enrijecido) é ligado pelas flanges.

Do mesmo modo que para perfis “L”, a outra parte conectada – chapa de *gusset* - não é estudada.

Figura 65 – Variáveis dimensionais para cálculo de ligação de perfil “U” parafusado pelas flanges



Fonte : Produção do próprio autor

#### 5.3.1 Premissas básicas

As mesmas do perfil “L” (item 5.1.1) e a aba “Notas” da planilha apresentada na figura 66.

#### 5.3.2 Introdução dos dados e resultados :

A figura 67 reproduz a planilha de dimensionamento da ligação de perfis “U-enrijecidos” parafusados com dados introduzidos (exemplo) e os resultados obtidos. Do mesmo modo que na planilha de ligações com perfis “L”, os resultados que tem relação  $S_d/R_d$  maior que 1,00 recebem tarja vermelha para alertar que a ligação deve ser redimensionada.

Também, analogamente à planilha de dimensionamento de ligação de perfis “L”, o gráfico das relações  $S_d/R_d$  para os estados limites da ligação de perfil “U-enrijecido” formado a frio ilustra quais casos são mais críticos e quais são mais amenos.

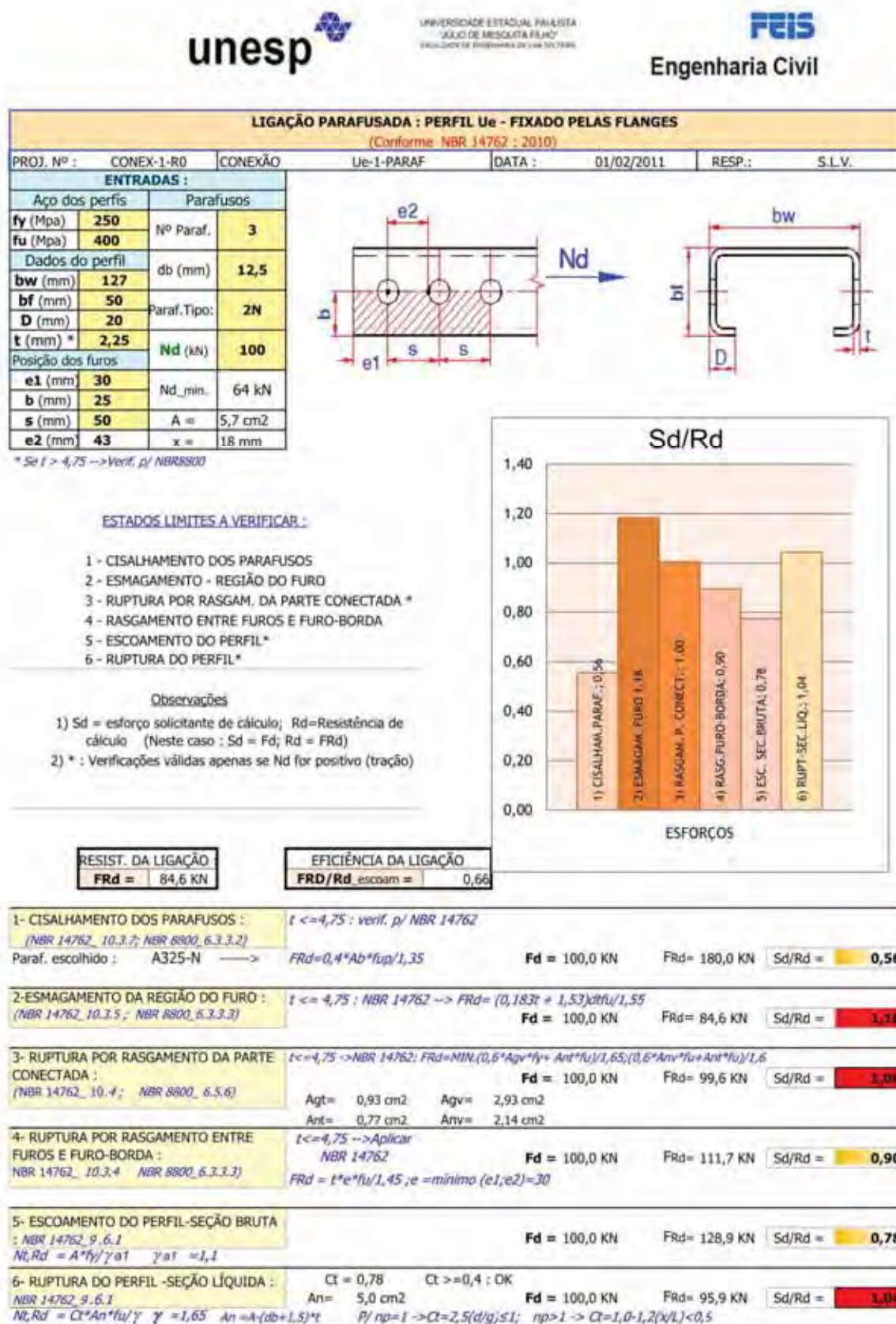
Figura 66 – Reprodução da aba “Notas” da planilha de dimensionamento de ligações parafusadas de perfil “U-enrijecido” formado a frio

#### NOTAS

- 1 - Esta planilha se aplica a furos tipo “padrão”, isto é, com diâmetro igual  $db + 1,5\text{mm}$  ( $db =$  diâmetro do parafuso) e  $db \geq 12,5$ . Para  $db < 12,5$  a folga do furo padrão é  $0,8\text{mm}$  e não foi considerado.
- 2 - No item 6.3.11, a NBR 8800 indica a tab. 14 onde especifica diferentes valores mínimos de distância furo-borda. Entretanto, nesta mesma tabela, na obs. 1, abre a possibilidade do emprego de distâncias menores que as indicadas desde que sejam satisfeitas as equações do item 6.3.3.3 (Pressão de contato em furos). Nesta planilha, por simplificação - e também por segurança (evitar que pequenos erros de fabricação se tornem comprometedores) optou-se por indicar um índice multiplicador ( $1,85 \cdot db$ ) que atende as piores situações da tab. 14;
- 3 - A NBR 14762 estabelece para distância mínima entre furos a relação  $3 \cdot db + 1,5\text{mm}$ . Já a NBR 8800 especifica  $3 \cdot db$  mas admite até  $2,7 \cdot db$ . Por simplificação, nesta planilha adotou-se o limite da NBR 14762 (mais abrangente);
- 4 - A NBR 8800 limita como máximo espaçamento entre furos a relação  $24 \cdot t$  ( $t =$  esp. do elemento mais fino da ligação) ou  $300\text{mm}$  (6.3.10-a) em elementos pintados ou não sujeitos à corrosão. Em elementos não pintados sujeitos à corrosão este limite passa a ser  $14 \cdot t$  ou  $180\text{mm}$  (6.3.10-b);
- 5 - O motivo do emprego da NBR 8800 nesse tipo de ligação é que, embora se trate de perfis formados a frio, para elementos com espessura maior que  $4,75\text{mm}$ , a NBR 14762 indica o uso dos procedimentos da NBR 8800;
- 6 - Decorrente do comentário anterior, quando todos os elementos tem espessura maior que  $4,75\text{mm}$  - a verificação é feita pela NBR 8800 - podendo os parafusos serem dimensionados “por atrito” ou “por contato”. Nesta planilha só se emprega o segundo caso;
- 7 - Deve-se dedicar atenção nas entradas da geometria da ligação uma vez que a planilha não verifica incoerências dimensionais;
- 8 - A nomenclatura de tipos de parafusos (1N; 1X; 2N; 2X) não é de norma. As indicações tipo “N” (rosca **i**nclusa) e “X” (rosca **e**Xclusa) são, contudo, usuais.
- 9 - No cálculo do efeito de rasgamento entre furos e furo-borda, quando feito pela NBR 8800 ( $t > 4,75$ ) foi considerado que a deformação no furo para forças de serviço não é uma limitação de projeto (6.3.3.3 -a);
- 10 - No cálculo de  $C_t$ ,  $g = \text{MÁXIMO}((bw + 2bf - 3,3t - 2b); 2b)$ ,  $L = (np - 1) \cdot s$ ,  $x = cg$  de  $1/2$  do perfil “U”;

Fonte : Produção do próprio autor

Figura 67 – Exemplo de planilha para dimensionamento de ligação de perfil “U-enrijecido” parafusado.

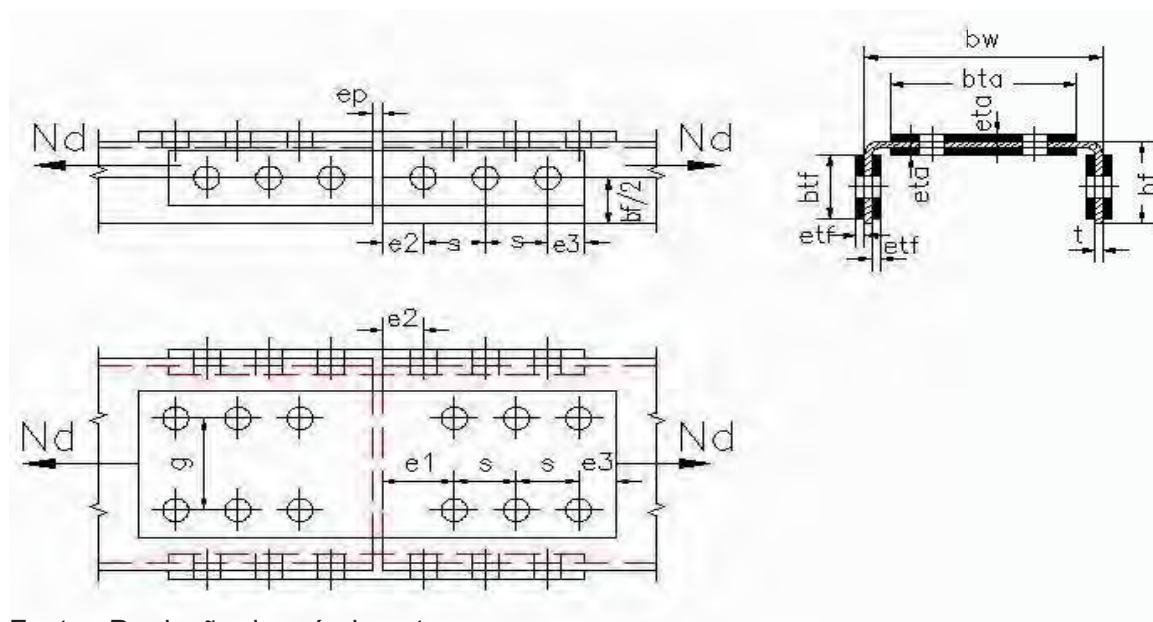


Fonte : Produção do próprio autor

## 5.4 LIGAÇÃO PARAFUSADA DE EMENDA DE PERFÍS “U” FORMADO A FRIO

A figura 68 apresenta as informações geométricas básicas que compõem esta ligação.

Figura 68 – Variáveis dimensionais para cálculo de emenda de perfil “U” parafusado



Fonte : Produção do próprio autor

### 5.4.1 Premissas básicas

- A planilha elaborada para este dimensionamento se aplica a furos tipo "padrão", isto é, com diâmetro "df" igual  $db + 1,5\text{mm}$  ( $db =$  diâmetro do parafuso) e limitada para  $db \geq 12,5$ . Para  $db < 12,5$  a folga do furo padrão é 0,8mm e não foi considerado.
- A nomenclatura de tipos de parafusos utilizada (1N; 1X; 2N; 2X) não são padrões de norma. As indicações tipo "N" (rosca **i**nclusa) e "X" (rosca **e**xclusa) são, contudo, usuais;
- O dimensionamento obedece as prescrições do projeto de revisão da NBR 14762 :2010 e da NBR 8800:2008;
- A planilha se destina à emendas que contenham apenas uma linha de parafusos em cada flange e duas linhas ao longo da alma. A quantidade mínima de parafusos na alma em cada lado da emenda é 4 un. e o máximo é 10 un. Em cada flange podem existir de 2 a 5 parafusos (em cada lado da emenda).
- Demais prescrições são indicadas na aba "NOTAS" da planilha.

### 5.4.2 Introdução dos dados e resultados

A figura 69-a reproduz a primeira parte de uma planilha com os dados introduzidos e o gráfico. Na figura 69-b são mostrados os resultados da análise de cada estado limite a que é submetida esta ligação.

Figura 69-a -Planilha para dimensionamento de emendas de perfis “U” parafusados pelas flanges – Entrada de dados e gráfico  $S_d/R_d$  .

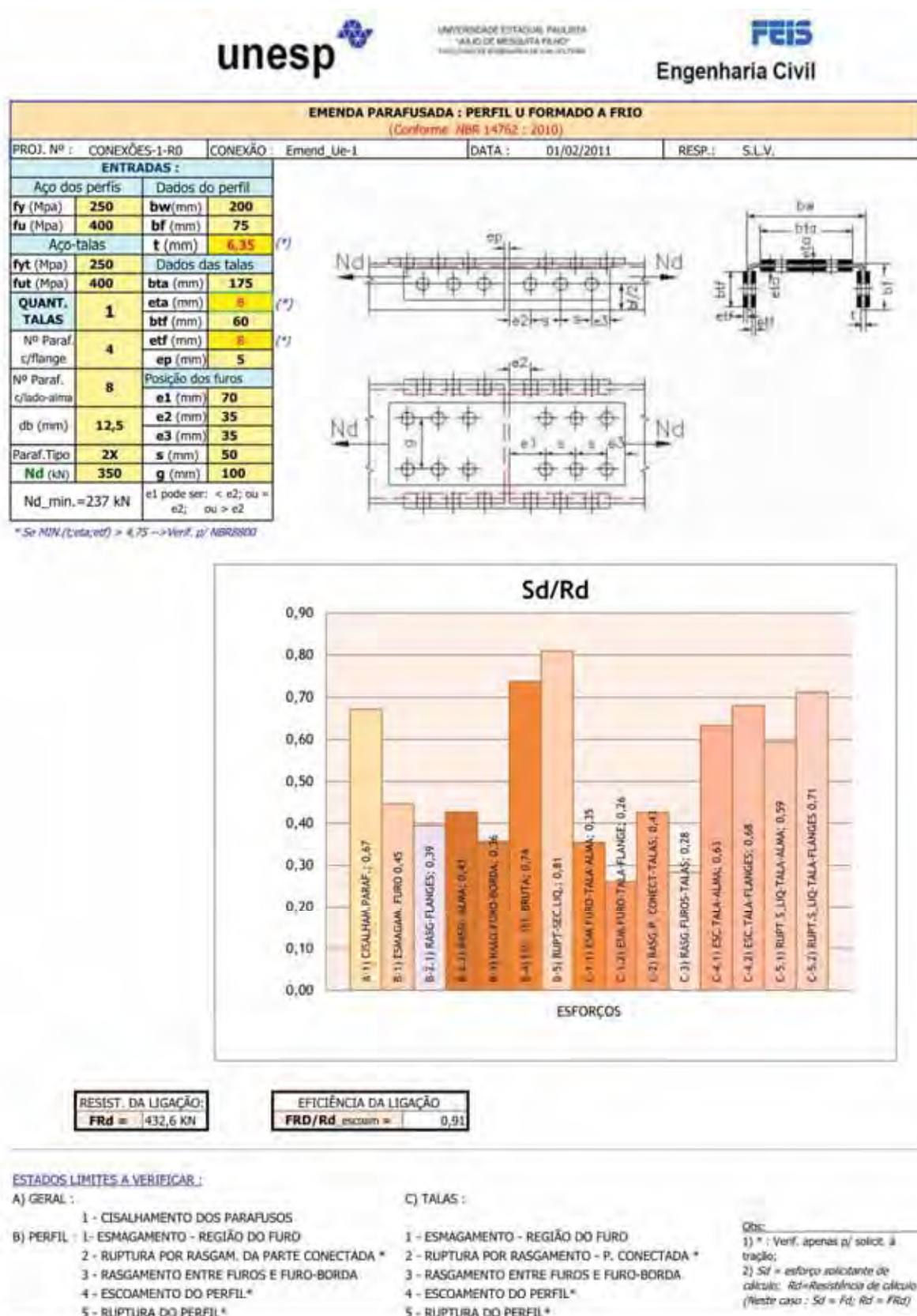




Figura 69-b – Resultado de análise de emenda de perfil “U”

 		UNIVERSIDADE ESTADUAL PAULISTA "JOSÉ DE MESQUITA FILHO" FACULDADE DE ENGENHARIA DE ARARAQUÁ		<b>Engenharia Civil</b>		
<b>A-1 - CISALHAMENTO DOS PARAFUSOS :</b> (NBR 14762_10.3.7; NBR 8800_6.3.3.2)		<b>MINIMO</b> ( $t; e; e_{tf}$ ) > 4,75 : verif. p/ NBR 8800 $FRd, v = 0,5 \cdot A_b \cdot f_{ub} / 1,35$		<b>Fd = 25,2 KN</b>	<b>FRd = 37,5 KN</b>	<b>Sd/Rd = 0,67</b>
<b>Paraf. escolhido :</b> A325X						
<b>B-1 - ESMAGAMENTO DA REGIÃO DO FURO :</b> (NBR 14762_10.3.5; NBR 8800_6.3.3.3)		<b>MIN</b> ( $t; e; e_{tf}$ ) > 4,75 : NBR 8800 $\rightarrow FRd = 1,2 \cdot f_t \cdot t \cdot f_u / 1,35 \leq 2,4 \cdot d_b \cdot t \cdot f_u / 1,35$		<b>Fd = 25,2 KN</b>	<b>FRd = 56,4 KN</b>	<b>Sd/Rd = 0,45</b>
<b>B-2 - RUPTURA POR RASGAMENTO DA PARTE CONECTADA :</b> (NBR 14762_10.4; NBR 8800_6.5.6)		<b>FLANGES</b> Agt = 2,38 cm <sup>2</sup> Agv = 11,75 cm <sup>2</sup> Ant = 1,94 cm <sup>2</sup> Anv = 8,64 cm <sup>2</sup>		<b>B-2.1: FLANGES</b> Fd2.1 = 74,2 KN FRd2.1 = 187,9 KN		<b>Sd/Rd = 0,39</b>
Aplicar NBR 8800 : $FRd, r = \text{mínimo entre}$ $(0,6 \cdot f_u \cdot A_{nv} + f_u \cdot A_{nt}) / 1,35$ e $(0,6 \cdot A_{gv} \cdot f_y + A_{nt} \cdot f_u) / 1,35$		<b>ALMA</b> Agt1 = 6,35 cm <sup>2</sup> Agv1 = 27,94 cm <sup>2</sup> Ant1 = 5,46 cm <sup>2</sup> Anv1 = 21,72 cm <sup>2</sup>		<b>B-2.2: ALMA</b> Fd2.2 = 201,6 KN FRd2.2 = 472,3 KN		<b>Sd/Rd = 0,43</b>
<b>B-3 - RUPTURA POR RASGAMENTO ENTRE FUIROS E FURO-BORDA :</b> NBR 14762_10.3.4 ; NBR 8800_6.3.3.3)		<b>MIN</b> ( $t; e; e_{tf}$ ) > 4,75 $\rightarrow$ $\rightarrow$ APLICAR NBR 8800		<b>Fd = 25,2 KN</b>	<b>FRd = 70,6 KN</b>	<b>Sd/Rd = 0,36</b>
<i>Já considerado em B-1</i>						
<b>B-4 - ESCOAMENTO DO PERFIL-SEÇÃO BRUTA :</b> NBR 14762_9.6.1 $N_{t,Rd} = A \cdot f_y / \gamma_{M1}$ $\gamma_{M1} = 1,1$				<b>Fd = 350,0 KN</b>	<b>FRd = 474,9 KN</b>	<b>Sd/Rd = 0,74</b>
<b>B-5 - RUPTURA DO PERFIL -SEÇÃO LÍQUIDA :</b> NBR 14762_9.6.1 $N_{t,Rd} = C_t \cdot A_n \cdot f_u / \gamma$ $\gamma = 1,65$ $C_t = 1,0$ $A_n = 0,9 \cdot (A_g - n_f \cdot d_f + \sum t^2 / 4g)$ $n_f = 4$ $d_f = d_b + 1,5$ $s = (e_1 - e_2) / 2 + b_f / 2 - 1,65 \cdot e$		$A_n = 17,04 \text{ cm}^2$		<b>Fd = 350,0 KN</b>	<b>FRd = 432,6 KN</b>	<b>Sd/Rd = 0,81</b>
<b>C-1 - TALAS : ESMAG. DA REGIÃO DO FURO :</b> (NBR 14762_10.3.5; NBR 8800_6.3.3.1)		<b>A) ALMA :</b> $e_{ta} = 8,0 \text{ mm}$ <b>B) FLANGES :</b> $e_{tf} = 8,0 \text{ mm}$		<b>Fd = 25,2 KN</b>	<b>FRd = 71,1 KN</b>	<b>Sd/Rd = 0,35</b>
<b>C-2 - TALAS DE ALMA : RUPT. RASG. PARTE CONECT. :</b> NBR 14762_10.4; NBR 8800_6.5.6		<b>TALAS DE ALMA</b> Agt2 = 6,00 cm <sup>2</sup> Ant2 = 4,88 cm <sup>2</sup> Agv2 = 29,60 cm <sup>2</sup> Anv2 = 21,76 cm <sup>2</sup>		<b>Fd = 18,6 KN</b>	<b>FRd = 71,1 KN</b>	<b>Sd/Rd = 0,26</b>
<b>C-3 - TALAS : RUPTURA POR RASGAMENTO ENTRE FUIROS E FURO-BORDA :</b> NBR 14762_10.3.4 ; NBR 8800_6.3.3.3)		<b>MIN</b> ( $t; e; e_{tf}$ ) > 4,75 $\rightarrow$ $\rightarrow$ APLICAR NBR 8800		<b>Fd = 25,2 KN</b>	<b>FRd = 88,9 KN</b>	<b>Sd/Rd = 0,28</b>
<i>Já considerado em B-1</i>						
<b>C-4 - TALAS : ESCOAM. DA CHAPA - SEÇÃO BRUTA :</b> NBR 14762_9.6.1 ; NBR 8800_5.2.2-d $N_{t,Rd} = A_g \cdot f_y / \gamma$ $\gamma = 1,1$		<b>ALMA :</b> <b>FLANGE :</b>		<b>Fd = 201,6 KN</b> <b>Fd = 74,2 KN</b>	<b>FRd = 318,2 KN</b> <b>FRd = 109,1 KN</b>	<b>Sd/Rd = 0,63</b> <b>Sd/Rd = 0,68</b>
<b>C-5 - TALAS : RUPTURA DA SEÇÃO LÍQUIDA :</b> NBR 14762_9.6.1 ; NBR 8800_5.2.2-d		<b>MIN</b> ( $t; e; e_{tf}$ ) > 4,75 $\rightarrow$ NBR 8800 : $N_{t,Rd} = A_e \cdot f_u / 1,35$ e $A_e = \text{MIN}(C_t \cdot A_n; 0,85 \cdot A_g)$		<b>Fd = 201,6 KN</b>	<b>FRd = 339,0 KN</b>	<b>Sd/Rd = 0,59</b>
$t_{\text{min}} > 4,75 \rightarrow$ NBR 8800 $\Rightarrow C_t = 1,0$ (consid. mínimo de 2 paraf. em cada flange e 4 paraf. na alma)		$g = 100 \text{ mm}$ $C_t = 1,00$				
		<b>FLANGES :</b> $g = 60 \text{ mm}$ $C_t = 1,00$		<b>Fd = 74,2 KN</b>	<b>FRd = 104,3 KN</b>	<b>Sd/Rd = 0,71</b>

Fonte : Produção do próprio autor

## 5.5 LIGAÇÃO SOLDADA DE PERFIL “L” FORMADO A FRIO

### 5.5.1 *Premissas básicas de cálculo*

a) 1 - O método empregado para análise do grupo de solda é o vetorial elástico. Este método conduz a resultados conservadores -conforme demonstra Valenciani (1997) em comparação com o Método do Centro Instantâneo de Rotação (CIR). Entretanto, no presente caso, o efeito da excentricidade é de pouca relevância, sendo apropriado o emprego de análise clássica.

b) Preferencialmente, os eixos baricêntricos da diagonal e montante se encontram exatamente sobre o eixo baricêntrico do banzo. Caso isso não ocorra, uma forma usual é fazer a distribuição do momento fletor decorrente da excentricidade proporcionalmente à rigidez de cada elemento envolvido e os mesmos serem dimensionados à flexão composta (OWENS; CHEAL, 1989, p. 308). Também pode ocorrer do centro de gravidade da solda não coincidir com o eixo baricêntrico da diagonal, o que induzirá a esforços de flexão na barra. Este efeito somado à força normal deve ser analisado.

c) A ligação, além de suportar o esforço de cálculo  $N_d$ , deverá ter resistência de uma carga axial mínima de 50 % da capacidade da barra – relativo ao esforço que comanda a ligação (tração ou compressão).

d) Outras premissas constam da aba “NOTAS” da planilha.

### 5.5.2 *Introdução dos dados e resultados*


A figura 70-a reproduz a planilha com dados introduzidos e a figura 70-b os resultados obtidos na análise.

O gráfico das relações  $S_d/R_d$  para os estados limites aplicáveis ilustra quais casos são mais críticos e quais são mais amenos, permitindo desse modo alterar as variáveis que influenciam – se for desejável.


A “eficiência da ligação” – relação entre a resistência da conexão e a resistência do perfil ao escoamento da seção bruta, que normalmente é menor que 1,0 - permite analisar o quanto o perfil necessita ser “superdimensionado” – no caso de esforço de tração - tendo em conta a menor capacidade da ligação em relação à de sua seção bruta.

A aba “NOTAS” – reproduzida na figura 71 – contém informações sobre limitações e as premissas adotadas na planilha de cálculo.

Figura 70-a - Planilha para dimensionamento de ligação soldada de perfil "L" formado a frio. Entrada de dados, gráfico  $S_d/R_d$  e parte da análise.



**UNESP**  
UNIVERSIDADE ESTADUAL PAULISTA  
"JOSÉ CARLOS ROCHA FERRAZ"  
"PRINCÍPIOS DE UM NOVO SÉCULO"



**FEIS**  
Engenharia Civil

**LIGAÇÃO SOLDADA : PERFIL L**  
(Conforme NBR 14762 : 2010)

PROJ. Nº :	CONEX-1-R0	CONEXÃO :	Ld-1-SOLDADO	DATA :	01/02/2011	RESP.:	S.L.V.
------------	------------	-----------	--------------	--------	------------	--------	--------

ENTRADAS			
Aço do perfil		Mat. solda	
<b>f<sub>y</sub></b> (Mpa)	300	<b>f<sub>w</sub></b> (Mpa)	415
<b>f<sub>u</sub></b> (Mpa)	420	<b>w</b> (mm)	3,00
Geometria			
<b>h1</b> (mm)	40	<b>t1</b> (mm)	3,75
<b>h2</b> (mm)	50	<b>t2</b> (mm)	5,00
<b>L1</b> (mm)	85	Soldar?	S
<b>L2</b> (mm)	50	Soldar?	S
<b>L3</b> (mm)	45	item L1	S
<b>L4</b> (mm)	64	Soldar?	S
<b>α</b>	38,66°	<b>x1</b>	11 mm
<b>A</b>	3,1 cm <sup>2</sup>	<b>x2</b>	16 mm
<b>N<sub>d, min</sub></b>	42,9 kN	<b>N<sub>d</sub> (kN)</b>	55

NBR 14762: α = 38,75° → Verif. p/ NBR 14762

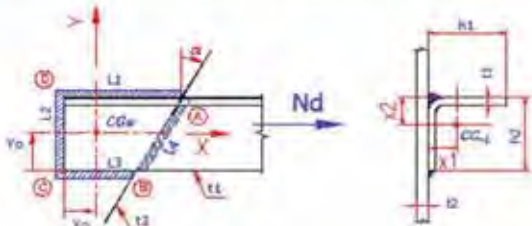
CG DO GRUPO DE SOLDA (CGw)	
X <sub>o</sub> = Σ X <sub>i</sub> A <sub>i</sub> /ΣA <sub>i</sub>	= 36,0 mm
Y <sub>o</sub> = Σ Y <sub>i</sub> A <sub>i</sub> /ΣA <sub>i</sub>	= 29,1 mm
Mom. Inercial - grupo de solda	
I <sub>x</sub> = Σ (b <sub>i</sub> h <sub>i</sub> <sup>3</sup> /12 + A <sub>i</sub> d <sub>i</sub> <sup>2</sup> )	= 10,09 cm <sup>4</sup>
I <sub>y</sub> = Σ (b <sub>i</sub> h <sub>i</sub> <sup>3</sup> /12 + A <sub>i</sub> d <sub>i</sub> <sup>2</sup> )	= 10,78 cm <sup>4</sup>
EXCENTR. de N <sub>d</sub> = e <sub>f</sub>	
e <sub>f</sub>	= 5,2 mm
M <sub>d</sub> = F <sub>ap</sub> e <sub>f</sub>	= 28,5 kN.cm
L <sub>w</sub> = Σ L <sub>i</sub> (i=1 a 4)	= 244 mm

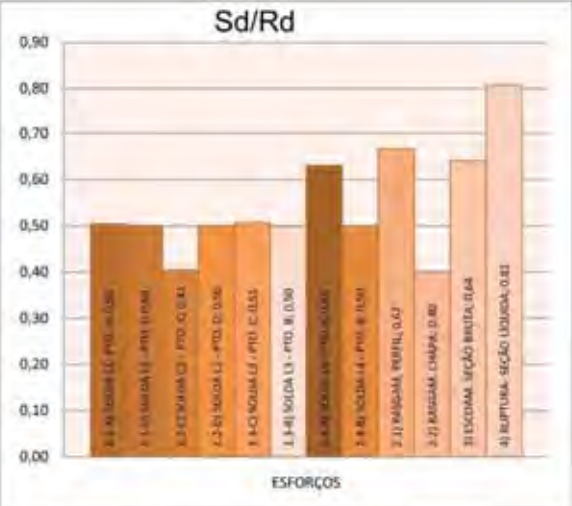
**ESTADOS LÍMITES A VERIFICAR :**

- 1 - RUPTURA DA SOLDA
- 2 - RASGAM. DA PARTE CONECTADA \*
- 3 - ESCOAMENTO DO PERFIL \*
- 4 - RUPTURA DA SEÇÃO LÍQUIDA \*

**Observações:**

- 1) S<sub>d</sub> = esforço solicitante de cálculo; R<sub>d</sub> = Resistência de cálculo (Neste caso : S<sub>d</sub> = F<sub>d</sub>; R<sub>d</sub> = F<sub>Rd</sub>)
- 2) \* : Verificações válidas apenas se N<sub>d</sub> for positivo (tração)





**RESIST. DA LIGAÇÃO :**

**F<sub>Rd</sub> = 58,06 kN/mm**

**EFICIÊNCIA DA LIGAÇÃO**

**F<sub>Rd</sub>/R<sub>d, escoam</sub> = 0,79**

**1- RUPTURA DA SOLDA :**

**1.1 - RESISTÊNCIA DA SOLDA L1 :**  
NBR 14762 - 10.2.4 - b2 e 10.2.4 - c

**1ª CONDIÇÃO**  
t1 > 2,5 ; F<sub>Rd</sub> = 0,75.t1.f<sub>y</sub>/L<sub>w</sub> ; 0,66 kN/mm

**2ª CONDIÇÃO**  
F<sub>Rd</sub> = 0,75.t1.f<sub>w</sub>/L<sub>w</sub> ; 0,40 kN/mm

**F<sub>Rd</sub> = 0,50 kN/mm**

**TENSÕES MÁXIMAS - SOLDA L1**

**SOLDA-L1 - PONTO A :**

f<sub>x</sub> = N<sub>d</sub>/L<sub>w</sub> + M<sub>d</sub>(y<sub>A</sub>)/(I<sub>x</sub> + I<sub>y</sub>) = 0,25 kN/mm      **F<sub>d</sub>-A = (f<sub>x</sub><sup>2</sup> + f<sub>y</sub><sup>2</sup>)<sup>0,5</sup> = 0,25 kN/mm**      **S<sub>d</sub>/R<sub>d</sub> = 0,50**

f<sub>y</sub> = - M<sub>d</sub>(x<sub>A</sub>)/(I<sub>x</sub> + I<sub>y</sub>) = -0,05 kN/mm

**SOLDA-L1 - PONTO D :**

f<sub>x</sub> = N<sub>d</sub>/L<sub>w</sub> + M<sub>d</sub>(y<sub>D</sub>)/(I<sub>x</sub> + I<sub>y</sub>) = 0,25 kN/mm      **F<sub>d</sub>-D = (f<sub>x</sub><sup>2</sup> + f<sub>y</sub><sup>2</sup>)<sup>0,5</sup> = 0,25 kN/mm**      **S<sub>d</sub>/R<sub>d</sub> = 0,50**

f<sub>y</sub> = M<sub>d</sub>(x<sub>D</sub>)/(I<sub>x</sub> + I<sub>y</sub>) = 0,03 kN/mm

**1.2 - RESISTÊNCIA DA SOLDA L2 :**  
NBR 14762 - 10.2.3-b e c

**1ª CONDIÇÃO**  
t1 > 2,5 ; F<sub>Rd</sub> = 1,1.t<sub>2</sub>/L<sub>w</sub> ; 1,02 kN/mm

**2ª CONDIÇÃO**  
F<sub>Rd</sub> = 0,75.t<sub>2</sub>.f<sub>w</sub>/L<sub>w</sub> ; 0,40 kN/mm

**F<sub>Rd</sub> = 0,50 kN/mm**

**TENSÕES MÁXIMAS - SOLDA L2**

**SOLDA-L2 - PONTO C :**

f<sub>x</sub> = N<sub>d</sub>/L<sub>w</sub> + M<sub>d</sub>(y<sub>C</sub>)/(I<sub>x</sub> + I<sub>y</sub>) = 0,20 kN/mm      **F<sub>d</sub>-C = (f<sub>x</sub><sup>2</sup> + f<sub>y</sub><sup>2</sup>)<sup>0,5</sup> = 0,20 kN/mm**      **S<sub>d</sub>/R<sub>d</sub> = 0,41**





f<sub>y</sub> = M<sub>d</sub>(x<sub>C</sub>)/(I<sub>x</sub> + I<sub>y</sub>) = 0,03 kN/mm

**SOLDA-L2 - PONTO D :**

f<sub>x</sub> = N<sub>d</sub>/L<sub>w</sub> + M<sub>d</sub>(y<sub>D</sub>)/(I<sub>x</sub> + I<sub>y</sub>) = 0,25 kN/mm      **F<sub>d</sub>-D = (f<sub>x</sub><sup>2</sup> + f<sub>y</sub><sup>2</sup>)<sup>0,5</sup> = 0,25 kN/mm**      **S<sub>d</sub>/R<sub>d</sub> = 0,50**

f<sub>y</sub> = M<sub>d</sub>(x<sub>D</sub>)/(I<sub>x</sub> + I<sub>y</sub>) = 0,03 kN/mm

Figura 70-b - Planilha para dimensionamento de ligação soldada em uma aba de perfis "L" formados a frio (resultados da análise)

  Engenharia Civil	
<b>1.3- RESISTÊNCIA DA SOLDA L3 :</b> <i>NBR 14762 - 10.2.3-a) e c</i>	
<b>1ª CONDIÇÃO</b> $t \geq 2,5$ e $L/2t < 25$ $F_{Rd} = (1 - 0,01 L/t) \leq L R_w / 1,65$ 0,84 kN/mm	<b>2ª CONDIÇÃO</b> $F_{Rd} = 0,75 \text{ref} L R_w / 1,65$ 0,40 kN/mm <b>F<sub>Rd</sub> = 0,40 kN/mm</b>
<b>TENSÕES MÁXIMAS - SOLDA L3</b>	
<b>SOLDA-L3 - PONTO C :</b> $f_x = N_d / L_w - M_d (y_C) / (I_x + I_y) =$ 0,20 kN/mm $f_y = M_d (x_C) / (I_x + I_y) =$ 0,03 kN/mm	<b>F<sub>d-C</sub> = (f<sub>x</sub><sup>2</sup> + f<sub>y</sub><sup>2</sup>)<sup>0,5</sup> =</b> 0,20 kN/mm <b>S<sub>d</sub>/R<sub>d</sub> = 0,51</b>
<b>SOLDA-L3 - PONTO B :</b> $f_x = N_d / L_w - M_d (y_B) / (I_x + I_y) =$ 0,20 kN/mm $f_y = - M_d (x_B) / (I_x + I_y) =$ -0,01 kN/mm	<b>F<sub>d-B</sub> = (f<sub>x</sub><sup>2</sup> + f<sub>y</sub><sup>2</sup>)<sup>0,5</sup> =</b> 0,20 kN/mm <b>S<sub>d</sub>/R<sub>d</sub> = 0,50</b>
<b>1.4- RESISTÊNCIA DA SOLDA L4 :</b> <i>NBR 14762 - 10.2.3-a) b) e c</i> <i>MIN(1,2) &gt; 2,5</i> $L / \text{tubo} = 17$	
<b>1ª CONDIÇÃO</b> $F_{Rd\_para} = (1 - 0,01 L/t) \leq L R_w / 1,65$ e $F_{Rd\_perp} = L R_w / 1,55$ $F_{Rd\_para} = 0,75$ kN/mm $F_{Rd\_perp} = 1,02$ kN/mm <b>F<sub>Rd_1A</sub> = 0,96 kN/mm</b> <b>F<sub>Rd_2</sub> = 0,40 kN/mm</b>	<b>2ª CONDIÇÃO</b> $F_{Rd} = 0,75 \text{ref} L R_w / 1,65$ <b>F<sub>RdA</sub> = 0,40 kN/mm</b>
$\alpha_{A\_A} = 35,0^\circ$ $\beta_{A\_A} = 10,0^\circ$ $\gamma_{A\_A} = 114,2^\circ$	 
<b>SOLDA-L4 - PONTO A :</b> $f_x = N_d / L_w + M_d (y_A) / (I_x + I_y) =$ 0,25 kN/mm $f_y = - M_d (x_A) / (I_x + I_y) =$ -0,05 kN/mm	<b>F<sub>d-A</sub> = (f<sub>x</sub><sup>2</sup> + f<sub>y</sub><sup>2</sup>)<sup>0,5</sup> =</b> 0,25 kN/mm <b>S<sub>d</sub>/R<sub>d</sub> = 0,63</b>
<b>SOLDA-L4 - PONTO B :</b> $f_x = N_d / L_w - M_d (y_B) / (I_x + I_y) =$ 0,20 kN/mm $f_y = - M_d (x_B) / (I_x + I_y) =$ -0,01 kN/mm	<b>F<sub>d-B</sub> = (f<sub>x</sub><sup>2</sup> + f<sub>y</sub><sup>2</sup>)<sup>0,5</sup> =</b> 0,20 kN/mm <b>S<sub>d</sub>/R<sub>d</sub> = 0,50</b>
$\alpha_{A\_B} = 35,0^\circ$ $\beta_{A\_B} = 2,5^\circ$ $\gamma_{A\_B} = 57,5^\circ$	<b>F<sub>Rd_1B</sub> = 0,94 kN/mm</b> <b>F<sub>Rd_2B</sub> = 0,40 kN/mm</b> <b>F<sub>RdB</sub> = 0,40 kN/mm</b>
<b>2- RASGAMENTO DA PARTE CONECTADA :</b> <i>NBR 14762 - 10.4</i>	
<b>Cond. 1 : Rasg. do perfil</b> $F_{Rd} = (0,6 f_y A_{gv} + A_{nt} f_u) / 1,65 =$	<b>F<sub>d</sub> = 55,0 kN</b> <b>F<sub>Rd</sub> = 82,5 kN</b> <b>S<sub>d</sub>/R<sub>d</sub> = 0,67</b>
<b>Cond. 2 : Rasg. da chapa</b> $F_{Rd} = (0,6 f_y A_{gv} + A_{nt} f_u) / 1,65 =$	<b>F<sub>d</sub> = 55,0 kN</b> <b>F<sub>Rd</sub> = 137,3 kN</b> <b>S<sub>d</sub>/R<sub>d</sub> = 0,40</b>
<b>3 - ESCOAMENTO DO PERFIL-SEÇÃO BRUTA :</b> <i>NBR 14762-3.6.1</i> $N_{c,Rd} = A^2 f_y / \gamma_{M2}$ $\gamma_{M2} = 1,1$	
<b>4- RUPTURA DA SEÇÃO LÍQUIDA :</b> <i>NBR 14762 - 9.6.1c</i> $F_{Rd} = N_{Rd} = 0,5 A_n f_u / 1,65$	
<b>MÁ SOLDAS LONGIT.</b> $C_t = 0,85$ (0,4 < C < 0,8) $A_n = 3,1 \text{ cm}^2$	<b>F<sub>d</sub> = 55,0 kN</b> <b>F<sub>Rd</sub> = 68,1 kN</b> <b>S<sub>d</sub>/R<sub>d</sub> = 0,81</b>

Fonte : Produção do próprio autor

Figura 71 – Reprodução da aba “Notas” da planilha de cálculo de ligação de perfil “L” soldado

### NOTAS

1 - O método empregado para análise do grupo de solda é o vetorial elástico (método clássico). Segundo SALMON & JOHNSON, apud VALENCIANI, a força excêntrica é substituída por uma força centrada e um correspondente momento de torção, onde a força cortante é equilibrada por tensões uniformemente distribuídas ao longo da solda e o momento de torção equilibrado por tensões proporcionais à distância em relação ao centro de gravidade do grupo de soldas e com direção perpendicular ao correspondente raio vetor. A tensão resultante, num determinado ponto, é dada pela soma vetorial destas duas parcelas. Este método conduz a resultados conservadores -conforme demonstra VALENCIANI comparando com o Método do Centro Instantâneo de Rotação (CIR). Entretanto, no presente caso, o efeito da excentricidade é muito pequeno, sendo apropriado o emprego de análise clássica.

2 - Por simplificação, adotou-se a altura da solda "w" igual para todos os filetes - o qual deve ser menor ou igual à espessura da parte menos espessa (chapa ou perfil)

3 - As soldas L1 e L3 tem a sua resistência calculada como solicitação paralela ao eixo da solda (NBR-14762, caso 10.2.4 - b2) :  $FRd = 0,75 \cdot t \cdot L \cdot f_u / \gamma$  ( $\gamma = 1,80$ ) . Embora, devido à excentricidade existam também esforços normais ao eixo da solda, estes são muito menores. Adotando este procedimento, obtém-se resultados com erro ligeiramente a favor da segurança pois, para esforços normais  $FRd = 0,83 \cdot t \cdot L \cdot f_u / \gamma$  - ( $\gamma = 1,65$ ; item 10.2.4 -a);

4 - Se houver apenas soldas longitudinais ( L1 e L3), então o comprimento mínimo de L1 e L3 deve ser  $\geq h_2$   
Caso isso não seja possível, empregar também soldas transversais L2 e/ou L4;

5 - A solda L2 tem sua resistência calculada como solicitação perpendicular ao eixo da solda. Assim como as soldas L1 e L3, a excentricidade é muito pequena. O cálculo das tensões máximas entretanto, levam em conta a excentricidade;

6 - O conceito empregado para "eficiência da ligação" é a razão entre sua resistência de cálculo à tração ou compressão e a resistência de cálculo do perfil à tração (resistência da seção bruta ao escoamento).

Fonte : Produção do próprio autor

## 5.6 LIGAÇÃO SOLDADA DE PERFIL “U” FORMADO A FRIO

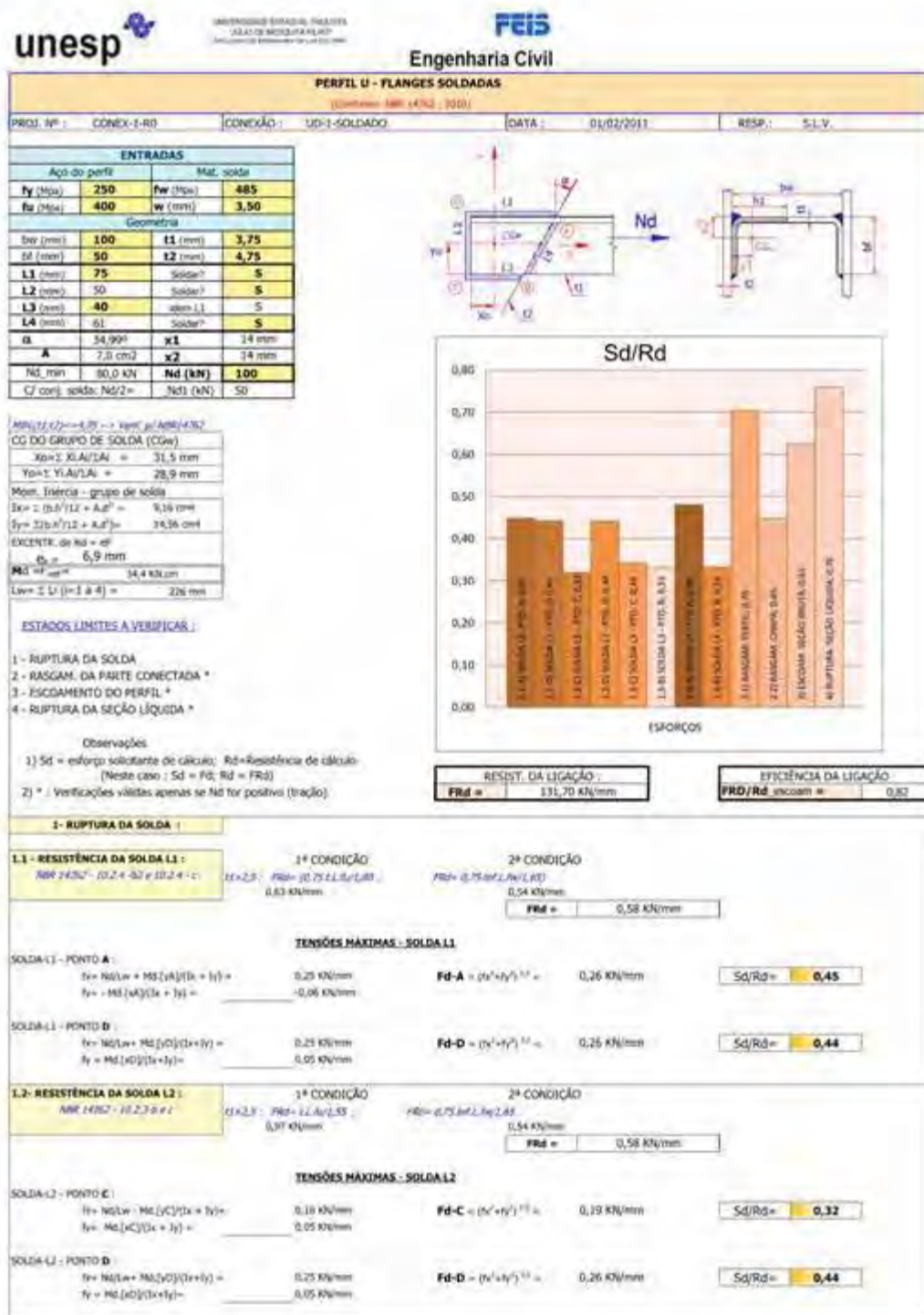
### 5.6.1 Premissas básicas de cálculo

Aplica-se neste caso o mesmo que no dimensionamento de ligação soldada de perfil “L”.

### 5.6.2 Introdução dos dados e resultados

As figuras 72-a e 72-b reproduzem a planilha com dados introduzidos e os resultados obtidos. As demais considerações enunciadas em 5.5.2 também são válidas neste caso.

Figura 72-a - Planilha para dimensionamento de ligação soldada de perfil "U" formado a frio. Entrada de dados, gráfico  $S_d/R_d$  e parte da análise.



Fonte : Produção do próprio autor

Figura 72-b - Planilha para dimensionamento de ligação soldada em uma aba de perfis "U" formados a frio (resultados da análise).

unesp		FEIS	
Engenharia Civil		Engenharia Civil	
<b>1.3- RESISTÊNCIA DA SOLDA L3</b> NBR 14762 - 102,2 a.e.c		1ª CONDIÇÃO $f_t = 0,5 \times (1,07) \times 21700 = 11700$ N/mm <sup>2</sup> 0,81 kN/mm	2ª CONDIÇÃO $f_t = 0,75 \times 0,61 \times 21700 = 9700$ N/mm <sup>2</sup> 0,54 kN/mm
<b>TENSÕES MÁXIMAS - SOLDA L3</b>			
SOLDA L3 - PONTO C		$f_x = N(s/a) = M(s/c)(1/a + 1/b) = 0,19$ kN/mm $f_y = M(s/c)(1/a + 1/b) = 0,26$ kN/mm	$Fd-C = (f_x^2 + f_y^2)^{1/2} = 0,31$ kN/mm Sd/Rd = <b>0,34</b>
SOLDA L3 - PONTO B		$f_x = N(s/a) = M(s/c)(1/a + 1/b) = 0,18$ kN/mm $f_y = M(s/c)(1/a + 1/b) = 0,21$ kN/mm	$Fd-B = (f_x^2 + f_y^2)^{1/2} = 0,26$ kN/mm Sd/Rd = <b>0,33</b>
<b>1.4- RESISTÊNCIA DA SOLDA L4</b> NBR 14762 - 102,2 a.e.c Módulo de resistência $W_{pl,y} = 21,5$ cm <sup>3</sup>		1ª CONDIÇÃO $M_{pl,y} = 11700 \times 21,5 = 251550$ N·cm $F_{t,d} = 0,76$ kN/mm $F_{Rd,1} = 0,94$ kN/mm	2ª CONDIÇÃO $M_{pl,y} = 9700 \times 21,5 = 208450$ N·cm $F_{t,d} = 0,54$ kN/mm $F_{Rd,2} = 0,54$ kN/mm
SOLDA L4 - PONTO A		$f_x = N(s/a) = M(s/c)(1/a + 1/b) = 0,23$ kN/mm $f_y = M(s/c)(1/a + 1/b) = 0,58$ kN/mm	$Fd-A = (f_x^2 + f_y^2)^{1/2} = 0,62$ kN/mm Sd/Rd = <b>0,48</b>
SOLDA L4 - PONTO B		$f_x = N(s/a) = M(s/c)(1/a + 1/b) = 0,18$ kN/mm $f_y = M(s/c)(1/a + 1/b) = 0,21$ kN/mm	$Fd-B = (f_x^2 + f_y^2)^{1/2} = 0,26$ kN/mm Sd/Rd = <b>0,33</b>
<b>2- RAGAMENTO DA PARTE CONECTADA</b> NBR 14762 - 102,4		Caract. 1 - Ragn. do perfil $F_{t,d} = 50,0$ kN $F_{Rd} = 71,0$ kN	Sd/Rd = <b>0,70</b>
Caract. 2 - Ragn. da chapa $F_{t,d} = 50,0$ kN $F_{Rd} = 111,6$ kN			Sd/Rd = <b>0,45</b>
<b>3- ESCOAMENTO DO PERFIL - SEÇÃO BRUTA</b> NBR 14762 - 9,6.1		$F_{t,d} = 100,0$ kN $F_{Rd} = 159,9$ kN	Sd/Rd = <b>0,63</b>
<b>4- RUPTURA DA SEÇÃO LÍQUIDA</b> NBR 14762 - 9,6.2		$F_{t,d} = 100,0$ kN	
NÁ SOLDAS LONGIT.		$F_{t,d} = 133,7$ kN	Sd/Rd = <b>0,76</b>

Fonte : Produção do próprio autor

## 5.7 LIGAÇÃO SOLDADA DE PERFIL "U ENRIJECIDO" FORMADO A FRIO

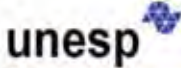
### 5.7.1 Premissas básicas de cálculo

Aplica-se neste caso o mesmo que no dimensionamento de ligação soldada de perfil "Ue".


### 5.7.2 Introdução dos dados e resultados

As figuras 73-a e 73-b reproduzem a planilha com dados introduzidos e os resultados obtidos. As demais considerações enunciadas em 5.5.2 também são válidas neste caso.

Figura 73-a -Planilha para dimensionamento de ligação soldada de perfil “Ue” formado a frio.  
Entrada de dados, gráfico  $S_d/R_d$  e parte da análise.



UNIVERSIDADE ESTADUAL PAULISTA  
"JULIO DE MESSEQUITA FILHO"  
RUA DOSES BRANCOS, 1313-900  
ARACATUBA, SP



**Engenharia Civil**

**PERFIL Ue - FLANGES SOLDADAS**  
(Coleção: NBR 14762, 2010)

PROJ. Nº :	CONEX-1-RD	CONEXÃO :	Ue-1-SOLDADO	DATA :	01/02/2011	RESP.:	S.L.V.
------------	------------	-----------	--------------	--------	------------	--------	--------

ENTRADAS			
Aço do perfil		Mat. solda	
$f_y$ (Mpa)	250	$f_w$ (Mpa)	415
$f_u$ (Mpa)	400	$w$ (mm)	2,25
Geometria			
$b_w$ (mm)	127	$t_1$ (mm)	2,25
$b_f$ (mm)	50	$t_2$ (mm)	5,00
D (mm)	20		
L1 (mm)	100	Soldar?	S
L2 (mm)	50	Soldar?	N
L3 (mm)	60	item L1	S
L4 (mm)	64	Soldar?	N
$\alpha$	38,66°	$x_1$	18 mm
<b>A</b>	5,7 cm <sup>2</sup>	<b>x2</b>	17 mm
$N_d$ min	64,5 kN	<b><math>N_d</math> (kN)</b>	<b>100</b>
C/ conj. solda: $N_d/2=$		$N_{d1}$ (kN)	50

*MIN (1,2)c=4,75 -> Verif. p/ NBR14762*

CG DO GRUPO DE SOLDA (CGw)

$X_o = \sum X_i A_i / \sum A_i = 43,5$  mm

$Y_o = \sum Y_i A_i / \sum A_i = 28,6$  mm

Mom. Inércia - grupo de solda

$I_x = \sum (I_x + A_i y_i^2) = 12,01$  cm<sup>4</sup>

$I_y = \sum (I_y + A_i x_i^2) = 30,49$  cm<sup>4</sup>

EXCENTR. de  $N_d = e^F$

$e_s = 4,6$  mm

$M_d = F_{ap} e^F = 22,9$  kN.cm

$L_w = \sum L_i (i=1 \text{ a } 4) = 160$  mm

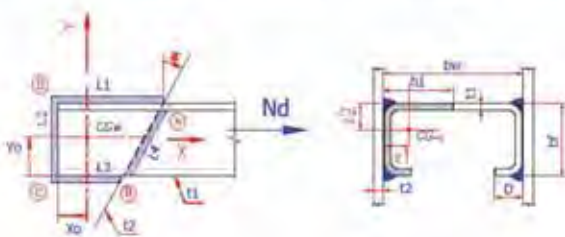
**ESTADOS LÍMITES A VERIFICAR :**

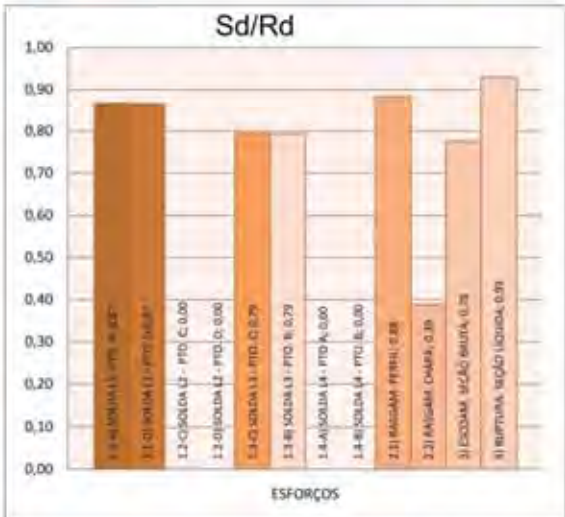
- RUPTURA DA SOLDA
- RASGAM. DA PARTE CONECTADA \*
- ESCOAMENTO DO PERFIL \*
- RUPTURA DA SEÇÃO LÍQUIDA \*

Observações

1)  $S_d$  = esforço solicitante de cálculo;  $R_d$ =Resistência de cálculo.  
(Neste caso :  $S_d = F_d$ ;  $R_d = F_{Rd}$ )

2) \* : Verificações válidas apenas se  $N_d$  for positivo (tração)





**Sd/Rd**

ESFORÇOS

RESIST. DA LIGAÇÃO :	EFICIÊNCIA DA LIGAÇÃO
<b>FRd = 107,57 kN/mm</b>	<b>FRd/Rd_escor = 0,83</b>

**1- RUPTURA DA SOLDA :**

**1.1 - RESISTÊNCIA DA SOLDA L1 :**  
NBR 14762 - 10.2.4-b2

1ª CONDIÇÃO  
 $t_1 < 2,5$  :  $FRd = 0,75 \cdot L_w / L_{w1}$   
0,38 kN/mm

2ª CONDIÇÃO  
NÃO HÁ 2ª CONDIÇÃO  
 $t_1 < 2,5$   
**FRd = 0,38 kN/mm**

**TENSÕES MÁXIMAS - SOLDA L1**

SOLDA-L1 - PONTO A :

$f_x = N_d / A_w = M_d (y_A) / (I_x + I_y) = 0,32$  kN/mm      **Fd-A = (N<sup>2</sup> + M<sup>2</sup>)<sup>0,5</sup> = 0,33 kN/mm**      **Sd/Rd = 0,87**

$f_y = M_d (x_A) / (I_x + I_y) = -0,03$  kN/mm

SOLDA-L1 - PONTO D :

$f_x = N_d / A_w + M_d (y_D) / (I_x + I_y) = 0,32$  kN/mm      **Fd-D = (N<sup>2</sup> + M<sup>2</sup>)<sup>0,5</sup> = 0,32 kN/mm**      **Sd/Rd = 0,87**

$f_y = M_d (x_D) / (I_x + I_y) = 0,02$  kN/mm

**1.2 - RESISTÊNCIA DA SOLDA L2 :**  
NBR 14762 - 10.2.3-b

1ª CONDIÇÃO  
 $t_2 < 2,5$  :  $FRd = 0,75 \cdot L_w / L_{w2}$   
0,58 kN/mm

2ª CONDIÇÃO  
NÃO HÁ 2ª CONDIÇÃO  
 $t_2 < 2,5$   
**FRd = 0,58 kN/mm**

**TENSÕES MÁXIMAS - SOLDA L2**

SOLDA-L2 - PONTO C :

$f_x = N_d / A_w = M_d (y_C) / (I_x + I_y) =$  SEM SOLDA      **Fd-C = (N<sup>2</sup> + M<sup>2</sup>)<sup>0,5</sup> = SEM SOLDA**      **Sd/Rd = SEM SOLDA**

$f_y = M_d (x_C) / (I_x + I_y) =$  SEM SOLDA

SOLDA-L2 - PONTO D :

$f_x = N_d / A_w + M_d (y_D) / (I_x + I_y) =$  SEM SOLDA      **Fd-D = (N<sup>2</sup> + M<sup>2</sup>)<sup>0,5</sup> = SEM SOLDA**      **Sd/Rd = SEM SOLDA**

$f_y = M_d (x_D) / (I_x + I_y) =$  SEM SOLDA

Figura 73-b - Planilha para dimensionamento de ligação soldada em uma aba de perfis "Ue" formados a frio (resultados da análise).


unesp		FEIS	
Engenharia Civil		Engenharia Civil	
<b>1.3- RESISTÊNCIA DA SOLDA L3:</b> NBR 14762 - 20.2.3-a e c		1ª CONDIÇÃO $1.5 > 2.5$ e $1.3/1 < 2.5$ $F_{Rd} = (1 - 0.01.L/2).L.L.f_u/1.65$ 0,84 kN/mm	2ª CONDIÇÃO $F_{Rd} = 0.75.t.e.f.L.f_u/1.65$ 0,40 kN/mm
		$F_{Rd} = 0,40$ kN/mm	
<b>TENSÕES MÁXIMAS - SOLDA L3</b>			
SOLDA L3 - PONTO C: $f_x = N_d/L_w - M_c.[y_C]/(I_x + I_y) =$ $f_y = M_d.[x_C]/(I_x - I_y) =$	0,20 kN/mm 0,03 kN/mm	$F_d - C = (f_x^2 + f_y^2)^{0.5} =$	0,20 kN/mm Sd/Rd = <b>0,51</b>
SOLDA L3 - PONTO B: $f_x = N_d/L_w - M_c.[y_B]/(I_x + I_y) =$ $f_y = -M_c.[x_B]/(I_x + I_y) =$	0,20 kN/mm -0,01 kN/mm	$F_d - B = (f_x^2 + f_y^2)^{0.5} =$	0,20 kN/mm Sd/Rd = <b>0,50</b>
<b>1.4- RESISTÊNCIA DA SOLDA L4:</b> NBR 14762 - 10.2.7-a 2.b e = $M/N(1+12) > 2.5$ $L/bw = 17$		1ª CONDIÇÃO $F_{Rd\_paral} = (1 - 0.01.L/2).L.L.f_u/1.65$ e $F_{Rd\_perp} = t.L.f_u/1.55$ $F_{Rd\_paral} = 0,79$ kN/mm $F_{Rd\_perp} = 1,02$ kN/mm	2ª CONDIÇÃO $F_{Rd} = 0.75.t.e.f.L.f_u/1.65$ 0,40 kN/mm
alpha_A = 35,0° beta_A = 10,8° Teta_A = 114,2°		$F_{RdA} = 0,40$ kN/mm	
SOLDA L4 - PONTO A $f_x = N_d/L_w + M_d.[y_A]/(I_x + I_y) =$ $f_y = -M_c.[x_A]/(I_x + I_y) =$		0,25 kN/mm -0,05 kN/mm	$F_d - A = (f_x^2 + f_y^2)^{0.5} =$ 0,25 kN/mm Sd/Rd = <b>0,63</b>
SOLDA L4 - PONTO B: $f_x = N_d/L_w + M_c.[y_B]/(I_x + I_y) =$ $f_y = -M_c.[x_B]/(I_x + I_y) =$		0,20 kN/mm -0,01 kN/mm	$F_d - B = (f_x^2 + f_y^2)^{0.5} =$ 0,20 kN/mm Sd/Rd = <b>0,50</b>
alpha_B = 35,0° beta_B = 2,5° Teta_B = 57,5°		$F_{RdB} = 0,40$ kN/mm	
<b>2- RASGAMENTO DA PARTE CONECTADA:</b> NBR 14762 - 10.4			
Cond. 1: Raso do perfil $F_{Rd} = (0.6.f_y.A_{gv} + A_{nt}.f_u)/1.65 =$		$F_d = 55,0$ kN $F_{Rd} = 82,5$ kN	Sd/Rd = <b>0,67</b>
Cond. 2: Raso da chapa $F_{Rd} = (0.6.f_y.A_{gv} + A_{nt}.f_u)/1.65 =$		$F_d = 55,0$ kN $F_{Rd} = 137,3$ kN	Sd/Rd = <b>0,40</b>
<b>3 - ESCOAMENTO DO PERFIL-SEÇÃO BRUTA:</b> NBR 14752_9.6.1 $N_d/R_d = A^*f_y/1.01$ $\gamma_{R1} = 1.1$		$F_d = 55,0$ kN $F_{Rd} = 85,7$ kN	Sd/Rd = <b>0,64</b>
<b>4- RUPTURA DA SEÇÃO LÍQUIDA:</b> NBR 14762 - 9.6.1: $F_{Rd} = N_{Rd} = C_t.A_n.f_u/1.65$		$F_d = 55,0$ kN	
HÁ SOLDAS LONGIT. Ct = 3,65 (0,4 < Ct < 0X) An = 3,1 cm <sup>2</sup>		$F_{Rd} = 68,1$ kN	Sd/Rd = <b>0,81</b>

Fonte : Produção do próprio autor

## 5.8 PLACA DE BASE DE PILARES

Com o objetivo de auxiliar o dimensionamento de placas de base para ospilares de perfil "I" foram criadas duas planilhas. A figura 74 ilustra o dimensionamento de chapa submetida à flexo-compressão e a figura 75 o dimensionamento de chapa sujeita à flexo-tração.

Figura 74 – Planilha de cálculo de placa de base de pilar sujeito à flexo-compressão

**unesp**  UNIVERSIDADE ESTADUAL PAULISTA "JULIO DE MESQUITA FILHO" FACULDADE DE ENGENHARIA DE LIMEIRA

**FEB**  
Engenharia Civil

### CHAPA DE BASE - FLEXO-COMPRESSÃO

(Conf. AISC Steel Design Guide 1 - 2nd Edition - 2004)

PROJ. Nº : CONEX-1-RD      CONEXÃO : BASE DE COLUNA "I"      DATA : 01/02/2011      RESP. : S.L.V.

ENTRADAS			
Aço da chapa ↓	Concreto ↓	Solda ↓	
<b>f<sub>y</sub> (Mpa)</b>	<b>250</b>	<b>f<sub>ck</sub> (Mpa)</b>	<b>f<sub>w</sub> (Mpa)</b>
<b>f<sub>u</sub> (Mpa)</b>	<b>400</b>	<b>30</b>	<b>485</b>
Geometria			
<b>N (mm)</b>	<b>450</b>	<b>d (mm)</b>	<b>300</b>
<b>B (mm)</b>	<b>300</b>	<b>bf (mm)</b>	<b>200</b>
<b>f (mm)</b>	<b>188</b>	<b>tw (mm)</b>	<b>6,4</b>
<b>wa (mm)</b>	<b>6</b>	<b>tf (mm)</b>	<b>9,5</b>
<b>wf (mm)</b>	<b>10</b>	<b>a1 (mm)</b>	<b>37</b>
<b>t<sub>p</sub> (mm)</b>	<b>25</b>	<b>b1 (mm)</b>	<b>38</b>
Esforços			
<b>Pd (kN)</b>	<b>45,00</b>	<b>Md (kN.m)</b>	<b>100,00</b>
<b>Vd (kN)</b>	<b>15,00</b>		

$e = 2222,222222222222 > d/2 (=150)$  : grande excentric. (chumb. com tração)

PARÂMETROS (SDG-1 - 3.1.2)

$C'_{CRd} = 0,51 \cdot f_{ck} \cdot \min[2; (A2/A1)^{0,5}]$        $\sigma_{CRd} = 15,3$  MPa  
(NBR 8800 - 6.6.5-a)

$m = 83$  mm       $A2/A1 = 1,00$   
 $n = 70$  mm       $q_{max} = L \cdot C'_{CRd} \cdot t_p$   
 $X = 43$  mm

$q_{max} = 45,9$  KN/cm

$e = M_d/P_d = 2222$  mm  
 $e_{crit} = N/2 - P_d/(2 \cdot q_{max}) = 220$  mm

ESPESSURA MÍNIMA DA CHAPA DE BASE

$e/e_{crit} = 10,10$   
 $e/e_{crit} > 1$  : grande excentric. (há tração nos chumbadores)

$y =$  trecho comp. da ch. :  $Y = 62$  mm  
 $f_p =$  Tensão sob a chapa :  $f_p = 15,3$  MPa

tração em chumb. ; há equilíbrio

$T_d = 238,9$  KN  
 $t_{p\_req\_c} = 29$  mm (espessura requerida- parte "comp." da chapa)  
 $t_{p\_req\_t} = 25$  mm (espessura requerida- parte "tracionada" da chapa)

(Solicit. calc. nos chumb. tracionados)

**Esp. mínima da chapa : 29 mm**       $t_p < t_{p\_req}$  : aumentar a espessura

**ESTADOS LÍMITES A VERIFICAR :**

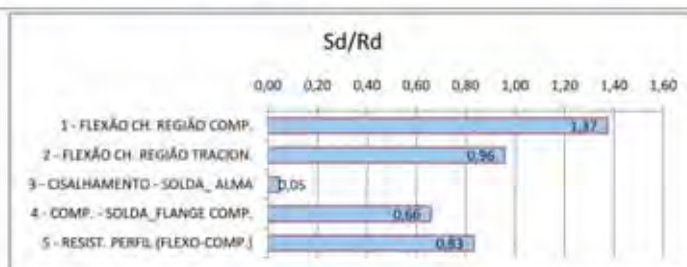
**1 - FLEXÃO DA CHAPA NA REGIÃO "COMPRIMIDA"**  
(Faixa com larg. = 1 cm)       $M_{comp} = 48,8$  KN.cm  
 $M_{Rd} = \min(1,5 \cdot W_x \cdot f_y / \gamma_1 ; Z_x \cdot f_y / \gamma_1) = 35,5$  KN.cm       $S_d/R_d = 1,37$

**2 - FLEXÃO DA CHAPA NA REGIÃO "TRACIONADA"**  
 $M_{trac} = 34,0$  KN.cm       $M_{Rd} = \min(1,5 \cdot W_x \cdot f_y / \gamma_1 ; Z_x \cdot f_y / \gamma_1) = 35,5$  KN.cm       $S_d/R_d = 0,96$

**3 - ESFORÇO MÁXIMO NA SOLDADA DA ALMA**  
 $S_d = (V_d^2 + (N_d \cdot (d - 2 \cdot t_f) \cdot t_w / A_f)^2)^{0,5}$        $S_d = 20,8$  KN  
 $F_{Rd} = \min(0,6 \cdot f_y \cdot w \cdot b_f^2 / \gamma_{w1} ; 0,6 \cdot A_{w1} \cdot f_w / \gamma_{w2})$        $F_{Rd} = 459,8$  KN       $S_d/R_d = 0,05$   
 $A_{w1} = 0,7 \cdot w \cdot d \cdot (d - 2 \cdot t_f)$

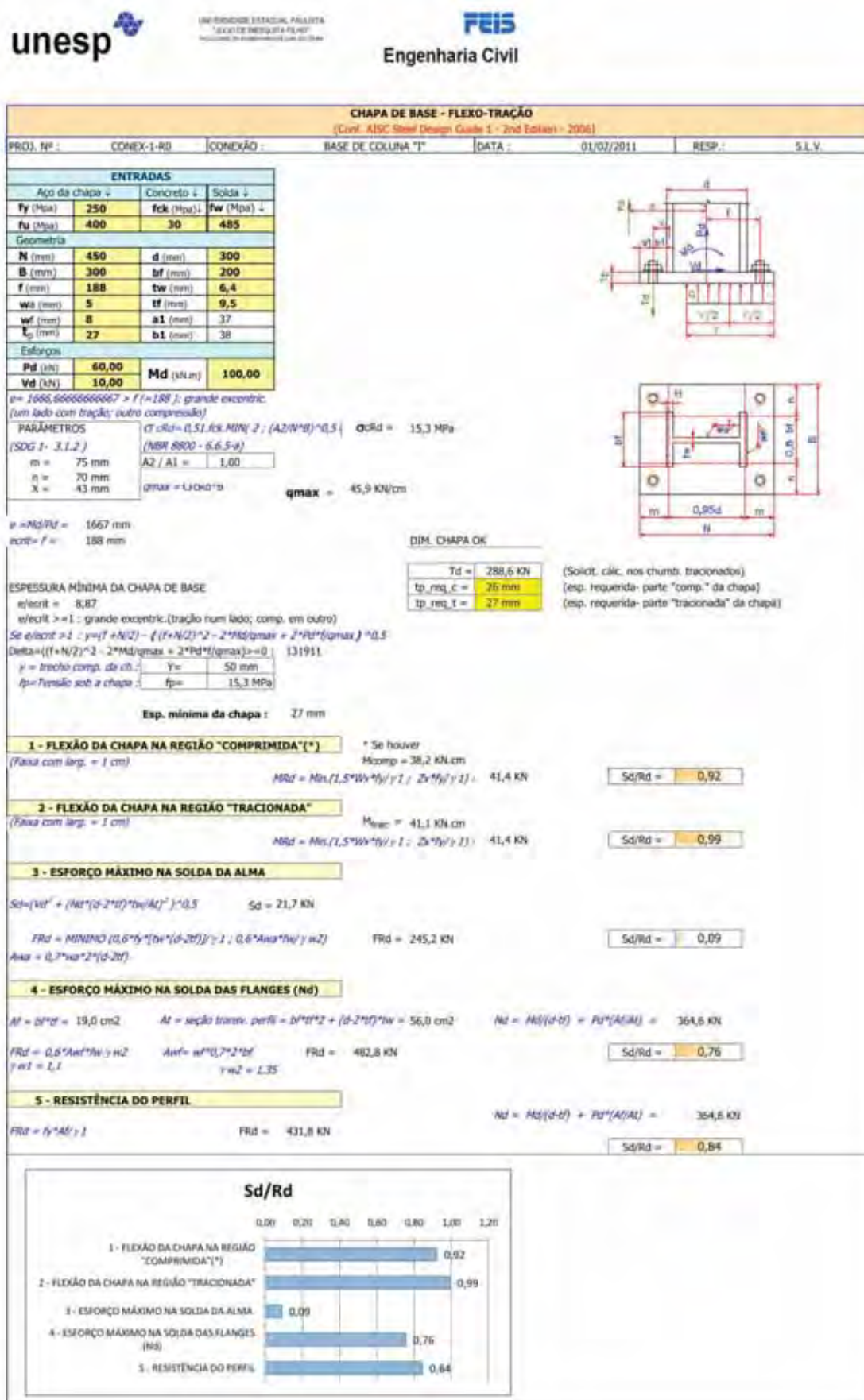
**4 - ESFORÇO MÁXIMO NA SOLDADA DAS FLANGES (N<sub>d</sub>)**  
 $A_f = b_f \cdot t_f = 19,0$  cm<sup>2</sup>       $A_t =$  seção transv. perfil =  $b_f \cdot t_f^2 + (d - 2 \cdot t_f) \cdot t_w = 56,0$  cm<sup>2</sup>       $N_d = M_d / (d - t_f) + P_d \cdot (A_f / A_t) = 359,5$  KN  
 $F_{Rd} = \min(0,6 \cdot f_y \cdot w \cdot b_f^2 / \gamma_{w1} ; 0,6 \cdot A_{w1} \cdot f_w / \gamma_{w2})$        $F_{Rd} = 545,5$  KN       $S_d/R_d = 0,66$   
 $\gamma_{w1} = 1,1$        $\gamma_{w2} = 1,35$        $A_{w1} = w \cdot d \cdot (d - 2 \cdot t_f)$

**5 - RESISTÊNCIA DO PERFIL**  
 $F_{Rd} = f_y \cdot A_f / \gamma_1$        $F_{Rd} = 431,8$  KN       $N_d = M_d / (d - t_f) + P_d \cdot (A_f / A_t) = 359,5$  KN       $S_d/R_d = 0,83$



Fonte : Produção do próprio autor

Figura 75 – Planilha de cálculo de placa de base de pilar sujeito à flexo-tração




Fonte : Produção do próprio autor

## 5.9 DIMENSIONAMENTO DE CHUMBADORES


São apresentadas planilhas de cálculo para as seguintes configurações de chumbadores moldados in-loco (moldados in-loco) :

a) Chumbador isolado “com cabeça” - vide figuras 76-a a 76-e

Figura 76-a – Reprodução da aba “Notas” da planilha de cálculo de chumbador isolado com cabeça (parte 1/2)



UNIVERSIDADE ESTADUAL PAULISTA  
"JULIO DE MESQUITA FILHO"  
FACULDADE DE ENGENHARIA DE SÃO CARLOS



**Engenharia Civil**


**NOTAS**

- 1 - No caso de arrancamento de cone, bastam 3 bordas (das 4 possíveis) estarem a distância menor que  $1,5 \cdot h_{ef}$  para que  $h_{ef}$  deva ser reduzido. Por isto, é procurado e comparado o segundo maior valor e não o maior valor (distância) entre chumbador e borda.
- 2 - Para a situação de chumbadores soldados em chapa com esp. mínima de 10mm ou 1/2 db, a resistência à ruptura do concreto por força cortante pode ser considerada - segundo o item 6.2.3 do Apêndice D - ACI-318-02 - como:  $V_b = 8 \cdot (l/db)^{0,2} \cdot (db)^{0,5} \cdot (f_{ck})^{0,5} \cdot c_1^{1,5}$ . Requer para isto que:
  - a) Para grupos de chumbadores a resistência seja determinada pela linha de chumb. mais afastada da borda;
  - b) A distância entre centro de chumbadores não seja menor que 7,5cm e
  - c) Deve existir armadura suplementar nos cantos caso c2 seja menor ou igual a  $1,5 \cdot h_{ef}$ .

Nesta planilha não foi considerada esta situação, permanecendo o cálculo da resistência como sendo  $V_b = 7 \cdot (l/db)^{0,2} \cdot (db)^{0,5} \cdot (f_{ck})^{0,5} \cdot c_1^{1,5}$  - conf. indicado no item 6.2.2
- 4 - Nos casos em que os chumbadores sofrem influência de três ou mais bordas a distância "c1" a ser tomada para o cálculo de  $\psi_5$ ,  $\psi_6$ ,  $A_{vo}$  e  $V_b$  deve ser limitado a - no máximo -  $h/1,5$
- 5 - Planilha válida para bordas ortogonais ao sistema de eixos
- 6 - Para o cálculo da resistência à tração e ao cisalhamento do chumbador adotou-se as prescrições da NBR 8800/2008
- 7 - A nomenclatura das variáveis empregadas é, em geral, a mesma do ACI-318-02 ou da NBR 8800/2008. Entretanto há casos onde se torna necessário acrescentar nomeações: por exemplo, quando o valor a ser atribuído a "c2min" é o menor entre "c2min" e  $h/1,5$  - a esta nova variável foi atribuído o nome de "c2minr" ( r : reduzido )
- 8 - O ACI 318-02 trata a dist. "c1" como sendo do centro do chumbador a borda (ortogonal) cuja força cortante está sendo estudada e "c2" como a dist. mais próxima até a borda, perpendicular à linha medida por "c1". Nesta planilha, convencionou-se "c1" situado sobre o eixo "X", no sentido da força cortante que atua neste eixo. À dist. ortogonal (com sentido positivo em "Y") denominou-se "c2" e no sentido oposto a este, "c2e". No estudo dos efeitos de força cortante em "Y"; para manter a coerência com a nomenclatura do ACI-318-02, a distância "c2" deveria ter seu nome invertido com "c1". Para evitar confusão dos resultados, manteve-se o mesmo nome a estas posições. Desse modo, para manter melhor coerência com a nomenclatura original, é melhor posicionar sobre o eixo "X" a geometria onde atua a força cortante principal - embora isso não implique em nenhuma alteração nos valores calculados.
- 9 - RUPTURA "DÚCTIL" : O ACI 318 - item 15.8.3.3 - indica que chumbadores devem alcançar sua resistência última antes que ocorra ruptura do concreto na região do chumbador. Todavia, não menciona qual é a margem de segurança que deve existir entre estes limites. O *Steel Design Guide 7* indica, em casos onde se deva garantir ruptura dúctil (como em ações sísmicas, por exemplo), para assegurar que o limitante seja o escoamento do chumbador nas situações que envolvem **forças cortantes**, que a resistência do concreto seja igual ou superior a  $1,25 / \gamma_{a1} \cdot (0,6A_{be} \cdot F_y) = 0,68A_{be} \cdot F_y$ . Caso isto seja necessário porém inviável devido à geometria e outros fatores, alternativas possíveis são empregar armadura adicional cruzando o cone de ruptura (aumenta a capacidade do concreto à cortante) ou, pelo emprego de armadura convenientemente disposta que transfira os esforços para a região interna fora do cone. Pode-se também optar pelo uso de barra de transferência direta ("shear lug"). Outra possibilidade é limitar a resistência do concreto em 70% da obtida no cálculo - também conforme indicação do *Steel Design Guide 7* - item 9.1 . Do mesmo modo, as situações que envolvem **tração no concreto**, a resistência do mesmo na região do chumbador deve ser maior ou igual  $1,25 / \gamma_{a1} \cdot A_{be} \cdot F_y = 1,14 \cdot A_{be} \cdot F_y$ . Também neste caso, alternativamente a alcançar esta resistência, pode-se limitar a resistência do concreto em 70% do valor máximo calculado.
- 10 - Não é previsto nesta planilha a situação de cargas excêntricas - de tração ou cortantes;
- 11 - No caso de chumbadores que sejam pré-tensionados durante a instalação/montagem, a distância mínima centro-borda deve ser de  $6 \cdot db$ .
- 12 - Conforme o ACI-318-02, item-7.10.5.6 - nas situações onde chumbadores são posicionados no topo de colunas ou pedestais, tais chumbadores devem ser envolvidos por armadura transversal que alcance pelo menos 4 barras da armadura longitudinal da coluna ou pedestal. Esta armadura transversal deve ser distribuída nos primeiros 125 mm próximos ao topo da coluna ou pedestal; deve constituir-se de pelo menos duas barras de 12,5mm ou 3 barras de 10mm de diâmetro.

Fonte : Produção do próprio autor

Figura 76-b – Reprodução da aba “Notas” da planilha de cálculo de chumbador isolado com cabeça (parte 2/2)

**unesp**  UNIVERSIDADE ESTADUAL PAULISTA  
"JOSÉ DE MESQUITA FILHO"  
EXCELENTE EM INSTRUÇÃO E EM PESQUISA

**FEIS**  
**Engenharia Civil**

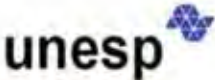
13 - Segundo Cannon et al. (1981), quando for empregada armadura com a finalidade de restringir a força que causa ruptura lateral do concreto devido à tração de um chumbador com cabeça ( *side face blowout* ), esta deve ser dimensionada para resistir a força com valor 1/4 da capacidade à tração do chumbador.

14 - O escopo de aplicação dos modelos adotados no cálculo das ancoragens segundo o ACI 318-02 é para diâmetros de no máximo 50mm e embutimento (hef) máximo de 635 mm (Conf. item D.4.2.2)


15 - Quando o chumbador está localizado na face de um pilar e a força cortante age no sentido do topo para a base, não há condições para ruptura de "cone" de concreto por força cortante (Concrete breakout strength of anchor in shear). Neste caso - e outros semelhantes - deve-se responder "Não" (**N**) à questão proposta em 2.2.a-1 e 2.2.b-1. Assim sendo, não ocorre este estado limite e a relação  $S_d/R_d$  é informada como "0" (zero)

Fonte : Produção do próprio autor

Figura 76-c – Planilha de cálculo de chumbador isolado com cabeça (parte 1/3)



UNIVERSIDADE ESTADUAL PAULISTA  
"JULIO DE MESQUITA FILHO"  
FACULDADE DE ENGENHARIA DE LULA - FEA/LULA



Engenharia Civil

**CHUMBADOR ISOLADO (COM CABEÇA)**  
(Conf. ACI 318-02 - APÊNDICE D)

PROJ. Nº: CONEX-1-R0	CONEXÃO 1 CHUMB-H	DATA: 01/02/2011	RESP.: S.L.V.
----------------------	-------------------	------------------	---------------

ENTRADAS:			
Chumbador	Geometria		Esforços
<b>f<sub>yb</sub></b> (Mpa)	250	<b>c1</b> (mm)	1000
<b>f<sub>ub</sub></b> (Mpa)	400	<b>c1e</b> (mm)	1000
<b>d<sub>b</sub></b> (mm)	16	<b>c2</b> (mm)	200
Concreto		<b>c2e</b> (mm)	200
<b>f<sub>ck</sub></b> (MPa)	30	<b>hef</b> (mm)	120
		<b>h</b> (mm)	200
		<b>N<sub>d</sub></b> (kN)	25,0
		<b>V<sub>xd</sub></b> (kN)	10,0
		<b>V<sub>yd</sub></b> (kN)	10,0
		<b>V<sub>d</sub></b> (kN)	14,1




Figura 1

**ESTADOS LIMITES A VERIFICAR:**

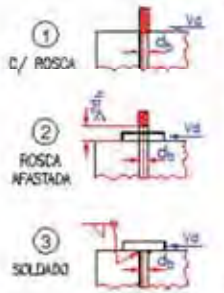
**1 - DEVIDO À TRAÇÃO:**

**1.1 - RUPTURA DO CHUMBADOR**  
*(Anchor steel failure)*

$F_{t,Rd} = A_{be} \cdot f_{ub} / \gamma_{a2}$   
 $\gamma_{a2} = 1,35$   
 $A_b = \pi \cdot d_b^2 / 4$   
 $A_b = 2,01 \text{ cm}^2$   
 $A_{be} = 1,51 \text{ cm}^2$

**F<sub>t,Rd</sub> = 44,7 kN**

EXTREMID. SUPERIOR:



Selecione (1, 2 ou 3)

2

Figura 2

**1.2 - ARRANCAMENTO DE CONE DE CONCRETO**  
*(Concrete breakout)*

**CONDIÇÕES:**  
**A:** Há malha de armadura cruzando a região do cone ( $\gamma = 1,35$ )  
**B:** Não há armadura cruzando a região do cone ( $\gamma = 1,45$ )

$\gamma = 1,45$

$C_{i,max} =$  Segundo maior valor entre  $(c1; c1e; c2; c2e) =$   
 Se  $C_{i,max} \leq 1,5 \cdot hef \rightarrow hef = hef = C_{i,max} / 1,5$   
 Se  $hef \leq 280 \text{ mm}$ :  $N_b = f_{ck} \cdot 0,5 \cdot (hef)^{1,5}$   
 Se  $280 \text{ mm} < hef \leq 640 \text{ mm}$ :  $N_b = 0,6 \cdot f_{ck} \cdot 0,5 \cdot (hef)^{1,5} / (5/3)$

$C_{i,max} = 1000 \text{ mm}$   $1,5 \cdot hef = 180 \text{ mm}$   
 $hef = 120 \text{ mm}$

$\psi_2 =$  Se  $C_{min} = \text{MIN}(c1; c1e; c2; c2e) \geq 1,5 \cdot hef \rightarrow \psi_2 = 1,0$   
 senão:  $\psi_2 = 0,7 / (1 + 0,3 \cdot C_{min} / (1,5 \cdot hef))$

$C_{min} = 200 \text{ mm}$   $1,5 \cdot hef = 180 \text{ mm}$   
 $\psi_2 = 1,00$

$\psi_3:$  A - Chumb. em região fissurada sob serviço: 1,00  
 B - Chumb. em região não fissurada sob serviço: 1,25  
 $\psi_3 = 1,00$

**S<sub>d</sub>/R<sub>d</sub> = 0,56**

**A<sub>No</sub> = 9 \cdot hef^2 = 1296 cm^2**

**A<sub>N</sub> = área hachurada - planta - fig.1**  
**A<sub>N</sub> = 1296 cm^2**

**N<sub>b</sub> = 72,0 kN**

$N_{cb} = A_N / A_{No} \cdot \psi_2 \cdot \psi_3 \cdot N_b$

**N<sub>cb</sub> = 72,0 kN**

$N_{cb,Rd} = N_{cb} / \gamma$

**N<sub>cb,Rd</sub> = 49,7 kN**

**S<sub>d</sub>/R<sub>d</sub> = 0,50**

**1.3 - ESCORREGAMENTO DO CHUMBADOR**  
*(Pull out strength)*

$\psi_4:$  A - Chumb. em região fissurada sob serviço: 1,00  
 B - Chumb. em região não fissurada sob serviço: 1,40  
 $\psi_4 = 1,00$

$\gamma = 1,45$


**Abrg = 2,93 cm^2**

$N_p = A_{brg} \cdot 8 \cdot f_{ck}$   
**N<sub>p</sub> = 70,3 kN**  
 $N_{pn} = \psi_4 \cdot N_p$   
**N<sub>pn</sub> = 70,3 kN**  
 $N_{p,Rd} = N_{pn} / \gamma$   
**N<sub>p,Rd</sub> = 48,5 kN**


**S<sub>d</sub>/R<sub>d</sub> = 0,52**

Fonte : Produção do próprio autor

Figura 76-d – Planilha de cálculo de chumbador isolado com cabeça (parte 2/3)



UNIVERSIDADE ESTADUAL PAULISTA  
"JULIO DE MESQUITA FILHO"  
FACULDADE DE ENGENHARIA (FCA) - UNESP



**Engenharia Civil**

---

**1.4 - RUPTURA LATERAL DO CONCRETO**  
(Concrete side-face blowout strength)

$0,4 \cdot h_{ef} = 48 \text{ mm}$   
 $c1_{min} = \text{MIN}(c1; c1e) = 1000 \text{ mm}$   
 $c1_{max} = \text{MAX}(c1; c1e) = 1000 \text{ mm}$   
 $c2_{min} = \text{MIN}(c2; c2e) = 200 \text{ mm}$   
 $c2_{max} = \text{MAX}(c2; c2e) = 200 \text{ mm}$

Verificação 1 : Se  $c_{min} < 0,40 \cdot h_{ef} \rightarrow$  A plica-se este estado limite:  $c_{min} = 200 < 0,4 \cdot h_{ef} = 48 ?$  : **FALSO**  
 Se aplicável :  $N_{sb} = 4,3 \cdot c1_{min} \cdot (A_{brg})^{0,5} \cdot f_{ck}^{0,5} \cdot k(\text{min})$   $\gamma = 1,45$  Não se aplica

Verificação 2 : Influência das bordas próximas  
 2.1 - Fator "k" de borda  $\perp$  a c1 : 1,00  
 2.2 - Fator "k" de borda  $\perp$  a c2 : 1,00  
 2.3 - Fator "k" de borda  $\perp$  a c1e : 1,00  
 2.4 - Fator "k" de borda  $\perp$  a c2e : 1,00

**N<sub>sb,Rd</sub> = 0,0 KN**  
**Sd/Rd = 0,00**

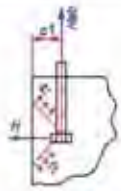


Figura 3


---

**2 - DEVIDO À CORTANTE**

**2.1 -RUPTURA DO CHUMBADOR**  
(Steel strength of anchor in shear)

Tipo 1 :  $V_{Rd1} = 0,4 \cdot A_b \cdot f_{ub} / \gamma_{a2}$   
 Tipos 2 e 3 :  $V_{Rd1} = 0,5 \cdot A_b \cdot f_{ub} / \gamma_{a2}$   
 $\gamma_{a2} = 1,35$   
**V<sub>Rd1</sub> = 29,8 KN**

FACE SUP. DE APOIO



Seleccione (4 ou 5)  
**4**

Face sup. tipo 4 :  $V_{Rd} = 0,80 \cdot V_{Rd1}$   
 Face sup. tipo 5 :  $V_{Rd} = V_{Rd1}$

**V<sub>Rd</sub> = 23,8 KN**  
**Sd/Rd = 0,59**

**2.2 - RUPTURA DE CONE DE CONCRETO PRÓX. BORDA**  
(Concrete breakout strength of anchor in shear)

a) Resist. à força na direção "X" :  
a-1 : Ação perpendicular à borda


Borda livre?

**N**




Figura 5

Figura 76-e – Planilha de cálculo de chumbador isolado com cabeça (parte 3/3)



UNIVERSIDADE ESTADUAL PAULISTA  
"JOSÉ DE MESQUITA FILHO"  
FACULDADE DE ENGENHARIA DE SÃO JOSÉ DO RIO PRETO



**Engenharia Civil**

b) Resist. à força na direção "y" : Borda livre? N

b-1 : Ação perpendicular à borda

*Obs.1 : Caso c1 e c2e sejam <1,5c2 e h <1,5 c2 -> tomar c2= h/1,5*  
 Verif. obs.1 : FALSO -> c2r = 200 mm

$\Psi_6 :$	Se $c1min \geq 1,5 \cdot c2r \rightarrow \Psi_6 = 1,0$ Senão : $\Psi_6 = 0,7 + 0,3 \cdot (c1min / (1,5 \cdot c2r))$	$\Psi_6 =$	1,00
------------	--	------------	------

$A_{vo,y} = 4,5 \cdot c2r^2$       $A_{vo,y} =$  1800 cm<sup>2</sup>

$A_{v,y} = ((\text{Min}(c1; 1,5c2r) + \text{Min}(c2e; 1,5c2r)) \cdot \text{Min}(h; 1,5c2r))$       $A_{v,y} =$  1200 cm<sup>2</sup>

$V_{cb,y} = 0,19 \cdot (l/db)^{0,2} \cdot (db)^{0,5} \cdot (f_{ck})^{0,5} \cdot c2^{1,5}$      Atenção : borda não-livre -> não ocorre esta situação limite!

$l = \text{comp. embutido do chumb.} = \text{MIN}(hef; 8 \cdot db)$       $V_{cb,y} =$  55,7 KN

$V_{c,Rd} = (A_{v,y} / A_{vo,y}) \cdot \Psi_6 \cdot \gamma \cdot V_{cb,y}$      Vc,Rd<sub>y</sub> = Não aplic.

$\gamma = \text{definido em a-1} \quad (1,45)$      Sd/Rd = 0,00

b-2 : Ação na borda paralela mais próxima na dir. "x"

*Obs.2 : Caso c2 e c2e <1,5 c1min e h <1,5 c1min -> tomar c1min= h/1,5*  
 Verif. obs.2 : VERDADEIRO -> c1miny = 133 mm

$A_{vo,x}$	$A_{vo,x} = 4,5 \cdot c1min^2$	$A_{vo,x} =$	800 cm <sup>2</sup>
------------	--------------------------------	--------------	---------------------

$A_{v,x} = \text{Min}(1,5 \cdot c1min; h) \cdot (\text{Min}(c2; 1,5 \cdot c1min) + \text{Min}(c2e; 1,5 \cdot c1min))$       $A_{v,x} =$  800 cm<sup>2</sup>

$V_{cb,x} = 2 \cdot 0,19 \cdot (l/db)^{0,2} \cdot (db)^{0,5} \cdot (f_{ck})^{0,5} \cdot c1min^{1,5}$       $V_{cb,x} =$  60,6 KN

$V_{c,Rd} = (A_{v,x} / A_{vo,x}) \cdot \Psi_6 \cdot \gamma \cdot V_{cb,x}$      Vc,Rd<sub>y</sub> = 58,6 KN

$\gamma = \text{definido em a-1} \quad (1,45)$      Sd/Rd = 0,17

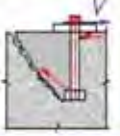
**2.3 - RUPTURA DE "CUNHA" DE CONCRETO**  
(Concrete pryout strength of anchor in side)

$V_{cp} = kcp \cdot N_{cb}$

$kcp = 1,0$  se  $hef < 62mm$

$kcp = 2,0$  se  $hef \geq 62mm$

$\gamma = \text{conf. def. em a-1} \quad (1,45)$



$N_{cb} = AN/ANo \cdot \Psi_2 \cdot \Psi_3 \cdot N_b$      72,0 KN

(Det. em 1.2)

$V_{cp,Rd} = V_{cp} / \gamma$      Vcp,Rd = 99,3 KN

$kcp = 2,00$

$V_{cp} = 144,0$  KN

Sd/Rd = 0,14

**3 - INTERAÇÃO "TRAÇÃO + CORTANTE"**  
(Interaction of tensile and shear forces)

3.1 - Se  $\sum ef \cdot V_{max} \leq 0,20$  : -> considerar sit. mais critica Sd/Rd sob tração      $\sum Vd/R_{d,v,max} =$  0,59     **FALSO**

3.2 - Se  $\sum ef \cdot N_{d,max} \leq 0,20$  : -> considerar sit. mais critica Sd/Rd sob cortante      $\sum Nd/R_{d,t,max} =$  0,56     **FALSO**

3.3 - Se  $\sum ef \cdot N_{d,max} > 0,20$  e  $\sum ef \cdot V_{max} > 0,20$  :      $Vd/R_{d,v,max} + Nd/R_{d,t,max} \leq 1,2$  ->      $\sum Nd/R_{d,t,max} + \sum Vd/R_{d,v,max} =$  1,15

Sd/Rd = 0,96

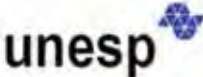
  

	Sd/Rd						
	0,00	0,20	0,40	0,60	0,80	1,00	1,20
1.1 - RUPT. CHUMB. TRAÇÃO				0,56			
1.2 - RUPT. ARRANC. DE CONE CONC. TRACION.				0,50			
1.3 - ESCORREG. CHUMB. TRACION.				0,52			
1.4 - RUPT. LAT. CONC. P/ TRAÇÃO	0,00						
2.1 - RUPT. CHUMB. - CORTANTE				0,59			
2.2-a1 - RUPT. CONC. - CORT-"X"-face perp.	0,00						
2.2-a2 - RUPT. CONC. - CORT-"X"-face paral.	0,14						
2.2-b1 - RUPT. CONC. - CORT-"Y"-face perp.	0,00						
2.2-b2 - RUPT. CONC. - CORT-"Y"-face paral.	0,17						
2.3 - RUPT. CUNHA DE CONC. (CORTANTE)	0,14						
3 - INTERAÇÃO "TRAÇÃO + CORTANTE"							0,96


Fonte : Produção do próprio autor

b) Chumbador isolado “com gancho” - vide figuras 77-a a 77-c

Figura 77-a – Planilha de dimensionamento de chumbador isolado com gancho (parte 1/3)



UNIVERSIDADE ESTADUAL PAULISTA  
"JULIO DE MESQUITA FILHO"  
FACULDADE DE ENGENHARIA DE ILHA SOLTEIRA



**Engenharia Civil**

CHUMBADOR ISOLADO (COM GANCHO)					
(Conf. ACI 318-02, APÊNDICE D)					
PROJ. Nº :	CONEX-1-R0	CONEXÃO	1 CHUMB - J	DATA :	01/02/2011
				RESP. :	S.L.V.
ENTRADAS :					
Chumbador		Geometria		Esforços	
fyb (Mpa)	250	c1 (mm)	1000	Nd (kN)	25,0
fub (Mpa)	400	c1e (mm)	1000	Vxd (kN)	10,0
db (mm)	16,0	c2 (mm)	200	Vyd (kN)	10,0
eh (mm)	60,0	c2e (mm)	200	Vd=(Vxd^2+Vyd^2)^0,5	14,1
Concreto		hef (mm)	120		
fck (MPa)	30	h (mm)	200		

**ESTADOS LIMITES A VERIFICAR :**

**1 - DEVIDO À TRACÇÃO :**

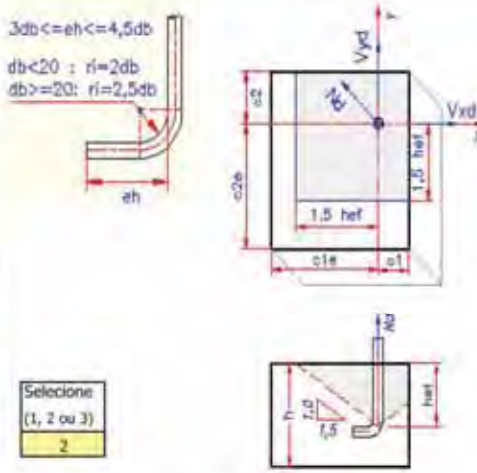
**1.1-RUPTURA DO CHUMBADOR**  
(anchorage steel failure)

$$F_{t,Rd} = A_{be} \cdot f_{yb} / \gamma_{as}$$

$$\gamma_{as} = 1,35$$

$$A_{be} = \pi \cdot d_b^2 / 4$$

A b = 2,01 cm<sup>2</sup>  
Abe = 1,51 cm<sup>2</sup>



3db <= eh <= 4,5db  
db < 20 : r = 2db  
db >= 20 : r = 2,5db

**EXTREMID SUPERIOR :**

1 - ROSCA

2 - ROSCA AFASTADA

3 - SOLDADO

Seleção (1, 2 ou 3): **2**

**F<sub>t,Rd</sub> = 44,7 kN**

**Sd/Rd = 0,56**

**1.2 - ARRANCAMENTO DE CONE DE CONCRETO**  
(concrete breakout)

**CONDIÇÕES :**

**A :** Há malha de armadura cruzando a região do cone ( $\gamma = 1,35$ )

**B :** Não há armadura cruzando a região do cone ( $\gamma = 1,45$ )

$\gamma = 1,45$

C<sub>lim,as</sub> = Segundo maior valor entre (c1; c1e; c2; c2e) =  
Se C<sub>lim,as</sub> ≤ 1,5\*hef → hef = hef = C<sub>lim,as</sub> / 1,5

C<sub>lim,as</sub> = 1000 mm    1,5\*hef = 180 mm  
hef = 120 mm

$\psi_2 =$  Se C<sub>min</sub> = MIN(c1; c1e; c2; c2e) ≥ 1,5 hef →  $\psi_2 = 1,0$   
senão :  $\psi_2 = 0,70 + 0,5 \cdot C_{lim,as} / (1,5 \cdot hef)$

C<sub>min</sub> = 200 mm    1,5\*hef = 180 mm  
 $\psi_2 = 1,00$

$\psi_3 :$  A - Chumb. em região fissurada sob serviço: 1,00  
B - Chumb. em região não fissurada sob serviço: 1,25  
 $\psi_3 = 1,00$

Seleção (A ou B): **A**

**ANo = 9\*hef^2 = 1296 cm<sup>2</sup>**

**AN = área hachurada - planta - fig.1**  
**AN = 1296 cm<sup>2</sup>**

**Nb = fck\*0,5\*(hef)^2\*1,5**  
**Nb = 72,0 kN**

**Ncb = AN/ANo =  $\psi_2 \cdot \psi_3 \cdot Nb$**   
**Ncb = 72,0 kN**

**Ncb,Rd = Ncb /  $\gamma$**   
**Ncb,Rd = 49,7 kN**

**Sd/Rd = 0,50**

**1.3 - ESCORREGAMENTO DO CHUMBADOR**  
(pull out strength)

$\psi_4 :$  A - Chumb. em região fissurada sob serviço: 1,00  
B - Chumb. em região não fissurada sob serviço: 1,40  
 **$\psi_4 = 1,00$**


$\gamma = 1,45$

**Np = 0,9\*fck\*en\*db**  
**Np = 25,9 kN**  
**Npn =  $\psi_4 \cdot Np$**   
**Npn = 25,9 kN**  
**Np,Rd = Npn /  $\gamma$**   
**Np,Rd = 17,9 kN**


**Sd/Rd = 1,40**

Fonte : Produção do próprio autor

Figura 77-b – Planilha de dimensionamento de chumbador isolado com gancho (parte 2/3)



UNIVERSIDADE ESTADUAL PAULISTA  
"JOSÉ DE MESQUITA FILHO"  
FACULDADE DE ENGENHARIA DE ILHA SOLTEIRA



**Engenharia Civil**

---

**2 - DEVIDO À CORTANTE**

**2.1 - RUPTURA DO CHUMBADOR**

*(Steel strength of anchor in shear)*


Tipo 1 :  $V_{Rd1} = 0,4 A_b \cdot f_{ub} / \gamma_{a2}$

Tipos 2 e 3 :  $V_{Rd1} = 0,5 A_b \cdot f_{ub} / \gamma_{a2}$

Tipo escolhido (Fig. 2) : 2

$\gamma_{a2} = 1,35$

$V_{Rd1} = 29,8 \text{ KN}$



FACE SUP. DE APOIO

Selecione (4 ou 5)

4

Face sup. tipo 4 :  
 $V_{Rd} = 0,80 \cdot V_{Rd1}$

Face sup. tipo 5 :  
 $V_{Rd} = V_{Rd1}$

$V_{Rd} = 23,8 \text{ KN}$

$Sd/Rd = 0,59$

---

**2.2 - RUPTURA DE CONE DE CONCRETO PRÓX. BORDA**

*(Concrete breakout strength of anchor in shear)*

$\psi_7$	Sit. 1 :	Região não fissurada em serviço : $\psi_7 = 1,4$	Selecione	$\psi_7 = 1,40$
	Sit. 2 :	Região fissurada em serviço com armadura suplementar $\phi \geq 12,5$ entre chumb. e a borda : $\psi_7 = 1,2$		
	Sit. 3 :	Região fissurada em serv. sem armadura suplementar ou que esta seja com $\phi < 12,5$ mm : $\psi_7 = 1,0$		
	Sit. 4 :	Região fissurada em serv. com armadura suplementar $\phi \geq 12,5$ mm e estribos esp. $\leq 10$ cm : $\psi_7 = 1,1$		

$c1_{min} = \text{MIN}(c1; c1e) = 1000 \text{ mm}$        $c1_{max} = \text{MAX}(c1; c1e) = 1000 \text{ mm}$

$c2_{min} = \text{MIN}(c2; c2e) = 200 \text{ mm}$        $c2_{max} = \text{MAX}(c2; c2e) = 200 \text{ mm}$

a) Resist. à força na direção "X" : Borda livre? N

Obs.1 : Caso  $c2$  e  $c2e$  sejam  $< 1,5 c1$  e  $h < 1,5 c1 \rightarrow$  tomar  $c1 = h/1,5$

Verif. obs.1    VERDADEIRO     $\rightarrow c1_r = 133 \text{ mm}$

$\psi_6$	Se $c2_{min} \geq 1,5 c1_r \rightarrow \psi_6 = 1,0$ Senão : $\psi_6 = 0,7 + 0,3 \cdot (c2_{min} / (1,5 c1_r))$	$\psi_6 = 1,00$
----------	--	-----------------

$A_{vo,x} = 4,5 \cdot c1_r^2$        $A_{vo,x} = 800 \text{ cm}^2$

$A_{v,x} = (\text{Min}(c2; 1,5 c1_r) + \text{Min}(c2e; 1,5 c1_r)) \cdot \text{Min}(h; 1,5 c1_r)$        $A_{v,x} = 800 \text{ cm}^2$

$V_{cb,x} = 0,19 \cdot (f_{db})^{0,2} \cdot (d_b)^{0,5} \cdot (f_{ck})^{0,5} \cdot c1_r^{1,5}$     Atenção : borda não-livre  $\rightarrow$  não ocorre este estado limít

$l = \text{comp. embutido do chumb.} = \text{MIN}(h e f; 8 \cdot d_b)$

$V_{c,Rd} = (A_{v,x} / A_{vo,x}) \cdot \psi_6 \cdot \psi_7 \cdot V_{cb,x} / \gamma$        $V_{cb,x} = 30,3 \text{ KN}$

$\gamma$  : cond. A  $\rightarrow 1,35$       Escolhida 'B'

$\gamma$  : cond. B  $\rightarrow 1,45$       : 1,45

$V_{c,Rd,x} = \text{Não aplic.}$

$Sd/Rd = 0,00$

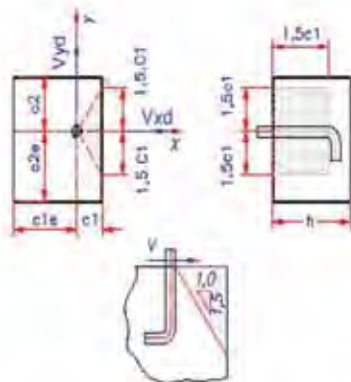


Figura 4

---

a-2 : Ação na borda paralela mais próxima na dir. "Y"

Obs.2 : Caso  $c1$  e  $c1e < 1,5 c2_{min}$  e  $h < 1,5 c2_{min} \rightarrow$  tomar  $c2_{min} = h/1,5$

Verif. obs.2    FALSO     $\rightarrow c2_{min,r} = 200 \text{ mm}$

$A_{vo,y} = 4,5 \cdot c2_{min,r}^2$        $A_{vo,y} = 1800 \text{ cm}^2$

$A_{v,y} = \text{Min}(1,5 \cdot c2_{min,r} \cdot (\text{Min}(c1; 1,5 \cdot c2_{min,r}) + \text{Min}(c1e; 1,5 \cdot c2_{min,r}))) ; A_{v,y}$        $A_{v,y} = 1200 \text{ cm}^2$

$V_{cb,y} = 2 \cdot 0,19 \cdot (f_{db})^{0,2} \cdot (d_b)^{0,5} \cdot (f_{ck})^{0,5} \cdot c2_{min,r}^{1,5}$

$V_{c,Rd} = (A_{v,y} / A_{vo,y}) \cdot \psi_7 \cdot V_{cb,y} / \gamma$        $V_{cb,y} = 111,4 \text{ KN}$


$\gamma = \text{idem a-1}$

$V_{c,Rd,y} = 71,7 \text{ KN}$


$Sd/Rd = 0,14$

Fonte : Produção do próprio autor

Figura 77-c – Planilha de dimensionamento de chumbador isolado com gancho (parte 3/3)



UNIVERSIDADE ESTADUAL PAULISTA  
"JULIO DE MESQUITA FILHO"  
FACULDADE DE ENGENHARIA DE LIMEIRA - UNESP



**Engenharia Civil**

---

**b) Resist. à força na direção "Y":** Borda livre? **N**

b-1 : Ação perpendicular à borda

Obs.1 : Caso  $c1$  e  $c1e$  sejam  $< 1,5c2$  e  $h < 1,5c2 \rightarrow$  tomar  $c2 = h/1,5$

Verif. obs.1 **FALSO**  $\rightarrow c2_e = 200$  mm

$\psi_b$ :	Se $c1min \geq 1,5c2_e \rightarrow \psi_b = 1,0$ Senão : $\psi_b = 0,7 + 0,3(c1min/(1,5c2_e))$	$\psi_b =$	<b>1,00</b>
------------	---	------------	-------------

$A_{v,y} = 4,5c2_e^2$   $A_{v,y} = 1800$  cm<sup>2</sup>

$A_{v,y} = ((Min(c1; 1,5c2_e) + Min(c1e; 1,5c2_e)) * Min(h; 1,5c2_e))$   $A_{v,y} = 1200$  cm<sup>2</sup>

$V_{cb,y} = 0,19 * (f_{db})^{0,2} * (db)^{0,5} * (f_{ck})^{0,5} * c2_e^{1,5}$  *Menção: borda não-livre → não ocorre este estado limít.*

$l = comp. embutido do chumb. = MIN(h_{ef}; 8db)$

$V_{c,Rd} = (A_{v,y} / A_{v,y}) * \psi_b * \gamma * V_{cb,y}$   $V_{c,Rd} = 55,7$  KN

$\gamma =$  definido em a-1 (1,45)

**Sd/Rd = 0,00**

---

**b-2 : Ação na borda paralela mais próxima na dir. "X"**

Obs.2 : Caso  $c2$  e  $c2e < 1,5c1min$  e  $h < 1,5c1min \rightarrow$  tomar  $c1min = h/1,5$

Verif. obs.2 **VERDADEIRO**  $\rightarrow c1min_v = 133$  mm

$A_{v,x} = 4,5c1min_v^2$   $A_{v,x} = 800$  cm<sup>2</sup>

$A_{v,x} = Min(1,5c1min_v; h) * (Min(c2; 1,5c1min_v) + Min(c2e; 1,5c1min_v))$   $A_{v,x} = 800$  cm<sup>2</sup>

$V_{cb,x} = 2 * 0,19 * (f_{db})^{0,2} * (db)^{0,5} * (f_{ck})^{0,5} * c1min_v^{1,5}$

$V_{c,Rd} = (A_{v,x} / A_{v,x}) * \psi_b * \gamma * V_{cb,y}$   $V_{c,Rd} = 60,6$  KN

$\gamma =$  definido em a-1 (1,45)

**Sd/Rd = 0,17**

---

**2.3 - RUPTURA DE "CUNHA" DE CONCRETO**

*(Concrete pryout strength of anchor in shear)*


$N_{cb} = AN/A_{No} * \psi_2 * \psi_3 * N_{b1}$   $N_{cb} = 72,0$  KN

$V_{cp} = kcp * N_{cb}$  *(Def. em 1.2)*

$kcp = 1,0$  se  $h_{ef} < 62mm$   $kcp = 2,00$   $V_{cp,Rd} = 99,3$  KN

$kcp = 2,0$  se  $h_{ef} \geq 62mm$   $V_{cp} = 144,0$  KN

$\gamma =$  conf. def. em 1.2 1,45



**Sd/Rd = 0,14**

---

**3 - INTERAÇÃO "TRAÇÃO + CORTANTE"**

*(Interaction of tensile and shear forces)*

3.1 - Se  $\sum e_f - V_{max} \leq 0,20$  :  $\rightarrow$  considerar sit. mais crítica Sd/Rd sob tração  $\sum Vd/R_{d,v max} = 0,59$  **FALSO**

3.2 - Se  $\sum e_f - Nd_{max} \leq 0,20$  :  $\rightarrow$  considerar sit. mais crítica Sd/Rd sob cortante  $\sum Nd/R_{d,t max} = 1,40$  **FALSO**

3.3 - Se  $\sum e_f - Nd_{max} > 0,20$  e  $\sum e_f - V_{max} > 0,20$  :  $Vd/R_{d,v max} + Nd/R_{d,t max} \leq 1,2 \rightarrow \sum Nd/R_{d,t max} + \sum Vd/R_{d,v max} = 1,99$  **FALSO**

**Sd/Rd = 1,99**

---

**Sd/Rd**

0,00 0,20 0,40 0,60 0,80 1,00 1,20 1,40 1,60 1,80

1.1 - RUPT. CHUMB. - TRAÇÃO	0,59
1.2 - RUPT. ARRANC. DE CONE CONC. - TRAÇÃO	0,50
1.3 - ESCORREG. CHUMB. - TRAÇÃO	1,40
2.1 - RUPT. CHUMB. - CORTANTE	0,59
2.2-a1 - RUPT. CONC. - CORT-"X"-face perp.	0,00
2.2-a2 - RUPT. CONC. - CORT-"X"-face paral.	0,14
2.2-b1 - RUPT. CONC. - CORT-"Y"-face perp.	0,00
2.2-b2 - RUPT. CONC. - CORT-"Y"-face paral.	0,17
2.3 - RUPT. CUNHA DE CONC. (CORTANTE)	0,14
3 - INTERAÇÃO "TRAÇÃO + CORTANTE"	1,99

Fonte : Produção do próprio autor

c) Chumbador duplo “com cabeça” - vide figuras 78-a a 78-d

Figura 78-a – Planilha de dimensionamento de 2 chumbadores com cabeça (parte 1/4)

**unesp** UNIVERSIDADE ESTADUAL PAULISTA "JULIO DE MESQUITA FILHO" FACULDADE DE ENGENHARIA DE SÃO CARLOS **FEIS** **Engenharia Civil**

2 CHUMBADORES (COM CABEÇA)								
PROJ. Nº :		CONEX-1-RD	CONEXÃO	2 CHUMB - CABEÇA	DATA :	01/02/2011	RESP. :	S.L.V.
<b>ENTRADAS :</b>								
Chumbador			Geometria		Esforços			
$f_{yt}$ (Mpa)	250	$c1$ (mm)	150	$N_d$ (kN)	75,0			
$f_{ub}$ (Mpa)	400	$c1e$ (mm)	350	$V_{xd}$ (kN)	0,0			
$d_b$ (mm)	19	$c2$ (mm)	200	$V_{yd}$ (kN)	15,0			
Concreto			$c2e$ (mm)	400				
			$hef$ (mm)	250				
$f_{ck}$ (MPa)	30	$s1$ (mm)	100	$V_d$ (kN)	15,0			
			$h$ (mm)	1000				

**ESTADOS LÍMITES A VERIFICAR :**

**1 - DEVIDO À TRACÃO :**

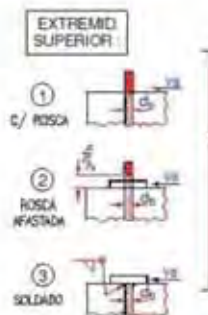
**1.1 - RUPTURA DO CHUMBADOR**  
*(conform ABNT NBR 12220)*

$F_{t,Rd} = A_{be} \cdot f_{td} / \gamma_{af}$   
 $\gamma_{af} = 1,35$   
 $A_{be} = \pi \cdot d_b^2 / 4$

$A_b = 2,84 \text{ cm}^2$   
 $A_{be} = 2,13 \text{ cm}^2$

**$F_{t,Rd} = 63,0 \text{ kN}$**

**EXTREMIDADE SUPERIOR**



Selecione (1, 2 ou 3)

**1**

$a = 600$   
 $b = 600$

**$S_d/R_d = 0,60$**

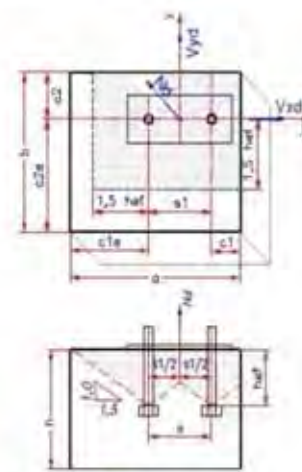


Figura 1

---

**1.2 - ARRANCAMENTO DE CONE DE CONCRETO**  
*(conform ABNT NBR 12220)*

**CONDIÇÕES :**

**A :** Não malha de armadura cruzando a região do cone ( $\gamma = 1,35$ )

**B :** Não há armadura cruzando a região do cone ( $\gamma = 1,45$ )

$\gamma = 1,35$

$C_{t,max} = \text{Segundo maior valor entre } (c1; c1e; c2; c2e) = 350 \text{ mm}$   
 $1,5 \cdot hef = 375 \text{ mm}$   
 $hef = 233 \text{ mm}$

$\psi_2 = \text{Se } C_{t,min} = \text{MIN}(c1; c1e; c2; c2e) \geq 1,5 \cdot hef \rightarrow \psi_2 = 1,0$   
Senão :  $\psi_2 = 0,70 + 0,3 \cdot C_{t,min} / (1,5 \cdot hef)$   
 $C_{t,min} = 150 \text{ mm}$   $1,5 \cdot hef = 350 \text{ mm}$   
 **$\psi_2 = 0,83$**

$\psi_3 :$  A - Chumb. em região fissurada sob serviço : 1,00  
B - Chumb. em região não fissurada sob serviço : 1,25  
 **$\psi_3 = 1,25$**

Se  $hef \leq 280 \text{ mm} : N_b = f_{ck} \cdot 0,5 \cdot (hef)^2 \cdot 1,5$

Se  $280 \text{ mm} < hef \leq 640 \text{ mm} : N_b = 0,6 \cdot f_{ck} \cdot 0,5 \cdot (hef)^2 \cdot (5/3)$

**$N_b = 195,2 \text{ kN}$**

$N_{cb} = AN / ANb \cdot \psi_2 \cdot \psi_3 \cdot N_b$

**$N_{cb} = 136,2 \text{ kN}$**

$N_{cb,Rd} = N_{cb} / \gamma$

**$N_{cb,Rd} = 100,9 \text{ kN}$**

**$S_d/R_d = 0,74$**

---

**1.3 - ESCORREGIMENTO DO CHUMBADOR**  
*(conform ABNT NBR 12220)*

$\psi_4 :$  A - Chumb. em região fissurada sob serviço : 1,00  
B - Chumb. em região não fissurada sob serviço : 1,40  
 **$\psi_4 = 1,40$**

$A_{brg} = 5,88 \text{ cm}^2$

Selecione Pomba tipo: **PESADA**

$\gamma = 1,45$

$N_p = A_{brg} \cdot f_{tk}$

**$N_p = 141,1 \text{ kN}$**

$N_{pr} = \psi_4 \cdot N_p$


**$N_{pr} = 197,6 \text{ kN}$**

$N_{s,Rd} = N_{pr} / \gamma$


**$N_{s,Rd} = 136,3 \text{ kN}$**

**$S_d/R_d = 0,28$**

Figura 78-b – Planilha de dimensionamento de 2 chumbadores com cabeça (parte 2/4)



UNIVERSIDADE ESTADUAL PAULISTA  
SÉRIE DE ENGENHARIA DE CIVIL



Engenharia Civil

---

**1.4 - RUPTURA LATERAL DO CONCRETO**  
(Concrete lateral strength)

$c1min = \text{MIN}(c1; c1e) = 150 \text{ mm}$

$c1max = \text{MAX}(c1; c1e) = 350 \text{ mm}$

*Verificação 1: Se  $cmin < 0,40 \cdot hef \rightarrow$  Aplica-se este estado limite:  
Se aplicável:  $Nsb = 4,3 \cdot c1min \cdot f(Abrg) \cdot 0,5 \cdot fck \cdot 0,5 \cdot f_t(min)$*

*Verificação 2: Influência das bordas próximas*

2.1 - Fator "k" de borda  $\perp$  a  $c1$ : 1,00

2.2 - Fator "k" de borda  $\perp$  a  $c2$ : 1,00

2.3 - Fator "k" de borda  $\perp$  a  $c1e$ : 1,00

2.4 - Fator "k" de borda  $\perp$  a  $c2e$ : 1,00

$0,4 \cdot hef = 100 \text{ mm}$

$c2min = \text{MIN}(c2; c2e) = 200 \text{ mm}$

$c2max = \text{MAX}(c2; c2e) = 400 \text{ mm}$

$cmin = 150 < 0,4 \cdot hef = 100 ?$  : FALSO

$\gamma = 1,45$

Não se aplica

Nsb1 =	0,0 KN	Nsb <sub>g1</sub> =	0,0 KN
Nsb2 =	0,0 KN	Nsb <sub>g2</sub> =	0,0 KN
Nsb3 =	0,0 KN	Nsb <sub>g3</sub> =	0,0 KN
Nsb4 =	0,0 KN	Nsb <sub>g4</sub> =	0,0 KN
Nsbmin =	0,0 KN	Nsb <sub>gmin</sub> =	0,0 KN

**N<sub>lateral</sub> = 0,0 KN**

**Sd/Rd = 0,00**

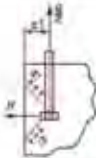


Figura 3

---

**2 - DEVIDO À CORTANTE**

**2.1 - RUPTURA DO CHUMBADOR**  
(Shear strength of anchor in anchor)


Tipo 1:  $V_{Rd1} = 0,4 \cdot A_n \cdot f_{td} / \gamma_{a2}$

Tipo 2 e 3:  $V_{Rd2} = 0,5 \cdot A_n \cdot f_{td} / \gamma_{a2}$

$\gamma_{a2} = 1,35$

**VRd1 = 33,6 KN**

FACE SUP. DE AÇIÃO



Selecione (4 ou 5)

4

Face sup. tipo 4:  
 $V_{Rd} = 0,80 \cdot V_{Rd1}$

Face sup. tipo 5:  
 $V_{Rd} = V_{Rd1}$

**V<sub>Rd</sub> = 26,9 KN**

**Sd/Rd = 0,28**

Fig. 2 - Tipo escolhido : 1

Figura 4

---

**2.2 - RUPTURA DE CONE DE CONCRETO PRÓX. BORDA**  
(Concrete breakout strength of anchor in slab)

$\psi_7$	Sit. 1:	Replão não fissurado em serviço: $\psi_7 = 1,4$
	Sit. 2:	Replão fissurado em serviço com armadura superior, $d \geq 12,5$ entre chumb. e a borda: $\psi_7 = 1,2$
	Sit. 3:	Replão fissurado em serviço sem armadura superior, ou que está seja com $d < 12,5$ mm: $\psi_7 = 1,0$
	Sit. 4:	Replão fissurado em serviço com armadura superior, $d \geq 12,5$ mm e estribos esp. $\leq 15$ mm: $\psi_7 = 1,4$

Selecione

1

**$\Psi_7 = 1,40$**

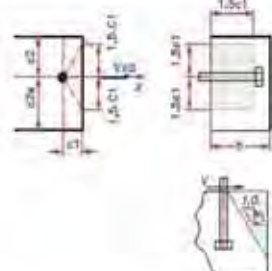


Figura 5

SIT-1) Resist. à força na direção "X" - 1 Chumb.:	Borda livre?	S
---	--------------	---

Obs.1) Caso  $c2$  e  $c2e$  sejam  $< 1,5 \cdot c1$  e  $b < 1,5 \cdot c1 \rightarrow$  tomar  $c1 = b/1,5$

Verif. obs.1: FALSO  $\rightarrow c1 = 150 \text{ mm}$

$\Psi_8$ : Se  $c2min \geq 1,5 \cdot c1$ ,  $\rightarrow \Psi_8 = 1,0$   
Senão:  $\Psi_8 = 0,7 + 0,3 \cdot (c2min / (1,5 \cdot c1))$

$A_{n,x} = 4,3 \cdot c1 \cdot t^2$  **A<sub>n,x</sub> = 1013 cm<sup>2</sup>**

$A_{v,x} = \{(\text{Min}(c2; 1,5c1) + \text{Min}(c2e; 1,5c1))\} \cdot \text{Min}(t; 1,5c1)$

**A<sub>v,x</sub> = 956 cm<sup>2</sup>**

$V_{cb,x} = 0,18 \cdot (f_{td})^{0,2} \cdot (d_b)^{0,5} \cdot (f_{ck})^{0,5} \cdot c1^{1,5}$  **V<sub>cb,x</sub> = 39,9 KN**

$l = \text{comp. embutido do chumb.} = \text{MIN}(hef; 8 \cdot d_b)$

$V_{c,Rd} = (A_{v,x} / A_{n,x})^{0,2} \cdot 6 \cdot \Psi_7 \cdot V_{cb,x} / \gamma$

$\gamma$ : cond. A  $\rightarrow 1,35$       Cond. 'A'      Escalhida: 1,35

$\gamma$ : cond. B  $\rightarrow 1,45$       Cond. 'B'

**Sd = V<sub>cb</sub> / 2 = 0,0 KN**

**V<sub>c,Rd</sub> = 37,8 KN**

**Sd/Rd = 0,00**

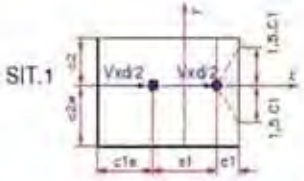




Figura 6

Figura 78-c – Planilha de dimensionamento de 2 chumbadores com cabeça (parte 3/4)



UNIVERSIDADE ESTADUAL PAULISTA  
"JULIO DE MESQUITA FILHO"  
FACULDADE DE ENGENHARIA DE LAUSILVA



Engenharia Civil

**SIT-2) Resist. à força na direção "X" - 2 Chumb. :**

Obs.2: Caso  $c1$  e  $c2$  sejam  $< 1,5(c1+s1)$  e  $h < 1,5(c1+s1) \rightarrow$  tomar  $c2 = h/1,5$ ; senão  $c2 = c1$ .

Verif. obs.2: FALSO  $\rightarrow c1_{tr} = 250$  mm

$\Psi_6$ :	Se $c2_{min} \geq 1,5 \cdot c1_{tr} \rightarrow \Psi_6 = 1,0$ Senão: $\Psi_6 = 0,7 + 0,3 \cdot (c2_{min} / (1,5 \cdot c1_{tr}))$	$\Psi_6 =$	0,86
------------	---	------------	------

$A_{v,x} = 4,5 \cdot c1_{tr}^2$   $A_{v0,x} = 2813$  cm<sup>2</sup>

$A_{v,x} = (\text{Min}(c2; 1,5c1_{tr}) + \text{Min}(c2e; 1,5c1_{tr})) \cdot \text{Min}(h; 1,5c1_{tr})$   
 $A_{v,x} = 2156$  cm<sup>2</sup>

$V_{cb,x} = 0,19 \cdot (f_{db})^{0,2} \cdot (db)^{0,5} \cdot (f_{ck})^{0,5} \cdot c1^{1,5}$   $V_{cb,x} = 85,9$  KN

$l =$  comp. embutido do chumb. =  $\text{MIN}(h_{ef}; 8 \cdot db)$   
 $V_{c,Rd} = (A_{v,x} / A_{v0,x}) \cdot \Psi_6 \cdot \gamma \cdot V_{cb,x} / \gamma$   
 $\gamma$ : cond. A  $\rightarrow 1,35$ 

Cond.	'A'
Escolhida:	1,35

  
 $\gamma$ : cond. B  $\rightarrow 1,45$

SIT. 2

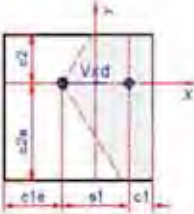


Figura 7

$V_{c,Rd_x} = 58,8$  KN

Sd/Rd = 0,00

**SIT-3) Resist. à força na direção "Y" - 2 Chumb. :**

Obs.3: Caso  $c1$  e  $c2$  sejam  $< 1,5 \cdot c2$  e  $h < 1,5 \cdot c2 \rightarrow$  tomar  $c1 = h/1,5$

Verif. obs.3: FALSO  $\rightarrow c2_{tr} = 200$  mm

$\Psi_6$ :	Se $c1_{min} \geq 1,5 \cdot c2_{tr} \rightarrow \Psi_6 = 1,0$ Senão: $\Psi_6 = 0,7 + 0,3 \cdot (c1_{min} / (1,5 \cdot c2_{tr}))$	$\Psi_6 =$	0,85
------------	---	------------	------

$A_{v,y} = 4,5 \cdot c2_{tr}^2$   $A_{v0,y} = 1800$  cm<sup>2</sup>

$A_{v,y} = (\text{Min}(c1; 1,5c2_{tr}) + s1 + \text{Min}(c1e; 1,5c2_{tr})) \cdot \text{Min}(h; 1,5c2_{tr})$   $A_{v,y} = 1650$  cm<sup>2</sup>

$V_{cb,y} = 0,19 \cdot (f_{db})^{0,2} \cdot (db)^{0,5} \cdot (f_{ck})^{0,5} \cdot c2^{1,5}$

$l =$  comp. embutido do chumb. =  $\text{MIN}(h_{ef}; 8 \cdot db)$   
 $V_{c,Rd} = (A_{v,y} / A_{v0,y}) \cdot \Psi_6 \cdot \gamma \cdot V_{cb,y} / \gamma$   
 $\gamma$ : cond. A  $\rightarrow 1,35$ 

Cond.	'A'
Escolhida:	1,35

  
 $\gamma$ : cond. B  $\rightarrow 1,45$

$V_{cb,y} = 61,5$  KN

SIT.3

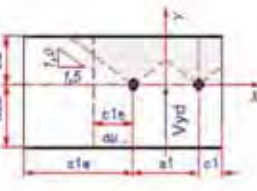


Figura 8

$V_{c,Rd_y} = 49,7$  KN

Sd/Rd = 0,30

**SIT-4) Resist. à ruptura na dir. "Y" por força na direção "X":**

Obs.4: Caso  $c1$  e  $c2$  sejam  $< 1,5 \cdot c2_{min}$  e  $h < 1,5 \cdot c2_{min} \rightarrow$  tomar  $c2_{min} = h/1,5$

Verif. obs.4: FALSO  $\rightarrow c2_{min} = 200$  mm

$A_{v0,y} = 1800$  cm<sup>2</sup>

$A_{v,y} = \text{Min}(1,5 \cdot c2_{min} \cdot (\text{Min}(c1; 1,5 \cdot c2_{min}) + \text{Min}(c1e; 1,5 \cdot c2_{min}))); A_{v,y}$   
 $A_{v,y} = 1650$  cm<sup>2</sup>

$V_{cb,y} = 2 \cdot 0,19 \cdot (f_{db})^{0,2} \cdot (db)^{0,5} \cdot (f_{ck})^{0,5} \cdot c2_{min}^{1,5}$

$V_{c,Rd} = (A_{v,y} / A_{v0,y}) \cdot \Psi_6 \cdot \gamma \cdot V_{cb,y} / \gamma$   
 $\gamma$ : cond. A  $\rightarrow 1,35$ 

Cond.	'A'
Escolhida:	1,35

  
 $\gamma$ : cond. B  $\rightarrow 1,45$

$V_{cb,y} = 123,0$  KN

SIT.4




Figura 9

$V_{c,Rd_x} = 116,9$  KN

Sd/Rd = 0,00

**SIT-5) Resist. à ruptura na dir. "X" por força na direção "Y":**

Obs.5: Caso  $c2$  e  $c2e$  sejam  $< 1,5 \cdot c1_{min}$  e  $h < 1,5 \cdot c1_{min} \rightarrow$  tomar  $c1_{min} = h/1,5$

Verif. obs.5: FALSO  $\rightarrow c1_{min} = 150$  mm

$A_{v0,x} = 1013$  cm<sup>2</sup>

$A_{v,x} = \text{Min}(1,5 \cdot c1_{min} \cdot (\text{Min}(c2; 1,5 \cdot c1_{min}) + \text{Min}(c2e; 1,5 \cdot c1_{min})))$   $A_{v,x} = 956$  cm<sup>2</sup>

$V_{cb,x} = 2 \cdot 0,19 \cdot (f_{db})^{0,2} \cdot (db)^{0,5} \cdot (f_{ck})^{0,5} \cdot c1_{min}^{1,5}$

$V_{c,Rd} = (A_{v,x} / A_{v0,x}) \cdot \Psi_6 \cdot \gamma \cdot V_{cb,x} / \gamma$   $V_{cb,x} = 79,9$  KN

$\gamma$ : cond. A  $\rightarrow 1,35$ 

Cond.	'A'
Escolhida:	1,35

  
 $\gamma$ : cond. B  $\rightarrow 1,45$

$Sd = V_{yd} / 2 = 7,5$  KN

SIT.5


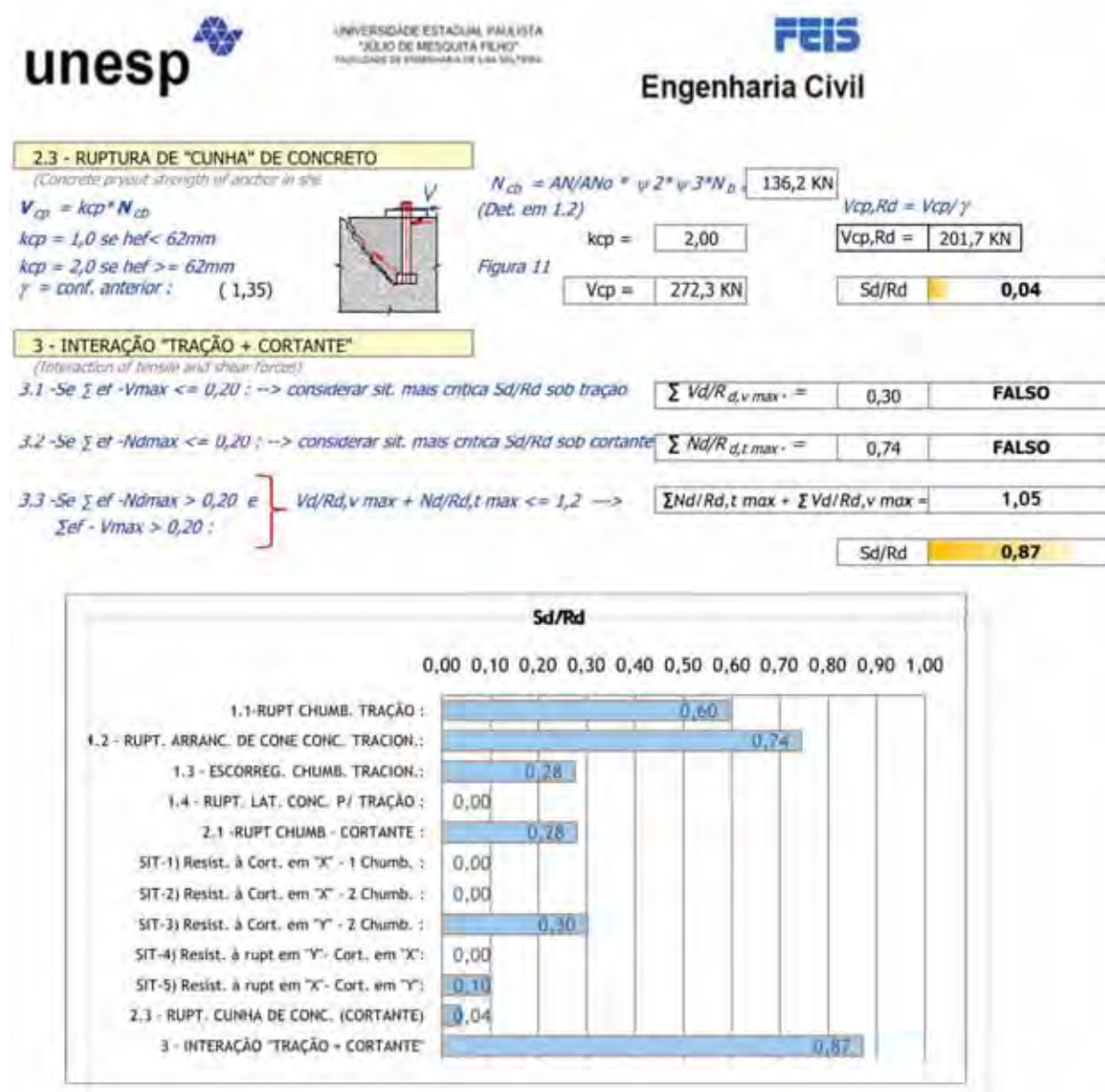


Figura 10

$V_{c,Rd_y} = 78,2$  KN

Sd/Rd = 0,10

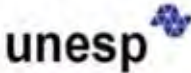
Figura 78-d – Planilha de dimensionamento de 2 chumbadores com cabeça (parte 4/4)




Fonte : Produção do próprio autor

d)- Chumbadores duplos "com gancho" - vide figuras 79-a a 79-d

Figura 79-a – Planilha de dimensionamento de 2 chumbadores com gancho (parte 1/4)



UNIVERSIDADE ESTADUAL PAULISTA  
"JULIO DE MESQUITA FILHO"  
FACULDADE DE ENGENHARIA DE LIMEIRA/SP



**Engenharia Civil**

**2 CHUMBADORES (COM GANCHO)**  
(Conf. ABC 318-02 - APÊNDICE D)

PROJ. Nº : CONEX-1-R0    CONEXÃO : 2 CHUMB - GANCHO    DATA : 01/02/2011    RESP. : S.L.V.

ENTRADAS :					
Chumbador	Geometria	Esforços			
$f_{yd}$ (Mpa)	250	$c1$ (mm)	150	$N_d$ (kN)	75,0
$f_{ub}$ (Mpa)	400	$c1e$ (mm)	350	$V_{xd}$ (kN)	0,0
$db$ (mm)	19	$c2$ (mm)	200	$V_{yd}$ (kN)	15,0
$eh$ (mm)	80	$c2e$ (mm)	400	$V_d$ (kN)	15,0
Concreto		$hef$ (mm)	250		
$f_{ck}$ (MPa)	30	$s1$ (mm)	100		
		$h$ (mm)	1000		

**ESTADOS LIMITES A VERIFICAR :**

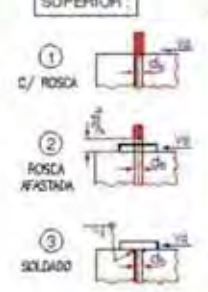
**1 - DEVIDO À TRACÃO :**

**1.1 - RUPTURA DO CHUMBADOR**  
*(concreto e aço)*

$F_{Lk,d} = A_{se} \cdot f_{sd} / \gamma_{as}$   
 $\gamma_{as} = 1,35$   
 $A_{se} = \pi \cdot d_b^2 / 4$   
 $A_b = 2,84 \text{ cm}^2$   
 $A_{be} = 2,13 \text{ cm}^2$

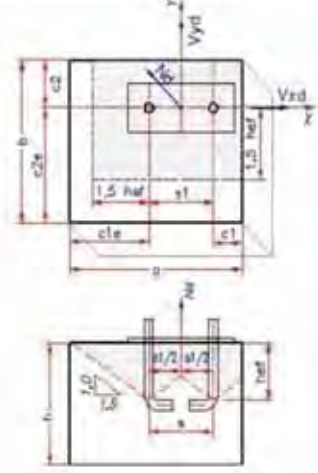
**$F_{Lk,d} = 63,0 \text{ kN}$**

**EXTREMID SUPERIOR**



Selecione (1, 2 ou 3)

**1**



**Figura 1**

$a = 600$   
 $b = 600$

**Sd/Rd = 0,60**

**1.2 - ARRANCAMENTO DE CONE DE CONCRETO**  
*(concreto e aço)*

**CONDIÇÕES :**  
A - Na malha de armadura cruzando a região do cone ( $\gamma = 1,35$ )  
B - Não há armadura cruzando a região do cone ( $\gamma = 1,45$ )

$\gamma = 1,35$

$C1_{max} =$  Segundo maior valor entre  $(c1; c1e; c2; c2e) =$   
Se  $C1_{max} \leq 1,5 \cdot hef \rightarrow hef = hef = C1_{max} / 1,5$

$C1_{max} = 350 \text{ mm}$      $1,5 \cdot hef = 375 \text{ mm}$   
 $hef = 233 \text{ mm}$

$\psi_2 =$  Se  $C1_{min} = \min(c1; c1e; c2; c2e) \geq 1,5 \cdot hef \rightarrow \psi_2 = 1,0$   
Senão :  $\psi_2 = 0,70 + 0,3 \cdot C1_{min} / (1,5 \cdot hef)$

$C1_{min} = 150 \text{ mm}$      $1,5 \cdot hef = 350 \text{ mm}$   
 **$\psi_2 = 0,83$**

$\psi_3 :$  A - Chumb. em região fissurada sob serviço : 1,00  
B - Chumb. em região não fissurada sob serviço : 1,25  
 **$\psi_3 = 1,25$**

**Selecione (A ou B)**  
**B**

$N_b = 9 \cdot hef^2 = 4900 \text{ cm}^2$   
 $N_n = \text{área hachurada - planta - fig.1}$   
 $N_n = 3300 \text{ cm}^2$

Se  $hef \leq 280 \text{ mm} :$      $N_b = f_{ck} \cdot 0,5 \cdot (hef)^2 \cdot 1,5$   
Se  $280 \text{ mm} < hef \leq 400 \text{ mm} :$      $N_b = 0,6 \cdot f_{ck} \cdot 0,5 \cdot (hef)^2 \cdot (5/3)$

$N_b = 195,2 \text{ kN}$   
 $N_{cb} = N_n / N_b \cdot \psi_2 \cdot \psi_3 \cdot N_b$   
 $N_{cb} = 136,2 \text{ kN}$   
 $N_{cb,d} = N_{cb} \cdot \gamma$   
 **$N_{cb,d} = 100,9 \text{ kN}$**   
**Sd/Rd = 0,74**


**1.3 - ESCORREGAMENTO DO CHUMBADOR**  
*(aço e concreto)*

$\psi_4 :$  A - Chumb. em região fissurada sob serviço : 1,00  
B - Chumb. em região não fissurada sob serviço : 1,40  
 **$\psi_4 = 1,40$**


$\gamma = 1,45$

$N_p = 0,9 \cdot f_{ck} \cdot eh \cdot db$   
 $N_p = 41,0 \text{ kN}$   
 $N_{ps} = \psi_4 \cdot N_p$   
 $N_{ps} = 57,5 \text{ kN}$   
 $N_{ps,d} = N_{ps} / \gamma$   
 **$N_{ps,d} = 39,6 \text{ kN}$**   
**Sd/Rd = 0,95**

Figura 79-b – Planilha de dimensionamento de 2 chumbadores com gancho (parte 2/4)



UNIVERSIDADE ESTADUAL PAULISTA  
"JÚLIO DE MESQUITA FILHO"  
RUA DO GUARATINGUÁ, 1306 - JARDIM BOQUEIRÃO, 13063-000 - CAMPUS DE ARARAQUÁ



**Engenharia Civil**

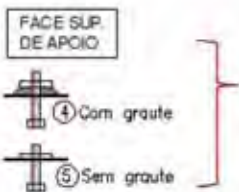
---

**2 - DEVIDO À CORTANTE**

**2.1 - RUPTURA DO CHUMBADOR**  
*(Steel strength of anchor in shear)*

Tipo 1 :  $V_{Rd1} = 0,4 \cdot A_b \cdot f_{ub} / \gamma_{a2}$   
 Tipos 2 e 3 :  $V_{Rd1} = 0,5 \cdot A_b \cdot f_{ub} / \gamma_{a2}$   
 $\gamma_{a2} = 1,35$   
 $V_{Rd1} = 33,6 \text{ KN}$

FACE SUP. DE APOIO



Selecione  
(4 ou 5)  
**4**

Face sup. tipo 4 :  
 $V_{Rd} = 0,80 \cdot V_{Rd1}$

Face sup. tipo 5 :  
 $V_{Rd} = V_{Rd1}$

$V_{Rd} = 26,9 \text{ KN}$

Fig. 2 - Tipo escolhido : 1 Figura 4

---

**2.2 - RUPTURA DE CONE DE CONCRETO PRÓX. BORDA**  
*(Concrete breakout strength of anchor in shear)*

$\psi_7$	Sit. 1 :	Região não fissurada em serviço : $\psi_7 = 1,4$	Selecione <b>1</b>
	Sit. 2 :	Região fissurada em serviço com armadura suplement. $\phi \geq 12,5$ entre chumb. e a borda : $\psi_7 = 1,2$	
	Sit. 3 :	Região fissurada em serv. sem armadura suplement. ou que está seja com $\phi < 12,5 \text{ mm}$ : $\psi_7 = 1,0$	
	Sit. 4 :	Região fissurada em serv. com armadura suplement. $\geq \phi 12,5 \text{ mm}$ e estribos esp. $\leq 10 \text{ cm}$ : $\psi_7 = 1,4$	

$c1_{\min} = \text{MIN}(c1; c1e) = 150 \text{ mm}$

$c1_{\max} = \text{MAX}(c1; c1e) = 350 \text{ mm}$

$c2_{\min} = \text{MIN}(c2; c2e) = 200 \text{ mm}$

$c2_{\max} = \text{MAX}(c2; c2e) = 400 \text{ mm}$

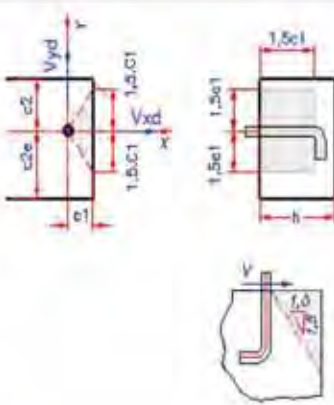


Figura 5

SIT-1) Resist. à força na direção "X" - 1 Chumb. :	Borda livre?	<b>S</b>
--	--------------	----------

*Obs.1 : Caso c2 e c2e sejam < 1,5c1 e h < 1,5c1 --> tomar c1 = h/1,5*  
 Verif. obs.1 : FALSO -->  $c1_r = 150 \text{ mm}$

$\psi_6$ : Se $c2_{\min} \geq 1,5 \cdot c1_r$ --> $\psi_6 = 1,0$ Senão : $\psi_6 = 0,7 + 0,3 \cdot (c2_{\min} / (1,5 \cdot c1_r))$	$\psi_6 = 0,97$
---	-----------------

$A_{vo,x} = 4,5 \cdot c1_r^2$       $A_{vo,x} = 1013 \text{ cm}^2$

$A_{v,x} = [( \text{Min}(c2; 1,5c1_r) + \text{Min}(c2e; 1,5c1_r) ) \cdot \text{Min}(h; 1,5c1_r)]$   
 $A_{v,x} = 956 \text{ cm}^2$

$V_{cb,x} = 0,19 \cdot (l/db)^{0,2} \cdot (db)^{0,5} \cdot (f_{ck})^{0,5} \cdot c1^{\wedge} 1,5$       $V_{cb,x} = 39,9 \text{ KN}$

$l = \text{comp. embutido do chumb.} = \text{MIN}(h_{ef}; 8 \cdot db)$   
 $V_{c,Rd} = (A_{v,x} / A_{vo,x})^{\psi_6} \cdot \psi_7 \cdot V_{cb,x} / \gamma$

$\gamma$ : cond. A --> 1,35 $\gamma$ : cond. B --> 1,45	Cond. Escolhida : <b>1,35</b>	$S_d = V_{cd}/2 = 0,0 \text{ KN}$
--	-------------------------------	-----------------------------------

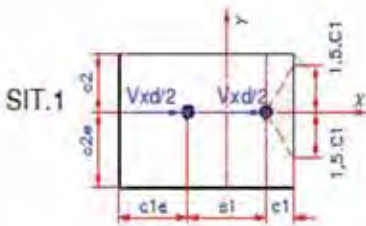


Figura 6

$V_{c,Rd,x} = 37,8 \text{ KN}$

$S_d/R_d = 0,00$

Fonte : Produção do próprio autor

Figura 79-c – Planilha de dimensionamento de 2 chumbadores com gancho (parte 3/4)

SIT-2) Resist. à força na direção "X" - 2 Chumb. :

Obs.2: Caso c2 e c2e sejam < 1,5\*c1 e h < 1,5\*(c1+s1) -> tomar c1r = h/1,5; senão, c1r = c1+s1

Verif. obs.2: FALSO -> c1r = 250 mm

$\psi_6$ :	Se $c2min \geq 1,5*c1r$ -> $\psi_6 = 1,0$ Senão: $\psi_6 = 0,7 + 0,3*(c2min/(1,5*c1r))$	$\psi_6 =$	0,86
------------	--	------------	------

$A_{vo,x} = 4,5*c1r^2$   $A_{vo,x} =$  2813 cm<sup>2</sup>

$A_{v,x} = [(Min(c2; 1,5*c1r) + Min(c2e; 1,5*c1r)) * Min(h; 1,5*c1r)]$

$A_{v,x} =$  2156 cm<sup>2</sup>

$V_{cb,x} = 0,19*(f_{db})^{0,2}*(db)^{0,5}*(f_{ck})^{0,5}*c1^{1,5}$   $V_{cb,x} =$  85,9 KN

l = comp. embutido do chumb. = MIN(hel; 8\*db)

$V_{c,Rd} = (A_{v,x}/A_{vo,x})*\psi_6*\gamma^2*V_{cb,x}/\gamma$

$\gamma$  : cond. A -> 1,35

Cond. 'A'

$\gamma$  : cond. B -> 1,45

Escolhida: 1,35

SIT. 2



Figura 7

$V_{c,Rd,x} =$  58,8 KN

$Sd/Rd =$  0,00

SIT-3) Resist. à força na direção "Y" - 2 Chumb. :

Borda livre?	S
--------------	---

Obs.3: Caso c1 e c1e sejam < 1,5\*c2 e h < 1,5\*c2 -> tomar c2r = h/1,5

Verif. obs.3: FALSO -> c2r = 200 mm

$\psi_6$ :	Se $c1min \geq 1,5*c2r$ -> $\psi_6 = 1,0$ Senão: $\psi_6 = 0,7 + 0,3*(c1min/(1,5*c2r))$	$\psi_6 =$	0,85
------------	--	------------	------

$A_{vo,y} = 4,5*c2r^2$   $A_{vo,y} =$  1800 cm<sup>2</sup>

$A_{v,y} = [(Min(c1; 1,5*c2r) + s1 + Min(c1e; 1,5*c2r)) * Min(h; 1,5*c2r)]$   $A_{v,y} =$  1650 cm<sup>2</sup>

$V_{cb,y} = 0,19*(f_{db})^{0,2}*(db)^{0,5}*(f_{ck})^{0,5}*c2^{1,5}$

l = comp. embutido do chumb. = MIN(hel; 8\*db)

$V_{c,Rd} = (A_{v,y}/A_{vo,y})*\psi_6*\gamma^2*V_{cb,y}/\gamma$

$V_{cb,y} =$  61,5 KN

$\gamma$  : cond. A -> 1,35

Cond. 'A'

$\gamma$  : cond. B -> 1,45

Escolhida: 1,35

SIT.3



Figura 8

$V_{c,Rd,y} =$  49,7 KN

$Sd/Rd =$  0,30

SIT-4) Resist. à ruptura na dir. "Y" por força na direção "X":

Obs.4: Caso c1 e c1e sejam < 1,5\*c2min e h < 1,5\*c2min -> tomar c2minr = h/1,5

Verif. obs.4: FALSO -> c2minr = 200 mm

$A_{vo,y} = 4,5*c2minr^2$   $A_{vo,y} =$  1800 cm<sup>2</sup>

$A_{v,y} = Min(1,5*c2minr*(Min(c1; 1,5*c2minr) + Min(c1e; 1,5*c2minr)); A_{v,y})$

$A_{v,y} =$  1650 cm<sup>2</sup>

$V_{cb,y} = 2*0,19*(f_{db})^{0,2}*(db)^{0,5}*(f_{ck})^{0,5}*c2minr^{1,5}$

$V_{c,Rd} = (A_{v,y}/A_{vo,y})*\psi_6*\gamma^2*V_{cb,y}/\gamma$

$\gamma$  : cond. A -> 1,35

Cond. 'A'

$\gamma$  : cond. B -> 1,45

Escolhida: 1,35

$V_{cb,y} =$  123,0 KN

$V_{c,Rd,x} =$  116,9 KN

$Sd/Rd =$  0,00

SIT.4

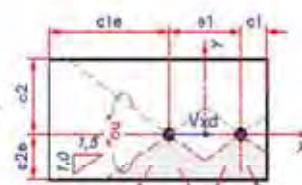


Figura 9

SIT-5) Resist. à ruptura na dir. "X" por força na direção "Y":

Obs.5: Caso c2 e c2e sejam < 1,5\*c1min e h < 1,5\*c1min -> tomar c1minr = h/1,5

Verif. obs.2: FALSO -> c1minr = 150 mm

$A_{vo,x} = 4,5*c1minr^2$   $A_{vo,x} =$  1013 cm<sup>2</sup>

$A_{v,x} = Min(1,5*c1minr*(Min(c2; 1,5*c1minr) + Min(c2e; 1,5*c1minr)))$

$A_{v,x} =$  956 cm<sup>2</sup>

$V_{cb,x} = 2*0,19*(f_{db})^{0,2}*(db)^{0,5}*(f_{ck})^{0,5}*c1minr^{1,5}$

$V_{c,Rd} = (A_{v,x}/A_{vo,x})*\psi_6*\gamma^2*V_{cb,x}/\gamma$

$V_{cb,x} =$  79,9 KN

$\gamma$  : cond. A -> 1,35

Cond. 'A'

$\gamma$  : cond. B -> 1,45

Escolhida: 1,35

$Sd = V_{yd}/2 =$  7,5 KN

SIT.5

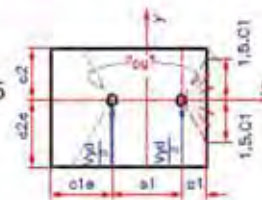
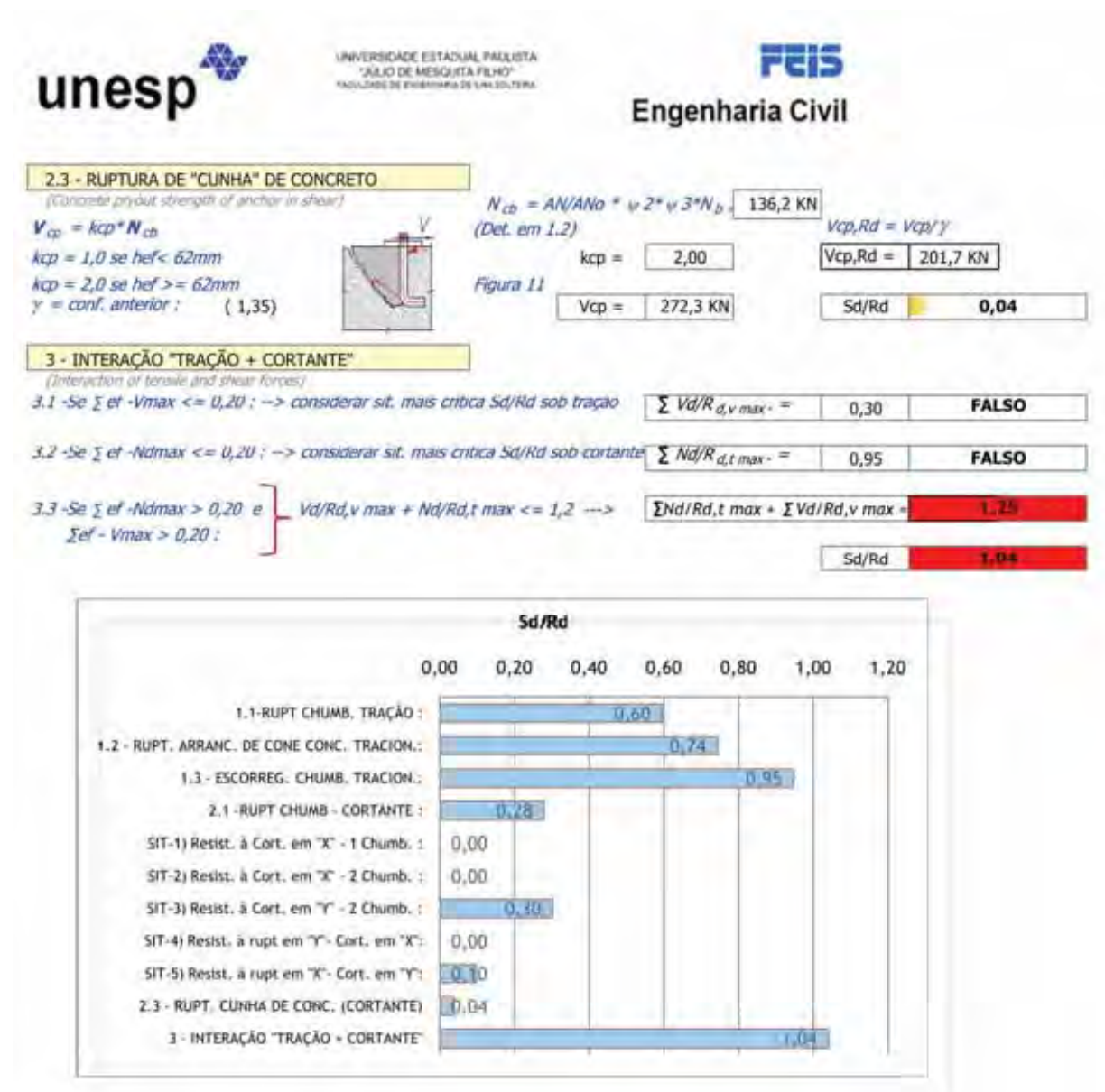


Figura 10

$V_{c,Rd,y} =$  78,2 KN

$Sd/Rd =$  0,10


Figura 79-d – Planilha de dimensionamento de 2 chumbadores com gancho (parte 4/4)




Fonte : Produção do próprio autor

e)- Chumbadores quádruplos "com cabeça" - vide figuras 80-a a 80-d

Figura 80-a – Planilha de dimensionamento de 4 chumbadores com cabeça (parte 1/4)



UNIVERSIDADE ESTADUAL PAULISTA  
"JULIO DE MESQUITA FILHO"  
FACULDADE DE ENGENHARIA DE SÃO CARLOS



Engenharia Civil

4 CHUMBADORES (COM CABEÇA)							
(Conf. ACI 318-02 APÊNDICE D)							
PROJ. Nº :	CONEX-1-R0	CONEXÃO	4 CHUMB. COM CABEÇA	DATA :	01/02/2011	RESP. :	S.L.V.
ENTRADAS :							
Chumbador		Geometria					
<b>f<sub>yb</sub></b> (Mpa)	250	<b>c1</b> (mm)	175	<b>a</b> (mm)	500		
<b>f<sub>ub</sub></b> (Mpa)	400	<b>c1e</b> (mm)	175	<b>b</b> (mm)	500		
<b>d<sub>b</sub></b> (mm)	25,4	<b>c2</b> (mm)	175	Esforços			
		<b>c2e</b> (mm)	175	<b>N<sub>d</sub></b> (kN)	80,0		
Concreto		<b>hef</b> (mm)	400	<b>V<sub>xd</sub></b> (kN)	30,0		
		<b>s1</b> (mm)	150	<b>V<sub>yd</sub></b> (kN)	30,0		
<b>f<sub>ck</sub></b> (MPa)	30	<b>s2</b> (mm)	150	<b>V<sub>d</sub></b> (kN)	42,4		
		<b>h</b> (mm)	1000				

**ESTADOS LIMITES A VERIFICAR :**

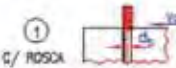

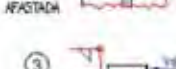
**1 - DEVIDO À TRAÇÃO :**

**1.1 - RUPTURA DO CHUMBADOR**  
*(Anchorage steel failure)*

$F_{t,Rd} = A_{ba} \cdot f_{yb} / \gamma_{ast}$   
 $\gamma_{ast} = 1,35$   
 $A_{ba} = \pi \cdot d_b^2 / 4$   
 $A_b = 5,07 \text{ cm}^2$   
 $A_{be} = 3,80 \text{ cm}^2$

**F<sub>t,Rd</sub> = 112,6 kN**

**EXTREMID. SUPERIOR :**

Selecione (1, 2 ou 3)  
**1**

**1.2 - ARRANCAMENTO DE CONE DE CONCRETO**  
*(Concrete breakout)*

**CONDICÕES :**  
**A :** Há malha de armadura cruzando a região do cone ( $\gamma = 1,35$ )  
**B :** Não há armadura cruzando a região do cone ( $\gamma = 1,45$ )

$\gamma = 1,35$

$C_{i,max} =$  Segundo maior valor entre  $(c1; c1e; c2; c2e) =$   
Se  $C_{i,max} \leq 1,5 \cdot hef \rightarrow hef = hef = C_{i,max} / 1,5$

**C<sub>max</sub> = 175 mm**     $1,5 \cdot hef = 600 \text{ mm}$   
**hef = 117 mm**

$\psi_2 =$  Se  $C_{min} = \text{MIN}(c1; c1e; c2; c2e) \geq 1,5 \cdot hef \rightarrow \psi_2 = 1,0$   
Senão:  $\psi_2 = (0,70 + 0,3 \cdot C_{min} / (1,5 \cdot hef))$

**C<sub>min</sub> = 175 mm**     $1,5 \cdot hef = 175 \text{ mm}$   
 **$\psi_2 = 1,00$**

**$\psi_3 :$**  A - Chumb. em região fissurada sob serviço: 1,00  
B - Chumb. em região não fissurada sob serviço: 1,25  
 **$\psi_3 = 1,25$**

**Selecione (A ou B)**  
**A**

**A<sub>no</sub> = 9 \* hef<sup>2</sup> = 1225 cm<sup>2</sup>**  
**A<sub>N</sub> = área hachurada - planta - fig.1**  
**A<sub>N</sub> = 2500 cm<sup>2</sup>**

Se  $hef \leq 280 \text{ mm} : N_b = f_{ck} \cdot 0,5 \cdot (hef)^{1,5}$   
Se  $280 \text{ mm} < hef \leq 640 \text{ mm} : N_b = 0,6 \cdot f_{ck} \cdot 0,5 \cdot (hef)^{1,5} / 3$

**N<sub>b</sub> = 69,0 kN**  
**N<sub>cb</sub> = A<sub>N</sub> / A<sub>no</sub> \*  $\psi_2$  \*  $\psi_3$  \* N<sub>b</sub>**  
**N<sub>cb</sub> = 176,1 kN**  
**N<sub>cb,Rd</sub> = N<sub>cb</sub> /  $\gamma$**   
**N<sub>cb,Rd</sub> = 130,4 kN**  
**Sd/Rd = 0,61**

**1.3 - ESCORREGAMENTO DO CHUMBADOR**  
*(Pull out strength)*

**$\psi_4 :$**  A - Chumb. em região fissurada sob serviço: 1,00  
B - Chumb. em região não fissurada sob serviço: 1,40  
 **$\psi_4 = 1,40$**


**Abrg = 9,68 cm<sup>2</sup>**

**Selecione**  
Para tipo: **PESADA**

$\gamma = 1,45$

**N<sub>p</sub> = Abrg \* f<sub>ck</sub>**  
**N<sub>p</sub> = 232,3 kN**  
**N<sub>pr</sub> =  $\psi_4$  \* N<sub>p</sub>**  
**N<sub>pr</sub> = 325,2 kN**  
**N<sub>pr,Rd</sub> = N<sub>pr</sub> /  $\gamma$**   
**N<sub>pr,Rd</sub> = 224,3 kN**  
**Sd/Rd = 0,18**

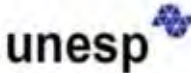
  




**Figura 1**

**Sd/Rd = 0,18**

Figura 80-b – Planilha de dimensionamento de 4 chumbadores com cabeça (parte 2/4)



UNIVERSIDADE ESTADUAL PAULISTA  
"JULIO DE MESQUITA FILHO"  
FACULDADE DE ENGENHARIA DE ARARAQUÁ



Engenharia Civil

---

**1.4 - RUPTURA LATERAL DO CONCRETO**  
(Concrete side-sway flexural strength)

$c1min = \text{MIN}(c1; c1e) = 175 \text{ mm}$        $0,4 \cdot hef = 160 \text{ mm}$   
 $c2min = \text{MIN}(c2; c2e) = 175 \text{ mm}$   
 $c1max = \text{MAX}(c1; c1e) = 175 \text{ mm}$        $c2max = \text{MAX}(c2; c2e) = 175 \text{ mm}$

Verificação 1: Se  $cmin < 0,40 \cdot hef \rightarrow$  Aplica-se este estado limite:  $cmin = 175 < 0,4 \cdot hef = 160 ?$ : FALSO  
 Se aplica  $hef$ :  $Nsb = 4,3 \cdot c1min \cdot (Abg)^{0,5} \cdot fck^{0,5} \cdot k(min)$        $\gamma = 1,45$       Não se aplica

Verificação 2: Influência das bordas próximas

2.1 - Borda $\perp$ a c1:	Nsb <sub>g1</sub> =	0,0 KN
2.2 - Borda $\perp$ a c2:	Nsb <sub>g2</sub> =	0,0 KN
2.3 - Borda $\perp$ a c1e:	Nsb <sub>g3</sub> =	0,0 KN
2.4 - Borda $\perp$ a c2e:	Nsb <sub>g4</sub> =	0,0 KN
	Nsb <sub>gmin</sub> =	0,0 KN

**N<sub>sb,Ed</sub> = 0,0 KN**

Sd/Rd = **0,00**

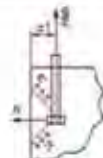


Figura 3


---

**2 - DEVIDO À CORTANTE**

**2.1 - RUPTURA DO CHUMBADOR**  
(Steel strength at anchor in shear)

Tipo 1:  $V_{Rd1} = 0,4 \cdot A_b \cdot f_{td} / \gamma_{af}$   
 Tipos 2 e 3:  $V_{Rd1} = 0,5 \cdot A_b \cdot f_{td} / \gamma_{af}$   
 $\gamma_{af} = 1,25$   
 $V_{Rd1} = 60,1 \text{ KN}$

FACE SUP. DE APOIO



Seleção  
(4 ou 5)  
**4**

Face sup. tipo 4:  $V_{Rd} = 0,80 \cdot V_{Rd1}$

Face sup. tipo 5:  $V_{Rd} = V_{Rd1}$

**V<sub>Rd</sub> = 48,0 KN**

Sd/Rd = **0,22**

Fig. 2 - Tipo escolhido: 1

Figura 4

**2.2 - RUPTURA DE CONE DE CONCRETO PRÓX. BORDA**  
(Concrete breakout strength of anchor in shear)



SIT-1) Resist. à força na direção "X" - 2 Chumb.:

Borda livre? **S**

Obs. 1: Caso  $c1 \neq c1e$  segun  $< 1,5 \cdot c1$  e  $h < 1,5 \cdot c1 \rightarrow$  tomar  $c1 = h/1,5$

Verif. obs.1: FALSO       $\rightarrow c1_e = 175 \text{ mm}$

Se  $c2min \geq 1,5 \cdot c1_e \rightarrow \psi_b = 1,0$

Senão:  $\psi_b = 0,7 + (0,3 \cdot (c2min / (1,5 \cdot c1_e)))$        **$\psi_b = 0,90$**

$A_{v,x} = 4,5 \cdot c1_e^{1,5}$        **$A_{v,b,x} = 1378 \text{ cm}^2$**

$A_{v,x} = ((\text{MIN}(c2; 1,5 \cdot c1_e) + \text{MIN}(c2e; 1,5 \cdot c1_e) + d) \cdot \text{MIN}(h; 1,5 \cdot c1_e))$

**$A_{v,x} = 1313 \text{ cm}^2$**

$V_{cb,x} = 0,19 \cdot (f_{td})^{0,2} \cdot (d_b)^{0,5} \cdot (f_{ck})^{0,5} \cdot c1_e^{1,5}$        **$V_{cb,x} = 58,2 \text{ KN}$**

$l = \text{comp. embutido do chumb.} = \text{MIN}(hef; 8 \cdot d_b)$

$V_{c,Rd} = (A_{v,x} / A_{v,b,x})^{0,6} \cdot \psi_b \cdot V_{cb,x} / \gamma$

$\gamma$ : cond. A  $\rightarrow 1,25$       Cond. **"A"**

$\gamma$ : cond. B  $\rightarrow 1,45$       Escolhida: **1,35**       **$Sd = V_{c,Rd} / 2 = 15,0 \text{ KN}$**



Figura 6

**V<sub>c,Rd</sub> = 51,7 KN**

Sd/Rd = **0,29**

Figura 80-c – Planilha de dimensionamento de 4 chumbadores com cabeça (parte 3/4)

SIT-2) Resist. à força na direção "X" - 4 Chumb. :

Obs.2 : Caso  $c2$  e  $c2e$  sejam  $< 1,5(c1+s1)$  e  $h < 1,5(c1+s1) \rightarrow$  tomar  $c1_p = h/1,5$ ; senão,  $c1_p = c1+s1$

Verif. obs.2 : FALSO  $\rightarrow c1_p = 325$  mm

$\Psi_6$  : Se  $c1_{min} \geq 1,5 \cdot c1_p \rightarrow \Psi_6 = 1,0$   
Senão :  $\Psi_6 = 0,7 + 0,3 \cdot (c1_{min} / (1,5 \cdot c1_p))$   $\Psi_6 = 0,81$

$A_{v,x} = 4,5 \cdot c1_p^2$   $A_{v,x} = 4753$  cm<sup>2</sup>

$A_{v,x} = ((\text{Min}(c2; 1,5c1r) + \text{Min}(c2e; 1,5c1r)) + s1) \cdot \text{Min}(h; 1,5c1r)$

$A_{v,x} = 2438$  cm<sup>2</sup>

$V_{cb,x} = 0,19 \cdot (f_{td})^{1,0} \cdot (d_b)^{0,2} \cdot (f_{ck})^{0,5} \cdot c2^{1,5}$   $V_{cb,x} = 147,3$  KN

$l =$  comp. embutido do chumb. = MIN (hef; 8 $\cdot$ d $\cdot$ b)

$V_{c,Rd} = (A_{v,x} / A_{v,x}) \cdot \Psi_6 \cdot V_{cb,x} / \gamma$

$\gamma$  : cond. A  $\rightarrow 1,35$

$\gamma$  : cond. B  $\rightarrow 1,45$

Cond.	'A'
Escolhida :	1,35



Figura 7

$V_{c,Rd} = 63,3$  KN

Sd/Rd = 0,47

SIT-3) Resist. à força na direção "Y" - 2 Chumb. :

Borda livre?	S
--------------	---

Obs.3 : Caso  $c1$  e  $c1e$  sejam  $< 1,5 \cdot c2$  e  $h < 1,5 \cdot c2 \rightarrow$  tomar  $c2_p = h/1,5$

Verif. obs.3 : FALSO  $\rightarrow c2_p = 175$  mm

$\Psi_6$  : Se  $c1_{min} \geq 1,5 \cdot c2_p \rightarrow \Psi_6 = 1,0$   
Senão :  $\Psi_6 = 0,7 + 0,3 \cdot (c1_{min} / (1,5 \cdot c2_p))$   $\Psi_6 = 0,90$

$A_{v,y} = 4,5 \cdot c2_p^2$   $A_{v,y} = 1378$  cm<sup>2</sup>

$A_{v,y} = ((\text{Min}(c1; 1,5c2r) + s1 + \text{Min}(c1e; 1,5c2r)) \cdot \text{Min}(h; 1,5c2r)$   $A_{v,y} = 1313$  cm<sup>2</sup>

$V_{cb,y} = 0,19 \cdot (f_{td})^{1,0} \cdot (d_b)^{0,2} \cdot (f_{ck})^{0,5} \cdot c2^{1,5}$

$l =$  comp. embutido do chumb. = MIN (hef; 8 $\cdot$ d $\cdot$ b)

$V_{c,Rd} = (A_{v,y} / A_{v,y}) \cdot \Psi_6 \cdot V_{cb,y} / \gamma$

$\gamma$  : cond. A  $\rightarrow 1,35$

$\gamma$  : cond. B  $\rightarrow 1,45$

Cond.	'A'
Escolhida :	1,35

$V_{cb,y} = 58,2$  KN

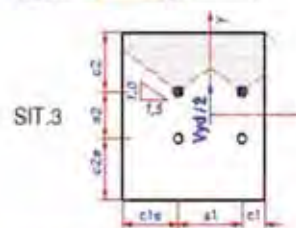


Figura 8

$V_{c,Rd} = 51,7$  KN

Sd/Rd = 0,58

SIT-4) Resist. à força na direção "Y" - 4 Chumb. :

Obs.4 : Caso  $c2$  e  $c1e$  sejam  $< 1,5(c2+s2)$  e  $h < 1,5(c2+s2) \rightarrow$  tomar  $c2_p = h/1,5$

Verif. obs.4 : FALSO  $\rightarrow c2_p = 325$  mm

$\Psi_6$  : Se  $c1_{min} \geq 1,5 \cdot c2_p \rightarrow \Psi_6 = 1,0$   
Senão :  $\Psi_6 = 0,7 + 0,3 \cdot (c1_{min} / (1,5 \cdot c2_p))$   $\Psi_6 = 0,90$

$A_{v,y} = 4,5 \cdot c2_p^2$   $A_{v,y} = 1378$  cm<sup>2</sup>

$A_{v,y} = ((\text{Min}(c1; 1,5c2r) + s1 + \text{Min}(c1e; 1,5c2r)) \cdot \text{Min}(h; 1,5c2r)$   $A_{v,y} = 2438$  cm<sup>2</sup>

$V_{cb,y} = 0,19 \cdot (f_{td})^{1,0} \cdot (d_b)^{0,2} \cdot (f_{ck})^{0,5} \cdot c2^{1,5}$

$l =$  comp. embutido do chumb. = MIN (hef; 8 $\cdot$ d $\cdot$ b)

$V_{c,Rd} = (A_{v,y} / A_{v,y}) \cdot \Psi_6 \cdot V_{cb,y} / \gamma$

$\gamma$  : cond. A  $\rightarrow 1,35$

$\gamma$  : cond. B  $\rightarrow 1,45$

Cond.	'B'
Escolhida :	1,35

$V_{cb,y} = 147,3$  KN



Figura 9

$V_{c,Rd} = 243,1$  KN

Sd/Rd = 0,12

SIT-5) Resist. à ruptura na dir. "Y" por força na direção "X" :

Obs.5 : Caso  $c1$  e  $c1e < 1,5c2_{min}$  e  $h < 1,5c2_{min} \rightarrow$  tomar  $c2_{min} = h/1,5$

Verif. obs.5 : FALSO  $\rightarrow c2_{min} = 175$  mm

$A_{v,y} = 4,5 \cdot c2_{min}^2$   $A_{v,y} = 1378$  cm<sup>2</sup>

$A_{v,y} = \text{Min}(1,5 \cdot c2_{min} \cdot (\text{Min}(c1; 1,5 \cdot c2_{min}) + s1 + \text{Min}(c1e; 1,5 \cdot c2_{min})); 2 \cdot A_{v,y})$

$A_{v,y} = 1313$  cm<sup>2</sup>

$V_{cb,y} = 2 \cdot 0,19 \cdot (f_{td})^{1,0} \cdot (d_b)^{0,2} \cdot (f_{ck})^{0,5} \cdot c2_{min}^{1,5}$

$V_{c,Rd} = (A_{v,y} / A_{v,y}) \cdot \Psi_6 \cdot V_{cb,y} / \gamma$

$\gamma$  : cond. A  $\rightarrow 1,35$

$\gamma$  : cond. B  $\rightarrow 1,45$

Cond.	'A'
Escolhida :	1,35

$V_{cb,y} = 116,4$  KN

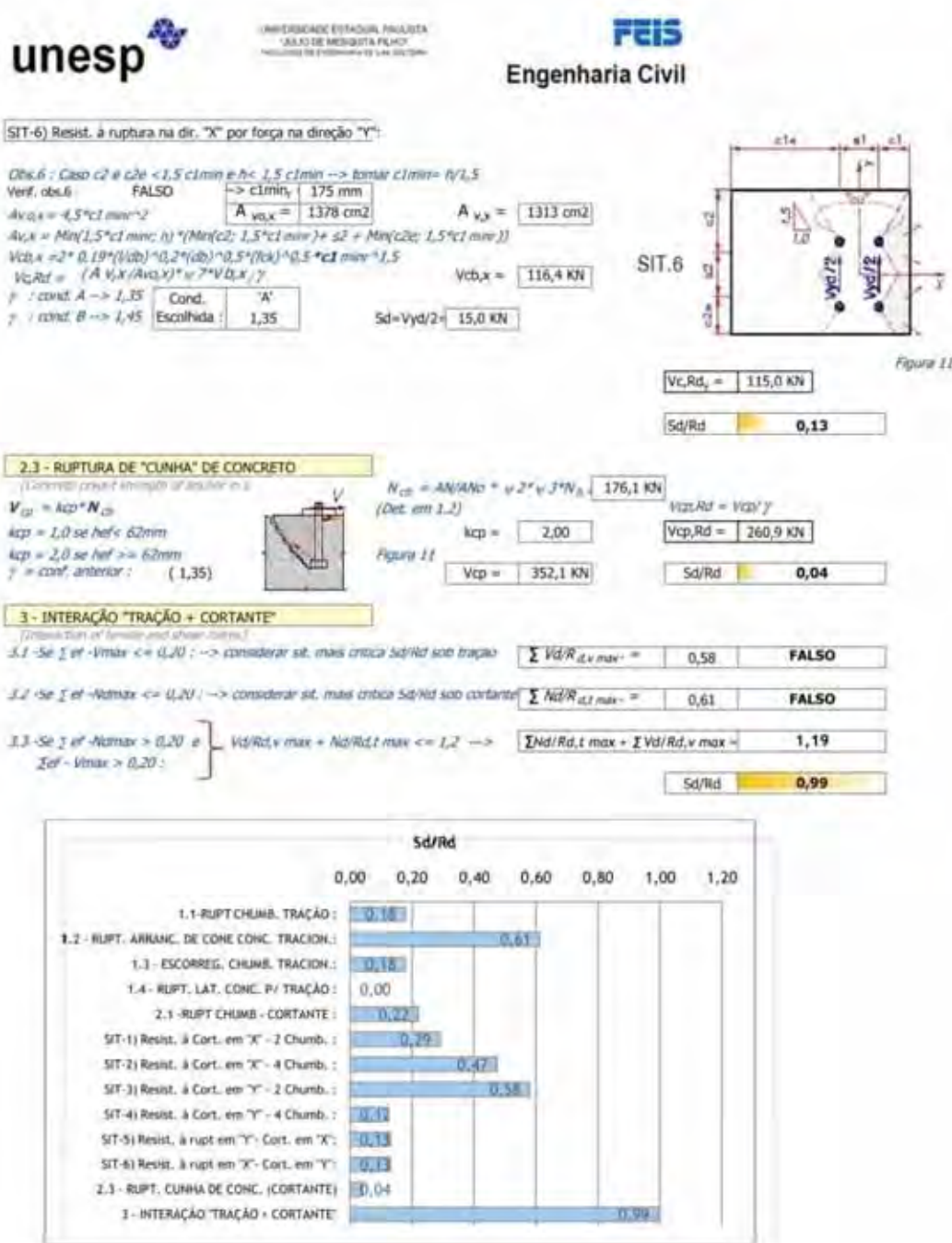


Figura 10

$V_{c,Rd} = 115,0$  KN

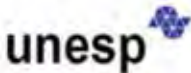
Sd/Rd = 0,13

Figura 80-d – Planilha de dimensionamento de 4 chumbadores com cabeça (parte 4/4)




f ) Chumbadores quádruplos “com gancho” - vide figuras 81-a a 81-d

Figura 81-a – Planilha de dimensionamento de 4 chumbadores com gancho (parte 1/4)



UNIVERSIDADE ESTADUAL PAULISTA  
"JULIO DE MESQUITA FILHO"  
FACULDADE DE ENGENHARIA DE AVANÇADA



**Engenharia Civil**

**4 CHUMBADORES (COM GANCHOS)**  
(Conf. ACT 118-02 APÊNDICE D)

PROJ. Nº :	CONEX-1-RD	CONEXÃO :	4 CHUMB. COM GANCHO	DATA :	01/02/2011	RESP. :	S.L.V.
------------	------------	-----------	---------------------	--------	------------	---------	--------

ENTRADAS :			
Chumbador		Geometria	
<b>f<sub>yd</sub></b> (Mpa)	250	<b>c1e</b> (mm)	175
<b>f<sub>ub</sub></b> (Mpa)	400	<b>c1e</b> (mm)	175
<b>db</b> (mm)	25,4	<b>c2e</b> (mm)	175
<b>eh</b> (mm)	100	<b>c2e</b> (mm)	175
Concreto		<b>hef</b> (mm)	400
		<b>s1</b> (mm)	150
		<b>s2</b> (mm)	150
		<b>h</b> (mm)	1000
<b>f<sub>ck</sub></b> (MPa)	30	<b>Esforços</b>	
		<b>N<sub>d</sub></b> (kN)	80,0
		<b>V<sub>xd</sub></b> (kN)	30,0
		<b>V<sub>yd</sub></b> (kN)	30,0
		<b>V<sub>d</sub></b> (kN)	42,4

3db <= eh <= 4,5db  
db < 20 : r = 2db  
db >= 20 : r = 2,5db

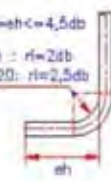


Figura 3




Figura 1

**ESTADOS LIMITE A VERIFICAR :**

**1 - DEVIDO À TRACÃO :**

**1.1 - RUPTURA DO CHUMBADOR**  
*(anchorage steel failure)*

$F_{Lda} = A_{se} \cdot f_{yd} / \gamma_{af}$   
 $\gamma_{af} = 1,35$   
 $A_{se} = \pi \cdot d_b^2 / 4$   
A b = 5,07 cm<sup>2</sup>  
Abe = 3,80 cm<sup>2</sup>

**F<sub>Lda</sub> = 112,6 kN**

**EXTREMID SUPERIOR :**

1 ROSCA

2 ROSCA #ASTM A

3 SOLDADO

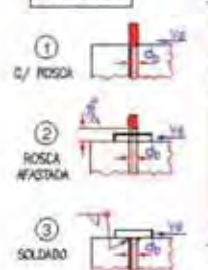


Figura 2

Seleçione (1, 2 ou 3)

**1**

**Sd/Rd = 0,18**

---

**1.2 - ARRANCAMENTO DE CONE DE CONCRETO**  
*(concrete breakout)*

**CONDIÇÕES :**  
A : Há malha de armadura cruzando a região do cone ( $\gamma = 1,35$ )  
B : Não há armadura cruzando a região do cone ( $\gamma = 1,45$ )

$\gamma = 1,35$

$C_{f,max} = \text{Segundo maior valor entre } (c1; c1e; c2; c2e) =$   
Se  $C_{f,max} \leq 1,5 \cdot hef \rightarrow hef = hef \cdot C_{f,max} / 1,5$

$C_{f,max} = 175 \text{ mm}$      $1,5 \cdot hef = 600 \text{ mm}$   
**hef = 117 mm**

$\psi_2 =$  Se  $C_{min} = \text{MIN}(c1; c1e; c2; c2e) \geq 1,5 \cdot hef \rightarrow \psi_2 = 1,0$   
Senão :  $\psi_2 = 0,70 + 0,3 \cdot C_{min} / (1,5 \cdot hef)$

$C_{min} = 175 \text{ mm}$      $1,5 \cdot hef = 175 \text{ mm}$   
 **$\psi_2 = 1,00$**

$\psi_3 :$  A - Chumb. em região fissurada sob serviço : 1,00  
B - Chumb. em região não fissurada sob serviço : 1,25  
 **$\psi_3 = 1,25$**

Seleçione (A ou B)

**A**

**A<sub>no</sub> = 9 \cdot hef^2 = 1225 cm<sup>2</sup>**

**A<sub>N</sub> = área hachurada - planta - fig.1**

**A<sub>N</sub> = 2500 cm<sup>2</sup>**

**N<sub>b</sub> = 69,0 kN**

**N<sub>cb</sub> = A<sub>N</sub> / A<sub>no</sub> \cdot \psi\_2 \cdot \psi\_3 \cdot N<sub>b</sub>**

**N<sub>cb</sub> = 176,1 kN**

**N<sub>cb,Rd</sub> = N<sub>cb</sub> / \gamma**

**N<sub>cb,Rd</sub> = 130,4 kN**

**Sd/Rd = 0,61**

---

**1.3 - ESCORREGAMENTO DO CHUMBADOR**  
*(slip vor abzug)*

$\psi_4 :$  A - Chumb. em região fissurada sob serviço : 1,00  
B - Chumb. em região não fissurada sob serviço : 1,40  
 **$\psi_4 = 1,40$**

$\gamma = 1,45$

Seleçione (A ou B)

**B**

**N<sub>p</sub> = (1,9 \cdot f<sub>ck</sub> \cdot eh \cdot db)**

**N<sub>p</sub> = 68,6 kN**

**N<sub>p,Rd</sub> = N<sub>p</sub> / \gamma**

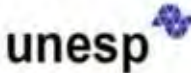
**N<sub>p,Rd</sub> = 96,0 kN**

**N<sub>p,Rd</sub> = N<sub>p,Rd</sub> / \gamma**


**N<sub>p,Rd</sub> = 66,2 kN**

**Sd/Rd = 0,60**

Figura 81-b – Planilha de dimensionamento de 4 chumbadores com gancho (parte 2/4)



UNIVERSIDADE ESTADUAL PAULISTA  
"JOSÉ DE SEVERINA FILHO"  
FACULDADE DE ENGENHARIA DE LAROCOS



Engenharia Civil


---

**2 - DEVIDO À CORTANTE**

**2.1 - RUPTURA DO CHUMBADOR**  
*(Check strength of anchor in shear)*

Tipo 1 :  $V_{Rd1} = 0,4 \cdot A_b \cdot f_{yk} / \gamma_{A2}$   
 Tipos 2 e 3 :  $V_{Rd1} = 0,5 \cdot A_b \cdot f_{yk} / \gamma_{A2}$

Fig. 2 - Tipo escolhido : 1  
 $\gamma_{A2} = 1,35$   
 $V_{Rd1} = 60,1 \text{ KN}$



FACE SUP. DE APOIO

Selecione:  
(4 ou 5)  
**4**

Face sup. tipo 4 :  
 $V_{Rd1} = 0,80 \cdot V_{Rd1}$

Face sup. tipo 5 :  
 $V_{Rd1} = V_{Rd1}$

**V<sub>Ed</sub> = 48,0 KN**

**Sd/Rd = 0,22**

---

**2.2 - RUPTURA DE CONE DE CONCRETO PRÓX. BORDA**  
*(Concrete breakout strength of anchor in shear)*

$c1_{min} = \text{MIN}(c1; c1e) = 175 \text{ mm}$        $c2_{min} = \text{MIN}(c2; c2e) = 175 \text{ mm}$

$\psi_7$	Sit. 1 : Ruptura não fissurada em serviço : $\psi_7 = 1,4$
	Sit. 2 : Ruptura fissurada em serviço com armadura superior : $\phi \geq 12,5$ entre chumb. e a borda : $\psi_7 = 1,2$
	Sit. 3 : Ruptura fissurada em servi. sem armadura superior ou que esta seja com $\phi < 12,5 \text{ mm}$ : $\psi_7 = 1,0$
	Sit. 4 : Ruptura fissurada em servi. com armadura superior : $\phi \geq 12,5 \text{ mm}$ e estribos esp. $\leq 10 \text{ cm}$ : $\psi_7 = 1,4$

Selecione **4**       $\psi_7 = 1,40$

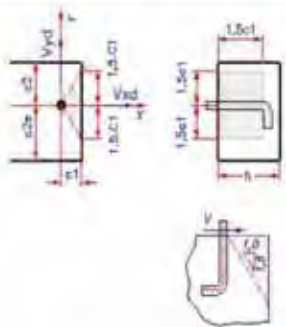


Figura 5

---

SIT-1) Resist. à força na direção "X" - 2 Chumb. :


Obst.1 : Caso  $c2$  e  $c2e$  sejam  $< 1,5 \cdot c1$  e  $h < 1,5 \cdot c1 \rightarrow$  tomar  $c1 = h/1,5$   
 Verif. obst.1 : **FALSO**       $\rightarrow c1 = 175 \text{ mm}$

Se  $c2_{min} \geq 1,5 \cdot c1$  :  $\psi_6 = 1,0$   
 Senão :  $\psi_6 = 0,7 + 0,3 \cdot (c2_{min} / (1,5 \cdot c1))$        $\psi_6 = 0,90$

$A_{v,x} = 4,5 \cdot c1^2$        $A_{v0,x} = 1378 \text{ cm}^2$   
 $A_{v,x} = \{ \text{MIN}(c2; 1,5 \cdot c1) + \text{MIN}(c2e; 1,5 \cdot c1) \} \cdot s2 \cdot \text{MIN}(h; 1,5 \cdot c1)$   
 $A_{v,x} = 1313 \text{ cm}^2$

$V_{cb,x} = 0,19 \cdot (f_{ctd})^{0,2} \cdot (d_b)^{0,5} \cdot (f_{ck})^{0,5} \cdot e1 \cdot l \cdot 1,5$        $V_{cb,x} = 58,2 \text{ KN}$   
 $l = \text{comp. embutido do chumb.} = \text{MIN}(h \cdot e1; 8 \cdot d_b)$   
 $V_{c,Rd} = (A_{v,x} / A_{v0,x}) \cdot \psi_6 \cdot V_{cb,x}$   
 $\gamma$  : cond. A  $\rightarrow 1,35$       Cond. 'A'  
 $\gamma$  : cond. B  $\rightarrow 1,45$       Escolhida : 1,35

$Sd = V_{Ed} / 2 = 15,0 \text{ KN}$





SIT.1

Figura 6

**V<sub>c,Rd</sub> = 51,7 KN**

**Sd/Rd = 0,29**

Figura 81-c – Planilha de dimensionamento de 4 chumbadores com gancho (parte 3/4)

unesp  UNIVERSIDADE ESTADUAL PAULISTA "JULIO DE MESQUITA FILHO" ESCOLA DE ENGENHARIA DE SOULZA  Engenharia Civil

**SIT-2) Resist. à força na direção "X" - 4 Chumb. :**

Obs.2: Caso  $c2$  e  $c2e$  sejam  $< 1,5(c1+s1)$  e  $h < 1,5(c1+s1) \rightarrow$  tomar  $c1_{tr} = h/1,5$ ; senão:  $c1_{tr} = c1+s1$

Verif. obs.2: FALSO  $\rightarrow c1_{tr} = 325$  mm

$\Psi_6$ : Se  $c2_{min} \geq 1,5 \cdot c1_{tr} \rightarrow \psi_6 = 1,0$   
Senão:  $\psi_6 = 0,7 + 0,3 \cdot (c2_{min} / (1,5 \cdot c1_{tr}))$   $\Psi_6 = 0,81$

$A_{vo,x} = 4,5 \cdot c1_{tr}^2$   $A_{vo,x} = 4753$  cm<sup>2</sup>

$A_{v,y} = ((\text{Min}(c2; 1,5c2r) + s1 + \text{Min}(c1e; 1,5c2r)) \cdot \text{Min}(h; 1,5c2r))$   
 $A_{v,y} = 2438$  cm<sup>2</sup>

$V_{cb,x} = 0,19 \cdot (f_{db})^{0,2} \cdot (f_{ck})^{0,5} \cdot (f_{ck})^{0,5} \cdot c1_{tr}^{1,5}$   $V_{cb,x} = 147,3$  KN

$l = \text{comp. embutido do chumb.} = \text{MIN}(h_e; 8 \cdot db)$

$V_{c,Rd} = (A_{v,x} / A_{vo,x}) \cdot \psi_6 \cdot \gamma \cdot V_{cb,x} / \gamma$

$\gamma$ : cond. A  $\rightarrow 1,35$  Cond. Escolhida: 'A'  
 $\gamma$ : cond. B  $\rightarrow 1,45$  Escolhida: 1,35

**SIT-3) Resist. à força na direção "Y" - 2 Chumb. :** Borda livre? **S**

Obs.3: Caso  $c1$  e  $c1e$  sejam  $< 1,5 \cdot c2$  e  $h < 1,5 \cdot c2 \rightarrow$  tomar  $c2_r = h/1,5$

Verif. obs.3: FALSO  $\rightarrow c2_r = 175$  mm

$\Psi_6$ : Se  $c1_{min} \geq 1,5 \cdot c2_r \rightarrow \psi_6 = 1,0$   
Senão:  $\psi_6 = 0,7 + 0,3 \cdot (c1_{min} / (1,5 \cdot c2_r))$   $\Psi_6 = 0,90$

$A_{vo,y} = 4,5 \cdot c2_r^2$   $A_{vo,y} = 1378$  cm<sup>2</sup>

$A_{v,y} = ((\text{Min}(c1; 1,5c2r) + s1 + \text{Min}(c1e; 1,5c2r)) \cdot \text{Min}(h; 1,5c2r))$   $A_{v,y} = 1313$  cm<sup>2</sup>

$V_{cb,y} = 0,19 \cdot (f_{db})^{0,2} \cdot (f_{ck})^{0,5} \cdot (f_{ck})^{0,5} \cdot c2_r^{1,5}$

$l = \text{comp. embutido do chumb.} = \text{MIN}(h_e; 8 \cdot db)$

$V_{c,Rd} = (A_{v,y} / A_{vo,y}) \cdot \psi_6 \cdot \gamma \cdot V_{cb,y} / \gamma$   $V_{cb,y} = 58,2$  KN

$\gamma$ : cond. A  $\rightarrow 1,35$  Cond. Escolhida: 'A'  
 $\gamma$ : cond. B  $\rightarrow 1,45$  Escolhida: 1,35

**SIT-4) Resist. à força na direção "Y" - 4 Chumb. :**

Obs.4: Caso  $c1$  e  $c1e$  sejam  $< 1,5(c2+s2)$  e  $h < 1,5(c2+s2) \rightarrow$  tomar  $c2_r = h/1,5$

Verif. obs.4: FALSO  $\rightarrow c2_r = 325$  mm

$\Psi_6$ : Se  $c1_{min} \geq 1,5 \cdot c2_r \rightarrow \psi_6 = 1,0$   
Senão:  $\psi_6 = 0,7 + 0,3 \cdot (c1_{min} / (1,5 \cdot c2_r))$   $\Psi_6 = 0,90$

$A_{vo,y} = 4,5 \cdot c2_r^2$   $A_{vo,y} = 1378$  cm<sup>2</sup>

$A_{v,y} = ((\text{Min}(c1; 1,5c2r) + s1 + \text{Min}(c1e; 1,5c2r)) \cdot \text{Min}(h; 1,5c2r))$   $A_{v,y} = 2438$  cm<sup>2</sup>

$V_{cb,y} = 0,19 \cdot (f_{db})^{0,2} \cdot (f_{ck})^{0,5} \cdot (f_{ck})^{0,5} \cdot c2_r^{1,5}$

$l = \text{comp. embutido do chumb.} = \text{MIN}(h_e; 8 \cdot db)$

$V_{c,Rd} = (A_{v,y} / A_{vo,y}) \cdot \psi_6 \cdot \gamma \cdot V_{cb,y} / \gamma$   $V_{cb,y} = 147,3$  KN

$\gamma$ : cond. A  $\rightarrow 1,35$  Cond. Escolhida: 'B'  
 $\gamma$ : cond. B  $\rightarrow 1,45$  Escolhida: 1,35

**SIT-5) Resist. à ruptura na dir. "Y" por força na direção "X":**

Obs.5: Caso  $c1$  e  $c1e < 1,5c2_{min}$  e  $h < 1,5c2_{min} \rightarrow$  tomar  $c2_{min} = h/1,5$

Verif. obs.5: FALSO  $\rightarrow c2_{min} = 175$  mm

$A_{vo,y} = 4,5 \cdot c2_{min}^2$   $A_{vo,y} = 1378$  cm<sup>2</sup>

$A_{v,y} = \text{Min}(1,5 \cdot c2_{min} \cdot (\text{Min}(c1; 1,5 \cdot c2_{min}) + s1 + \text{Min}(c1e; 1,5 \cdot c2_{min})); 2 \cdot A_{vo})$   
 $A_{v,y} = 1313$  cm<sup>2</sup>

$V_{cb,y} = 2 \cdot 0,19 \cdot (f_{db})^{0,2} \cdot (f_{ck})^{0,5} \cdot (f_{ck})^{0,5} \cdot c2_{min}^{1,5}$

$V_{c,Rd} = (A_{v,y} / A_{vo,y}) \cdot \psi_6 \cdot \gamma \cdot V_{cb,y} / \gamma$

$\gamma$ : cond. A  $\rightarrow 1,35$  Cond. Escolhida: 'A'  
 $\gamma$ : cond. B  $\rightarrow 1,45$  Escolhida: 1,35

$V_{cb,y} = 116,4$  KN


**SIT. 2** 

Figura 7

$V_{c,Rd} = 63,3$  KN

$Sd/Rd = 0,47$


**SIT.3** 

Figura 8

$V_{c,Rd} = 51,7$  KN

$Sd/Rd = 0,58$


**SIT.4** 

Figura 9

$V_{c,Rd} = 243,1$  KN

$Sd/Rd = 0,12$

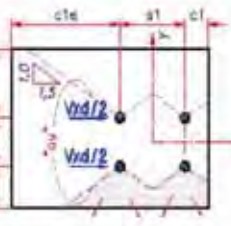
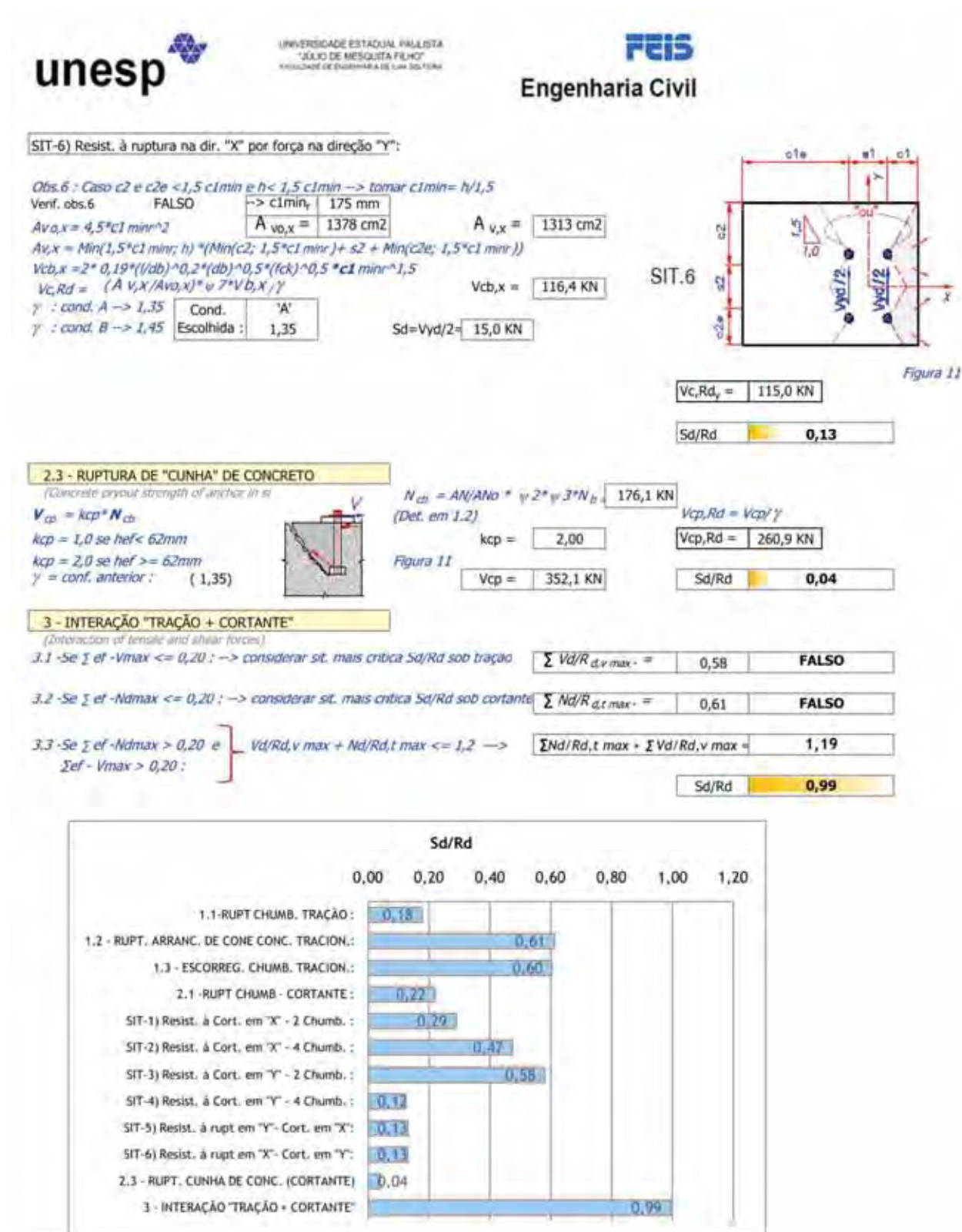
**SIT.5** 

Figura 10

$V_{c,Rd} = 115,0$  KN

$Sd/Rd = 0,13$

Figura 81-d – Planilha de dimensionamento de 4 chumbadores com gancho (parte 4/4)



Fonte : Produção do próprio autor

g ) Chumbadores quádruplos com cabeça – ancorados por transpasse – vide figuras 82-a a 82-f

Figura 82-a – Planilha de dimensionamento de 4 chumbadores com cabeça – ancoragem por transpasse (parte 1/6)

4 CHUMBADORES (COM CABEÇA) -ANC. POR TRANSPASSE (Conf. ACI 318 - APÊNDICE D)					
PROJ. Nº:	CONEX-1-R0	CONEXÃO:	4 CHUMB_CABEÇA+TRANSP.	DATA:	01/02/2011
				RESP.:	S.L.V.
ENTRADAS:					
Chumbador		Geometria			
<b>f<sub>yb</sub></b> (Mpa)	250	<b>c1</b> (mm)	175	<b>a1</b> (mm)	50
<b>f<sub>ub</sub></b> (Mpa)	400	<b>c1e</b> (mm)	175	<b>b1</b> (mm)	50
<b>d<sub>b</sub></b> (mm)	25,4	<b>c2</b> (mm)	175	<b>g</b> (mm)	177 mm
<b>Estrut. Conc. Arm.</b>		<b>c2e</b> (mm)	175	gancho-Asl	NÃO
<b>f<sub>ck</sub></b> (MPa)	30	<b>s1</b> (mm)	150	Esforços	
Sit. de Aderência	BOA	<b>s2</b> (mm)	150	<b>N<sub>d</sub></b> (kN)	250,0
<b>φ</b> (mm)	19	<b>h</b> (mm)	1000	<b>V<sub>xd</sub></b> (kN)	30,0
nº/canto	2	<b>a</b> (mm)	500	<b>V<sub>yd</sub></b> (kN)	30,0
		<b>b</b> (mm)	500	<b>V<sub>d</sub></b> (kN)	42,4

*Nota: Válida p/ arm. com aço CA50*

Figura 2

Figura 3

Figura 1

Figura 4

**ESTADOS LIMITE A VERIFICAR**

**1 - DEVIDO À TRACÇÃO:**

**1.1-RUPтура DO CHUMBADOR**  
(anchor steel failure)

$$F_{Rd,t} = (A_{be} \cdot f_{ub} / \gamma_{az})$$

$$\gamma_{az} = 1,35$$

$$A_{be} = \alpha \cdot d_b^2 / 4$$

A b = 5,07 cm<sup>2</sup>  
Abe = 3,80 cm<sup>2</sup>

**F<sub>Rd,t</sub> = 112,6 kN**

**F<sub>Sd,t</sub> = 62,5 kN**

**EXTREMID. SUPERIOR:**

① C/ ROSCA

② ROSCA AFASTADA

③ SOLDADO

Selecione (1, 2 ou 3)  
**1**

**1.2 - ANCORAGEM POR TRANSPASSE C/ ARM. LONGIT.**

*(xxxxxxxxxxxxxxxxxxxx)*

$$A_{s,calc1} = \text{MAX}(N_d / (s/f_y = N_d * 1,15/50; A_{s,min})) = 10,0 \text{ cm}^2$$

$$A_{s,calc2} = 4 * F_{Rd,t} * s / f_y = 4 * F_{Rd,t} * 1,15/50 = 10,4 \text{ cm}^2$$

**A<sub>s,ef</sub> = 22,7 cm<sup>2</sup>**

**A<sub>s,ef</sub> > A<sub>s,calc1</sub> e A<sub>s,ef</sub> > A<sub>s,calc2</sub>: OK, MODO DE RUPTURA DÚCTIL**

$\alpha_1$ : Se  $\phi$  e com gancho  $\rightarrow 0,7$ ; senão = 1,0

**A<sub>s,min</sub> = 0,4% Ac = 10,0 cm<sup>2</sup> | **l<sub>b,min</sub> >= 0,30 \* l<sub>b</sub>****

(item 17.3.5.3.1 - NBR 6118/2003)..... 10 \* φ

(item 12.2.1 - ACI 318-02)..... 300mm

**A<sub>s,ef</sub> >= A<sub>s,calc</sub>: OK**

**A<sub>s,max</sub> = 4% Ac = 100,0 cm<sup>2</sup> | **A<sub>s,ef</sub> < A<sub>s,max</sub>: OK****

$g <= 0,5 \cdot h_{ef} \rightarrow g = 177 \text{ mm}$

$g/h_{ef} = 0,39$

OK

**fc<sub>tm</sub> = 0,3 f<sub>ck</sub><sup>2/3</sup> = 2,9 MPa**

**f<sub>ct,inf</sub> = 0,7 f<sub>ctm</sub> = f<sub>ctd</sub> = 2,0 MPa**

**f<sub>bd</sub> = n1.n2.n3.f<sub>ctd</sub> = 4,6 MPa**

$n1 = 2,25$      $n2 = 1,00$      $n3 = 1,00$

**l<sub>b</sub> = φ \* f<sub>yd</sub> / (4.f<sub>bd</sub>) = 453 mm**

**l<sub>b,nec1</sub> = α<sub>1</sub> · (A<sub>s,calc1</sub> / A<sub>s,ef</sub>) · l<sub>b</sub>**

**l<sub>b,nec1</sub> = 200 mm**

**l<sub>b,nec2</sub> = α<sub>1</sub> · (A<sub>s,calc2</sub> / A<sub>s,ef</sub>) · l<sub>b</sub>**

**l<sub>b,nec2</sub> = 207 mm**

**l<sub>b,nec</sub> = MAX(l<sub>b,nec1</sub>; l<sub>b,nec2</sub>; l<sub>b,min</sub>)**

**l<sub>b,nec</sub> = 300 mm**

**h<sub>ef</sub> = g / 1,5 + l<sub>b,nec</sub> + 40**

**h<sub>ef</sub> = 458 mm**


**h<sub>ef,adot.</sub> = 500 mm**

**S<sub>d</sub>/R<sub>d</sub> = 0,56**


➔

**S<sub>d</sub>/R<sub>d</sub> = 0,58**

Figura 82-b – Planilha de dimensionamento de 4 chumbadores com cabeça – ancoragem por transpasse (parte 2/6)



UNIVERSIDADE ESTADUAL PAULISTA  
"ÁLDO DE MEDEIROS FERREZ"  
FACULDADE DE ENGENHARIA DE LIMEIRA



Engenharia Civil

---

### 1.3 - ESCORREGAMENTO DO CHUMBADOR

(Steel yield strength)

$\psi_3$ : A - Chumb. em região fissurada sob serviço: 1,00  
B - Chumb. em região não fissurada sob serviço: 1,25

$\psi_3 = 1,25$

$\psi_4$ : A - Chumb. em região fissurada sob serviço: 1,00  
B - Chumb. em região não fissurada sob serviço: 1,40

$\psi_4 = 1,40$

Seleção (A ou B)  
**B**

Seleção Porca tipo: **PESADA**

$\gamma = 1,40$

Abrg = 9,68 cm<sup>2</sup>

$Sd/Rd = (Nd/4) / N_{p,Rd}$

$N_p = Abrg \cdot \psi \cdot f_{ck}$   
 $N_p = 232,3$  KN  
 $N_{pm} = \psi \cdot 4 \cdot \psi_p$   
 $N_{pm} = 325,2$  KN  
 $N_{p,Rd} = N_{pm} / \gamma$   
 $N_{p,Rd} = 224,3$  KN

**Sd/Rd = 0,28**

---

### 1.4 - RUPTURA LATERAL DO CONCRETO

(Concrete side-face breakout strength)

$c1_{min} = \text{MIN}(c1; c1e) = 175$  mm  
 $c1_{max} = \text{MAX}(c1; c1e) = 175$  mm

$c2_{min} = \text{MIN}(c2; c2e) = 175$  mm  
 $c2_{max} = \text{MAX}(c2; c2e) = 175$  mm

Verificação 1: Se  $c_{min} < 0,40 \cdot hef$  -> Aplica-se este estado limite:  $c_{min} = 175 < 0,40 \cdot hef = 183,140$  VERDADEIRO  
Se aplicável:  $N_{sb} = 4,3 \cdot c1 \cdot (Abrg)^{0,5} \cdot f_{ck} \cdot 0,5 \cdot (1 + s/bcd)$   $\gamma = 1,45$

Verificação 2: Influência das bordas próximas

2.1 - Borda  $\perp$  a  $c1$ :  $N_{sb_{g1}} = 463,4$  KN  
2.2 - Borda  $\perp$  a  $c2$ :  $N_{sb_{g2}} = 463,4$  KN  
2.3 - Borda  $\perp$  a  $c1e$ :  $N_{sb_{g3}} = 463,4$  KN  
2.4 - Borda  $\perp$  a  $c2e$ :  $N_{sb_{g4}} = 463,4$  KN  
 $N_{sb_{gmin}} = 463,4$  KN

Seleção  $c_{min}$   
 $c_{min} = 175$  mm  
 $c_{min} = 175$  mm

$hef = 183$  mm  
 $C_{min} = 175$  mm

$N_{sb,Rd} = 319,6$  KN

Indicar se usará  $A_t, sfb$ : **NÃO**

**NÃO SERÁ UTILIZADO  $A_t, sfb$**

**Sd/Rd = 0,39**

( $A_t, sfb = 0,25A_b \cdot I_{chumb}$ )

---

### 2 - DEVIDO À CORTANTE

#### 2.1 - RUPTURA DO CHUMBADOR


(Steel strength of anchor in shear)

Extrem. sup. conf. fig. 5:  
Tipo 1:  $F_{Rd,vt} = 0,4 \cdot A_b \cdot f_{yk} / \gamma_{a2}$   
Tipos 2 e 3:  $F_{Rd,vt} = 0,5 \cdot A_b \cdot f_{yk} / \gamma_{a2}$   
 $\gamma_{a2} = 1,35$   
 $F_{Rd,vt} = 60,1$  KN

Fig. 5 - Tipo escolhido: 1

Seleção (4 ou 5)  
**4**

FACE SUP. DE APOIO



Face sup. tipo 4:  $F_{Rd} = 0,80 \cdot F_{Rd,vt}$   
Face sup. tipo 5:  $F_{Rd} = F_{Rd,vt}$

**$F_{Rd,v} = 48,0$  KN**

**Sd/Rd = 0,22**

---

### 2.2 - RUPTURA DE CONE DE CONCRETO PRÓX. BORDA

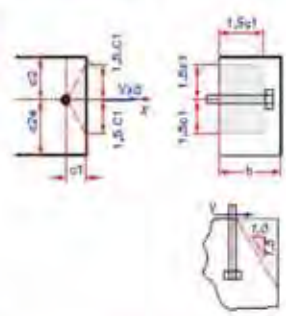
(Concrete breakout strength of anchor in shear)

Sit. 1: Região não fissurada em serviço:  $\psi_7 = 1,4$   
Sit. 2: Região fissurada em serviço com armadura suplement.  $\phi \geq 12,5$  entre chumb. e a borda:  $\psi_7 = 1,2$   
Sit. 3: Região fissurada em serv. sem armadura suplement. ou que esta seja com  $\phi < 12,5$ mm:  $\psi_7 = 1,0$   
Sit. 4: Região fissurada em serv. com armadura suplement.  $\phi \geq 12,5$ mm e estribos espa.  $\leq 10$ cm:  $\psi_7 = 1,4$

Seleção **4**

$\psi_7 = 1,40$

Nota: Verificação alternativa - Caso se opte pelo emprego de armadura (itens 2.3 e 2.4: modelo "diela-tirante"), desprezar este item



---

#### SIT-1) Resist. à força na direção "X" - 2 Chumb. :

Obs.1: Caso  $c2$  e  $c2e$  sejam  $< 1,5 \cdot c1$  e  $h < 1,5 \cdot c1$  -> tomar  $c1 = h/1,5$

Verif. obs.1: **FALSO** ->  $c1_r = 175$  mm


Se  $c2_{min} \geq 1,5 \cdot c1_r$  ->  $\psi_6 = 1,0$   
Senão:  $\psi_6 = 0,7 + 0,3 \cdot (c2_{min} / (1,5 \cdot c1_r))$   $\psi_6 = 0,90$

$A_{v,x} = 4,5 \cdot c1_r \cdot \psi_6$   $A_{v,x} = 1378$  cm<sup>2</sup>  
 $A_{v,x} = (\text{MIN}(c2; 1,5 \cdot c1_r) + \text{MIN}(c2e; 1,5 \cdot c1_r) + s2) \cdot \text{MIN}(h; 1,5 \cdot c1_r)$   
 $A_{v,x} = 1313$  cm<sup>2</sup>


$V_{cb,x} = 0,19 \cdot (f_{yk})^{0,2} \cdot (d_b)^{1,5} \cdot (f_{ck})^{0,5} \cdot c1^{1,5}$   $V_{cb,x} = 58,2$  KN  
 $l = \text{comp. embutido do chumb.} = \text{MIN}(hef; 8 \cdot d_b)$   
 $V_{c,Rd} = (A_{v,x} / A_{v0,x}) \cdot \psi_6 \cdot \psi_7 \cdot V_{cb,x} / \gamma$

**Sd = Vxd/2 = 15,0 KN**

Figura 82-c – Planilha de dimensionamento de 4 chumbadores com cabeça – ancoragem por transpasse (parte 3/6)



UNIVERSIDADE ESTADUAL PAULISTA  
"JÚLIO DE MESQUITA FILHO"  
INSTITUTO DE ENGENHARIA DE SÃO CARLOS



Engenharia Civil

**CONDIÇÕES:**

A : Há malha de armadura cruzando a região do cone ( $\gamma = 1,35$ )	Selecione (A ou B)
B : Não há armadura cruzando a região do cone ( $\gamma = 1,45$ )	A

$\gamma$  : cond. A  $\rightarrow 1,35$     Cond.    'A'

$\gamma$  : cond. B  $\rightarrow 1,45$     Escolhida : 1,35

$V_c R_{d,x} = 51,7 \text{ kN}$	
$S_d/R_d = 0,29$	

**SIT-2) Resist. à força na direção "X" - 4 Chumb. :**

Obs.2: Caso  $c2$  e  $c2e$  sejam  $< 1,5(c1+s2)$  e  $h < 1,5(c1+s2) \rightarrow$  tomar  $c2_{tr} = h/2,5$ ; arred.  $c2_{tr} = c2+s2$

Verif. obs.2: FALSO  $\rightarrow c2_{tr} = 325 \text{ mm}$

$\Psi_6$ : Se $c2_{tr} \geq 1,5c1_{tr} \rightarrow \psi_6 = 1,0$ Senão: $\psi_6 = 0,7 + 0,3*(c2_{tr}/(1,5*c1_{tr}))$	$\Psi_6 = 0,81$
---	-----------------

$A_{v0,x} = 4,5*c1_{tr}^2 \rightarrow A_{v0,x} = 4753 \text{ cm}^2$

$A_{v,x} = ((\text{Min}(c2; 1,5c1_{tr})) + \text{Min}(c2e; 1,5c1_{tr})) * s2 * \text{Min}(h; 1,5c1_{tr})$   
 $A_{v,x} = 2438 \text{ cm}^2$

$V_{cb,x} = 0,19*(V_{db})^{0,2}*(d_b)^{0,5}*(f_{ck})^{0,5}*c2^2*1,5$      $V_{cb,x} = 147,3 \text{ kN}$

$l = \text{comp. embutido do chumb.} = \text{MIN}(h_{ef}; 8*d_b)$

$V_c R_{d,x} = (A_{v,x}/A_{v0,x})^{\psi_6} * \psi_7^2 * V_{d,x} / \gamma$

$\gamma$  : cond. A  $\rightarrow 1,35$     Cond.    'A'

$\gamma$  : cond. B  $\rightarrow 1,45$     Escolhida : 1,35

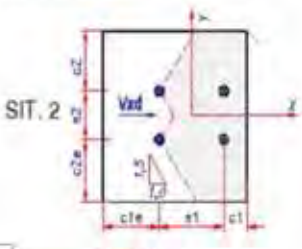


Figura 10

$V_c R_{d,x} = 63,3 \text{ kN}$	
$S_d/R_d = 0,47$	

**SIT-3) Resist. à força na direção "Y" - 2 Chumb. :**

Obs.3: Caso  $c1$  e  $c1e$  sejam  $< 1,5c2$  e  $h < 1,5c2 \rightarrow$  tomar  $c2_{tr} = h/2,5$

Verif. obs.3: FALSO  $\rightarrow c2_{tr} = 175 \text{ mm}$

$\Psi_6$ : Se $c1_{tr} \geq 1,5c2_{tr} \rightarrow \psi_6 = 1,0$ Senão: $\psi_6 = 0,7 + 0,3*(c1_{tr}/(1,5*c2_{tr}))$	$\Psi_6 = 0,90$
---	-----------------

$A_{v0,y} = 4,5*c2_{tr}^2 \rightarrow A_{v0,y} = 1378 \text{ cm}^2$

$A_{v,y} = ((\text{Min}(c1; 1,5c2_{tr}) + s1 + \text{Min}(c1e; 1,5c2_{tr})) * \text{Min}(h; 1,5c2_{tr}))$   
 $A_{v,y} = 1313 \text{ cm}^2$

$V_{cb,y} = 0,19*(V_{db})^{0,2}*(d_b)^{0,5}*(f_{ck})^{0,5}*c2^2*1,5$      $V_{cb,y} = 58,2 \text{ kN}$

$l = \text{comp. embutido do chumb.} = \text{MIN}(h_{ef}; 8*d_b)$

$V_c R_{d,y} = (A_{v,y}/A_{v0,y})^{\psi_6} * \psi_7^2 * V_{d,y} / \gamma$

$\gamma$  : cond. A  $\rightarrow 1,35$     Cond.    'A'

$\gamma$  : cond. B  $\rightarrow 1,45$     Escolhida : 1,35




Figura 11

$V_c R_{d,y} = 51,7 \text{ kN}$	
$S_d/R_d = 0,29$	

**SIT-4) Resist. à força na direção "Y" - 4 Chumb. :**

Obs.4: Caso  $c1$  e  $c1e$  sejam  $< 1,5(c2+s2)$  e  $h < 1,5(c2+s2) \rightarrow$  tomar  $c2_{tr} = h/2,5$

Verif. obs.4: FALSO  $\rightarrow c2_{tr} = 325 \text{ mm}$

$\Psi_6$ : Se $c1_{tr} \geq 1,5c2_{tr} \rightarrow \psi_6 = 1,0$ Senão: $\psi_6 = 0,7 + 0,3*(c1_{tr}/(1,5*c2_{tr}))$	$\Psi_6 = 0,90$
---	-----------------

$A_{v0,y} = 4,5*c2_{tr}^2 \rightarrow A_{v0,y} = 1378 \text{ cm}^2$

$A_{v,y} = ((\text{Min}(c1; 1,5c2_{tr}) + s1 + \text{Min}(c1e; 1,5c2_{tr})) * \text{Min}(h; 1,5c2_{tr}))$   
 $A_{v,y} = 2438 \text{ cm}^2$

$V_{cb,y} = 0,19*(V_{db})^{0,2}*(d_b)^{0,5}*(f_{ck})^{0,5}*c2^2*1,5$      $V_{cb,y} = 147,3 \text{ kN}$

$l = \text{comp. embutido do chumb.} = \text{MIN}(h_{ef}; 8*d_b)$

$V_c R_{d,y} = (A_{v,y}/A_{v0,y})^{\psi_6} * \psi_7^2 * V_{d,y} / \gamma$

$\gamma$  : cond. A  $\rightarrow 1,35$     Cond.    'A'

$\gamma$  : cond. B  $\rightarrow 1,45$     Escolhida : 1,35




Figura 12

$V_c R_{d,y} = 243,1 \text{ kN}$	
$S_d/R_d = 0,12$	

**SIT-5) Resist. à ruptura na dir. "Y" por força na direção "X":**

Obs.5: Caso  $c1$  e  $c1e$  sejam  $< 1,5c2_{min}$  e  $h < 1,5c2_{min} \rightarrow$  tomar  $c2_{min} = h/2,5$

Verif. obs.5: FALSO  $\rightarrow c2_{min} = 175 \text{ mm}$

$A_{v0,y} = 4,5*c2_{min}^2 \rightarrow A_{v0,y} = 1378 \text{ cm}^2$

$A_{v,y} = \text{Min}(1,5*c2_{min} + (\text{Min}(c1; 1,5*c2_{min}) + s1 + \text{Min}(c1e; 1,5*c2_{min}))); 2*A_{v0}}$   
 $A_{v,y} = 1313 \text{ cm}^2$

$V_{cb,y} = 2*0,19*(V_{db})^{0,2}*(d_b)^{0,5}*(f_{ck})^{0,5}*c2_{min}^2*1,5$

$V_c R_{d,x} = (A_{v,y}/A_{v0,y})^{\psi_6} * \psi_7^2 * V_{d,x} / \gamma$

$\gamma$  : cond. A  $\rightarrow 1,35$     Cond.    'A'

$\gamma$  : cond. B  $\rightarrow 1,45$     Escolhida : 1,35


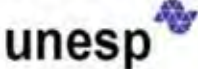



Figura 13

$V_c R_{d,x} = 115,0 \text{ kN}$	
$S_d/R_d = 0,13$	

Figura 82-d – Planilha de dimensionamento de 4 chumbadores com cabeça – ancoragem por transpasse (parte 4/6)



UNIVERSIDADE ESTADUAL PAULISTA  
"JOSÉ DE MENEGUZZI F.ROS."  
FACULDADE DE ENGENHARIA DE LIMEIRA



Engenharia Civil

**SIT-6) Resist. à ruptura na dir. "X" por força na direção "Y":**

Obs.6 : Caso  $c2$  e  $c2e < 1,5 \cdot c1min$  e  $h < 1,5 \cdot c1min \rightarrow$  tomar  $c1min = h/1,5$   
 Verif. obs.6 : FALSO  $\rightarrow c1min = 175 \text{ mm}$

$A_{vo,x} = 4,5 \cdot c1 \cdot min^2$	$A_{vo,x} = 1378 \text{ cm}^2$	$A_{v,x} = 1313 \text{ cm}^2$
$A_{v,x} = \min(1,5 \cdot c1 \cdot min; h) \cdot (\min(c2; 1,5 \cdot c1 \cdot min) + s2 + \min(c2e; 1,5 \cdot c1 \cdot min))$		
$Vcb,x = 2 \cdot 0,19 \cdot (f_{td})^{0,2} \cdot (db)^{0,5} \cdot (f_{ck})^{0,5} \cdot c1 \cdot min^{1,5}$	$Vcb,x = 116,4 \text{ kN}$	
$Vc,Rd = (A_{v,x} / A_{vo,x})^{0,7} \cdot \gamma \cdot Vcb,x$		
$\gamma$ : cond. A $\rightarrow 1,25$	Cond. 'A'	
$\gamma$ : cond. B $\rightarrow 1,45$	Escolhida : 1,35	
	$Sd = Vyd/2 = 15,0 \text{ kN}$	




Figura 14

$Vc,Rd_y = 115,0 \text{ kN}$
$Sd/Rd = 0,13$

**2.3 -BIELAS DE CONCRETO (\*)**

\* Alternativa à consideração de resist. à cortante somente pelo concreto conf. verificado em 2.2

a) Verificação dos ângulos biela-tirante:

$tg_{xe} = (c1-a1)/(c2e-b1) = 1,00$	$xd = 45,00^\circ$	OK
$tg_{xf} = (c1-a1)/(s2/2) = 1,67$	$xf = 59,04^\circ$	OK
$tg_{xd} = (c1-a1)/(c2-b1) = 1,00$	$xd = 45,00^\circ$	OK
$tg_{ye} = (c2-b1)/(c1e-a1) = 1,00$	$ye = 45,00^\circ$	OK
$tg_{yf} = (c2-b1)/(s1/2) = 1,67$	$yf = 59,04^\circ$	OK
$tg_{yd} = (c2-b1)/(c1-a1) = 1,00$	$yd = 45,00^\circ$	OK

NOTA : O modelo só se aplica para ângulos entre  $25^\circ$  e  $65^\circ$  - a menos que seja de uma biela inativa (com esforço nulo)

b) Forças de cálculo nos estribos :

$Th1 = Vyd/2 \cdot Th2 = 5,6 \text{ kN}$	$Tv1 = T3/tg_{xd} = 5,6 \text{ kN}$
$Th2 = Vyd/2 \cdot (1/(1+tg_{xd}/tg_{xf})) = 9,4 \text{ kN}$	$Tv2 = T8/tg_{xe} = 5,6 \text{ kN}$
$Th3 = Vyd/2 \cdot Th4 = 9,4 \text{ kN}$	$Tv3 = Vyd/2 - Tv2 = 5,6 \text{ kN}$
$Th4 = Vyd/2 \cdot (1/(1+tg_{xf}/tg_{xe})) = 5,6 \text{ kN}$	$Tv4 = Vyd/2 \cdot (1/(1+(tg_{yf}/tg_{yd}))) = 9,4 \text{ kN}$
$Th5 = Tv3/tg_{ye} = 5,6 \text{ kN}$	$Tv5 = Vyd/2 - Tv4 = 9,4 \text{ kN}$
$Th6 = Tv5/tg_{yd} = 5,6 \text{ kN}$	$Tv6 = Vyd/2 \cdot (1/(1+(tg_{yf}/tg_{yd}))) = 5,6 \text{ kN}$

TRAÇÃO MÁX. - ESTRIBOS = MAX(Th1+Th5; Th1+Th6; Th2; Th5; Th4; Tv3; Tv4; Tv5; Tv1+Tv6; Tv2+Tv6)

$Tmax = 11,3 \text{ kN}$
--------------------------

c) Forças de cálculo nas bielas de concreto :

$C1 = (Th6^2 + Tv6^2)^{0,5} + (Th1^2 + Tv1^2)^{0,5} = 15,9 \text{ kN}$	$L_{biela} = 155 \text{ mm}$
$C2 = (Th2^2 + Tv1^2)^{0,5} = 10,9 \text{ kN}$	$L_{biela} = 124 \text{ mm}$
$C3 = (Th3^2 + Tv2^2)^{0,5} = 10,9 \text{ kN}$	$L_{biela} = 124 \text{ mm}$
$C4 = (Th4^2 + Tv2^2)^{0,5} = 8,0 \text{ kN}$	$L_{biela} = 155 \text{ mm}$
$C5 = (Th5^2 + Tv3^2)^{0,5} = 8,0 \text{ kN}$	$L_{biela} = 155 \text{ mm}$
$C6 = (Th5^2 + Tv4^2)^{0,5} = 10,9 \text{ kN}$	$L_{biela} = 124 \text{ mm}$
$C7 = (Th6^2 + Tv5^2)^{0,5} = 10,9 \text{ kN}$	$L_{biela} = 124 \text{ mm}$

ESFORÇO MÁXIMO DE COMPRESSÃO NAS BIELAS : MAX (C1;C7) =  $Cmax = 15,9 \text{ kN}$   $L_{biela} = 124 \text{ mm}$

**2.3.1 -Verif. do contato - biela de concreto X chumbador :**

$\sigma_g Rd/y = Fc_{brg}/A_{brg} \rightarrow \sigma_g Rd = Fc_{brg} \cdot \gamma / A_{brg}$   $f_{cu} \geq \sigma_g Rd \rightarrow f_{cu} \geq Fc_{brg} \cdot \gamma / A_{brg}$

Força de contato máx. =  $Fc_{brg, chumb} = \max(Vxd/2; Vyd/2; ((Vxd/2)^2 + (Vyd/2)^2)^{0,5})$   $\gamma = 1,35$   $A_{brg, chumb} = (8db) \cdot db = 52 \text{ cm}^2$

Tensão de compressão máx. no concreto :  $f_{cu} = 0,85 \cdot f_{ck} = 5,5 \text{ MPa}$   $< f_{cu} = 25,5 \text{ MPa} : \text{OK}$

Tensão máx. conc. X chumb. =  $1,35 \cdot Fc_{brg}/A_{brg, chumb} = 5,5 \text{ MPa}$   $< f_{cu} = 25,5 \text{ MPa} : \text{OK}$

$Sd/Rd = 0,22$
----------------

**2.3.2 -Verif. do contato - biela de concreto X arm. longit. :**

$Fc_{brg, Asl}$	C. biela	L. biela	Força de contato máx. = $Fc_{brg, Asl} = \max(Cmax; Th2+Th3; Tv4+Tv5)$	$Fc_{brg, Asl} = 18,8 \text{ kN}$
$Th2+Th3 = 18,8 \text{ kN}$	18,8 kN	124 mm	$L_{biela} = 124 \text{ mm}$	
$Tv4+Tv5 = 18,8 \text{ kN}$	18,8 kN	124 mm	$A_{brg, Asl} = (8db + 1,5 \cdot L_{biela} \cdot c_{obr, conc}) \cdot db$	$A_{brg, Asl} = 66 \text{ cm}^2$
$Cmax = 15,9 \text{ kN}$	15,9 kN	124 mm		

Tensão máx. conc. X Asl =  $1,35 \cdot Fc_{brg}/A_{brg, Asl}$  Longit.  $4,3 \text{ MPa}$   $< f_{cu} = 25,5 \text{ MPa} : \text{OK}$

(Item limitação de 2.3.1)

$Sd/Rd = 0,17$
----------------

Figura 82-e – Planilha de dimensionamento de 4 chumbadores com cabeça – ancoragem por transpasse (parte 5/6)

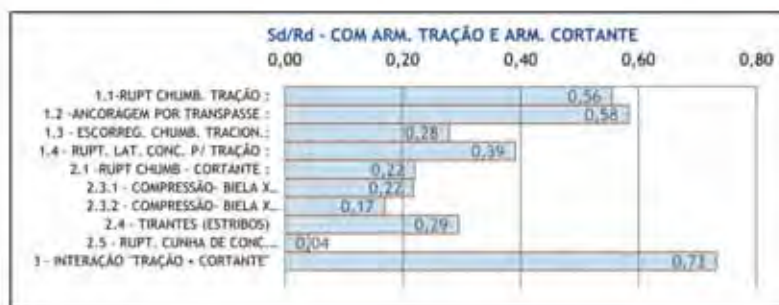
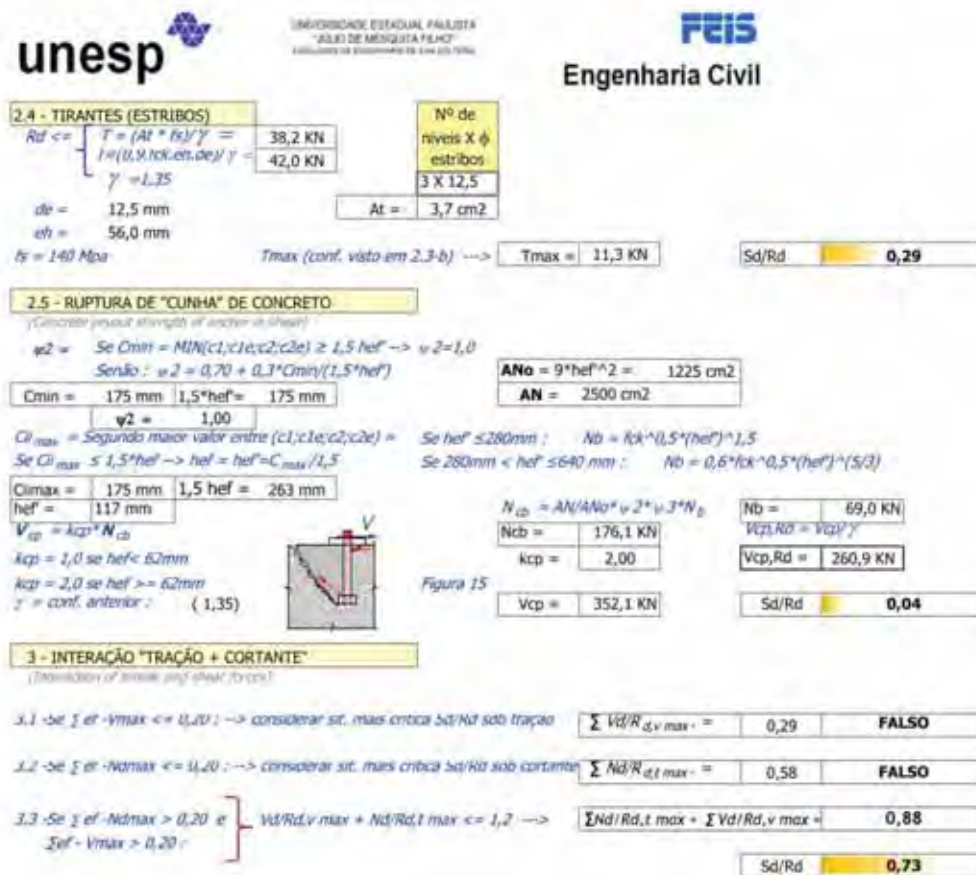


Figura 82-f – Planilha de dimensionamento de 4 chumbadores com cabeça – ancoragem por transpasse (parte 6/6)

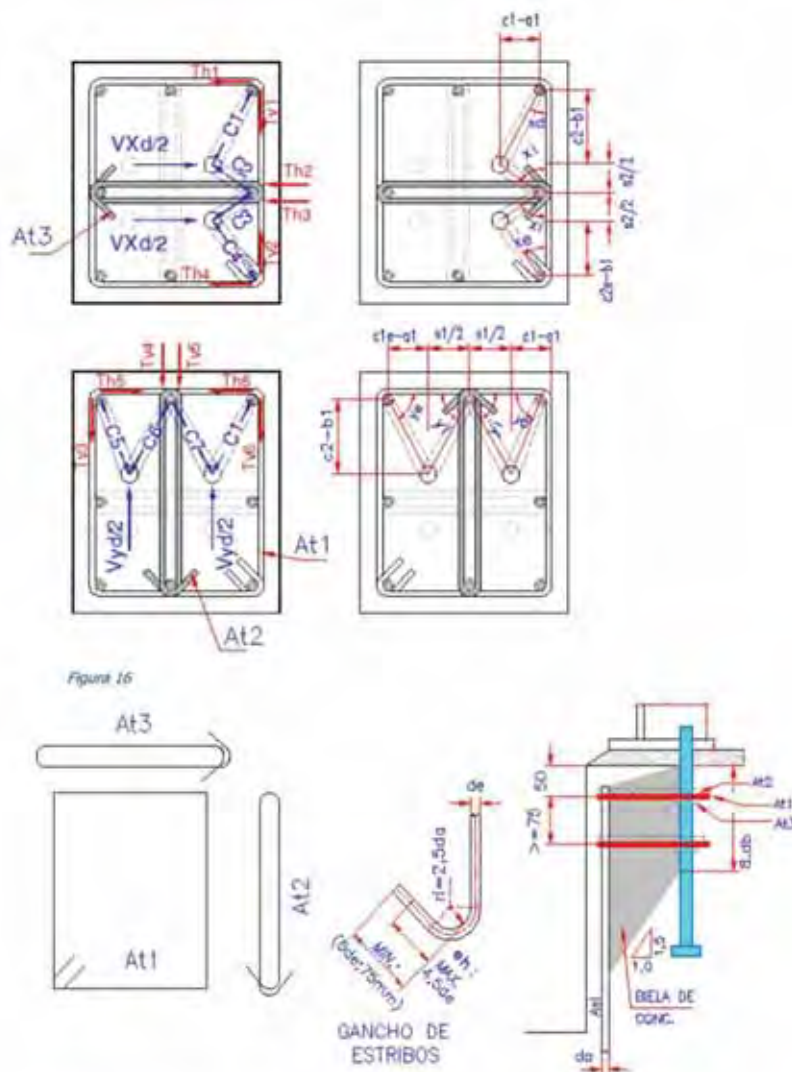


Figura 16

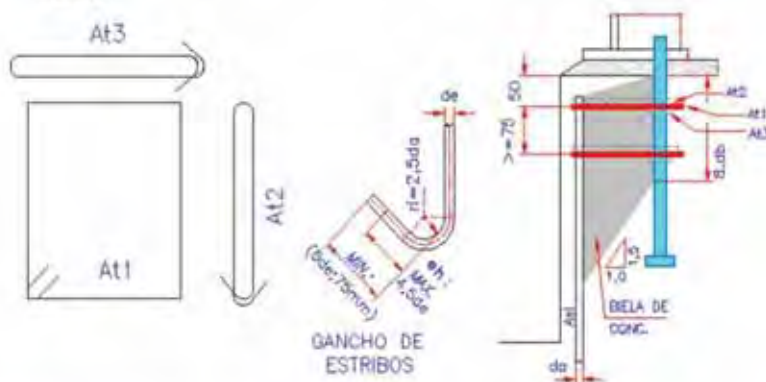


Figura 17

**OBSERVAÇÕES:**

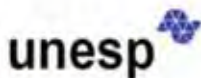
1 - Inverter a posição dos ganchos dos estribos da segunda camada em relação à da primeira. Embora, nesta planilha, não tenha sido levado em conta, a resistência dos estribos é maior quando a carga aplicada pelas bielas não incide em região com gancho (vide nota 18)

2 - Mesmo que a resistência à cortante do concreto seja suficiente independente de armadura transversal, empregar, no mínimo At1 = 2 camadas  $\phi = 12,5$  ou 3 camadas  $\phi = 10$  (nos últimos 125mm do pilar) - conf. item 7.10.5.6 - ACI 318-08.


Fonte : Produção do próprio autor

h ) Chumbadores quádruplos com gancho – ancorados por transpasse – vide figuras 83-a a 83-f

Figura 83-a – Planilha de dimensionamento de 4 chumbadores com gancho – ancoragem por transpasse (parte 1/6)



UNIVERSIDADE ESTADUAL PAULISTA  
"JULIO DE MESQUITA FILHO"  
FACULDADE DE ENGENHARIA DE LIMEIRA



Engenharia Civil

4 CHUMBADORES (COM GANCHO) - ANC. POR TRANSPASSE (Conf. ACI 318 - APÊNDICE D)							
PROJ. Nº :	CONEX-1-R0	CONEXÃO	4 CHUMB. GANCHO+TRANSP.	DATA :	01/02/2011	RESP.:	S.L.V.
ENTRADAS :							
Chumbador		Geometria					
$f_yb$ (Mpa)	250	$c1$ (mm)	175	$a1$ (mm)	50		
$f_{ub}$ (Mpa)	400	$c1e$ (mm)	175	$b1$ (mm)	50		
$d_b$ (mm)	25,4	$c2$ (mm)	175	$g$ (mm)	177 mm		
$e_h$ (mm)	100	$c2e$ (mm)	175	gancho-Asi	NÃO		
Estrut. Conc. Arm.		Esforços					
$f_{ck}$ (MPa)	30	$s2$ (mm)	150	$N_d$ (kN)	250,0		
Aderência	BOA	$h$ (mm)	1000	$V_{xd}$ (kN)	30,0		
$\phi$ (mm)	19	$a$ (mm)	500	$V_{yd}$ (kN)	30,0		
$n_{\phi}$ /canto	2	$b$ (mm)	500	$V_d$ (kN)	42,4		

Nota : Válida p/ arm. com aço CA50

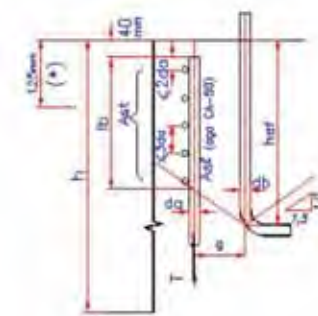


Figura 2




Figura 3




Figura 4

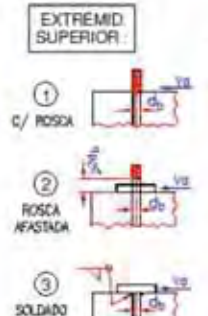


Figura 5

**ESTADOS LIMITES A VERIFICAR**

**1 - DEVIDO À TRAÇÃO :**

**1.1-RUPTURA DO CHUMBADOR**  
(anchorage steel failure)

$$F_{Rd,t} = (A_{se} \cdot f_{yk} / \gamma_{as})$$

$$\gamma_{as} = 1,35$$

$$A_{se} = z \cdot d_b^2 / 4$$

$A_b = 5,07 \text{ cm}^2$   
 $A_{be} = 3,80 \text{ cm}^2$

**$F_{Rd,t} = 112,6 \text{ KN}$**

**$F_{Sd,t} = 62,5 \text{ KN}$**

**1.2 - ANCORAGEM POR TRANSPASSE C/ ARM. LONGIT.**  
(XXXXXXXXXXXXXX)

$$A_{s,calc1} = \text{MAX}(n_1 \cdot s / \gamma_s; n_1 \cdot 1,15 / 50; A_{s,min}) \quad 10,0 \text{ cm}^2$$

$$A_{s,calc2} = 4 \cdot F_{Rd,t} \cdot \gamma_s / f_{yk} = 4 \cdot F_{Rd,t} \cdot 1,15 / 50 \quad 10,4 \text{ cm}^2$$

$A_{s,ef} = 22,7 \text{ cm}^2$

$A_{s,ef} > A_{s,calc1}$  e  $A_{s,ef} > A_{s,calc2}$   
: OK, MODO DE RUPTURA DÚCTIL

$\alpha_1 = 5\phi$  e com gancho  $\rightarrow 0,7$ ; senão = 1,0

$$A_{s,min} = 0,4\% \cdot A_c = 10,0 \text{ cm}^2 \quad l_{b,min} >= 10 \cdot d_b$$

(Item 17.3.5.3.1 - NBR 6118/2003)

(Item 12.2.1 - ACI 318-02)

$A_{s,ef} > A_{s,calc}$  : OK

$$A_{c,max} = 4 \cdot l_b \cdot A_c = 100,0 \text{ cm}^2 \quad A_{s,ef} < A_{c,max}$$
 : OK
$$g <= 0,5 \cdot h_{ef} \rightarrow g = 177 \text{ mm}$$

$g/h_{ef} = 0,39$  OK

**EXTREMID SUPERIOR :**

1 ROSCA

2 ROSCA AFASTADA

3 SOLDADO

Selecione  
(1, 2 ou 3)

1

**Sd/Rd = 0,56**

$f_{ctm} = 0,3 \cdot f_{ck}^{2/3} = 2,9 \text{ MPa}$

$f_{ctd,inf} = 0,7 \cdot f_{ctm} = f_{ctd} = 2,0 \text{ MPa}$

$f_{bd} = n_1 \cdot n_2 \cdot n_3 \cdot f_{ctd} = 4,6 \text{ MPa}$

$n_1 = 2,25 \quad n_2 = 1,00 \quad n_3 = 1,00$

$l_b = \phi \cdot (1 + h_{ef} / (4 \cdot f_{bd})) \cdot 453 \text{ mm}$

$l_{b,nec1} = \alpha_1 \cdot (A_{s,calc1} / A_{s,ef}) \cdot l_b$

$l_{b,nec1} = 200 \text{ mm}$

$l_{b,nec2} = \alpha_1 \cdot (A_{s,calc2} / A_{s,ef}) \cdot l_b$

$l_{b,nec2} = 207 \text{ mm}$

$l_{b,nec} = \text{MAX}(l_{b,nec1}; l_{b,nec2}; l_{b,min})$

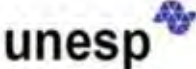
$l_{b,nec} = 300 \text{ mm}$

$h_{ef} = g / 1,5 + l_{b,nec} + 40$


$h_{ef} = 458 \text{ mm}$

**Sd/Rd = 0,67**

Figura 83b – Planilha de dimensionamento de 4 chumbadores com gancho – ancoragem por transpasse (parte 2/6)



UNIVERSIDADE ESTADUAL PAULISTA  
"JULIO DE MESQUITA FILHO"  
FACULDADE DE ENGENHARIA DE SÃO CARLOS



Engenharia Civil

---

**1.3 - ESCORREGAMENTO DO CHUMBADOR**  
*(Pull out strength)*

<p><math>\psi_3</math> : A - Chumb. em região fissurada sob serviço : 1,00 B - Chumb. em região não fissurada sob serviço : 1,25 <b><math>\psi_3 = 1,25</math></b></p>	<p>Selecione (A ou B) <b>B</b></p>	<p><math>N_p = 0,9 \cdot f_{ck} \cdot a_n \cdot d_b</math>  <math>N_{p0} = 68,6 \text{ KN}</math>  <math>N_{pn} = \psi_3 \cdot N_p</math>  <math>N_{pn} = 96,0 \text{ KN}</math>  <math>N_{p,Rd} = N_{pn} / \gamma</math>  <math>N_{p,Rd} = 66,2 \text{ KN}</math></p>
<p><math>\psi_4</math> : A - Chumb. em região fissurada sob serviço : 1,00 B - Chumb. em região não fissurada sob serviço : 1,40 <b><math>\psi_4 = 1,40</math></b></p>	<p>Selecione Porca tipo: <b>PESADA</b></p>	<p><math>Sd/Rd = (N_d/M) / N_{p,Rd}</math> <b>0,94</b></p>

$\gamma = 1,45$

---

**1.4 - RUPTURA LATERAL DO CONCRETO**  
*(Concrete side-face blowout strength)*

*Este não é um estado limite para chumbadores com extrem. inf. terminando em gancho*

$c_{min} = 175 \text{ mm}$	$c_{1min} = \text{MIN}(c_1; c_1e) = 175 \text{ mm}$	$c_{2min} = \text{MIN}(c_2; c_2e) = 175 \text{ mm}$
	$c_{1max} = \text{MAX}(c_1; c_1e) = 175 \text{ mm}$	$c_{2max} = \text{MAX}(c_2; c_2e) = 175 \text{ mm}$


---

**2 - DEVIDO À CORTANTE**

**2.1 - RUPTURA DO CHUMBADOR**  
*(Steel strength of anchor in shear)*

*Extrem. sup. conf. fig. 5 :*  
 Tipo 1 :  $F_{Rd,v1} = 0,4 \cdot A_b \cdot f_{yk} / \gamma_{a2}$   
 Tipos 2 e 3 :  $F_{Rd,v1} = 0,5 \cdot A_b \cdot f_{yk} / \gamma_{a2}$   
 $\gamma_{a2} = 1,35$   
 $F_{Rd,v1} = 60,1 \text{ KN}$

Fig. 5 - Tipo escolhido : 1



FACE SUP. DE APOIO

Selecione (4 ou 5)  
**4**

Face sup. tipo 4 :  
 $F_{Rd} = 0,80 \cdot F_{Rd,v1}$

Face sup. tipo 5 :  
 $F_{Rd} = F_{Rd,v1}$

**$F_{Rd,v} = 48,0 \text{ KN}$**

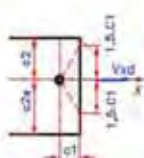
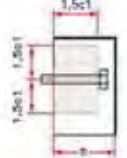
**$Sd/Rd = 0,22$**

---

**2.2 - RUPTURA DE CONE DE CONCRETO PRÓX. BORDA**  
*(Concrete breakout strength of anchor in shear)*

*Nota : Verificação apenas para efeito complementar; a presença de armadura (itens 2.3 e 2.4) conduz a outra modelo estrutural - biela-branta*

$\psi_7$ :	Sit. 1 :	Região não fissurada em serviço : $\psi_7 = 1,4$	Selecione <b>4</b>	<b><math>\psi_7 = 1,40</math></b>
	Sit. 2 :	Região fissurada em serviço com armadura superior, $\phi \geq 12,5$ entre chumb. e a borda : $\psi_7 = 1,2$		
	Sit. 3 :	Região fissurada em serv. sem armadura superior ou que esta seja com $\phi < 12,5 \text{ mm}$ : $\psi_7 = 1,0$		
	Sit. 4 :	Região fissurada em serv. com armadura superior, $\phi \geq 12,5 \text{ mm}$ e estribos esp. $\leq 10 \text{ cm}$ : $\psi_7 = 1,4$		

*Figura 8*

---

**SIT-1) Resist. à força na direção "X" - 2 Chumb. :**

*Obs.1 : Caso  $c_1$  e  $c_2$  sejam  $< 1,5c_1$  e  $h < 1,5c_1 \rightarrow$  tomar  $c_1 = h/1,5$*

Verif. obs.1    FALSO     $\rightarrow c_1 = 175 \text{ mm}$

Se  $c_2 \text{ min} \geq 1,5c_1$ ,  $\rightarrow \psi_8 = 1,0$

$\psi_8$  : Sendo :  $\psi_8 = 0,7 + 0,3 \cdot (c_2 \text{ min} / (1,5c_1))$      **$\psi_8 = 0,90$**

$A_{v,x} = 4,5 \cdot c_1 \cdot s_2$      **$A_{v,x} = 1378 \text{ cm}^2$**

$A_{v,x} = [( \text{Min}(c_2; 1,5c_1r) + \text{Min}(c_2e; 1,5c_1r) + s_2 ) \cdot \text{Min}(f_t; 1,5c_1r)]$


**$A_{v,x} = 1313 \text{ cm}^2$**

$V_{cb,x} = (0,19 \cdot (f_{ck})^{0,2} \cdot (f_{yk})^{0,5} \cdot (f_{yk})^{0,5} \cdot c_1^{1,5})$      **$V_{cb,x} = 58,2 \text{ KN}$**

$l = \text{comp. embudo do chumb.} = \text{MIN}(h_{ef}; 8 \cdot d_b)$

$V_{c,Rd} = (A_{v,x} / A_{v0,x}) \cdot \psi_8 \cdot \psi_7 \cdot V_{cb,x} / \gamma$


**$Sd = V_{cd} / 2 = 15,0 \text{ KN}$**




**SIT.1**

*Figura 9*

Figura 83-c – Planilha de dimensionamento de 4 chumbadores com gancho – ancoragem por transpasse (parte 3/6)



UNIVERSIDADE ESTADUAL PAULISTA  
"ÁZUL DE CASCAVEL"  
FACULDADE DE ENGENHARIA DE LIMEIRA



Engenharia Civil

**CONDIÇÕES:**

A : Há malha de armadura cruzando a região do cone ( $\gamma = 1,35$ )  
 B : Não há armadura cruzando a região do cone ( $\gamma = 1,45$ )

$\gamma$ : cond. A $\rightarrow 1,35$	Cond.	'A'
$\gamma$ : cond. B $\rightarrow 1,45$	Escolhida :	1,35

Selecione (A ou B)  
**A**

---

**SIT-2) Resist. à força na direção "X" - 4 Chumb. :**

Obs.2 : Caso  $c2$  e  $c2e$  sejam  $< 1,5(c1+s1)$  e  $h < 1,5(c1+s1) \rightarrow$  tomar  $c1_{tr} = h/1,5$ ; senão,  $c1_{tr} = c1+s1$

Verif. obs.2 FALSO  $\rightarrow c1_{tr} = 325$  mm

$\psi 6$  : Se  $c2min \geq 1,5 \cdot c1_{tr} \rightarrow \psi 6 = 1,0$   
 Senão :  $\psi 6 = 0,7 + 0,3 \cdot (c2min / (1,5 \cdot c1_{tr}))$   $\psi 6 = 0,81$

$A_{v,x} = 4,5 \cdot c1_{tr} \cdot s2$   $A_{v0,x} = 4753$  cm<sup>2</sup>

$A_{v,y} = [(Min.(c1; 1,5c2r) + s1 + Min.(c1e; 1,5c2r))] \cdot Min.(h; 1,5c2r)$   $A_{v,y} = 2438$  cm<sup>2</sup>

$V_{cb,x} = 0,19 \cdot (l/db)^{0,2} \cdot (db)^{0,5} \cdot (fck)^{0,5} \cdot c2 \cdot 1,5$   $V_{cb,x} = 147,3$  KN

$l =$  comp. embutido do chumb. = MIN (hef; B\*db)

$V_{c,Rd} = (A_{v,x} / A_{v0,x}) \cdot \psi 6 \cdot \eta \cdot V_{cb,x} / \gamma$

$\gamma$  : cond. A  $\rightarrow 1,35$  Cond. 'A'  
 $\gamma$  : cond. B  $\rightarrow 1,45$  Escolhida : 1,35

$Sd = V_{c,Rd} = 51,7$  KN

$Sd/Rd = 0,29$

---

**SIT-2) Resist. à força na direção "Y" - 2 Chumb. :**

Obs.3 : Caso  $c1$  e  $c1e$  sejam  $< 1,5 \cdot c2$  e  $h < 1,5 \cdot c2 \rightarrow$  tomar  $c2_r = h/1,5$

Verif. obs.3 FALSO  $\rightarrow c2_r = 175$  mm

$\psi 6$  : Se  $c1min \geq 1,5 \cdot c2_r \rightarrow \psi 6 = 1,0$   
 Senão :  $\psi 6 = 0,7 + 0,3 \cdot (c1min / (1,5 \cdot c2_r))$   $\psi 6 = 0,90$

$A_{v,y} = 4,5 \cdot c2_r \cdot s2$   $A_{v0,y} = 1378$  cm<sup>2</sup>

$A_{v,x} = [(Min.(c1; 1,5c2r) + s1 + Min.(c1e; 1,5c2r))] \cdot Min.(h; 1,5c2r)$   $A_{v,x} = 1313$  cm<sup>2</sup>

$V_{cb,y} = 0,19 \cdot (l/db)^{0,2} \cdot (db)^{0,5} \cdot (fck)^{0,5} \cdot c2 \cdot 1,5$   $V_{cb,y} = 58,2$  KN

$l =$  comp. embutido do chumb. = MIN (hef; B\*db)

$V_{c,Rd} = (A_{v,y} / A_{v0,y}) \cdot \psi 6 \cdot \eta \cdot V_{cb,y} / \gamma$

$\gamma$  : cond. A  $\rightarrow 1,35$  Cond. 'A'  
 $\gamma$  : cond. B  $\rightarrow 1,45$  Escolhida : 1,35

$Sd = V_{c,Rd} = 63,3$  KN

$Sd/Rd = 0,47$

---

**SIT-3) Resist. à força na direção "Y" - 4 Chumb. :**

Obs.4 : Caso  $c1$  e  $c1e$  sejam  $< 1,5 \cdot c2$  e  $h < 1,5 \cdot c2 \rightarrow$  tomar  $c2_r = h/1,5$

Verif. obs.4 FALSO  $\rightarrow c2_r = 325$  mm

$\psi 6$  : Se  $c1min \geq 1,5 \cdot c2_r \rightarrow \psi 6 = 1,0$   
 Senão :  $\psi 6 = 0,7 + 0,3 \cdot (c1min / (1,5 \cdot c2_r))$   $\psi 6 = 0,90$

$A_{v,y} = 4,5 \cdot c2_r \cdot s2$   $A_{v0,y} = 1378$  cm<sup>2</sup>

$A_{v,x} = [(Min.(c1; 1,5c2r) + s1 + Min.(c1e; 1,5c2r))] \cdot Min.(h; 1,5c2r)$   $A_{v,x} = 2438$  cm<sup>2</sup>

$V_{cb,y} = 0,19 \cdot (l/db)^{0,2} \cdot (db)^{0,5} \cdot (fck)^{0,5} \cdot c2 \cdot 1,5$   $V_{cb,y} = 147,3$  KN

$l =$  comp. embutido do chumb. = MIN (hef; B\*db)

$V_{c,Rd} = (A_{v,y} / A_{v0,y}) \cdot \psi 6 \cdot \eta \cdot V_{cb,y} / \gamma$

$\gamma$  : cond. A  $\rightarrow 1,35$  Cond. 'A'  
 $\gamma$  : cond. B  $\rightarrow 1,45$  Escolhida : 1,35

$Sd = V_{c,Rd} = 243,1$  KN

$Sd/Rd = 0,12$

---

**SIT-4) Resist. à ruptura na dir. "Y" por força na direção "X":**

Obs.5 : Caso  $c1$  e  $c1e < 1,5c2min$  e  $h < 1,5c2min \rightarrow$  tomar  $c2min = h/1,5$

Verif. obs.5 FALSO  $\rightarrow c2min = 175$  mm

$A_{v0,y} = 4,5 \cdot c2min \cdot s2$   $A_{v0,y} = 1378$  cm<sup>2</sup>

$A_{v,y} = Min(1,5 \cdot c2min \cdot [(Min(c1; 1,5 \cdot c2min) + s1 + Min(c1e; 1,5 \cdot c2min))] ; 2 \cdot A_{v0})$   $A_{v,y} = 1313$  cm<sup>2</sup>

$V_{cb,y} = 2 \cdot 0,19 \cdot (l/db)^{0,2} \cdot (db)^{0,5} \cdot (fck)^{0,5} \cdot c2min \cdot 1,5$

$V_{c,Rd} = (A_{v,y} / A_{v0,y}) \cdot \psi 6 \cdot \eta \cdot V_{cb,y} / \gamma$

$\gamma$  : cond. A  $\rightarrow 1,35$  Cond. 'A'  
 $\gamma$  : cond. B  $\rightarrow 1,45$  Escolhida : 1,35

$V_{c,Rd} = 115,0$  KN

$Sd/Rd = 0,13$




Figura 10

---




Figura 11

---




Figura 12

---

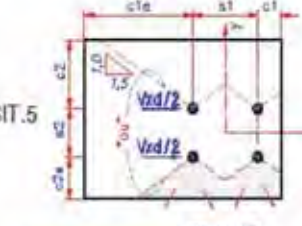




Figura 13

Figura 83-d – Planilha de dimensionamento de 4 chumbadores com gancho – ancoragem por transpasse (parte 4/6)



UNIVERSIDADE ESTADUAL PAULISTA  
"JULIO DE MESQUITA FILHO"  
INSTITUTO DE ENGENHARIA DE LIMEIRA



Engenharia Civil

**SIT-6) Resist. à ruptura na dir. "X" por força na direção "Y":**

*Obs.6: Caso c2 e c2o < 1,5 c1mm e hc < 1,5 c1mm -> tomar c1mm = h/1,5*

Verif. obs.6: FALSO -> c1min = 175 mm

$A_{v0,x} = 4,5 \cdot c1 \cdot m \cdot n^2$   $A_{v,x} = 1313 \text{ cm}^2$

$A_{v,x} = \text{Min}(1,5 \cdot c1 \cdot m \cdot n; h) \cdot (\text{Min}(c2; 1,5 \cdot c1 \cdot m \cdot n) + s2 + \text{Min}(c2o; 1,5 \cdot c1 \cdot m \cdot n))$

$V_{cb,x} = 2 \cdot 0,19 \cdot (f_{ctb})^{0,2} \cdot (f_{ctd})^{0,5} \cdot (f_{ck})^{0,5} \cdot c1 \cdot m \cdot n^2 \cdot 1,5$   $V_{cb,x} = 116,4 \text{ KN}$

$V_c/R_d = (A_{v,x} / A_{v0,x}) \cdot \gamma \cdot V_{cb,x}$   $V_c/R_d = 115,0 \text{ KN}$

$\gamma$ : cond. A -> 1,35  
 $\gamma$ : cond. B -> 1,45

Cond. Escolhida: 1,35

$S_d = V_{yd}/2 = 15,0 \text{ KN}$




Figura 14

Vc/Rd =	115,0 KN
Sd/Rd =	0,13

**2.3 -BIELAS DE CONCRETO (\*)**

\* Alternativa à consideração de resist. à tração somente pelo concreto confin. verificado em 2.2

a) Verificação dos ângulos biela-tirante:

$tg_{xe} = (c1-a1)/(c2e-b1) = 1,00$	$xe = 45,00^\circ$	OK
$tg_{xd} = (c1-a1)/(s2/2) = 1,67$	$xd = 59,04^\circ$	OK
$tg_{xe} = (c2-b1)/(c1e-a1) = 1,00$	$xe = 45,00^\circ$	OK
$tg_{yd} = (c2-b1)/(s1/2) = 1,67$	$yd = 59,04^\circ$	OK
$tg_{xd} = (c2-b1)/(c1-a1) = 1,00$	$xd = 45,00^\circ$	OK

b) Forças de cálculo nos estribos:

$Th1 = V_{yd}/2 - Th2$	Th1 = 5,6 KN	$Tv1 = T3h/tg_{xd}$	Tv1 = 5,6 KN
$Th2 = V_{xd}/2 \cdot (1/(1+tg_{xd}/tg_{xe}))$	Th2 = 9,4 KN	$Tv2 = T6h/tg_{xe}$	Tv2 = 5,6 KN
$Th3 = V_{xd}/2 - Th1$	Th3 = 9,4 KN	$Tv3 = V_{yd}/2 - Tv1$	Tv3 = 5,6 KN
$Th4 = V_{xd}/2 \cdot (1/(1+tg_{xe}/tg_{yd}))$	Th4 = 5,6 KN	$Tv4 = V_{yd}/2 \cdot (1/(1+tg_{ye}/tg_{yd}))$	Tv4 = 9,4 KN
$Th5 = Tv3/tg_{ye}$	Th5 = 5,6 KN	$Tv5 = V_{yd}/2 - Tv4$	Tv5 = 9,4 KN
$Th6 = Tv6/tg_{yd}$	Th6 = 5,6 KN	$Tv6 = V_{yd}/2 \cdot (1/(1+tg_{ye}/tg_{yd}))$	Tv6 = 5,6 KN

TRAÇÃO MÁX. - ESTRIBOS = MAX(Th1+Th5; Th2+Th6; Th3; Th4; Th5; Tv3; Tv4; Tv5; Tv6+Tv5; Tv2+Tv6)

Tmax = 11,3 KN

c) Forças de cálculo nas bielas de concreto:

$C1 = (Th6^2 + Tv6^2)^{0,5} + (Th1^2 + Tv1^2)^{0,5}$	C1 = 15,9 KN	155 mm
$C2 = (Th2^2 + Tv1^2)^{0,5}$	C2 = 10,9 KN	124 mm
$C3 = (Th3^2 + Tv2^2)^{0,5}$	C3 = 10,9 KN	124 mm
$C4 = (Th4^2 + Tv2^2)^{0,5}$	C4 = 8,0 KN	155 mm
$C5 = (Th5^2 + Tv3^2)^{0,5}$	C5 = 8,0 KN	155 mm
$C6 = (Th5^2 + Tv4^2)^{0,5}$	C6 = 10,9 KN	124 mm
$C7 = (Th6^2 + Tv5^2)^{0,5}$	C7 = 10,9 KN	124 mm

ESFORÇO MÁXIMO DE COMPRESSÃO NAS BIELAS: MAX(C1:C7) = Cmax = 15,9 KN 124 mm

**2.3.1 -Verif. do contato - biela de concreto X chumbador:**

$\sigma_{s,Rd}/\gamma = F_{c,brg}/A_{brg} \rightarrow \sigma_{s,Rd} = F_{c,brg} \cdot \gamma / A_{brg}$   $f_{cu} > \sigma_{s,Rd} \rightarrow f_{cu} > F_{c,brg} \cdot \gamma / A_{brg}$

Força de contato máx. =  $F_{c,brg} \cdot \text{chumb} = \text{MAX}(V_{yd}/2; V_{yd}/2 \cdot ((V_{yd}/2)^2 + (V_{yd}/2)^2)^{0,5}$

Tensão de compressão máx. no concreto:  $f_{cu} = 0,85 \cdot f_{ck}$

Tensão máx. conc. X chumb. =  $1,35 \cdot F_{c,brg} / A_{brg} \cdot \text{chumb}$

$F_{c,brg} = 21,2 \text{ KN}$
$f_{cu} = 25,5 \text{ MPa}$
$5,5 \text{ MPa} < f_{cu} = 25,5 \text{ MPa} : \text{OK}$

$A_{brg, \text{chumb}} = (8db) \cdot db = 52 \text{ cm}^2$

Sd/Rd = 0,22

**2.3.2 -Verif. do contato - biela de concreto X arm. longit.:**

$F_{c,brg, \text{Asl}} = C_{biela} \cdot L_{biela}$  Força de contato máx. =  $F_{c,brg, \text{Asl}} = \text{MAX}(C_{max}; Th2+Th3; Tv4+Tv5)$

Th2+Th3 = 18,8 KN	124 mm	$F_{c,brg, \text{Asl}} = 18,8 \text{ KN}$
Tv4+Tv5 = 18,8 KN	124 mm	$L_{biela} = 124 \text{ mm}$
Cmax = 15,9 KN	124 mm	$A_{brg, \text{Asl}} = (8db + 1,5 \cdot L_{biela} \cdot c_{abr, \text{conc}}) \cdot db = 66 \text{ cm}^2$

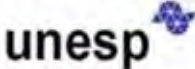
Tensão máx. conc. X Asl =  $1,35 \cdot F_{c,brg} / A_{brg, \text{Asl}}$  Longit.

(sem limitação de 2.3.1)


4,3 MPa < fcu = 25,5 MPa : OK

Sd/Rd = 0,17

Figura 83-e – Planilha de dimensionamento de 4 chumbadores com gancho – ancoragem por transpasse (parte 5/6)



UNIVERSIDADE ESTADUAL PAULISTA  
"JULIO DE MESQUITA FILHO"  
INSTITUTO DE ENGENHARIA DE SÃO CARLOS



**Engenharia Civil**

**2.4 - TIRANTES (ESTRIBOS)**

$R_{d,t} \leq \begin{cases} T = (A_t \cdot f_t) / \gamma = 38,2 \text{ KN} \\ T = (0,9 \cdot f_{ctk} \cdot e_h \cdot d_e) / \gamma = 42,0 \text{ KN} \\ \gamma = 1,35 \end{cases}$

$d_e = 12,5 \text{ mm}$   
 $e_h = 56,0 \text{ mm}$   
 $f_t = 140 \text{ Mpa}$

**Nº de níveis X  $\phi$  estribos:**  
3 X 12,5

$A_t = 3,7 \text{ cm}^2$

$T_{max} \text{ (conf. vista em 2.3-b)} \rightarrow T_{max} = 11,3 \text{ KN}$        $S_d/R_d = 0,29$

**2.5 - RUPTURA DE "CUNHA" DE CONCRETO**  
*(Concrete wedge strength of anchor in shear)*

$\psi_2 = \begin{cases} \text{Se } C_{min} = \text{MIN}(c_1; c_1e; c_2; c_2e) \geq 1,5 \cdot h_{ef} \rightarrow \psi_2 = 1,0 \\ \text{Senão: } \psi_2 = 0,70 + 0,3 \cdot C_{min} / (1,5 \cdot h_{ef}) \end{cases}$

$C_{min} = 175 \text{ mm}$        $1,5 \cdot h_{ef} = 175 \text{ mm}$        $\psi_2 = 1,00$

$C_{l,max} = \text{Segundo maior valor entre } (c_1; c_1e; c_2; c_2e) = \text{Se } h_{ef} \leq 280 \text{ mm: } N_b = f_{ctk} \cdot 0,5 \cdot (h_{ef})^{1,5}$   
 $\text{Se } 280 \text{ mm} < h_{ef} \leq 640 \text{ mm: } N_b = 0,6 \cdot f_{ctk} \cdot 0,5 \cdot (h_{ef})^{1,5} \cdot (S/c)$

$C_{l,max} = 175 \text{ mm}$        $1,5 \cdot h_{ef} = 263 \text{ mm}$        $N_{cb} = 176,1 \text{ KN}$

$h_{ef} = 117 \text{ mm}$        $N_{cb} = 69,0 \text{ KN}$

$V_{cp} = k \cdot \psi_2 \cdot N_{cb}$        $k_{cp} = 1,0 \text{ se } h_{ef} < 60 \text{ mm}$        $k_{cp} = 2,0 \text{ se } h_{ef} \geq 60 \text{ mm}$        $\gamma = \text{conf. anterior: } (1,35)$

$N_{cb} = 176,1 \text{ KN}$        $N_b = 69,0 \text{ KN}$   
 $k_{cp} = 2,00$        $V_{cp,Rd} = V_{cp} / \gamma$   
 $V_{cp} = 352,1 \text{ KN}$        $V_{cp,Rd} = 260,9 \text{ KN}$

$S_d/R_d = 0,04$




Figura 15

**3 - INTERAÇÃO "TRAÇÃO + CORTANTE"**  
*(Interaction of tensile and shear forces)*

3.1 - Se  $\sum et \cdot N_{t,max} \leq 0,10$  :  $\rightarrow$  considerar sit. mais critica  $S_d/R_d$  sob tração       $\sum V_d/R_{d,t,max} = 0,29$       **FALSO**

3.2 - Se  $\sum et \cdot N_{t,max} \leq 0,20$  :  $\rightarrow$  considerar sit. mais critica  $S_d/R_d$  sob cortante       $\sum N_d/R_{d,t,max} = 0,94$       **FALSO**

3.3 - Se  $\sum et \cdot N_{t,max} > 0,20$  e  $\sum et \cdot N_{t,max} > 0,20$  :  $V_d/R_{d,t,max} = N_d/R_{d,t,max} \leq 1,2 \rightarrow$        $\sum N_d/R_{d,t,max} + \sum V_d/R_{d,t,max} = 1,24$

$S_d/R_d = 1,03$

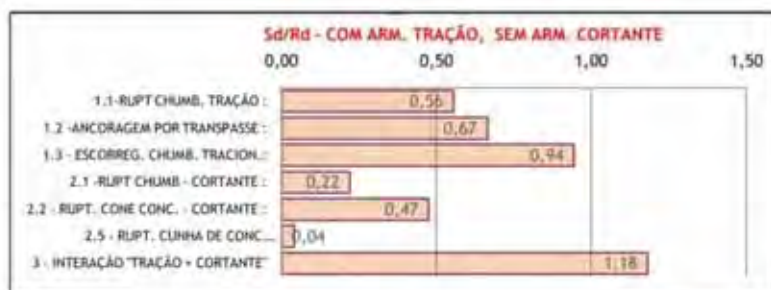


Figura 83-f – Planilha de dimensionamento de 4 chumbadores com gancho – ancoragem por transpasse (parte 6/6)

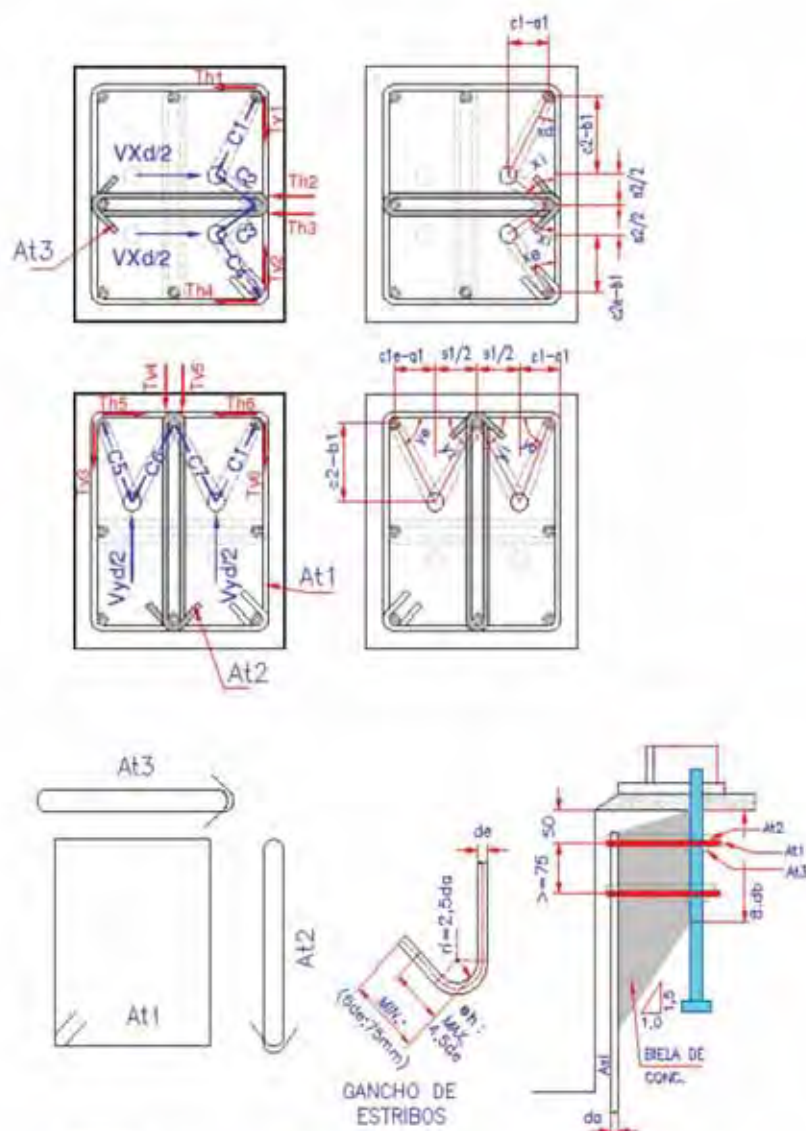


Figura 17

**OBSERVAÇÕES:**

- 1 - Inverter a posição dos ganchos dos estribos da segunda camada em relação à da primeira. Embora, nesta planilha, não tenha sido levado em conta, a resistência dos estribos é maior quando a carga aplicada pelas bielas não incide em região com gancho (vide nota 101).
- 2 - Mesmo que a resistência à cortante do concreto seja suficiente independente de armadura transversal, empregar, no mínimo At1 = 2 camadas  $\phi$  12,5 ou 3 camadas  $\phi$  = 10 (nos últimos 125mm do pilar) - conf. item 7.10.5.6 - ACI 318-08.

## 6 CONSIDERAÇÕES FINAIS

### 6.1 LIGAÇÕES PARAFUSADAS DE PERFÍS “L”, “U” e “U enrijecidos”

Empregando o conceito de “eficiência” da ligação, pode se observar que em grande parte dos casos de dimensionamento destes elementos à tração, não é possível - empregando-se “geometria econômica” - alcançar a mesma resistência do perfil quando este é submetido à tração. Ao termo “geometria econômica” acima empregado, entenda-se como quantidades de parafusos, espaçamentos, etc – que atendam não somente aos requisitos de resistência mas também de praticidade e custo.

A redução da eficiência ocorre porque geralmente a seção líquida é o fator condicionante da resistência da ligação. Desse modo, deve-se tomar o cuidado – durante o processo de cálculo das barras – de dimensionar estas simultaneamente com as ligações, principalmente quando estas barras são solicitadas a um alto fator  $S_d/R_d$ . Aplicando-se às planilhas variadas geometrias de emprego corrente em barras de perfil formado a frio, observou-se uma tendência de que a eficiência das ligações se situe em torno de, no máximo, 0,80 para os casos analisados.

Cabe lembrar também que houve, em certos casos, considerável modificação dos valores das resistências de cálculo se for comparada a NBR 14762:2010 com a anterior, NBR 14762:2001.

O emprego de planilhas eletrônicas para o dimensionamento ou verificação destes tipos de ligação se mostra bastante prático uma vez que agiliza o procedimento sem perder de vista os fenômenos físicos que ocorrem bem como sua eficiência para os diversos estados limites. Isto facilita a tomada de decisão quanto às medidas que se pode tomar para amenizar um ou outro efeito.

A visualização instantânea dos efeitos que ocorrem na ligação através de modificações nas planilhas das variáveis envolvidas permite simular rapidamente diversas situações e geometrias e escolher a mais adequada.

### 6.2 LIGAÇÕES SOLDADAS DE PERFÍS “L”, “U” e “U enrijecidos”

Do mesmo modo que foi mencionado em 6.1, também as ligações soldadas apresentam – para situações típicas - eficiência mais baixa que a dos perfis. Também neste tipo de ligação a seção líquida costuma ser o fator limitante. A mesma observação feita no item anterior no que se refere à revisão da NBR 14762 : 2010 é pertinente.

As planilhas eletrônicas também se mostram neste caso uma importante ferramenta no auxílio da verificação dos estados limites a que estão sujeitas as ligações.

### 6.3 PLACAS DE BASE

A abordagem adotada onde se explora toda a capacidade resistente do concreto à compressão – conforme já mencionado – é mais coerente com o método dos estados limites.

Além disso, se mostra bastante prático de ser usado, especialmente sob forma de planilha eletrônica onde se pode simular diferentes geometrias e ações de forma bastante rápida.

#### 6.4 CHUMBADORES

A ausência de Norma Técnica brasileira e a escassez de bibliografia nacional sobre este assunto conduz à busca de bibliografia e especificações estrangeiras para dimensionamento de chumbadores. Por se tratar de elemento estrutural de fundamental importância, o estudo dos estados limites a que estão sujeitos e do seu comportamento frente a estes requer atenção.

As especificações norte-americanas costumam ser empregadas no Brasil quando inexistente aqui Norma técnica que atenda a determinado assunto de estruturas.

Através do emprego das planilhas eletrônicas atendendo às especificações do ACI 318, pôde-se perceber que em grande parte dos casos não é a resistência do aço o fator limitante do dimensionamento e sim a geometria da conexão.

Outro aspecto a ser enfatizado é o fato de que chumbadores com gancho, tradicionalmente empregados no Brasil, mostram-se menos eficientes que chumbadores com “cabeça” ( ou porca introduzida na extremidade inferior ).

O método “biela-tirante” - que considera a interação das partes envolvidas na transferência dos esforços pelos chumbadores à estrutura de concreto – se apresenta como uma alternativa eficiente quando se transmite grandes esforços em pequenas áreas de concreto, como costuma ser o caso de topo de pilares e pedestais.

#### 6.5 CHAPAS DE *GUSSET*

Embora não tenha sido apresentado planilhas de avaliação deste elemento de ligação, o desenvolvimento teórico compilado neste trabalho pode ser uma contribuição a ser considerada em eventuais ferramentas de cálculo - planilhas eletrônicas ou outras - que se queira implementar.

## REFERÊNCIAS

AMERICAN CONCRETE INSTITUTE. *ACI 349-01* : code requirements for nuclear safety related concrete structures. Farmington Hills, 2001.

AMERICAN CONCRETE INSTITUTE. *ACI 318-02*: building code requirements for structural concrete and commentary. Farmington Hills, 2002.

AMERICAN CONCRETE INSTITUTE. *ACI 318-05*: building code requirements for structural concrete and commentary. Farmington Hills, 2005.

AMERICAN CONCRETE INSTITUTE. *ACI 318-08*: building code requirements for structural concrete and commentary. Farmington Hills, 2008.

AMERICAN CONCRETE INSTITUTE. *ACI 355.2-04*: qualification of post-installed mechanical anchors in concrete. Farmington Hills, 2004.

AMERICAN ASSOCIATION OF STATE HIGHWAY AND TRANSPORTATION OFFICIALS. *Standard specification for highway bridges*. 17. ed. Washington, 2002.

AMERICAN ASSOCIATION OF STATE HIGHWAY AND TRANSPORTATION OFFICIALS. *Guide specifications for LRFD seismic bridge design - proposed*. Washington, 2007.

AMERICAN INSTITUTE OF STEEL CONSTRUCTION. *AISC 360-05*: specification for structural steel buildings. Chicago, 2005.

AMERICAN INSTITUTE OF STEEL CONSTRUCTION. *AISC 360-10*: specification for structural steel buildings. Chicago, 2010.

AMERICAN IRON AND STEEL INSTITUTE. *North american specification for the design of cold-formed steel structural members*. Washington, 2007.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. *NBR 14762*: dimensionamento de estruturas de aço constituídas por perfis formados a frio. Rio de Janeiro, 2001.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. *NBR 14762*: dimensionamento de estruturas de aço constituídas por perfis formados a frio. Rio de Janeiro, 2010.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. *Projeto de revisão da NBR 6355 – minuta 6*: perfis estruturais, de aço, formados a frio – padronização. Rio de Janeiro, 2002.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS . *NBR 6118*: projeto de estruturas de concreto – procedimento. Rio de Janeiro, 2003.

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

ASTANEH-ASI, A. *Seismic behavior and design of gusset plates*. Berkeley: Technical Information and Product Service, 2007.

CHAMBERS J. J.; BARTLEY T. C. Geometric formulas for gusset plate design. *Engineering Journal*, Salt Lake City, n.3, p. 255-267, 2007.

DRAKE, R. M.; ELKIN, S. J. Beam-column base plate design – LRFD method. *Engineering Journal*, Salt Lake City, n. 1, p. 29-38, 1999.

EUROPEAN COMMITTEE FOR STANDARDISATION - *EUROCODE3*: design of steel structures: part 1.3 – general rules: supplementary rules for cold-formed thin gauge members and sheeting. Brussels, 1996.

EUROPEAN COMMITTEE FOR STANDARDISATION - *EUROCODE 3*: design of steel structures - part 1-8: design of joints. Brussels, 2007.

FISHER J. M. , KLOIBER L. A. *Steel design guide 1*: base plate and anchor rod design. 2. ed. Chicago: AISC, 2006.

FISHER, J. M. *Steel design guide 7*: industrial buildings – roofs to anchor rods. 2. ed. Chicago: AISC, 2004.

GAYLORD, H. E.; GAYLORD, C. N; STALLMEYER, J. E. *Design of steel structures*. 3. ed. New York: McGraw-Hill ,1992.

KULAK, G. L.; FISHER, J. W.; STRUIK , J. H. A. *Guide to design criteria for bolted and riveted joints*. 2. ed. Chicago: AISC, 2001.

GREEN, P. S.; SPUTO, T.; VELTRI, P. *A teaching guide for structural steel connections*. Chicago: AISC, 2003.

INSTITUTO BRASILEIRO DE SIDERURGIA. *Ligações em estruturas metálicas*. 3. ed. Rio de Janeiro: CBCA, 2004.

MAIOLA, C. H. *Ligações parafusadas em chapas finas e perfis de aço formados a frio*. 2004. Tese (Doutorado). Escola de Engenharia de São Carlos - Universidade de São Paulo. São Carlos, 2004.

MUIR, L. S.; THORNTON, W. A. Chapter 3: connections. In: *STRUCTURAL steel designer's handbook*. 4. ed. New York: McGraw-Hill, 2006.

OWENS, G. W.; CHEAL, B. D. *Structural steelwork connections*. London: Butterworths, 1989.

SALMON, C.G.; JOHNSON, J. E. *Steel structures, design and behavior*. 4. ed. New York: Harper and Row, 1996.

STEEL CONSTRUCTIONAL INSTITUTE. *Handbook of structural steelwork*. 3. ed. London: BCSA, 2006.

STEEL CONSTRUCTIONAL INSTITUTE. *Joints in Steel Construction – moment connection*. London : BCSA, 1997.

STEEL CONSTRUCTIONAL INSTITUTE. *Joints in Steel Construction – simple connection*. London: BCSA, 2006.

VALENCIANI, V. C. *Ligações em estruturas de aço*. 1997. Dissertação (Mestrado) - Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos, 1997.

VASARHELYI, D. D. Tests of gusset plate models. *Journal of the Structural Division*, Reston, v. 97, n. ST2, p. 665-678. Feb. 1971.

WIDIANTO, W; PATEL C.; OWEN, J. Design of anchor reinforcement in concrete pedestals. *CSA Today*, Toronto, v. 3, n. 12, p. 20, 2007.

WHITMORE, R. E. *Experimental investigation of stresses in gusset plates*. 1950. Tese (Doutorado) - University of Tennessee, Knoxville, 1950.

## APÊNDICE A - Treliças compostas por perfis "L" simples

Treliças compostas de diagonais e montantes em "L" simples são de simples execução, podendo ser boa alternativa para peças estruturais leves. Como os eixos dos elementos do treliçamento não estão no mesmo plano dos eixos dos banzos, deve-se considerar no cálculo tais excentricidades. É comum nas diversas normas esta excentricidade ser considerada no dimensionamento dos elementos através da determinação de um comprimento de flambagem equivalente – quando a solicitação for de compressão – o que frequentemente é o mais crítico.

A NBR 8800:2008 ( E.1.4.1) emprega este tipo de abordagem desde que :

- seja carregada nas extremidades através da mesma aba;
- seja conectada por solda ou por pelo menos dois parafusos na direção da solicitação e;
- não esteja solicitada por ações transversais intermediárias.

Neste caso, a força axial de flambagem elástica da cantoneira,  $N_{ex}$ , é dada por

$$N_{ex} = \frac{\pi^2 E I_{x1}}{(K_{x1} L_{x1})^2}$$

onde :

$I_{x1}$  é o momento de inércia da seção transversal em relação ao eixo que passa pelo centro geométrico e é paralelo à aba conectada;

$K_{x1} L_{x1}$  é o comprimento de flambagem equivalente, dado em E.1.4.2 ou E.1.4.3, o que for aplicável.

E.1.4.2- Para cantoneiras de abas iguais ou de abas desiguais conectadas pela aba de maior largura, que são barras individuais ou diagonais ou montantes de treliças planas com as barras adjacentes conectadas do mesmo lado das chapas de nó ou das cordas:

a) quando  $0 \leq L_{x1}/r_{x1} \leq 80$  :  $K_{x1} L_{x1} = 72 r_{x1} + 0,75 L_{x1}$

b) quando  $L_{x1}/r_{x1} > 80$  :  $K_{x1} L_{x1} = 32 r_{x1} + 1,25 L_{x1} \leq 200 r_{x1}$

onde:

$L_{x1}$  é o comprimento da cantoneira, tomado entre os pontos de trabalho situados nos eixos longitudinais das cordas da treliça;

$r_{x1}$  é o raio de giração da seção transversal em relação ao eixo que passa pelo centro geométrico e é paralelo à aba conectada.

Nas cantoneiras de abas desiguais com relação entre as larguras das abas de até 1,7 e conectadas na menor aba, o produto  $K_{x1}L_{x1}$  não pode ser tomado inferior ao valor:

- $0,95 L_{x1}(r_{x1}/r_{min})$
- dado nas alíneas a) e b) anteriores, aumentando de  $4[(b_e/b_s)^2 - 1]r_{x1}$

onde:

$r_{min}$  é o raio de giração mínimo da cantoneira;

$b_e$  é a largura da maior aba da cantoneira;

$b_s$  é a largura da menor aba da cantoneira.

E.1.4.3 - Para cantoneiras de abas iguais ou de abas desiguais conectadas pela aba de maior largura, que são diagonais ou montantes de treliças espaciais com as barras adjacentes conectadas do mesmo lado das chapas de nó ou das cordas:

a) quando  $0 \leq L_{x1}/r_{x1} \leq 75$  :  $K_{x1} L_{x1} = 60 r_{x1} + 0,80 L_{x1}$

b) quando  $L_{x1}/r_{x1} > 75$  :  $K_{x1} L_{x1} = 45 r_{x1} + L_{x1} \leq 200 r_{x1}$

Nas cantoneiras de abas desiguais com relação entre as larguras das abas de até 1,7 e conectadas na menor aba, o produto  $K_{x1} L_{x1}$  não pode ser tomado inferior ao valor :

- $0,82 L_{x1}(r_{x1}/r_{min})$
- dado nas alíneas a) e b) anteriores, aumentando de  $6[(b_e/b_s)^2 - 1]r_{x1}$

E.1.4.4 Cantoneiras simples com ligações diferentes das descritas em E.1.4.2 e E.1.4.3, com relação entre as larguras das abas maior que 1,7 ou com forças transversais, devem ser tratadas como barras submetidas à combinação de força axial e momentos fletores.