

**FUNDAMENTOS TEÓRICOS E ASPECTOS
GERAIS PARA PROJETOS DE ESTRUTURAS
EM AÇO COM PERFIS CONFORMADOS A FRIO**

RONISI CAZELI G. SILVA

Dissertação apresentada à Escola de Engenharia de São Carlos, da Universidade de São Paulo, como parte dos requisitos necessários para a obtenção do título de "Mestre em Engenharia de Estruturas".

ORIENTADOR: Prof. Dr. ROBERTO MARTINS GONÇALVES

São Carlos
1995

S583f

Silva, Ronisi Cazeli G.

Fundamentos teóricos e aspectos gerais para projetos de estruturas em aço com perfis conformados a frio / Ronisi Cazeli G. Silva. -- São Carlos, 1995.

225p.

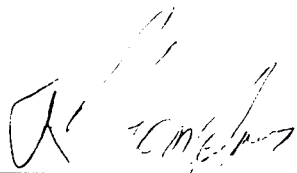
Dissertação (Mestrado) -- Escola de Engenharia de São Carlos-Universidade de São Paulo, 1995.

Orientador: Prof.Dr. Roberto Martins Gonçalves

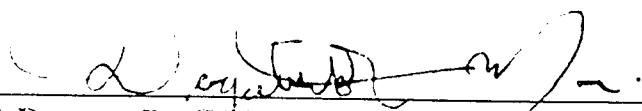
1. Chapa dobrada - Estruturas de aço. I. Título.

FOLHA DE APROVAÇÃO

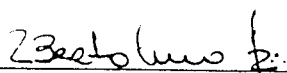
Dissertação defendida e aprovada em 19-12-1995
pela Comissão Julgadora:



Prof. Doutor ROBERTO MARTINS GONÇALVES - Orientador
(Escola de Engenharia de São Carlos - Universidade de São Paulo)



Prof. Doutor DAGOBERTO DARIO MORI
(Escola de Engenharia de São Carlos - Universidade de São Paulo)



Prof. Doutor RENATO BERTOLINO JUNIOR
(Faculdade de Engenharia de Ilha Solteira - UNESP)



Presidente da Comissão de Pós-Graduação
Prof. Dr. MOUNIR KHALIL EL DEBS



Coordenador da Área: Engenharia de Estruturas
Prof. Dr. MOUNIR KHALIL EL DEBS

*À uma mulher maravilhosa que amo,
respeito e admiro muito, minha mãe*

Olinda Cazeli.

Às minhas queridas irmãs

Rô e Nely

e aos meus queridos sobrinhos

Alice e Guilherme.

AGRADECIMENTOS

À DEUS pela constante presença.

Ao Prof. Dr. Roberto Martins Gonçalves, pela importante orientação e estímulo para o aprendizado, compreensão e pela amizade.

Aos Prof. Dr. José Jairo de Sáles, Prof. Dr. Roberto Luis A Barbato, Prof. Dr. Maximiliano Malite e Prof. Dr. João Bento de Hanai, pelo inestimável apoio, pela atenção e disponibilidade em atender com seus conhecimentos específicos e amizade.

À todos os funcionários do Departamento de Estruturas pela grande simpatia e atenção, em especial à Rosi Aparecida Jordão Rodrigues, Maria Nadir Minatel, Francisco Carlos G. Brito, Roberto dos Santos Júnior e Fábio Wermersch.

Ao Cesar, pela força, carinho e companheirismo.

À todos meus amigos que sempre me apoiaram, em especial Miriam, Marê, Benedito, Kira, Dany, Bily, Anna, Paula, Cris, Regina, Joice e Ilka pelo estímulo e sólido auxílio prestado durante parte do desenvolvimento desta dissertação.

À todos os colegas do curso de Pós-Graduação pela agradável convivência e amizade.

À minha mãe e minhas irmãs, minha eterna gratidão pelo incentivo e confiança demonstrados sempre.

Ao CNPQ — Conselho Nacional Pesquisa — pela concessão de bolsa que possibilitou a realização deste trabalho.

À todos aqueles que direto ou indiretamente contribuíram para a realização deste trabalho.

3. FUNDAMENTOS TEÓRICOS PARA O DIMENSIONAMENTO DE ELEMENTOS ESBELTOS COMPRIMIDOS	
3.1 - Generalidades.....	26
3.2 - Definições.....	27
3.3 - Tensão básica de projeto.....	28
3.4 - Elementos comprimidos enrijecidos.....	29
3.4.1 - Generalidades.....	29
3.4.2 - Tensão crítica de flambagem de chapa em regime elástico.....	29
3.4.3 - Tensão crítica de flambagem de chapa em regime inelástico.....	32
3.4.4 - Resistência pós-flambagem e largura efetiva.....	34
3.5 - Elementos enrijecidos a compressão por meio de enrijecedores de borda.....	38
3.5.1 - Generalidades.....	38
3.5.2 - Enrijecedores de borda.....	39
3.5.3 - Largura efetiva de elemento enrijecido à compressão por meio de enrijecedores de borda.....	41
3.6 - Elemento com enrijecimento múltiplo à compressão.....	43
3.6.1 - Generalidades.....	43
3.6.2 - Enrijecedor intermediário.....	45
3.6.3 - Largura efetiva de elemento com enrijecimento múltiplo à compressão.....	46
3.7 - Elemento comprimido não enrijecido.....	48
3.7.1 - Generalidades.....	48
3.7.2 - Tensão crítica de flambagem elástica.....	48
3.7.3 - Resistência pós-flambagem e largura efetiva.....	49
3.8 - Elementos comprimidos submetidos a uma distribuição de tensões não uniforme.....	50
3.9 - Relações máximas admissíveis.....	52
4. FUNDAMENTO TEÓRICO PARA O DIMENSIONAMENTO DE BARRAS	
4.1 - Conceitos de Segurança.....	53
4.2 - Barras Tracionadas.....	57
4.2.1 - Generalidades.....	57
4.3 - Barras Comprimidas.....	57

4.3.1 - Generalidades.....	57
4.3.2 - Perfis comprimidos sujeitos à flambagem por flexão.....	58
4.3.2.1 - Flambagem elástica.....	58
4.3.2.2 - Flambagem inelástica.....	59
4.3.3 - Flambagem por flexão e torção.....	62
4.4 - Barras Fletidas.....	66
4.4.1 - Generalidades.....	66
4.4.2 - Resistência ao momento fletor.....	67
4.4.2.1 - Flambagem local.....	67
4.4.2.2 - Flambagem lateral com torção.....	68
4.4.2.2.1 - Seção duplamente simétricas.....	68
4.4.2.2.2 - Outras seções.....	72
4.4.2.2.3 - Perfis monossimétricos.....	73
4.4.2.3 - Reserva de resistência inelástica de vigas devida a plastificação parcial da seção transversal.....	77
4.4.3 - Resistência ao cisalhamento.....	80
4.4.4 - Verificação da resistência ao cisalhamento com o momento fletor.....	83
4.4.5 - Enrugamento da alma.....	85
4.4.6 - Combinação entre flexão e enrugamento da alma.....	89
4.4.7 - Enrijecedores transversais.....	90
4.4.8 - Efeito Shear Lag.....	91
4.4.9 - Ondulação da mesa.....	93
4.5 - Barras Flexo-Comprimidas.....	95
4.5.1 - Considerações preliminares.....	95
4.5.2 - Equações diferenciais que governam o problema de barras flexo-comprimidas.....	95
4.5.3 - Resistência no plano de flexão.....	96
4.5.4 - Flambagem lateral com torção.....	102
4.6 - Critérios de Dimensionamento.....	103
4.6.1 - Barras Tracionadas.....	104
4.6.1.1 - Estado limite último.....	104
4.6.1.2 - Condição de esbeltez.....	106
4.6.2 - Barras Comprimidas.....	106
4.6.2.1 - Estado limite último.....	106
4.6.2.2 - Resistência de cálculo.....	107

4.6.2.3 - Tensão crítica de flambagem elástica.....	108
4.6.2.4 - Perfil com elemento não enrijecido.....	109
4.6.2.5 - Índice de esbeltez.....	109
4.6.3 - Barras Fletidas - Resistência ao momento fletor.....	110
4.6.3.1 - Estado limite último.....	110
4.6.3.2 - Flambagens locais.....	110
4.6.3.3 - Flambagem lateral com torção.....	112
4.6.3.4 - Estado limite de utilização.....	115
4.6.4- Barras Fletidas - Verificações complementares.....	115
4.6.4.1 - Generalidades.....	115
4.6.4.2 - Resistência de cálculo à força cortante.....	116
4.6.4.3 - Resistência à força cortante com o momento fletor.....	117
4.6.4.4 - Resistência ao enrugamento da alma.....	117
4.6.4.5 - Flexão e resistência ao enrugamento combinados...	118
4.6.4.6 - Enrijecedores transversais.....	118
4.6.4.7 - Efeito shear lag.....	119
4.6.4.8 - Ondulação da mesa.....	119
4.6.5 - Barras Flexo-Comprimidas.....	119
5. COMPOSIÇÃO ESTRUTURAL	
5.1 - Introdução.....	121
5.2 - Edificação industrial tipo leve.....	121
5.3 - Tipos de elementos estruturais.....	125
5.3.1 - Terças.....	125
5.3.2 - Treliças de cobertura.....	127
5.3.3 - Colunas.....	130
5.3.4 - Contraventamentos.....	132
6. ANÁLISE PARA O CÁLCULO DE TERÇAS	
6.1 - Generalidades.....	136
6.2 - Método utilizado para o pré-dimensionamento.....	137
6.2.1 - Relações básicas.....	137
6.3 - Exemplo numérico.....	139
6.3.1 - Escolha do perfil.....	142
7 - CONSIDERAÇÕES FINAIS E CONCLUSÕES.....	145

ANEXO - TABELAS E GRÁFICOS.....	147
REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS.....	220

LISTA DE FIGURAS

FIGURA 1.1	Estrutura de chapa dobrada em fase de montagem.....	03
FIGURA 1.2	Estruturas especiais constituídas em perfis de chapa dobrada.(YU, 1985).....	04
FIGURA 1.3	Estrutura de um hangar utilizando perfis de chapa dobrada (YU, 1985).....	05
FIGURA 1.4	Estrutura de um galpão constituído inteiramente por perfis de chapa dobrada (YU, 1985).....	06
FIGURA 1.5	Edifício padronizado com pórtico principal constituído de perfil laminado e fechamentos, cobertura e acessórios de acabamento em chapa dobrada (YU, 1985).....	06
FIGURA 1.6	Painéis de cobertura em chapa dobrada (YU, 1985).....	07
FIGURA 2.1	Tipos de comportamento tensão-deformação de corpos de prova de aços ensaiados à tração.....	16
FIGURA 2.2	Limite de escoamento convencional para aços com escoamento gradual.....	17
FIGURA 2.3	Efeito do trabalho a frio nas propriedades mecânicas do aço (YU, 1985).....	19
FIGURA 2.4	Efeito do encruamento e ação da deformação nas características tensão-deformação do aço (MOLITERNO, 1992).....	20
FIGURA 2.5	Tensões residuais em um perfil "U" (150x60x20x1,90) (RODRIGUES & BATISTA, apud JAVARONI, 1993).....	22
FIGURA 2.6	Perfil canal tipo "U".....	23
FIGURA 2.7	Cantoneiras.....	23
FIGURA 2.8	Perfil "Z".....	23
FIGURA 2.9	Perfil cartola.....	23
FIGURA 2.10	Duplo "U".....	23
FIGURA 2.11	Tubular.....	24
FIGURA 2.12	Coberturas (Telhados).....	24
FIGURA 2.13	Fechamento ou tapamento (Paredes).....	24

FIGURA 2.14	Pisos (Decks).....	24
FIGURA 2.15	Telhas portante (coberturas).....	24
FIGURA 2.16	Propriedades geométricas de elementos lineares.....	25
FIGURA 3.1	Flambagem local de elemento comprimido (YU, 1985).....	26
FIGURA 3.2	Seções transversais com elementos comprimidos enrijecidos.....	27
FIGURA 3.3	Seções transversais com elementos comprimidos não enrijecidos.....	28
FIGURA 3.4	Seções transversais com enrijecimento múltiplo à compressão.....	28
FIGURA 3.5	Chapa quadrada apoiada nas quatro bordas a tensão de compressão uniforme.....	29
FIGURA 3.6	Chapa retangular sujeita a tensão de compressão uniforme.....	30
FIGURA 3.7	Coefficiente de flambagem elástica para chapas retangulares uniformemente comprimidas (YU, 1985).....	32
FIGURA 3.8	Modelo de grelha para a resistência pós-flambagem de chapas (YU, 1985).....	34
FIGURA 3.9	Distribuições de tensões para um elemento comprimido enrijecido.....	35
FIGURA 3.10	Largura efetiva de um elemento enrijecido a compressão (YU, 1985).....	36
FIGURA 3.11	Tipos de enrijecedores de borda.....	39
FIGURA 3.12	Modos de flambagem.....	39
FIGURA 3.13	Coefficiente de flambagem para elemento enrijecido por meio de enrijecedor de borda (DESMOND et al, 1981a).....	40
FIGURA 3.14	Elemento efetivo de um enrijecedor (YU, 1985).....	43
FIGURA 3.15	Distribuição de tensões normais à mesa comprimida do enrijecedor intermediário (YU,1985).....	44
FIGURA 3.16	Modos de flambagem de elementos com enrijecimentos múltiplos.....	44
FIGURA 3.17	Coefficiente de flambagem para elementos comprimidos não enrijecidos (YU, 1985).....	49
FIGURA 3.18	Largura efetiva de elementos comprimidos não enrijecidos (YU, 1985).....	49
FIGURA 3.19	Elementos submetidos a um gradiente de tensões.....	51
FIGURA 4.1	Tipos de seções transversais para barras comprimidas.....	58

FIGURA 4.2	Carregamento e descarregamentos das fibras, teoria do módulo tangente (RACHID & MORI, 1989).....	60
FIGURA 4.3	Viga com momentos aplicados nas extremidades.....	63
FIGURA 4.4	Viga simplesmente apoiada com momento fletor constante.....	69
FIGURA 4.5	Dimensões de perfil "I".....	70
FIGURA 4.6	Tensões críticas de flambagem lateral com torção vigas "I"(YU, 1985).....	72
FIGURA 4.7	Viga monossimétrica com momentos aplicados nas extremidades.....	74
FIGURA 4.8	- Fator C_y para elemento enrijecido à compressão sob momento fletor variável (JAVARONI, 1993).....	79
FIGURA 4.9	Representação da τ_{\max} e $\tau_{\text{média}}$	81
FIGURA 4.10	Limites para as tensões críticas de cisalhamento em almas (JAVARONI, 1993).....	83
FIGURA 4.11	Relação de interação entre " f_e " " τ " (YU, 1985).....	85
FIGURA 4.12	Distribuição de tensões normais nas mesas de um perfil "I" pelo efeito "shear lag" (YU, 1985).....	92
FIGURA 4.13	Curvas para a determinação da largura efetiva de mesas de vigas com vão curto (YU, 1985).....	92
FIGURA 4.14	Ondulação da viga para vigas "I" (YU, 1985).....	94
FIGURA 4.15	Barras sujeitas à ação de flexo-compressão.....	96
FIGURA 4.16	Relações trigonométricas.....	98
FIGURA 4.17	Barra prismática sujeita à flexo-compressão.....	98
FIGURA 4.18	Curvas de interação (JAVARONI, 1993).....	102
FIGURA 4.19	Ensaio de tração, diagrama tensão deformação.....	104
FIGURA 5.1	Estrutura tipo de edificação leve.....	122
FIGURA 5.2	Seção transversal.....	123
FIGURA 5.3	Plano do banzo inferior.....	123
FIGURA 5.4	Plano das terças.....	124
FIGURA 5.5	Elevação lateral.....	124
FIGURA 5.6	Tipos de seções transversais de terças.....	125
FIGURA 5.7	Tipos de treliças.....	126
FIGURA 5.8	Detalhe de ligações parafusadas.....	126
FIGURA 5.9	Exemplos de tesouras.....	127
FIGURA 5.10	Tipos de seções transversais empregadas nas tesouras.....	128

FIGURA 5.11	Detalhes de ligações das diagonais com os banzos.....	128
FIGURA 5.12	Detalhe de apoio engastado de treliças com colunas.....	129
FIGURA 5.13	Detalhe de apoio de treliça soldada.....	129
FIGURA 5.14	Seções transversais de colunas.....	130
FIGURA 5.15	Colunas treliçadas.....	131
FIGURA 5.16	Bases de colunas.....	132
FIGURA 5.17	Sistemas de contraventamento.....	133
FIGURA 6.1	Comprimentos "L" das terças.....	136

LISTA DE TABELAS

TABELA 2.1	Principais aços estruturais ASTM e sua utilização (MANUAL BRASILEIRO PARA CÁLCULO DE ESTRUTURAS METÁLICAS, 1986).....	09
TABELA 2.2	Propriedades mecânicas dos aços ASTM relacionados pela AISI (SÁLES & MALITE, 1993).....	13
TABELA 3.1	Valores de k para determinação da tensão crítica de flambagem elástica (YU, 1985).....	33
TABELA 4.1	Valores dos coeficientes de resistência (ϕ) de acordo com as normas CSA (1984) e AISI (1991).....	56
TABELA 4.2	Valores do coeficiente k de flambagem por flexão (YU, 1985).....	64
TABELA 4.3	Valores de M_{cr} para momentos aplicados nas extremidades.....	76
TABELA 4.4	Valores de M_{cr} para cargas concentradas e distribuídas.....	76
TABELA 4.5	Seções compostas - seções "I" formadas pela união de dois perfis "U" ligados pela alma ou pela união de duas cantoneiras a um perfis "U".....	87
TABELA 4.6	Seções com alma simples - seções "U" e "Z".....	87
TABELA 4.7	Perfis com almas múltiplas - perfis cartolas, painéis de fechamento e pisos.....	88
TABELA 4.8	Máxima relação admissível para largura efetiva pela largura atual (CSA, 1994 e AISI, 1991).....	93
TABELA 4.9	Valores de " C_m " (SÁLES & MALITE, 1993).....	101
TABELA 5.1	Perfis de seção simples ou composta.....	134
TABELA 5.2	Perfis de seção múltipla.....	135

LISTA DE SÍMBOLOS

Romanos

a	Distância entre enrijecedores
b	Largura em geral
b_{ef}	Largura efetiva
b_f	Largura da mesa
c_t	Deslocamento da extremidade da mesa em perfil fletido
d	Altura da seção; altura do enrijecedor de borda
f	Tensão em geral
f_{cr}	Tensão crítica de flambagem
f_e	Tensão crítica de flambagem elástica
f_{ex}	Tensão crítica de flambagem elástica segundo o eixo "x"
f_{ey}	Tensão crítica de flambagem elástica segundo o eixo "y"
f_{ez}	Tensão crítica de flambagem elástica por torção
f_{pr}	Tensão correspondente ao limite de proporcionalidade
f_r	Tensão residual
f_u	Limite de resistência à tração do aço
f_y	Limite de escoamento do aço
f_y'	Limite de escoamento do aço após o dobramento
f_{yc}	Limite de escoamento do canto após o dobramento
f_1, f_2	Tensões utilizadas no cálculo da largura efetiva de elementos sob tensões não uniformes
h	Altura em geral
j	Constante da seção transversal, utilizada no dimensionamento à flexo-torção de seções monossimétricas e não simétricas
k	Parâmetro utilizado no cálculo do comprimento de flambagem
k_x, k_y	Parâmetros utilizados no cálculo dos comprimentos de flambagem segundo os eixos "x" e "y", respectivamente.
k_z	Parâmetro utilizado no cálculo do comprimento de flambagem com torção
r_0	Raio de giração polar em relação ao centro de cisalhamento
r_x, r_y	Raio de giração em relação aos eixos "x" e "y", respectivamente

t_w	Espessura da alma
u	Deslocamento do centro de cisalhamento segundo o eixo "x"
v	Deslocamento de centro de cisalhamento segundo o eixo "y"
x_0, y_0	Coordenada do centro de cisalhamento
A	Área da seção transversal, coeficiente
A_{ef}	Área efetiva
A_{η}	Área líquida
A_{st}	Área da seção transversal do enrijecedor
B	Coeficiente
C_b, C_m	Coeficiente utilizado no dimensionamento à flexão simples ou composta
C_{mx}	Coeficiente C_m relativo ao eixo "x"
C_{my}	Coeficiente C_m relativo ao eixo "y"
C_w	Constante de empenamento da seção transversal
D	Rigidez a flexão da chapa
E	Módulo de elasticidade do aço
E_r	Módulo reduzido
E_t	Módulo tangente
G	Módulo de elasticidade transversal do aço
H	Parâmetro utilizado na flambagem por flexão e torção
I	Momento de inércia
I_a	Momento de inércia adequado para enrijecedores de borda e intermediários
I_{st}	Momento de inércia para os enrijecedores transversais
I_t	Momento de inércia à torção
I_x, I_y	Momento de inércia em relação aos eixos "x" e "y", respectivamente
L	Comprimento em geral, vão
l_b	Comprimento do trecho sem contenção lateral
L_{st}	Comprimento do enrijecedor transversal
M	Momento fletor
M_{cr}	Momento crítico
M_d	Momento fletor de cálculo
M_n	Resistência nominal ao momento fletor
M_p	Momento de plastificação
M_s	Momento estático
M_1, M_2	Menor e maior momentos fletores nas extremidades do trecho sem contenção lateral
M_y	Momento correspondente ao início de escoamento

N	Força normal em geral
N_{cr}	Força crítica de flambagem
N_d	Força normal de cálculo
N_e	Força de flambagem elástica
N_{ex}, N_{ey}	Força de flambagem elástica segundo o eixo "x" e "y", respectivamente
N_{ez}	Força de flambagem elástica por torção
N_n	Resistência nominal à força normal
N_R	Força módulo reduzido
N_T	Força módulo tangente
N_y	Força normal de escoamento da seção
Q	Relação entre a área efetiva e a área bruta da seção transversal
R	Raio interno de dobramento; fator de redução
V	Força cortante
V_d	Força cortante de cálculo
V_n	Resistência nominal à força cortante
V_{pl}	Força cortante correspondente a plastificação da alma por cisalhamento
W	Módulo de resistência elástico
W_x, W_y	Módulos de resistência elásticos em relação aos eixos "x" e "y", respectivamente
W_{ef}	Módulo de resistência efetivo, elástico
W_n	Módulo de resistência elástico da seção líquida

Gregos

α	Ângulo; fator de carga
ϵ_y	Deformação no escoamento (f_y / E)
ϵ_{cu}	Máxima deformação a compressão
γ	Coefficiente de segurança
λ	Parâmetro de esbeltez
λ_p	Parâmetro de esbeltez correspondente à plastificação
λ_R	Parâmetro de esbeltez correspondente a fase elástica
ν	Coefficiente de Poisson
σ	Tensão normal
τ	Tensão de cisalhamento
τ_y	Tensão de escoamento por cisalhamento
τ_{cr}	Tensão crítica de flambagem por cisalhamento
ϕ	Coefficiente de resistência em geral; rotação da seção transversal em torno do centro de cisalhamento

ϕ_b	Coeficiente de minoração da resistência ao momento fletor
ϕ_c	Coeficiente de resistência à compressão
ϕ_t	Coeficiente de resistência à tração
ϕ_v	Coeficiente de resistência à força cortante
ψ	Fator de combinação

Demais símbolos não listados, serão explicados quando de sua utilização.

LISTA DE SIGLAS

AISI	Norma Americana de Chapa Dobrada (American Iron Steel Institute).
CSA	Norma Canadense de Chapa Dobrada (Canadian Standards Association CAN3-S136-M84).
NB-143	Norma Brasileira de Chapa Dobrada (Cálculo de Estruturas de Aço Constituídas por Perfis Leves).
NBR-8800	Norma Brasileira de Perfis Laminados e Soldados (Projeto e Execução de Estruturas de Aço de Edifícios).

RESUMO

SILVA, RONISI CAZELI G. *Fundamentos teóricos e aspectos gerais para projeto de estruturas em aço com perfis conformados a frio*. São Carlos, 1995. 225p. Dissertação (Mestrado) - Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo.

Aborda-se os principais aspectos da fundamentação teórica relativos ao dimensionamento de elementos em aço, constituídos por perfis de chapa dobrada, baseados nas prescrições das normas Americana e Canadense.

A fundamentação teórica destina-se a justificar os procedimentos referentes ao dimensionamento de perfis de aço conformados a frio, em particular os elementos comprimidos e fletidos, além dos aspectos da flambagem local destes perfis.

Aborda-se também uma análise dos métodos de projeto das estruturas metálicas formadas por estes perfis, apresentando-se algumas disposições e alguns aspectos interessantes e essenciais no desenvolvimento de um edifício industrial leve.

Tendo em vista a grande utilização dos perfis conformados a frios em terças, desenvolveu-se uma sistemática de cálculo fornecendo os valores dos momentos admissíveis que poderão ser aplicados para um pré-dimensionamento.

Palavras-chave: Aço; Perfis conformados a frio, Projeto.

ABSTRACT

SILVA, RONISI CAZELI G. *Theoretical fundamentals and general aspects for the design of cold-formed steel structures*. São Carlos, 1995. 225p. Dissertação (Mestrado) - Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo.

An analysis of the theoretical basis for the design of cold-formed steel structural members, according to the American and Canadian Standards, is made.

The theoretical background is used to justify the procedure to obtain the required geometry of the cold-formed steel structural members particularly the compression and flexural members, also to explain some aspects of the local buckling.

Furthermore, an analysis of the design method of steel structures with these profiles is made. Some interesting and essential aspects are presented in what concerns to the development of a light industrial building.

Having in mind the intensive use of cold-formed members in purlin structures, a procedure for systematic calculation was developed to determine the allowable bending moment values that can be used on a preliminary design.

Keywords: Steel; Cold-formed steel members; Design.

CAPÍTULO 1

INTRODUÇÃO

1.1 - GENERALIDADES

A utilização de estruturas em aço obtidas por perfis de chapa dobrada, também denominados perfis leves, é usual em outros países como na Europa e Estados Unidos, e encontra-se atualmente em fase de rápido crescimento no Brasil.

O sistema de conformação é obtido pelo dobramento a frio de chapas finas de aço, variando a sua espessura entre 0,378mm e 6,35mm. Podem-se obter perfis com espessuras maiores, até 25,4mm, desde que o equipamento para realizar as dobras (prensa dobradeira) e o tipo de aço especificado sejam apropriados para tal. Com este processo de dobramento podem-se obter seções com diversas formas, sendo as mais usuais perfis do tipo "U", "U" enrijecido, "Z", "Z" enrijecido, cartola, seções fechadas, tubo retangular, etc.

Pela grande variedade de seções obtidas a partir da conformação de chapas finas de aço, associada com as características de resistência, rigidez e leveza, os elementos de chapa dobrada têm sido empregados largamente na construção civil. É comum o uso destes perfis em coberturas, em passarelas, em torres de transmissão, etc. Além disso, pela sua potencialidade tem sido empregados também na indústria automobilística, na indústria aeronáutica, na indústria mecânica, na indústria ferroviária, transportes e também na agroindústria.

Estes perfis estão sendo cada vez mais utilizados devido a sua grande vantagem quando comparados com aos perfis laminados a quente, pois pode-se obter perfis mais leves, mais econômicos, apresentando formas e dimensões adequadas à solicitações, facilidades de produção, baixo custo de estoque, flexibilidade do processo de dobragem a frio e grande liberdade de escolha ao projetista, tanto no formato da seção transversal, como nas dimensões.

Fazendo-se uma breve comparação com elementos de madeira e de concreto armado, observam-se vantagens tais como leveza, facilidade de produção, alta resistência, instalação fácil e segura, detalhamento preciso, características uniformes, economia, fácil transporte e execução, etc.

A viabilidade econômica da aplicação das estruturas formadas por perfis de chapa dobrada está no baixo peso do aço, proporcionando assim, um custo menor de montagem e diminuição do prazo de execução.

1.2 - BREVE HISTÓRICO

Segundo YU (1985), o uso dos elementos de chapa dobrada na construção de edifícios começou por volta de 1850 nos Estados Unidos e Inglaterra.

Em 1939, iniciaram-se pesquisas sobre este material na Universidade Cornell sob a orientação do professor George Winter.

No ano seguinte, houve um avanço nos estudos sobre o comportamento de seções delgadas, com a publicação do livro "Thin-Walled Elastic Beams" de autoria de Vlasov. Neste livro Vlasov expôs sua teoria sobre o efeito do empenamento elástico de vigas com paredes finas, sendo seu método de análise baseado nas propriedades setoriais da seção transversal de vigas e cascas, para as quais a relação largura-espessura das paredes excede 10. Vlasov foi, então, um dos primeiros a compreender que o princípio de Bernoulli, aplicável aos elementos de paredes espessas, não pode mais ser evocado quando se trata de seções com paredes finas.

Em 1940, iniciou-se o emprego de elementos estruturais em chapa dobrada em maior escala na construção civil e no uso militar, a segunda guerra mundial aumentou de maneira significativa o consumo de elementos de aço.

A partir de 1946, o uso e o desenvolvimento de perfis com paredes finas constituídas em aço, foi incentivado nos Estados Unidos, onde surgiu a primeira norma para projetos e construções de estruturas constituídas de perfis de chapa dobrada publicada pelo AISI¹ - American Iron and Steel Institute. A especificação foi baseada, em grande parte, nos resultados obtidos da pesquisa efetuada na Universidade Cornell, sob a orientação de George Winter desde 1939.

No Brasil, existe a norma NB-143, "Cálculo de estruturas de aço constituídas por perfis leves", de 1967, baseada nas especificações do AISI de 1962. Devido a sua

¹Utilizar-se-á a sigla AISI para denominar a normalização americana publicada pelo American Iron and Steel Institute referente aos perfis conformados a frio.

desatualização, esta norma tem sido substituída por normas estrangeiras mais recentes como CSA² - Canadian Standards Steel - e o próprio AISI.

A escassez de bibliografia especializada se agrava ainda mais, para os projetos de edificações de pequeno porte (com cargas e vãos relativamente pequenos), justamente o tipo de edificação em que o uso de perfis leves é recomendável e onde se enquadra grande maioria das obras brasileiras.

Para que se tenha uma melhor idéia da importância do emprego de perfis em chapa dobrada, a seguir são apresentadas algumas obras.

1.3 - OBRAS

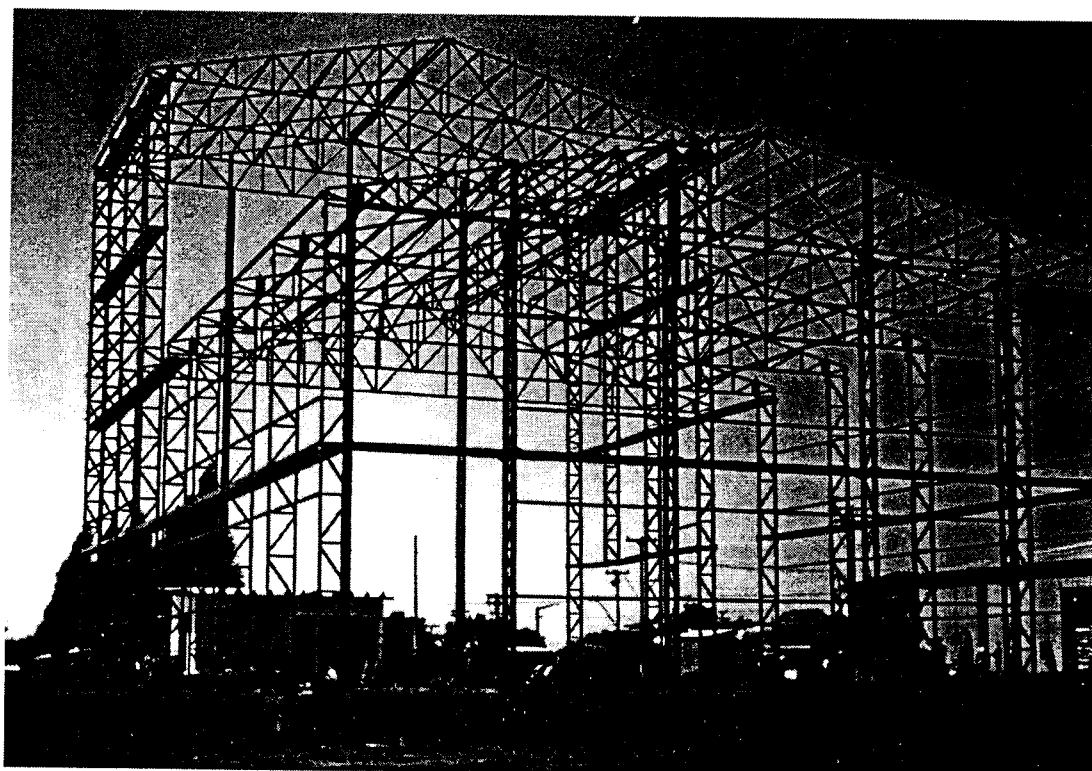


FIGURA 1.1 - Estrutura em chapa dobrada em fase de montagem —
Descalvado/SP (1990).

²Utilizar-se-á a sigla CSA para denominar a normalização canadense publicada pelo Canadian Standards Association (CSA) CAN3-S136-M84 referente aos perfis conformados a frio.

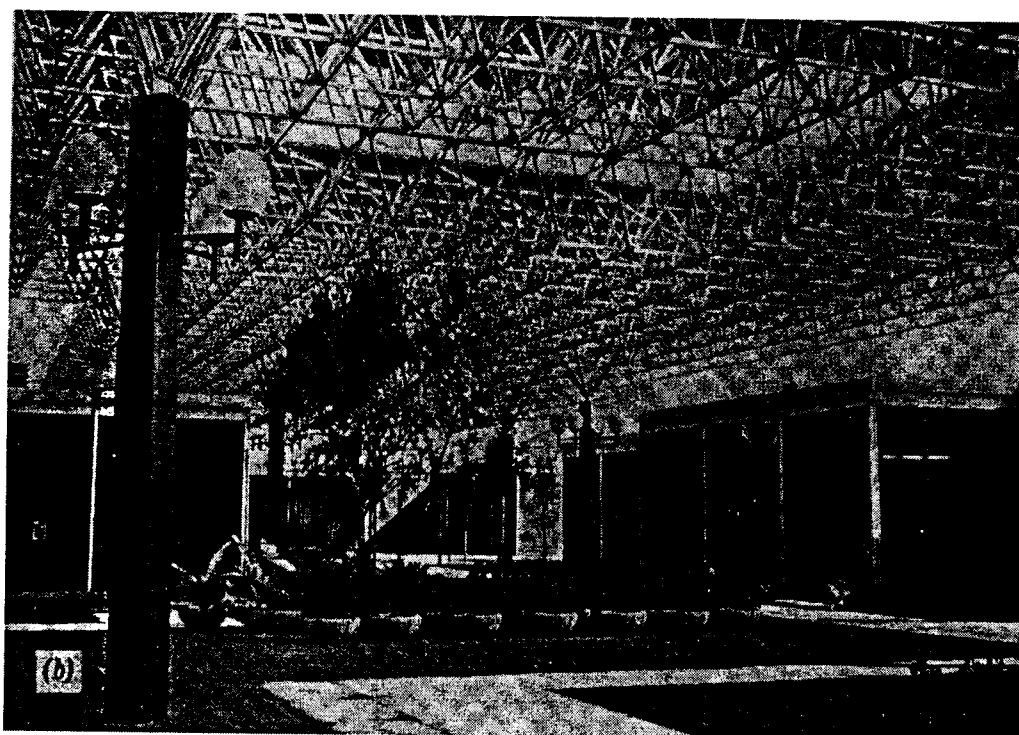
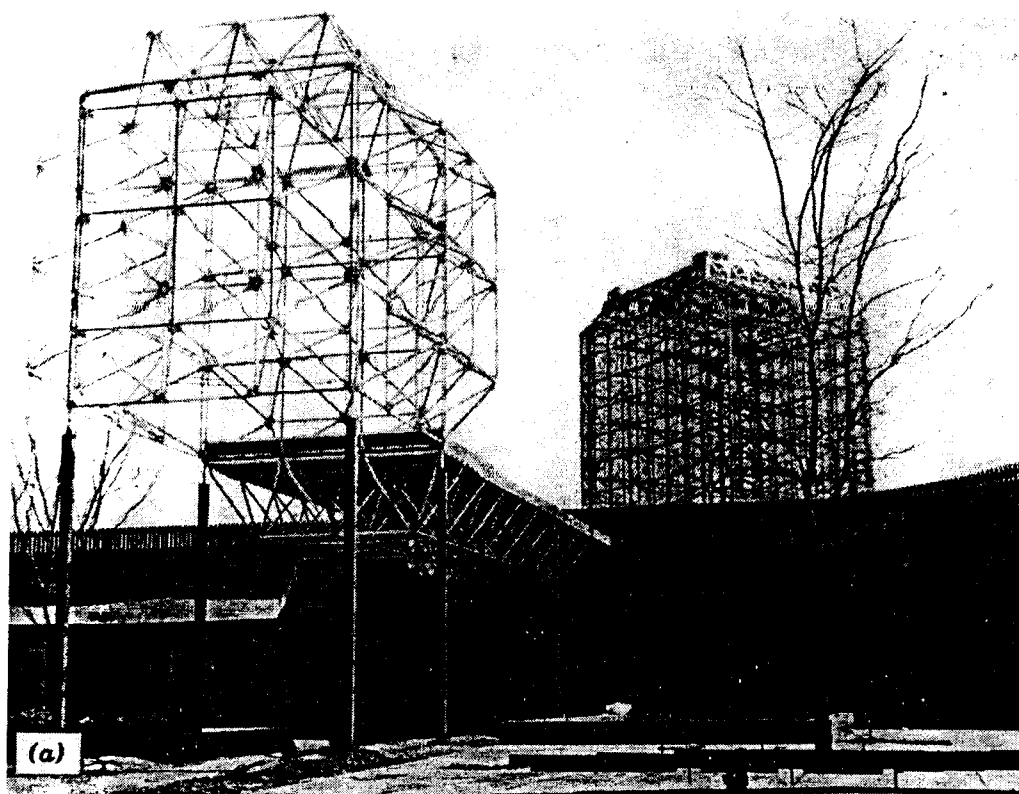


FIGURA 1.2 - Estruturas espaciais constituídas em perfis de chapa dobrada (YU, 1985).

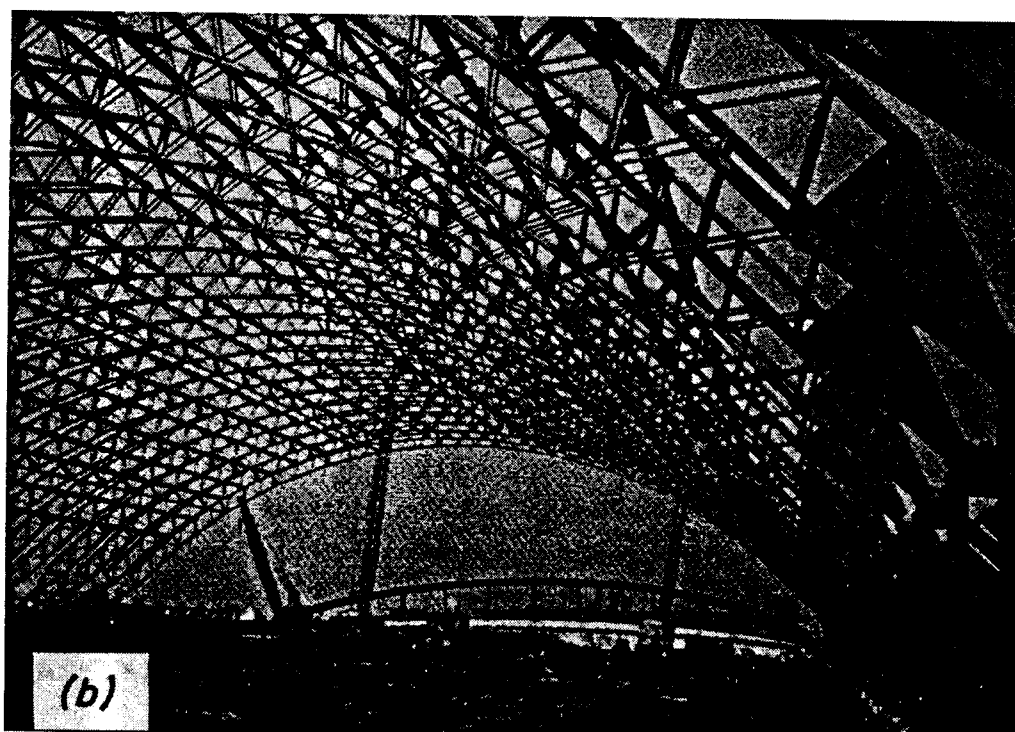
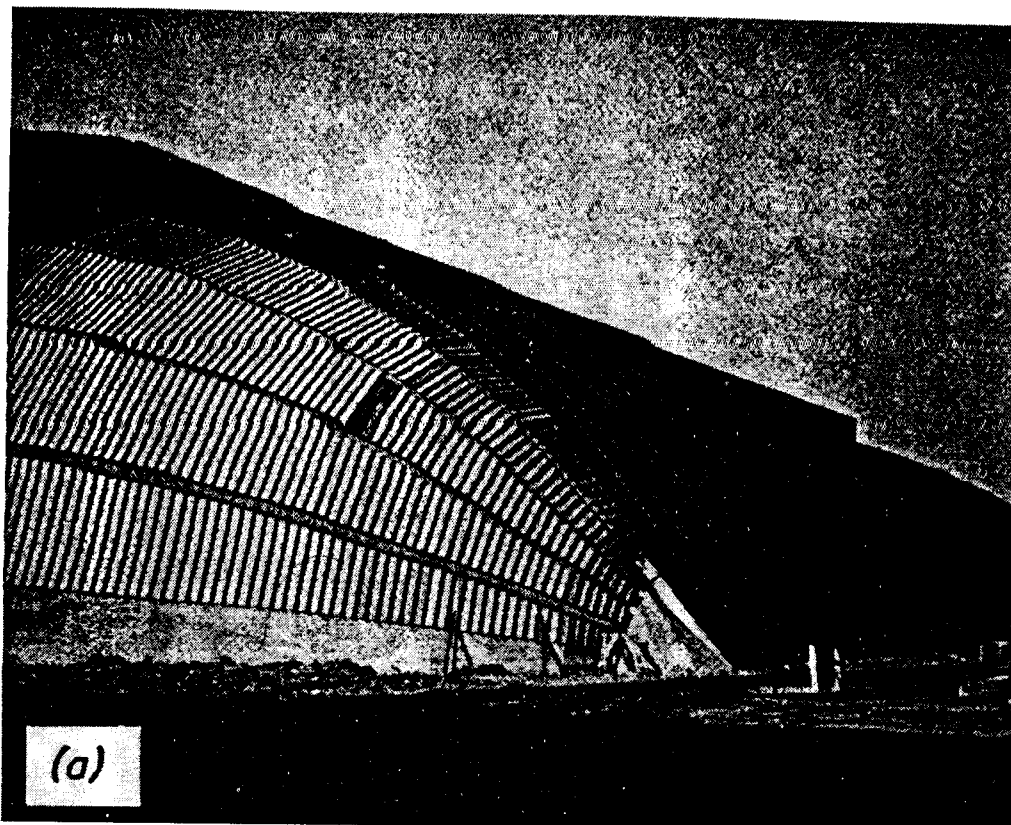


FIGURA 1.3 - Estrutura de um hangar utilizando perfis de chapa dobrada (YU, 1985).

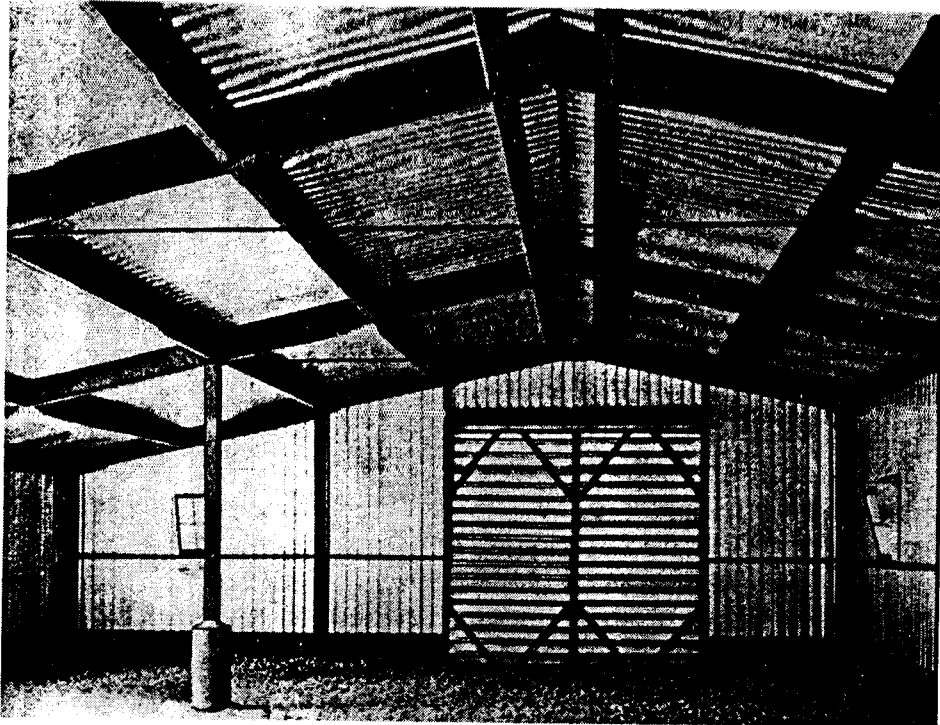


FIGURA 1.4 - Estrutura de um galpão constituído inteiramente por perfis de chapa dobrada (YU, 1985).



FIGURA 1.5 - Edifício padronizado com pórtico principal constituído de perfil laminado e fechamentos, cobertura e acessórios de acabamento em chapa dobrada (YU, 1985).

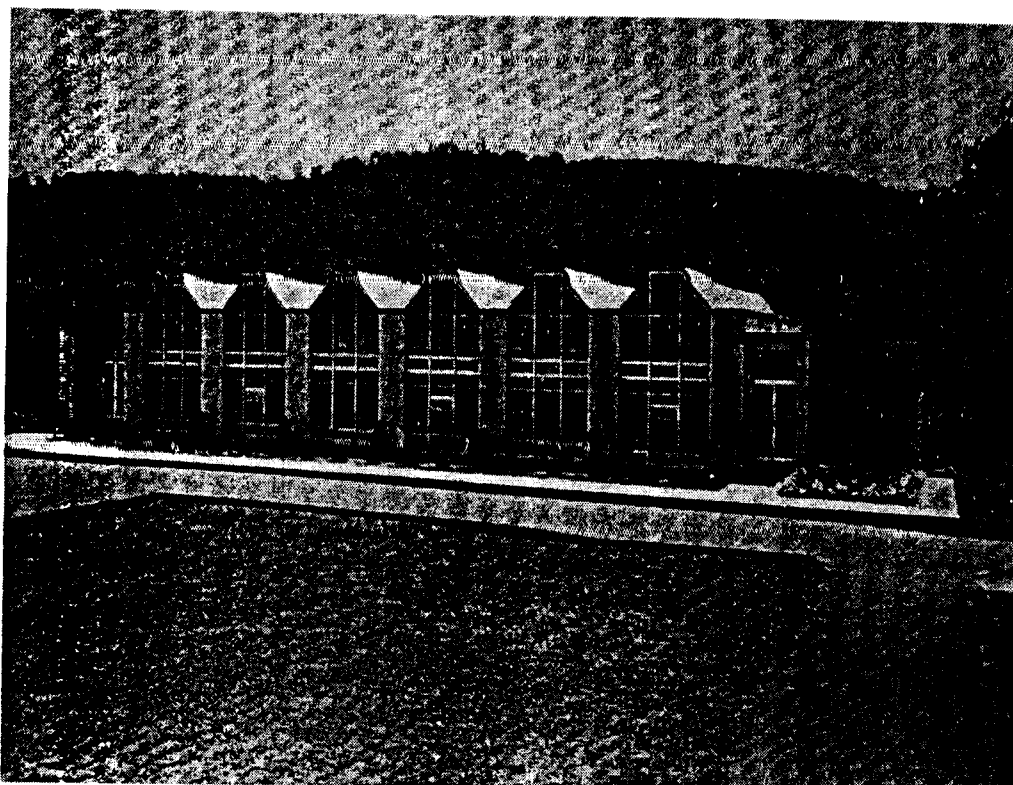


FIGURA 1.6 - Painéis de cobertura em chapa dobrada (YU, 1985).

1.4 - OBJETIVOS

Tendo em vista o crescimento da utilização dos perfis de chapa dobrada, como elemento estrutural na construção civil, os objetivos almejados por este trabalho são:

- a) apresentar os aspectos gerais destes elementos estruturais;
- b) desenvolver vários aspectos da formulação teórica para o dimensionamento deste elementos;
- c) apresentar uma composição estrutural com perfis conformados a frio;
- d) desenvolver uma sistematização dos cálculos destes elementos estruturais quando aplicados em terças, vigas ou longarinas.

Por serem as terças em chapa dobrada amplamente utilizadas como elementos estruturais de cobertura, tanto em estruturas leves como na composição de estruturas com perfis laminados, torna-se importante a análise destes elementos procurando-se obter uma maior viabilidade técnica para o seu emprego.

Desta forma, procura-se com este trabalho facilitar os cálculos apresentando, em forma de tabelas e gráficos, os valores dos momentos fletores admissíveis usados no pré-dimensionamento das terças.

1.5 - APRESENTAÇÃO DO TRABALHO

Após estas breves considerações sobre o assunto, pode-se descrever, com detalhes, o conteúdo do trabalho. Assim, no segundo capítulo apresentam-se os materiais usados nos perfis de chapa dobrada, contendo uma relação dos aços de qualidade estrutural que devem ser empregados para a conformação a frio. Apresentam-se também as propriedades mecânicas dos principais aços, os tipos de perfis usuais e as características geométricas das seções.

A resistência dos elementos estruturais esbeltos comprimidos em chapa dobrada e critérios de cálculo, estão descritos no terceiro capítulo, analisando-se a tensão crítica de flambagem elástica, de flambagem inelástica e a largura efetiva destes elementos.

No quarto capítulo apresenta-se o procedimento teórico para o dimensionamento dos perfis às solicitações de tração, compressão, flexão, cisalhamento e flexo-compressão. A formulação apresentada baseia-se no método dos estados limites segundo as normas CSA (1984) e AISI (1991) para o projeto de estruturas onde são empregados esses perfis.

No quinto capítulo apresenta-se alguns aspectos para projetos como elementos para terças, treliças de cobertura, colunas e contraventamentos, além dos tipos de elementos e onde são utilizados.

Com a finalidade de facilitar os cálculos para o pré-dimensionamento de terças, no sexto capítulo descreve-se em forma de exemplo numérico o método utilizado, onde foi possível gerar tabelas e gráficos de fácil entendimento e utilização, que encontram-se apresentadas no anexo I.

O capítulo sete trata das considerações finais e conclusões.

CAPÍTULO 2

PERFIS ESTRUTURAIS EM CHAPA DOBRADA

2.1 - COMENTÁRIO GERAL DOS MATERIAIS EMPREGADOS EM PERFIS DE CHAPA DOBRADA

Segundo YU (1985), as propriedades do material plano tem um importante papel no desempenho de elementos estruturais, principalmente no tocante às propriedades mecânicas das chapas de aço, tiras, placas ou barras planas normalmente usadas nas construções em chapa dobrada.

São especificados quatorze tipos de aços na edição de 1986 da AISI, sendo eles representados na tabela 2.1.

TABELA 2.1 - Principais aços estruturais ASTM e sua utilização
(MANUAL BRASILEIRO PARA CÁLCULO DE ESTRUTURAS METÁLICAS, 1986)

ESPECIFICAÇÃO ASTM	TIPOS DE PRODUTOS	UTILIZAÇÃO
A36	Perfis, chapas e barras de aço-carbono.	Construção soldada e parafusada; pontes, edifícios, torres e uso estrutural em geral.
A53	Tubos soldados ou sem costura, pretos ou galvanizados.	Construção soldada e parafusada; uso principal em edifícios, especialmente em pilares e barras de treliças.

TABELA 2.1 - Continuação

A242	Perfis, chapas e barras de aço de alta resistência e baixa liga.	Construção soldada e parafusada; pontes edifícios, torres e uso estrutural em geral. A resistência a corrosão atmosférica é cerca de quatro vezes maior que a do aço-carbono; aço resistente ao intemperismo.
A440	Perfis, chapas e barras de aço de alta resistência.	Construção parafusada; pontes edifícios, torres e outras estruturas. A resistência à corrosão atmosférica é duas vezes maior que a do aço-carbono.
A441	Perfis, chapas e barras de aço de alta resistência e baixa liga, contendo Manganês e Vanádio.	Construção soldada ou parafusada, porém usado principalmente em estruturas soldadas; pontes, edifícios e outras estruturas. A resistência à corrosão atmosférica é duas vezes maior que a do aço-carbono.
A446	Chapas finas em bobinas ou cortadas, galvanizadas.	Perfis formados a frio, usados em edifícios, principalmente do tipo padronizado, pré-fabricado; construção soldada, parafusada com parafusos comuns ou auto-atarrachantes.
A500	Perfis tubulares formados a frio, soldados ou sem costura, redondos, quadrados, retangulares ou com formatos especiais.	Construção soldada ou parafusada; pontes, edifícios e uso estrutural em geral.

TABELA 2.1 - Continuação

A501	Perfis tubulares formados a quente, soldados ou sem costura, redondos, quadrados, retangulares ou com formatos especiais.	Construção soldada ou parafusada; pontes, edifícios e uso estrutural em geral.
A514	Chapas temperadas, aço de elevado limite de escoamento.	Usado principalmente em pontes soldadas e outras estruturas. A técnica de soldagem não deve afetar as propriedades da chapa, especialmente na zona afetada pelo calor.
A529	Chapas e barras de aço-carbono com espessura até 13mm.	Edifícios, principalmente do tipo padronizado, pré-fabricado; construção soldada ou parafusada.
A570	Chapas finas e tiras de aço-carbono, laminadas a quente, em bobinas ou cortadas.	Perfis soldados a frio usados em edifícios, principalmente do tipo padronizado, pré-fabricado; construção soldada, parafusada com parafusos comuns ou auto-atarrachantes.
A572	Perfis, chapas, estacas pranchas e barras de aço de alta resistência e baixa liga, contendo Colúmbio e Vanádio.	Construção soldada ou parafusada em edifícios, usando todos os graus de resistência do aço; na construção de pontes, somente nas resistências 300, 320 e 350MPa.

TABELA 2.1 - Continuação

A588	Perfis, chapas e barras de alta resistência e baixa liga.	Usado principalmente em pontes soldadas e em edifícios. A resistência à corrosão atmosférica é cerca de quatro vezes maior que a do aço-carbono; aço resistente ao intemperismo.
A606	Chapas finas e tiras de aço de alta resistência e baixa liga, laminadas a quente e a frio.	Uso em estruturas e em outras finalidades onde for importante a economia de peso e maior durabilidade.

São apresentadas na tabela 2.2 as propriedades mecânicas dos principais aços citados anteriormente na tabela 2.1.

Na citação dos aços listados na tabela 2.2, outras chapas de aço ou tiras de qualidade não estrutural também podem ser usadas para finalidade estrutural, desde que suas propriedades químicas e mecânicas sejam determinadas através de ensaios adequados. As informações das propriedades do aço podem ser estabelecidas pelos fabricantes.

São especificados pela norma canadense CSA (1984) os aços ASTM citados anteriormente e os aços da especificação CSA Standards, como: CAN3-G40 21, CAN3-G40 21-M, aços de qualidade estrutural.

No Brasil, o material mais usado para fabricação de perfis de chapa dobrada são os aços de qualidade não estrutural. Segundo a norma brasileira NB-143/1967, as chapas ou tiras de aço utilizadas para a fabricação dos perfis estruturais deverão satisfazer às especificações brasileiras (EB), devendo sua espessura estar compreendida entre 1mm e 6mm. Na falta das especificações brasileiras (EB), serão adotadas as especificações ASTM A245, A303, A374, A375 e A446, até o limite máximo de 35 kN/cm² para limite de escoamento dos vários aços estruturais.

TABELA 2.2 - Propriedades mecânicas dos aços ASTM relacionados pelo AISI (SÁLES & MALITE, 1993).

DESCRIÇÃO DO AÇO	ESPECIFICAÇÃO ASTM	f_v (MPa)	f_{II} (MPa)	f_{II} / f_v	A (%)
AÇO CARBONO	A 36	250	400 [@]	1.61 [@]	23 (50)
			550	2.22	
AÇO DE BAIXA LIGA E ALTA RESISTÊNCIA MECÂNICA	A 242	345	480	1.39	18 (200)
AÇO DE BAIXA LIGA E ALTA RESIST. MECÂNICA (*)	A 441	345	480	1.39	18 (200)
AÇO ZINCADO DE QUALIDADE ESTRUTURAL	A 446 / A	225	310	1.38	20 (50)
	B	255	360	1.41	18 (50)
	C	275	380	1.38	16 (50)
	D	345	450	1.30	12 (50)
	E	550	565	1.03	-
	F	345	480	1.39	12 (50)
AÇO CARBONO	A 500 / A	269	310	1.15	
	B	317	400	1.26	
	C	345	427	1.24	
AÇO CARBONO	A 529	290	41 [@] 585	1.4 [@] 2.02	19(200)
AÇO CARBONO	A 570 / A	172	310	1.80	23 (50)
	B	207	338	1.63	21 (50)
	C	225	359	1.60	18 (50)
	D	275	379	1.38	15 (50)
	E	290	400	1.38	13 (50)

TABELA 2.2 - Continuação.

DESCRIÇÃO DO AÇO	ESPECIFICAÇÃO ASTM	f_v (MPa)	f_{II} (MPa)	f_{II}/f_v	A (%)
AÇO DE BAIXA LIGA E ALTA RESIST. MECÂNICA	A 572 / 42	290	415	1.43	24 (50)
	45	310	415	1.34	22 (50)
	50	345	448	1.30	21 (50)
	55	380	483	1.27	20 (50)
	60	415	517	1.25	18 (50)
	65	448	552	1.23	17 (50)
AÇO DE BAIXA LIGA E ALTA RESIST. MECÂNICA	A 588	345	483	1.40	21 (50)
AÇO DE BAIXA LIGA E ALTA RESIST. MEC. COM RESIST. À CORROSÃO MELHORADA	A 606	310	448	1.44	22 (50)
CHAPAS OU TIRAS DE AÇO DE BAIXA LIGA E ALTA RESISTÊNCIA MECÂNICA. (NIÓBIO E / OU VANÁDIO) LAMINADAS A QUENTE OU A FRIO.	A 607 / 45	310	414	1.33	25 - 22 (50)
	50	345	448	1.30	22 - 20 (50)
	55	380	483	1.27	20 - 18 (50)
	60	414	517	1.25	18 - 16 (50)
	65	448	552	1.23	16 - 15 (50)
	70	483	586	1.21	14 (50)
AÇO CARBONO LAMINA- DO A FRIO	A 611 / A	172	290	1.68	26 (50)
	B	207	310	1.50	24 (50)
	C	228	331	1.45	22 (50)
	D	276	359	1.30	20 (50)
	E	552	566	1.03	-
AÇO DE BAIXA LIGA E AL- TA RESISTÊNCIA MECÂNICA	A 715 / 50	345	414	1.20	24 (50)
	60	414	483	1.17	22 (50)
NOTAS:					
(*) FABRICAÇÃO SUSPensa EM 1989					
A = ALONGAMENTO MÍNIMO EM PORCENTAGEM					
(50) BASE DE MÉDIA = 50 mm					
(200) BASE DE MÉDIA = 200 mm					

2.2 - LIMITE DE ESCOAMENTO, RESISTÊNCIA À TRAÇÃO E DIAGRAMA TENSÃO-DEFORMAÇÃO

A resistência dos elementos estruturais depende do limite de escoamento e do limite de resistência à tração, exceto em conexões e nos casos onde a ruptura ocorrerá por flambagem local e global. Como indicado na tabela 2.2, os limites de escoamento dos aços listados pela AISI (1986) varia entre 172 a 483 MPa.

Como apresenta a figura 2.1, existem dois tipos gerais para o comportamento curvas tensão-deformação dos aços. A primeira é do tipo escoamento definido (figura 2.1a) e a segunda do tipo escoamento gradual (figura 2.1b). Aços produzidos por laminação a quente têm o comportamento tensão-deformação do tipo escoamento definido. Para estes tipos de aço, o ponto de escoamento é definido pelo valor correspondente ao patamar de escoamento na curva.

Aços trabalhados a frio apresentam escoamento do tipo gradual, onde o limite de escoamento é um valor convencional que pode se adotado por dois métodos: o método "offset" e o método de tensão correspondente a uma deformação arbitrada.

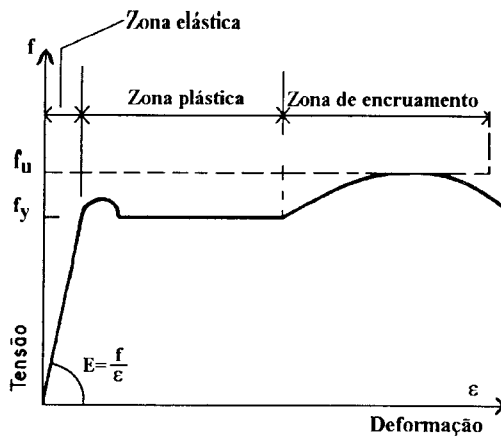
O método "offset" é muito usado para aços inoxidáveis e aços liga, onde o limite de escoamento é definido pela intersecção da curva tensão-deformação e da reta paralela à reta de Hooke (trecho elástico), definida a partir de uma deformação específica. Em geral, esta deformação é de 0,2% (figura 2.2a).

O método da tensão correspondente a uma deformação arbitrada é muito usado para chapas e tiras de aço carbono de qualidade estrutural. O valor convencional dado pela tensão correspondente a uma deformação específica é o limite de escoamento. O alongamento total especificado é usualmente 0,5% (figura 2.2b). Em muitos casos, os pontos de escoamento determinados por esses dois métodos são similares.

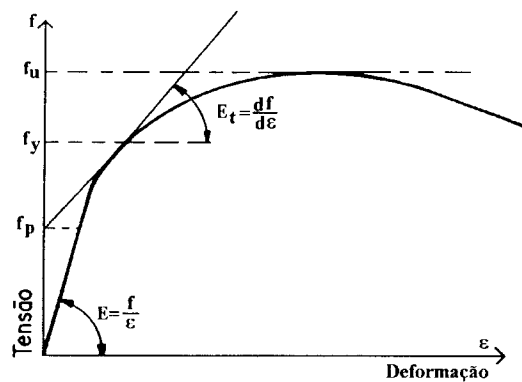
A resistência à tração de tiras ou chapas de aços usadas para seções conformadas a frio tem pouca influência no cálculo destes elementos. A resistência de um elemento comprimido ou fletido é, geralmente, limitada pelo escoamento ou pela estabilidade, principalmente nos elementos comprimidos com elevada relação largura-espessura (flambagem local) e nas barras com grande índice de esbeltez (flambagem global).

Como indicado na tabela 2.2, as resistências mínimas dos aços listados pela especificação do AISI (1986) apresentam uma relação entre o limite de resistência e o limite de escoamento do aço (f_u/f_y) de 1,17 a 2,22. Estudos anteriores citados em YU (1986) indicam que os efeitos do trabalho a frio na conformação de perfis dependem,

em grande parte, da relação entre a resistência última e o limite de escoamento do aço virgem.

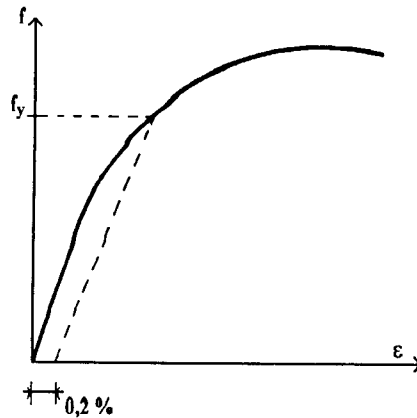


(a) escoamento definido, com patamar de escoamento (correspondem, basicamente, aos aços carbono estruturais, laminados a quente).

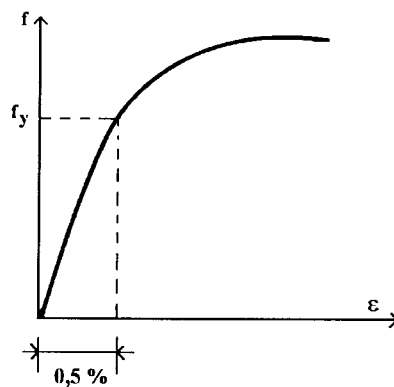


(b) escoamento gradual, sem patamar de escoamento (correspondem, basicamente, aos aços carbono estruturais trabalhados ou laminados a frio)

FIGURA 2.1 - Tipos de comportamento tensão-deformação de corpos de prova de aços ensaiados à tração.



(a) método Offset



(b) método da deformação arbitrada

FIGURA 2.2 - Limite de escoamento convencional para aços com escoamento gradual.

2.3 - MÓDULO DE ELASTICIDADE E MÓDULO DE ELASTICIDADE TANGENTE

Além da tensão de escoamento f_y , a resistência dos elementos que rompem por flambagem também depende do módulo de elasticidade "E" e do módulo tangente " E_t ".

Defini-se como módulo de elasticidade "E" a relação tensão/deformação do trecho linear do diagrama tensão-deformação (reta de Hooke). Os valores de "E"

geralmente variam de 200.000 a 207.000 MPa, sendo o valor recomendado pelas normas AISI (1980) e CSA (1984) para utilização em projetos de 203.000 MPa.

A inclinação da tangente à curva define o módulo tangente " E_t " do material, sendo variável em função da tensão aplicada. Para os aços com curva tensão-deformação do tipo escoamento definido, o módulo tangente " E_t " é igual ao módulo de elasticidade " E " até o ponto de escoamento. Já para aços com curva tensão-deformação do tipo escoamento gradual, $E_t=E$ somente até o limite de proporcionalidade. Acima deste limite o módulo tangente diminui progressivamente.

Esta análise acima é válida para o estudo de corpos de prova isentos de tensões residuais.

2.4 - DUCTIBILIDADE

Define-se ductibilidade como "a capacidade do material em se deformar plasticamente antes da ruptura". Sua importância é fundamental para a conformação a frio e a utilização estrutural de aços, pois conduz a mecanismos de ruptura acompanhados de grandes deformações, possibilitando medidas preventivas antes do colapso da estrutura. Não sendo necessária somente para o processo de conformação a frio de elementos, mas também para a redistribuição plástica, principalmente nas ligações onde podem ocorrer concentrações de tensões.

Geralmente a ductibilidade é medida através do alongamento permanente nos ensaios de tração de materiais metálicos para as diversas categorias de aços. A tabela 2.2 ilustra que, para a faixa usual de espessuras das chapas de aço e tiras usadas em perfis de chapa dobrada, o alongamento mínimo em 2 polegadas (50,8mm), varia de 12 a 26% e em 8 polegadas (203mm), varia de 18 a 19%.

2.5 - SOLDABILIDADE

Soldabilidade é a capacidade de um aço ser soldado satisfatoriamente, livre de incrustações, permitindo a execução de ligações sem dificuldade na penetração do metal base. Esta propriedade é função básica da composição química do material e varia com o tipo de aço e o processo de soldagem utilizado.

2.6 - INFLUÊNCIA DO TRABALHO A FRIO NAS PROPRIEDADES MECÂNICAS DO AÇO

As propriedades mecânicas dos elementos de chapa dobrada são consideravelmente diferentes das propriedades dos aços planos ("virgens"). Isto ocorre devido à operação de conformação a frio, que aumenta a tensão de escoamento e a resistência à tração na região da dobra, porém diminui a ductibilidade. A porcentagem de aumento no limite de escoamento é maior que no limite de resistência, causando uma sensível redução na diferença entre estes valores.

O material dos cantos de uma seção trabalhada a frio sofre maior influência que o material das partes planas, pois as propriedades mecânicas são diferentes em várias partes da seção transversal. O escoamento, ou flambagem local, sempre se inicia na porção plana da seção devido ao menor limite de escoamento do aço nesta região, ocorrendo uma redistribuição de tensões das partes planas para os cantos da seção. A figura 2.3 apresenta a variação das propriedades mecânicas do aço em vários pontos de uma seção.

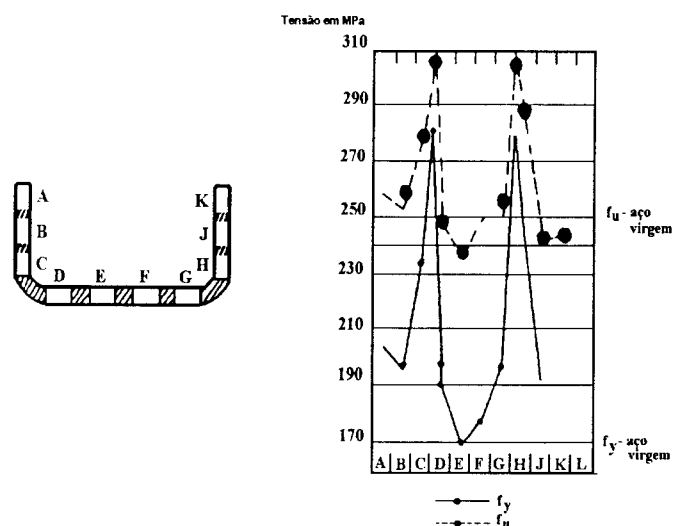


FIGURA 2.3 - Efeito do trabalho à frio nas propriedades mecânicas do aço (YU, 1985).

Basicamente, os efeitos do trabalho a frio nas propriedades mecânicas do aço dependem do tipo de aço, do tipo de sollicitação (tração ou compressão), da direção da sollicitação com relação à direção do trabalho a frio (transversal ou longitudinal),

da proporção f_u/f_y , da relação raio de dobramento com espessura (R/t) e da quantidade do trabalho a frio.

Resultados de pesquisas experimentais citados em YU (1985) indicaram que as mudanças das propriedades mecânicas devido ao dobramento a frio são, principalmente, causadas pelo encruamento, figura 2.4.

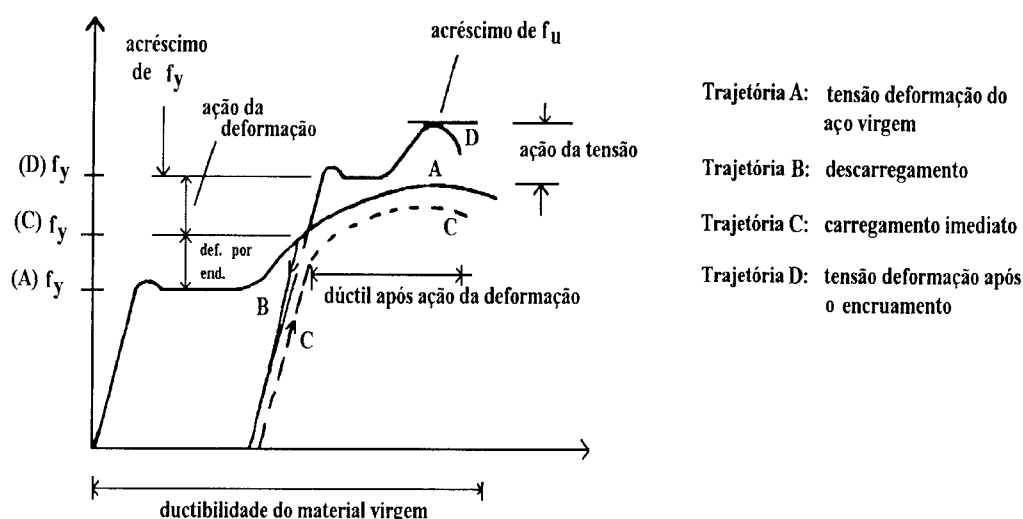


FIGURA 2.4 - Efeito do encruamento e ação da deformação nas características tensão-deformação do aço.

Pode-se notar no diagrama tensão-deformação, que o limite de escoamento das curvas "C" e "D" são maiores que a do material virgem curva "A", e que a ductibilidade decresce após o encruamento.

A mudança nas propriedades mecânicas produzida pela fabricação da seção a frio e a adição do efeito do encruamento são também causadores do efeito de Bauschinger, direto e inverso.

Neste caso o efeito de Bauschinger direto pode ser compreendido como "a resistência longitudinal à compressão do aço estirado é menor que a resistência longitudinal à tração." Por outro lado, o efeito Bauschinger inverso produz a situação contrária na direção transversal ao estiramento, ou seja, a resistência transversal à compressão é maior que a resistência à tração.

2.7 - TENSÕES RESIDUAIS

A presença de tensões residuais e a distribuição não homogênea das características mecânicas das seções transversais originam um comportamento diferenciado entre as várias partes de um perfil de aço.

As tensões residuais são as tensões que surgem nos elementos metálicos devido ao processo de fabricação, transporte, montagem, sobrecargas ocasionais e cargas pelos serviços de reparação e modificação da estrutura.

Pelo processo de fabricação, as tensões residuais são resultantes dos efeitos térmicos e mecânicos ocorridos durante o processo de laminação dos aços.

Os efeitos térmicos podem ser entendidos como o tratamento sob calor, resfriamento após fundição, soldagem, o corte por maçarico e o resfriamento após laminação a quente. Já os efeitos mecânicos como sendo a laminação a frio, desempenamento de chapas, usinagem, conformação a frio e o corte com serra, guilhotina ou fresa.

Geralmente, as tensões residuais nos perfis de chapa dobrada ocorrem pelo efeito da conformação a frio durante o processo de fabricação. Isto ocorre pelo fato das chapas de aço possuírem um estado de tensão, sendo estas submetidas a uma superposição de tensões por ações externas.

O valor e a distribuição das tensões residuais dependem do tipo de seção transversal, da temperatura de laminação ou soldagem, das condições de resfriamento e do método de retificação das peças.

WENG & PEKOZ (1990), a partir de resultados experimentais para perfis de chapa dobrada de seção "U", concluíram que o valor e a distribuição das tensões residuais podem ser simplificados e idealizadas como:

- há tensões residuais de tração na superfície externa da seção e tensões residuais de compressão na superfície interna;
- as tensões residuais são supostas como linearmente variáveis através da espessura da chapa;
- o aumento das tensões residuais nas regiões dos cantos pode ser desprezado devido à tensão de escoamento nesta região ser maior;
- os valores das tensões residuais das seções transversais são compreendidos entre 25% a 75% do limite de escoamento do material virgem;
- o mesmo padrão da distribuição das tensões residuais pode ser assumido para todas as seções transversais.

Através do método de seccionamento em tiras, a figura 2.5 apresenta as medições de tensões residuais para um perfil "U".

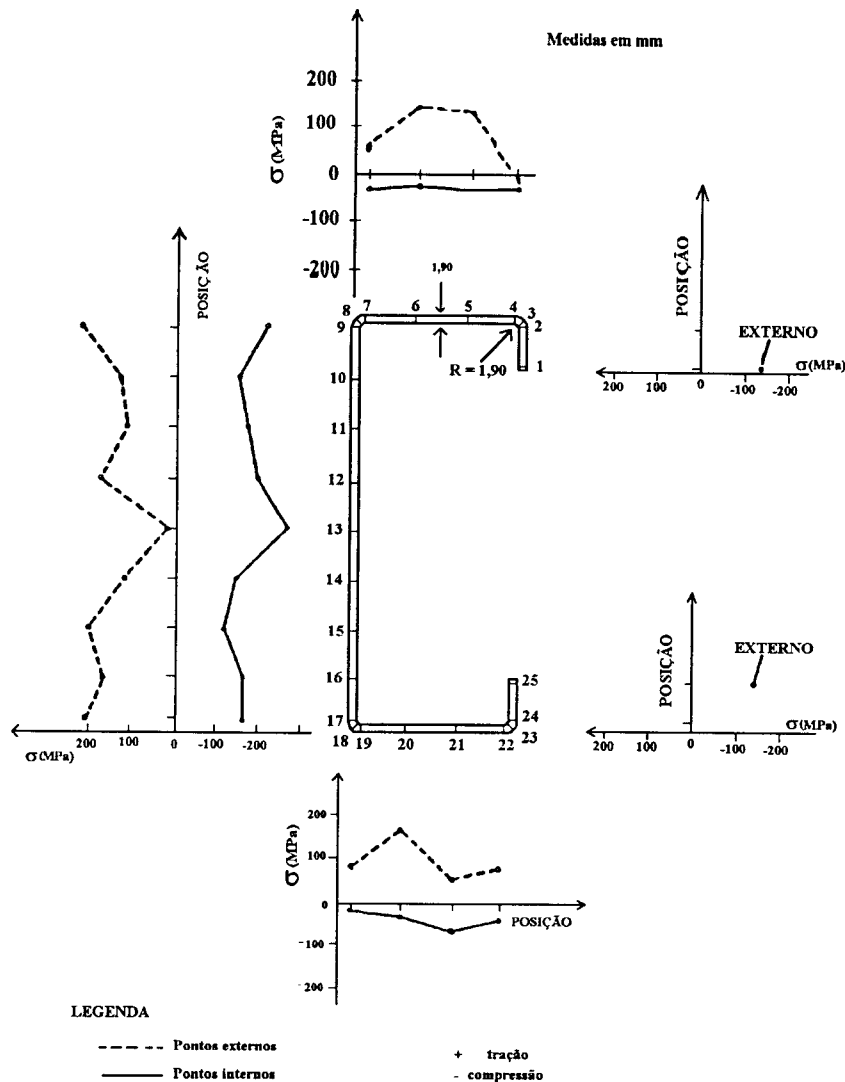


FIGURA 2.5 - Tensões residuais em um perfil U (150x60x20x1,90)
(RODRIGUES & BATISTA apud JAVARONI, 1993, p21)¹

¹RODRIGUES, F.C.; BATISTA, E.M. Tensões residuais e imperfeições em perfis industriais conformados a frio por dobramento de chapa fina da aço. Rio de Janeiro: COPPE - URFJ, s. d. 18p apud JAVARONI, C. E. (1993). "Perfis de aço conformados a frio por dobramento de chapas finas, fundamentos teóricos para o dimensionamento de barras"; dissertação (Mestrado) EESC-USP.

2.8 - TIPOS DE PERFIS

Existe uma variedade de seções que podem ser obtidas pela composição de perfis ou por dobramento para aplicações específicas. As peças estruturais de perfis de chapa dobrada podem ser utilizadas como elementos individuais, elementos múltiplos, painéis para coberturas, fechamentos e pisos, conforme a descrição das seguintes figuras:

a) Elementos individuais e múltiplos



Figura 2.6 - Perfil canal tipo "U"



Figura 2.7 - Cantoneiras

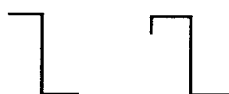


Figura 2.8 - Perfil "Z"



Figura 2.9 - Perfil cartola



Figura 2.10 - Duplo U

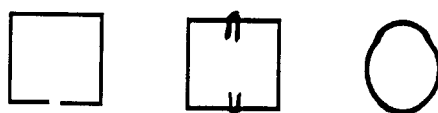


Figura 2.11 - Tubular

b) Painéis para coberturas, fechamentos e pisos



figura 2.12 - Coberturas (Telhados)



figura 2.13 - Fechamento ou tapamento (Paredes)

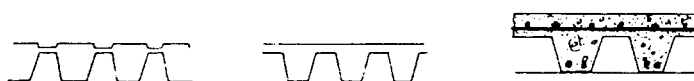


figura 2.14 - Pisos (Decks)



Figura 2.15 - Telhas portantes (coberturas)

2.9 - PROPRIEDADES GEOMÉTRICAS

Como geralmente as espessuras (t) dos elementos que compõem os perfis de chapa dobrada são constantes, as propriedades geométricas das linhas e curvas destes perfis podem ser simplificadas pelo uso do método linear. Neste método, o material da seção transversal é admitido como sendo concentrado ao longo da linha média da seção e os elementos planos e os cantos são tratados como linha.

Após o cálculo linear ter sido completado, é introduzido a espessura (t). Deste modo, a área total será $A = L \times t$, e o momento de inércia $I = \bar{I}' \times t$, sendo "L" o comprimento total dos elementos planos e em curva e \bar{I}' é o momento de inércia tratado como uma linha.

São apresentadas a seguir, figura 2.16, as propriedades de elementos de linha para algumas seções transversais típicas:

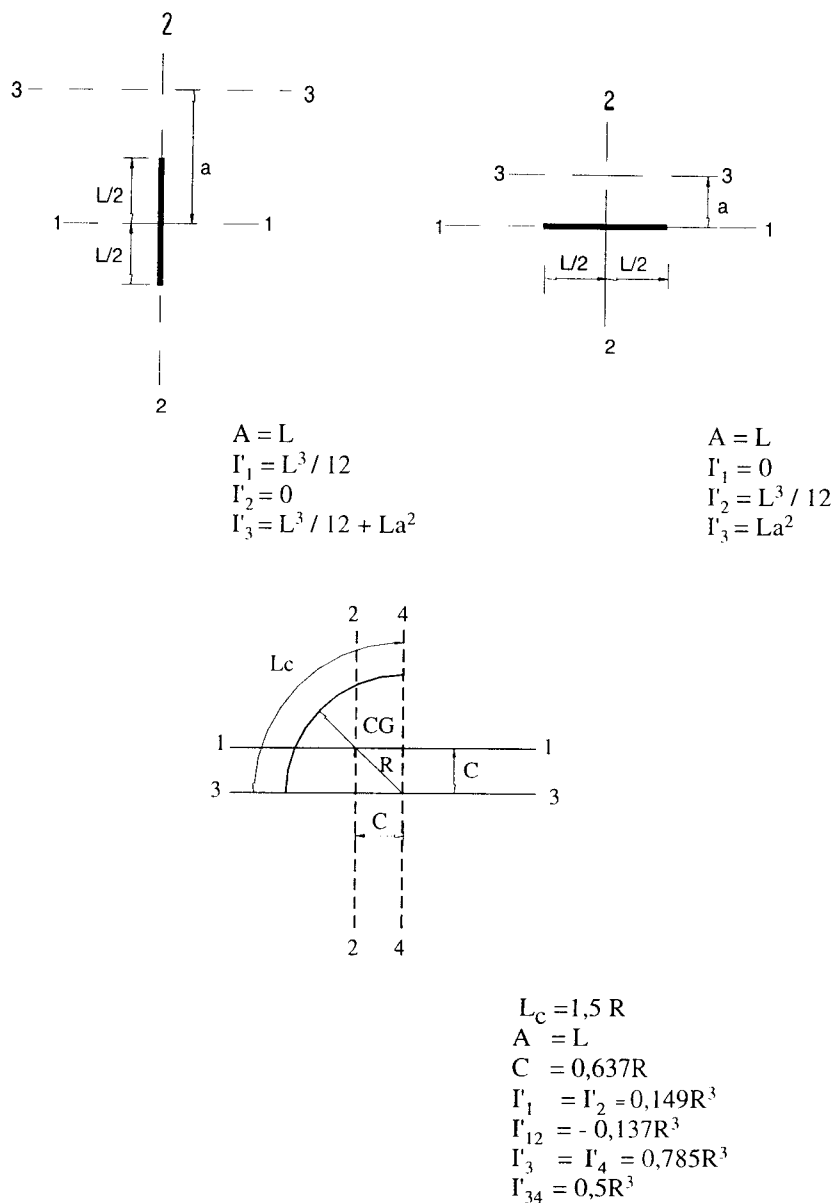


Figura 2.16 - Propriedades geométricas de elementos lineares.

CAPÍTULO 3

FUNDAMENTOS TEÓRICOS PARA ELEMENTOS ESBELTOS COMPRIMIDOS

3.1 - GENERALIDADES

Em geral, os elementos de chapa dobrada são de espessura pequena com relação largura/espessura elevada. Portanto, torna-se indispensável a verificação e o controle da flambagem local dos elementos, pois quando submetidos à compressão axial, compressão na flexão, cisalhamento, etc, tendem a flambar localmente com tensões bem menores que as de escoamento. A figura 3.1 apresenta a flambagem local de alguns perfis fletidos e comprimidos.

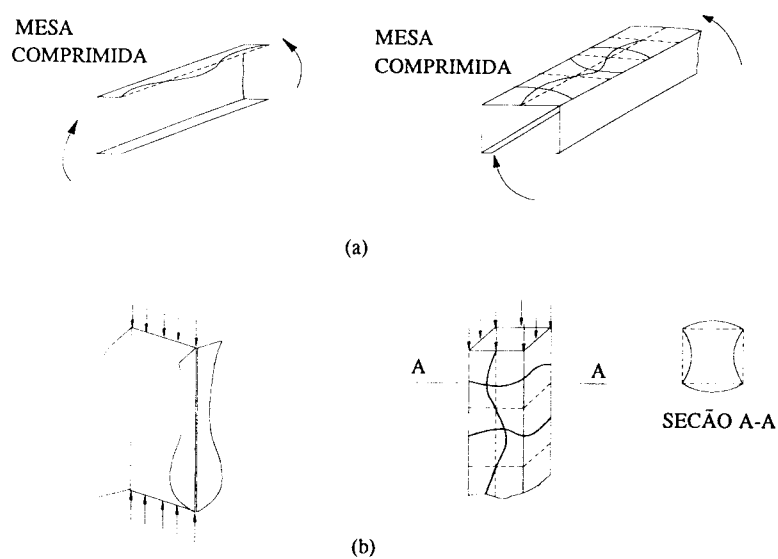


FIGURA 3.1 - Flambagem local de elementos comprimidos

(a) vigas

(b) colunas

Nas estruturas de chapa dobrada, os elementos planos da seção transversal do perfil podem flambar localmente (flambagem de chapa) sob uma tensão menor que a tensão que provoca o escoamento inicial da sua seção transversal ou mesmo daquela que provoca a flambagem global do perfil. Entretanto, a resistência destes elementos é tal que são capazes de apresentar uma "redistribuição de tensões" uma vez atingida a tensão crítica de flambagem. Este fenômeno é conhecido como "resistência pós-flambagem" dos elementos. No dimensionamento dos elementos de aço, esta resistência pós-flambagem é considerada por torná-los mais econômicos.

3.2 - DEFINIÇÕES

Elemento comprimido enrijecido → trata-se de um elemento plano uniformemente comprimido com duas bordas paralelas à direção da tensão normal de compressão, apoiadas lateralmente por enrijecedores adequados, figura 3.2.

Elemento comprimido não enrijecido → trata-se de um elemento plano comprimido que apresenta uma borda livre, paralela à direção da tensão normal de compressão, figura 3.3.

Elementos com enrijecedores múltiplos à compressão → trata-se de um elemento adequadamente enrijecido nas duas bordas paralelas à direção da tensão e também por meio de enrijecedor intermediário, figura 3.4.

Largura plana (b) → trata-se da largura da parte plana de um elemento entre enrijecedores, viradas de borda ou outros elementos, não incluindo a parte curva.

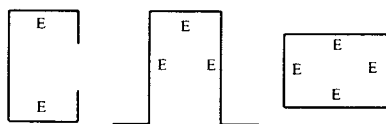


FIGURA 3.2 - Seções transversais com elementos comprimidos enrijecidos.

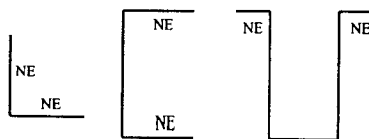


FIGURA 3.3 - Seções transversais com elementos comprimidos não enrijecidos.

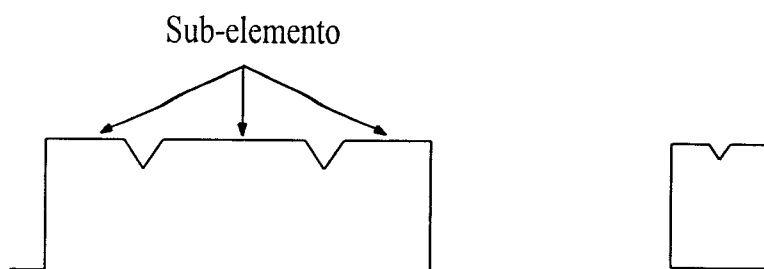


FIGURA 3.4 - Seções transversais com enrijecimento múltiplo à compressão.

3.3 - TENSÃO BÁSICA DE PROJETO (f)

Pode-se definir a tensão básica de projeto para as ações devidas às cargas permanentes e às cargas acidentais.

Para o caso de tração, compressão (sem flambagem) e flexão, utiliza-se um coeficiente de segurança igual a 5/3 (1,67):

$$f = 0,6 f_y \quad (3.1)$$

Esta tensão é aplicada quando a ruptura ocorre por escoamento. No caso de flambagem, para os elementos enrijecidos emprega-se uma largura efetiva, com uma redução da seção e, para os elementos não enrijecidos, adota-se uma tensão admissível à flambagem, sendo esta menor ou igual à tensão básica de projeto " f ".

Para o caso de cisalhamento, a tensão básica de projeto é dada pelo critério de resistência de von Mises com um coeficiente de segurança igual a 1,44.

$$f_v = \frac{f_v}{\sqrt{3}} \frac{1}{1,44} = 0,4 f_y \quad (3.2)$$

Estas condições e conceitos de segurança são as adotadas quando utiliza-se o método das tensões admissíveis, em particular estes são os valores recomendados pela AISI (1986).

3.4 - ELEMENTOS COMPRIMIDOS ENRIJECIDOS

3.4.1 - GENERALIDADES

Um elemento enrijecido de uma seção transversal qualquer, quando sujeito à tensão de compressão, pode flambar tal como uma chapa, sem que ocorra a flambagem global da barra. O elemento atinge o colapso por escoamento se a relação (b/t) for relativamente pequena.

3.4.2 - TENSÃO CRÍTICA DE FLAMBAGEM DE CHAPA EM REGIME ELÁSTICO

Analisando-se uma chapa quadrada, simplesmente apoiada nas quatro bordas e uniformemente comprimida na direção x , a flambagem da chapa ocorrerá com uma curvatura simples nas duas direções, figura 3.5. Entretanto, para uma chapa retangular, com o comprimento (a) bem maior que a largura (b) , sujeita à tensão uniforme de compressão na direção x e simplesmente apoiada em todas suas bordas, a configuração deformada da chapa na flambagem apresenta uma série de ondas, com a largura (h) aproximadamente igual a largura (b) da mesma figura 3.6.

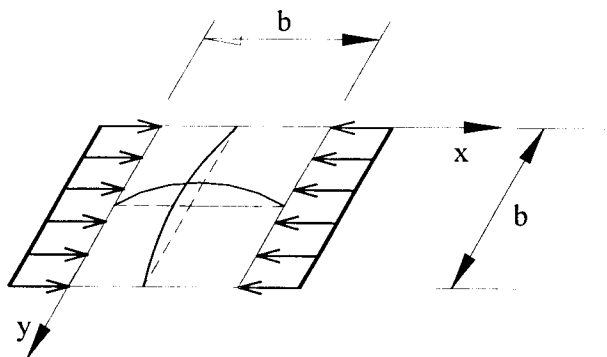


FIGURA 3.5 - Chapa quadrada apoiada nas quatro bordas sujeita a tensão de compressão uniforme.

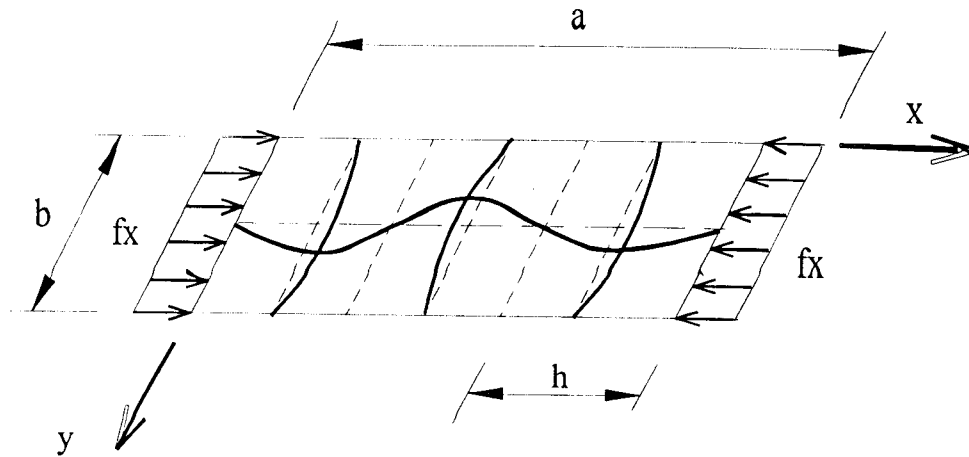


FIGURA 3.6 - Chapa retangular sujeita a tensão de compressão uniforme.

Pode-se determinar a tensão crítica de flambagem elástica a partir da equação diferencial baseada na hipótese de pequenos deslocamentos, dado por:

$$\frac{\partial^4 \omega}{\partial x^4} + 2 \frac{\partial^4 \omega}{\partial x^2 \partial y^2} + \frac{\partial^4 \omega}{\partial y^4} + \frac{f_x t}{D} \frac{\partial^2 \omega}{\partial x^2} = 0 \quad (3.3)$$

onde:

$$D = \frac{Et^3}{12(1-\nu^2)} = \text{rigidez à flexão da chapa}$$

ν = coeficiente de Poisson (adotado 0,3 para aço em regime elástico)

ω = deslocamento da chapa perpendicular à superfície

f_x = tensão de compressão na direção

t = espessura da chapa

Se m e n são os números de meia onda senoidal nas direções x e y , respectivamente, o deslocamento (ω) de uma chapa retangular com as bordas simplesmente apoiadas, pode ser representado por uma série dupla:

$$\omega = \sum_{m=1}^{\infty} \sum_{n=1}^{\infty} A_{mn} \operatorname{sen} \frac{m\pi x}{a} \operatorname{sen} \frac{n\pi y}{b} \quad (3.4)$$

A equação anterior satisfaz as condições de contorno para uma chapa simplesmente apoiada em todas as bordas.

A tensão crítica de flambagem elástica para uma chapa pode ser determinada resolvendo-se a equação (3.3) empregando o deslocamento da equação (3.4), sendo:

$$f_{cr} = \frac{D\pi^2}{tb^2} \left[m \left(\frac{b}{a} \right) + \frac{n^2}{m} \left(\frac{a}{b} \right) \right]^2 \quad (3.5)$$

Através da equação (3.5), considerando-se $n=1$, uma meia onda senoidal na direção y , obtém-se o menor valor para a tensão crítica, por:

$$f_{cr} = \frac{kD\pi^2}{tb^2} \quad (3.6)$$

onde:

$$k = \left[m \left(\frac{b}{a} \right) + \frac{1}{m} \left(\frac{a}{b} \right) \right]^2 \quad (3.7)$$

Obtém-se a equação geral para a tensão crítica de flambagem elástica, para uma chapa retangular comprimida em uma direção, substituindo-se o valor de D na equação (3.6):

$$f_{cr} = \frac{k\pi^2 E}{12(1-\nu^2)(b/t)^2} \quad (3.8)$$

O valor do coeficiente de flambagem de chapa k , usado na equação (3.8), encontra-se na figura 3.7 para diferentes relações a/b , das condições de contorno e distribuição de tensões na chapa. Nota-se que o valor k é igual a 4 para valores inteiros da relação a/b . Também é válido este valor de $k = 4$, para valores relativamente grandes da relação a/b .

A figura 3.7 apresenta, de uma forma gráfica, o valor de k em função da relação a/b . Quando a relação a/b for maior que 4, o valor mínimo de k é igual a 4 e pode ser usado para a determinação da tensão crítica de flambagem elástica para uma chapa retangular simplesmente apoiada ao longo das suas quatro bordas e sujeita a tensão de compressão uniforme em uma direção, sendo:

$$f_{cr} = \frac{\pi^2 E}{3(1-\nu^2)(b/t)^2} \quad (3.9)$$

A tabela 3.1 apresenta os valores de k para uma chapa retangular longa ($a/b \geq 4$), sujeita a diferentes distribuições de tensões e com diferentes condições de contorno.

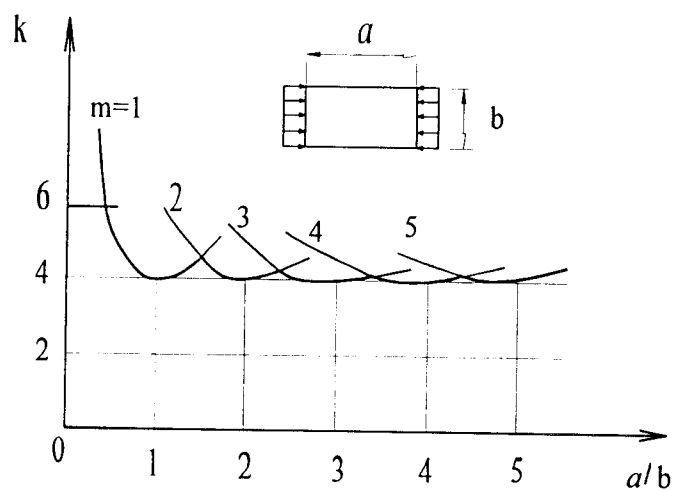


FIGURA 3.7 - Coeficiente de flambagem elástica para chapas retangulares uniformemente comprimidas (YU, 1985).

3.4.3 - TENSÃO CRÍTICA DE FLAMBAGEM DE CHAPA EM REGIME INELÁSTICO

Quando a tensão de compressão na chapa ultrapassa a tensão limite de proporcionalidade do aço, a chapa comporta-se como uma chapa anisotrópica, ou seja, apresenta propriedades diferentes em todas as direções.

BLEICH (1924), propôs a seguinte equação diferencial para flambagem de chapa no regime inelástico:

$$\tau \frac{\partial^4 \omega}{\partial x^4} + 2\sqrt{\tau} \frac{\partial^4 \omega}{\partial x^2 \partial y^2} + \frac{\partial^4 \omega}{\partial y^4} + \frac{f_x t}{D} \frac{\partial^2 \omega}{\partial x^2} = 0 \quad (3.10)$$

onde:

$$\tau = E_t / E$$

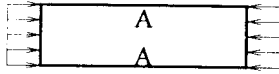
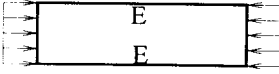

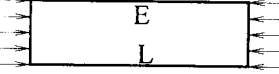
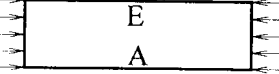
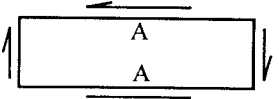
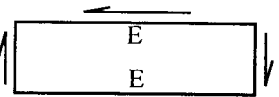
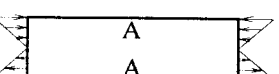
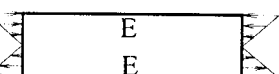
E_t = módulo de elasticidade tangente do aço.

Portanto, a expressão para o cálculo da tensão crítica de flambagem de chapa no regime inelástico pode ser representada por:

$$f_{cr} = \frac{k\pi^2 E \sqrt{\tau}}{12(1-\nu^2)(b/t)^2} \quad (3.11)$$

O termo " $\sqrt{\tau}$ " é o fator de redução plástica de uma chapa sujeita a tensão de compressão uniforme em uma direção, sendo este fator variável com o tipo de sollicitação e as condições de contorno da chapa.

TABELA 3.1 - Valores de K para determinação da tensão crítica de flambagem elástica (YU, 1985).

Caso	Vinculação das bordas	Solicitação	Valor de k
1		compressão	4,0
2		compressão	6,97
3		compressão	0,425
4		compressão	1,277
5		compressão	5,42
6		cisalhamento	5,34
7		cisalhamento	8,98
8		flexão	23,9
9		flexão	41,8

E : engaste A : apoio simples L : livre

3.4.4 - RESISTÊNCIA PÓS-FLAMBAGEM E LARGURA EFETIVA

O comportamento de uma chapa é diferente do comportamento de um elemento considerado unidimensional como uma barra, quando esta atinge a tensão de flambagem. Devido às suas características consideradas bidimensionais, após atingir a tensão de flambagem, a chapa suporta um acréscimo de tensão ocorrendo uma redistribuição de tensões para as partes enrijecidas, ao contrário da barra que, ao atingir a tensão crítica de flambagem, praticamente não há condições de suportar acréscimos de tensões. Este fenômeno da chapa é denominado de "comportamento pós-flambagem" e é muito pronunciado para chapas com relação largura espessura elevadas.

O mecanismo pós-flambagem pode ser ilustrado por meio do modelo de grelha na figura 3.8. As "colunas longitudinais" tendem a flambarem mas são impedidas pelas "vigas transversais".

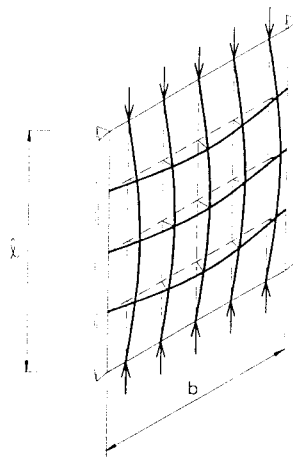


FIGURA 3.8 - Modelo de grelha para a resistência pós-flambagem de chapas (YU, 1985).

Na chapa, a distribuição de tensão na seção transversal é uniforme até a iminência da flambagem, figura 3.9a. Após flambar, uma pequena parte da tensão do centro da chapa é transferida para as bordas. Com isto obtém-se uma distribuição não uniforme de tensões, figura 3.9b. A redistribuição de tensões continua ocorrendo até que a tensão na borda atinge a tensão limite de escoamento, figura 3.9c, verifica-se portanto o colapso da chapa.

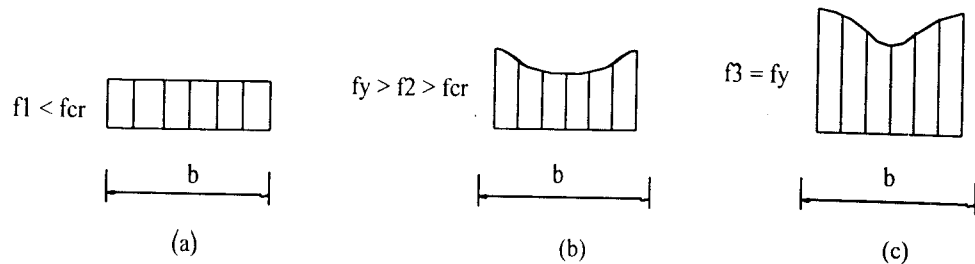


FIGURA 3.9 - Distribuições da tensão para um elemento comprimido enrijecido.

O comportamento pós-flambagem de uma chapa isolada pode ser analisado através da teoria dos grandes deslocamentos. YU (1985) apresenta a equação diferencial para o estudo do comportamento para grandes deslocamentos que foi introduzida por von Karman em 1910, sendo:

$$\frac{\partial^4 \omega}{\partial x^4} + 2 \frac{\partial^4 \omega}{\partial x^2 \partial y^2} + \frac{\partial^4 \omega}{\partial y^4} = \frac{t}{D} \left(\frac{\partial^2 F}{\partial y^2} \frac{\partial^2 \omega}{\partial x^2} - 2 \frac{\partial^2 F}{\partial x \partial y} \frac{\partial^2 \omega}{\partial x \partial y} + \frac{\partial^2 F}{\partial x^2} \frac{\partial^2 \omega}{\partial y^2} \right) \quad (3.12)$$

onde F é uma função de tensão definida como a tensão para fibra média da chapa, e:

$$f_x = \frac{\partial^2 F}{\partial y^2} \quad f_y = \frac{\partial^2 F}{\partial x^2} \quad \tau_{xy} = - \frac{\partial^2 F}{\partial x \partial y} \quad (3.13)$$

Devido sua complexidade para fins práticos, esta teoria para grandes deslocamentos é pouco aplicada. Visando simplificar o tratamento das chapas esbeltas em regime pós-flambagem, von Karman et al (1932)¹ apud YU (1985), propôs o método da largura efetiva.

Neste método, ao invés de se considerar a distribuição não uniforme de tensões sobre toda a largura "b" da chapa, considera-se que a força total é suportada por uma largura efetiva fictícia "b_{ef}", que fica sujeita a uma distribuição uniforme de tensões "f_{máx}", conforme figura 3.10. A largura efetiva pode ser obtida de modo que a área sob a curva da distribuição não uniforme de tensões seja igual a soma de duas partes da área retangular equivalente de largura total e com uma intensidade de tensão igual a "f_{máx}", como:

¹Von Karman, T., E. E. Sechler, and L. H. Donnel (1932). "The Strength of Thin Plates in Compression," Transactions ASME, vol.54, APM 54-5 apud YU, W. W. (1985). "Cold-Formed Steel Design," New York, John Wiley & Sons.

$$\int_0^b f dx = b_{ef} f_{m\acute{a}x}$$

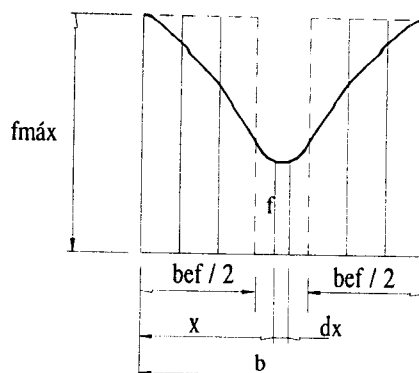


FIGURA 3.10 - Largura efetiva de um elemento enrijecido à compressão (YU, 1985).

A largura efetiva também pode ser considerada como uma largura particular da chapa em que a flambagem ocorre quando a tensão de compressão atinge a tensão de escoamento do aço. O valor teórico de " b_{ef} ", para uma chapa longa apoiada nas quatro bordas e sujeita a tensão uniforme de compressão, pode ser determinado pela equação (3.14) assumindo " b_{ef} " com a tensão " f " e $f_{cr} = f_y$.

$$f_{cr} = f_y = \frac{\pi^2 E}{3(1 - \nu^2)(b_{ef}/t)^2} \quad (3.14)$$

ou, isolando b_{ef} :

$$b_{ef} = ct \sqrt{\frac{E}{f_y}} = 1,9t \sqrt{\frac{E}{f_y}} \quad (3.15)$$

onde:

$$\begin{aligned} \nu &= 0,3 \\ c &= \frac{\pi}{\sqrt{3(1 - \nu^2)}} = 1,9 \end{aligned}$$

WINTER (1959), com base em intensas pesquisas, mostrou que a equação (3.15) aplica-se também para elementos em que a tensão máxima " $f_{m\acute{a}x}$ " é inferior à tensão limite de escoamento do aço. Desta forma, a equação (3.15) pode ser reescrita como:

$$b_{ef} = ct \sqrt{\frac{E}{f_{m\acute{a}x}}} \quad (3.16)$$

onde $f_{m\acute{a}x}$ é a máxima tensão atuante na borda da chapa, que pode ser menor que o limite de escoamento do aço f_y .

Com bases em resultados experimentais adicionais, WINTER² apud YU (1985) desenvolveu a equação (3.17) para o cálculo do termo "c" da equação (3.16) que depende, principalmente, do parâmetro adimensional $\sqrt{E/f_{m\acute{a}x}} (t/b)$, sendo:

$$c = 1,9 \left(1 - 0,475 \left(\frac{t}{b} \right) \sqrt{\frac{E}{f_{m\acute{a}x}}} \right) \quad (3.17)$$

No entanto, WINTER (1946)³ apud YU (1985) apresentou a expressão modificada para o cálculo da largura efetiva " b_{ef} " de uma chapa longa apoiada nas quatro bordas sujeita à compressão uniforme:

$$b_{ef} = 1,9t \sqrt{\frac{E}{f_{m\acute{a}x}}} \left[1 - 0,475 \left(\frac{t}{b} \right) \sqrt{\frac{E}{f_{m\acute{a}x}}} \right] \quad (3.18)$$

Segundo YU (1985), após várias pesquisas realizadas com perfis leves dobrados a frio, o AISI chegou a uma equação mais realista que é empregada atualmente para a determinação da largura efetiva " b_{ef} ", sendo:

$$b_{ef} = 1,9t \sqrt{E/f_{m\acute{a}x}} \left(1 - 0,415(t/b) \sqrt{E/f_{m\acute{a}x}} \right) \quad (3.19)$$

A equação anterior pode ser utilizada para a determinação da largura efetiva de elementos enrijecidos à compressão para diferentes condições de contorno, sendo reescrita por:

$$b_{ef} = 0,95t \sqrt{kE/f_{m\acute{a}x}} \left(1 - 0,208(t/b) \sqrt{kE/f_{m\acute{a}x}} \right) \quad (3.20)$$

²WINTER, G.; (1947). "Strength of Thin Steel Compression Flanges," (With Appendix), bulletin 35/3, Cornell University Engineering Experiment Station, Ithaca, NY apud YU, W. W. (1985). Cold-Formed Steel Design, "New York, John Wiley & Sons.

³WINTER, G.; (1970). "Commentary on the 1968 Edition of the Specification for the Design of Cold-Formed Steel Structural Members," American Iron and Steel Institute ed apud YU, W. W. (1985). "Cold-Formed Steel Design," New York: John Wiley & Sons.

onde "k" é o coeficiente de flambagem de chapa.

Pela equação (3.20), pode ser determinado o valor para o qual o elemento enrijecido à compressão é totalmente efetivo, $b_{ef} = b$ quando "b/t" é menor que:

$$\left(\frac{b}{t}\right)_{lim} = \lambda_{lim} = \frac{l}{1,5574} \sqrt{kE / f_{máx}} \quad (3.21)$$

ou

$$\lambda_{lim} = \frac{581}{\sqrt{f_{máx}}} \quad (3.22)$$

(K = 4 e $f_{máx}$ em MPa)

Para a fase de utilização, como exemplo na determinação de deslocamentos, o conceito da largura efetiva é baseado na tensão de utilização "f", resultante das ações nominais e devidamente combinadas, como:

$$b_{ef} = \frac{581}{\sqrt{f}} t, \text{ f em MPa} \quad (3.23)$$

3.5 - ELEMENTOS ENRIJECIDOS À COMPRESSÃO POR MEIO DE ENRIJECEDORES DE BORDA

3.5.1 - GENERALIDADES

Como apresentado no item 3.2, os elementos de chapa dobrada podem ser enrijecidos ou não enrijecidos. Como os elementos não enrijecidos à compressão apresentam uma borda livre, podem atingir a tensão crítica de flambagem com valores menores que os elementos enrijecidos de mesma dimensão e material.

O emprego de enrijecedores longitudinais nos componentes planos da seção transversal dos perfis é uma forma econômica de aumentar a resistência à flambagem local destes elementos. A borda enrijecida serve para manter um apoio contínuo ao elemento comprimido, paralelamente ao esforço solicitante. A figura 3.11 apresenta alguns tipos de enrijecedores de borda.

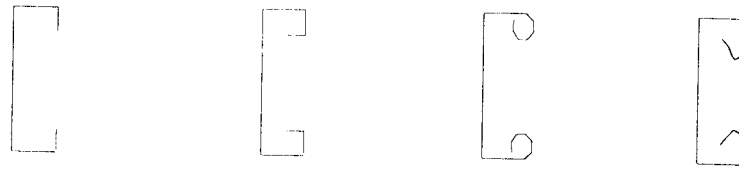


FIGURA 3.11 - Tipos de enrijecedores de borda.

3.5.2 - ENRIJECEDORES DE BORDA

Segundo DESMOND et al. (1981a), o comportamento de flambagem dos elementos planos enrijecidos por meio de enrijecedores de borda é caracterizado por dois modos de flambagem.

O primeiro é o modo de flambagem do enrijecedor, onde a instabilidade se inicia pela flambagem do enrijecedor na direção perpendicular ao plano da chapa a qual suporta. Para este modo, a instabilidade do enrijecedor induz simultaneamente a flambagem local do elemento, figura 3.12a. O segundo modo é a flambagem local da chapa, onde a instabilidade inicia-se pela flambagem da chapa, figura 3.12b.

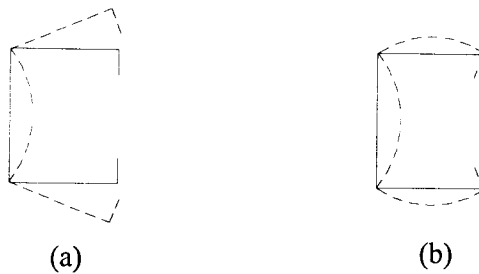


FIGURA 3.12 - Modos de flambagem

- (a) flambagem do enrijecedor
- (b) flambagem do elemento enrijecido

O coeficiente de flambagem K para os dois modos de flambagem está apresentado na figura 3.13 para várias combinações da altura "d" do enrijecedor e largura "b" do elemento plano. Com base nesta figura, a influência do enrijecedor na flambagem do elemento plano pode ser classificado como:

- a) Para relações d/b menores que aproximadamente 0,12, a rigidez do enrijecedor é suficiente para caracterizar um apoio contínuo ao elemento plano.

Conseqüentemente, a flambagem do conjunto se inicia pela flambagem do enrijecedor.

b) Para $0,12 < d/b < 0,4$, a flambagem se inicia simultaneamente no elemento plano e no enrijecedor. O coeficiente de flambagem de chapa, K , se aproxima assintoticamente de 4,0.

c) Para $d/b > 0,4$, a flambagem se inicia pela flambagem local do elemento plano enrijecido. Neste caso, a estabilidade local do enrijecedor de borda interage com a do elemento enrijecido e se inicia uma flambagem prematura desse elemento.

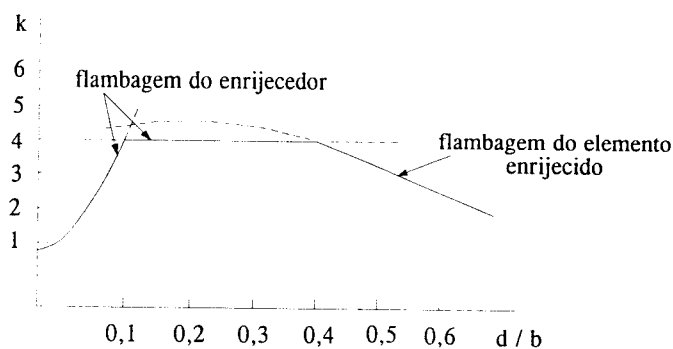


FIGURA 3.13 - Coeficiente de flambagem para elemento enrijecido por meio de enrijecedor de borda (DESMOND et al, 1981a).

De acordo com as especificações do AISI (1986) o momento de inércia adequado do enrijecedor pode ser obtido conforme três casos específicos:

Caso I

$$\frac{b}{t} \leq \frac{1,28}{3} \sqrt{\frac{E}{f}} \quad (3.24)$$

onde:

b = largura plana do elemento a ser enrijecido

t = espessura do elemento

f = tensão normal do elemento

É dispensável o uso do enrijecedor de borda neste caso, pois a largura efetiva do elemento não enrijecido à compressão é igual a sua largura bruta.

Caso II

$$\frac{1,28}{3} \sqrt{\frac{E}{f}} < \frac{b}{t} \leq 1,28 \sqrt{\frac{E}{f}} \quad (3.25)$$

$$I_a = 399 \left\{ \left[\frac{(b/t)}{(1,28 \sqrt{E/f})} \right] - 0,33 \right\}^3 t^4 \quad (3.26)$$

Caso III

$$\frac{b}{t} > 1,28 \sqrt{\frac{E}{f}} \quad (3.27)$$

$$I_a = \left\{ \left[115 \frac{(b/t)}{(1,28 \sqrt{E/t})} \right] + 5 \right\}^3 t^4 \quad (3.28)$$

A altura total da aba, "d", para enrijecedores formados de uma simples virada de borda tendo ângulo reto com o elemento a ser enrijecido, deve ser no mínimo:

$$d = \left(24 \frac{b}{t} - 156 \right)^{1/3} t \geq 4,8t \quad (3.29)$$

NOTA: Para a relação "b/t" maior que 60, não deve ser usado este tipo de enrijecedor.

3.5.3 - LARGURA EFETIVA DE ELEMENTO ENRIJECIDO À COMPRESSÃO POR MEIO DE ENRIJECEDORES DE BORDA

Para determinar as propriedades geométricas da seção efetiva de um elemento enrijecido à compressão por meio de enrijecedores de borda, emprega-se a equação (3.20) para o cálculo da largura efetiva de um elemento de chapa.

Segundo DESMOND et al (1981a), o coeficiente de flambagem (K) é determinado de forma a considerar a interação entre o elemento a ser enrijecido e o enrijecedor, figura 3.13, e as expressões de "b'ef", equação (3.32) e "A'ef", equação (3.33) permitem avaliar também um elemento parcialmente enrijecido ($I_{st} < I_a$):

a) Para $0,25 < (d/b) \leq 0,80$:

$$k = \left[4,82 - 5 \left(\frac{d}{b} \right) \right] \left(\frac{I_{st}}{I_a} \right)^n + 0,43 \leq 5,25 - 5 \left(\frac{d}{b} \right) \quad (3.30)$$

b) Para $(d/b) \leq 0,25$

$$k = 3,57 \left(\frac{I_{st}}{I_a} \right)^n + 0,43 \leq 4,0 \quad (3.31)$$

$$b'_{ef} = b_{ef} \left(\frac{I_{st}}{I_a} \right) \leq b_{ef} \quad (3.32)$$

$$A'_{ef} = A_{ef} \left(\frac{I_{st}}{I_a} \right) \leq A_{ef} \quad (3.33)$$

onde:

A_{ef} = área efetiva do elemento enrijecido

A'_{ef} = área efetiva reduzida para o caso de se ter enrijecimento parcial
($I_{st} < I_a$)

b = largura plana do elemento a ser enrijecido.

b_{ef} = largura efetiva do elemento enrijecido.

b'_{ef} = largura efetiva reduzida para o caso de se ter enrijecimento parcial
($I_{st} < I_a$)

d = dimensão definida na figura 3.14.

d' = largura plana da borda enrijecida definida na figura 3.14.

I_a = momento do inércia adequado do enrijecedor.

I_{st} = momento de inércia total do enrijecedor em relação ao seu eixo central
paralelo ao elemento a ser enrijecido.

$n = 1/2$ para $\frac{1,28}{3} \sqrt{E/f} < \frac{b}{t} \leq 1,28 \sqrt{E/f}$

$n = 1/3$ para $\frac{b}{t} > 1,28 \sqrt{E/f}$

Como um enrijecedor de borda é um elemento não enrijecido à compressão, deverá ter suas propriedades geométricas efetivas determinadas como tal.

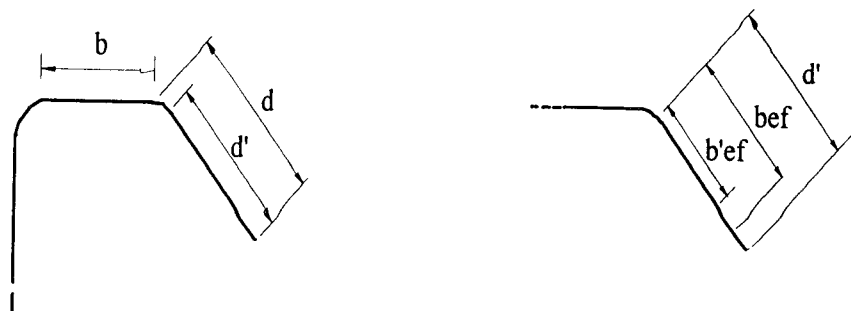


FIGURA 3.14 - Elemento efetivo de um enrijecedor (YU,1985).

3.6 - ELEMENTO COM ENRIJECIMENTO MÚLTIPLO À COMPRESSÃO

3.6.1 - GENERALIDADES

WINTER (1970)⁴ apud YU (1985), através de ensaios com perfis de chapa dobrada contendo enrijecimentos intermediários, demonstrou que a largura efetiva de cálculo de um sub-elemento de um elemento com enrijecimento múltiplo é menor que a de um elemento enrijecido com a mesma relação largura espessura (b/t). Esta afirmação é válida para relações (b/t) maiores que 60.

Este fenômeno ocorre devido ao fato que, nas seções das vigas, à tensão normal da mesa superpõe à tensão de cisalhamento entre almas e mesas. A alma produz tensões normais na mesa por meio das tensões de cisalhamento transferidas a ela.

O enrijecedor intermediário não é um elemento resistente às tensões de cisalhamento. Qualquer tensão normal ao enrijecedor intermediário é transferida a ele a partir da alma ou almas através dos sub-elementos da mesa. Como o sub-elemento entre alma e enrijecedor é plano, esta transferência de tensão ocorre de maneira a não afetá-lo.

Neste caso, a tensão no enrijecedor é igual à tensão da alma e o sub-elemento comporta-se individualmente como um elemento enrijecido com a mesma relação (b/t).

Para sub-elemento com relação (b/t) elevada, pequenas ondas de flambagem no sub-elemento interferem com a completa transferência de tensões de

⁴ WINTER, G. (1974). "Commentary on the 1968 Edition of the specification for the Design of cold-formed steel structural members" apud YU, W. W.; Cold-formed steel design, New York., John Wiley & Sons, 1985.

cisalhamento e produzem o efeito "shear lag", no qual resulta em uma distribuição de tensões, conforme ilustrado na figura 3.15.

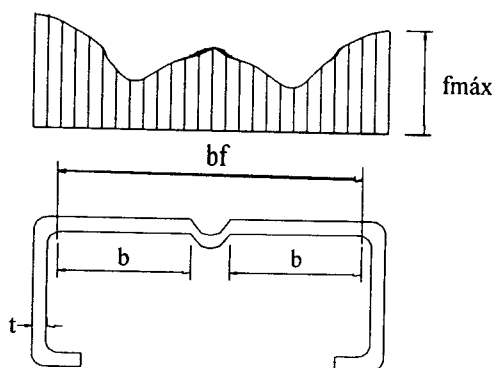


FIGURA 3.15 - Distribuição de tensões normais a mesa comprimida com enrijecedor intermediário (YU, 1985).

DESMOND et al (1981b), concluíram que, como para os elementos planos com enrijecedores de borda, dois modos distintos de flambagem caracterizam o comportamento a flambagem dos elementos com enrijecedores intermediários. O primeiro modo é a flambagem do conjunto na direção perpendicular ao plano do elemento. O segundo modo é a flambagem local do elemento. A figura 3.16 apresenta estes dois modos de flambagem.

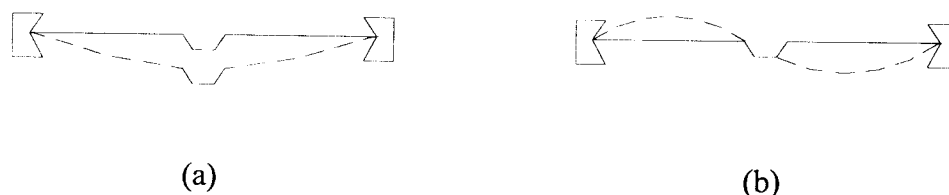


FIGURA 3.16 - Modos de flambagem de elementos com enrijecimentos múltiplos.

(a) flambagem do enrijecedor.

(b) flambagem do elemento multi enrijecidos.

3.6.2 - ENRIJECEDOR INTERMEDIÁRIO

Para um elemento enrijecido à compressão, com a relação (b/t) relativamente elevada, uma maneira econômica de se aumentar a resistência última destes elementos é adicionar enrijecedores intermediários adequadamente dispostos.

Ao contrário de um enrijecedor de borda, um enrijecedor intermediário deve prover "apoio" a dois elementos comprimidos adjacentes.

DESMOND et al (1981b), estudando o emprego de um único enrijecedor intermediário em um elemento esbelto comprimido, concluíram que o momento de inércia que um enrijecedor intermediário deve possuir é determinado conforme os três casos a seguir:

Caso I

$$\frac{b_f}{t} \leq 1,28 \sqrt{\frac{E}{f}} \quad (3.34)$$

"b_f" é a largura plana total do elemento de chapa, figura 3.15. A largura efetiva do elemento enrijecido à compressão é igual à sua largura plana bruta e não há necessidade de enrijecedor intermediário.

Caso II

$$1,28 \sqrt{\frac{E}{f}} < \frac{b_f}{t} < 3,84 \sqrt{\frac{E}{f}} \quad (3.35)$$

$$I_a = \left\{ \left[50 \left(\frac{b_f}{t} \right) / \left(1,28 \sqrt{\frac{E}{f}} \right) \right] - 50 \right\} t^4 \quad (3.36)$$

Caso III

$$\frac{b_f}{t} \geq 3,84 \sqrt{\frac{E}{f}} \quad (3.37)$$

$$I_a = \left\{ \left[128 \left(\frac{b_f}{t} \right) / \left(1,28 \sqrt{\frac{E}{f}} \right) \right] - 285 \right\} t^4 \quad (3.38)$$

Em elementos multi-enrijecidos com mais de um enrijecedor intermediário, cada enrijecedor deverá apresentar um momento de inércia mínimo dado por:

$$I_{\min} = 3,66 \left[\left(\frac{b}{t} \right)^2 - 0,136 \left(\frac{E}{f} \right) \right]^{1/2} t^4 \geq 18,4 t^4 \quad (3.39)$$

onde:

I_{\min} = momento de inércia mínimo do enrijecedor em relação ao seu próprio eixo central paralelo ao elemento a ser enrijecido.

b/t = relação largura espessura do maior sub-elemento a ser enrijecido.

Para o emprego de dois ou mais enrijecedores intermediários, devem-se observar que:

- a) somente enrijecedores intermediários adjacentes a elemento de alma devem ser efetivamente considerados;
- b) se os enrijecedores intermediários estiverem próximos um ao outro ($b_{ef} = b$), o conjunto comporta-se como um elemento simples à compressão cuja rigidez é dada pelo momento de inércia do elemento multi-enrijecido, incluindo os enrijecedores.

Para o cálculo da relação largura-espessura de um elemento, deve ser considerado um elemento equivalente de largura " b_0 " igual à distância total entre almas ou entre alma e enrijecedor de borda, e uma espessura equivalente " t_0 " deve ser determinada como:

$$t_0 = \sqrt[3]{12I / b_0} \quad (3.40)$$

sendo:

I = momento de inércia da área total do elemento com enrijecimento múltiplo, incluindo os enrijecedores.

3.6.3 - LARGURA EFETIVA DE ELEMENTO COM ENRIJECIMENTO MÚLTIPLO

A largura efetiva para sub-elementos de um elemento com enrijecimento múltiplo à compressão normalmente é menor que a de um elemento enrijecido.

Para um elemento com enrijecimento múltiplo, dado por apenas um enrijecedor intermediário, a largura efetiva do sub-elemento é obtida através da equação (3.20) com o coeficiente de flambagem "k" dado por:

$$k = 3 \left(\frac{I_{st}}{I_a} \right)^n + 1 \leq 4,0 \quad (3.41)$$

onde:

$$n = 1/2 \rightarrow \text{para } 1,28\sqrt{E/f} < \frac{b_f}{t} < 3,84\sqrt{E/f}$$

$$n = 1/3 \rightarrow \text{para } \frac{b_f}{t} \geq 3,84\sqrt{E/f}$$

I_a = momento de inércia adequado do enrijecedor.

I_{st} = momento de inércia do enrijecedor.

Para ($I_{st} < I_a$), a área efetiva do enrijecedor intermediário deve ser calculada conforme a equação (3.33) se a sua relação largura-espessura é menor que 60.

Segundo YU (1985), quando a tensão nos enrijecedores intermediários for menor que a tensão ao longo da alma longitudinal, figura 3.15, a capacidade dos enrijecedores é reduzida para sub-elementos com grande relação (b/t). Portanto, quando se calculam as propriedades geométricas efetivas para uma seção transversal com enrijecedores intermediários na qual a relação exceda 60, a área efetiva do enrijecedor deve ser determinada como:

a) para $60 < b/t < 90$

$$A_{ef} = \alpha A_{st} \quad (3.42)$$

onde:

$$\alpha = \left(3 - \frac{b_{ef}}{b} \right) - \frac{1}{30} \left(1 - \frac{b'_{ef}}{b} \right) \left(\frac{b}{t} \right) \quad (3.43)$$

b) para $b/t \geq 90$

$$A_{ef} = \frac{b'_{ef}}{b} A_{st} \quad (3.44)$$

$$b'_{ef} = b_{ef} - 0,1t(b/t - 60) \quad (3.45)$$

onde:

A_{st}, A_{ef} → a área total e a área efetiva do enrijecedor intermediário.

b'_{ef} → a largura efetiva reduzida do sub-elemento.

3.7 - ELEMENTOS COMPRIMIDOS NÃO ENRIJECIDOS

3.7.1 - GENERALIDADES

Um elemento comprimido não enrijecido, tal como uma mesa de uma coluna de seção "I", pode atingir o colapso convencional por escoamento se a coluna for curta e as relações (b/t) dos elementos que a compõem forem menores que determinados valores. Portanto, pode ocorrer a flambagem local dos elementos com uma tensão menor que a tensão limite de escoamento, ou com uma tensão menor que a tensão crítica de flambagem global da coluna, quando as relações (b/t) excederem aquele limite.

3.7.2- TENSÃO CRÍTICA DE FLAMBAGEM ELÁSTICA

A tensão crítica de flambagem elástica para um elemento uniformemente comprimido pode também ser determinada pela equação (3.8).

Segundo YU (1985), para uma chapa retangular longa ($a/b \geq 4$), simplesmente apoiada nas três bordas e uma borda livre (figura 3.17), o valor teórico do coeficiente de flambagem de chapa K é 0,425. Entretanto, k pode ser considerado para o cálculo como sendo igual a 0,5 devido ao efeito de restrição ao giro dos elementos adjacentes.

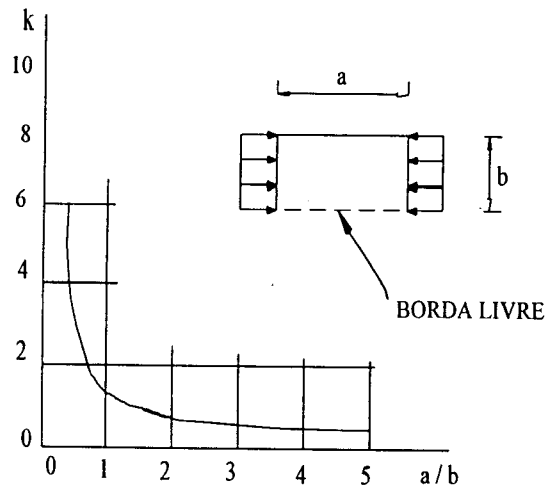


FIGURA 3.17 - Coeficiente de flambagem para elementos comprimidos não enrijecidos (YU, 1985).

3.7.3 - RESISTÊNCIA PÓS-FLAMBAGEM E LARGURA EFETIVA

Como nos elementos enrijecidos, os elementos não enrijecidos também apresentam a resistência pós-flambagem podendo, do mesmo modo, aplicar o conceito de largura efetiva, figura 3.18.

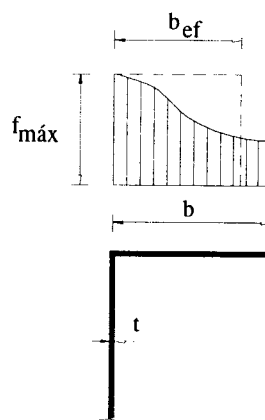


FIGURA 3.18 - Largura efetiva de elementos comprimidos não enrijecidos (SÁLES & MALITE, 1993).

Baseado em resultados de pesquisas experimentais, WINTER (1947)⁴ apud YU (1985) obteve a equação para o cálculo de largura efetiva dos elementos não

⁴WINTER, G. (1947). Strength of thin steel compression flanges, (with Appendix, bulletin 35/3, Cornell University Engineering Experiment Station, Ithaca, New York apud YU, W. W.; (1985). Cold-formed steel design, New York: John Wiley & Sons.

enrijecidos à compressão, equação 3.46, onde, $f_{m\acute{a}x}$ é a tensão máxima no elemento, figura 3.18.

$$b_{ef} = 0,8t \sqrt{\frac{E}{f_{m\acute{a}x}}} \left[1 - 0,202 \left(\frac{t}{b} \right) \sqrt{\frac{E}{f_{m\acute{a}x}}} \right] \quad (3.46)$$

Assumindo-se um coeficiente de flambagem de chapa $k = 0,5$, a equação anterior pode ser generalizada por:

$$b_{ef} = 1,13t \sqrt{\frac{kE}{f_{m\acute{a}x}}} \left[1 - 0,286 \left(\frac{t}{b} \right) \sqrt{\frac{kE}{f_{m\acute{a}x}}} \right] \quad (3.47)$$

3.8 - ELEMENTOS COMPRIMIDOS SUBMETIDOS A UMA DISTRIBUIÇÃO DE TENSÕES NÃO UNIFORME

Barras comprimidas axialmente ou barras fletidas, onde o elemento comprimido é paralelo à linha neutra, a distribuição de tensão é uniforme até o início da flambagem. No entanto, em muitos casos, tais como as abas e alma das seções transversais ilustradas na figura 3.19, as quais são perpendiculares a linha neutra, a tensão de compressão deixa de ser uniforme variando linearmente com a distância à linha neutra. A área hachureada na figura representa a largura efetiva do elemento.

Para o cálculo da largura efetiva emprega-se a equação 3.20, admitindo-se uma distribuição uniforme de tensões com valor " f_1 ", figura 3.19a, e o coeficiente de flambagem de chapa " k " igual 0,43.

Assume-se que um elemento enrijecido, sujeito a um gradiente de tensão, pode ser totalmente efetivo até o valor limite de:

$$\left(\frac{b}{t} \right)_{lim} = \lambda_{lim} = \frac{1}{1,5574} \sqrt{kE / f_1} \quad (3.48)$$

Para elementos enrijecidos com relações (b/t) maiores que λ_{lim} , a largura efetiva do elemento é tomada como $(b_1 + b_2)$, conforme apresenta a figura 3.19a. As larguras b_1 e b_2 devem ser determinadas como se segue:

$$b_1 = \frac{b_{ef}}{3 - \psi} \quad (3.49)$$

$$b_2 = \frac{b_{ef}}{2} \quad \text{para } \psi \leq -0,236 \quad (3.50)$$

$$b_2 = b_{ef} - b_1 \quad \text{para } \psi > -0,236 \quad (3.51)$$

$$b_{ef} = 0,95t \sqrt{kE / f_1} \left[1 - \frac{0,208}{(b/t)} \sqrt{kE / f_1} \right] \quad (3.52)$$

onde:

f_1 e f_2 = tensões, conforme figura 3.19. f_1 é a tensão de compressão(+) e f_2 pode ser de tração (-) ou de compressão (+). Se ambas forem de compressão, $f_1 > f_2$.

$$k = 4 + 2(1 - \psi)^3 + 2(1 - \psi)$$

$$\psi = f_2 / f_1$$

A largura efetiva do elemento ($b_{ef} = b_1 + b_2$), não deve exceder a parte comprimida da alma.

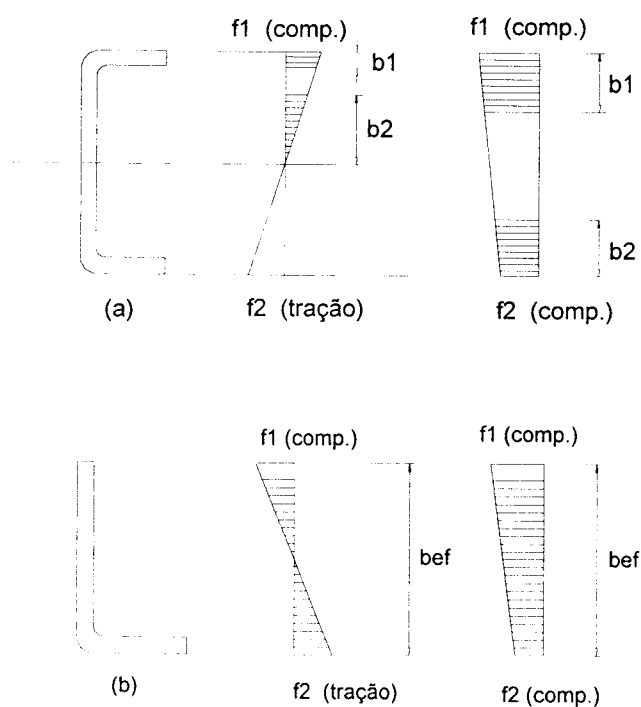


FIGURA 3.19 - Elementos submetidos a um gradiente de tensões.

3.9 - RELAÇÕES MÁXIMAS ADMISSÍVEIS

As relações a seguir apresentadas, são de acordo com a AISI (1986) para o cálculo dos elementos de chapa dobrada.

Caso I

Considerações máximas sobre a relação largura / espessura de mesas:

a) Elementos comprimidos enrijecidos:

- por virada simples de borda ou ângulo reto, a relação b/t deverá ser ≤ 60 ;
- conectada por outros tipos de enrijecedores, $b/t \leq 90$;
- quando as duas bordas longitudinais forem conectadas a outros elementos enrijecidos ≤ 500 .

b) Elementos comprimidos não enrijecidos

- a relação b/t deverá ser ≤ 60 .

Nota: Elementos comprimidos não enrijecidos cujas relações b/t excedam aproximadamente 30 e elementos comprimidos enrijecidos cuja a relação b/t excedam aproximadamente 250, podem apresentar deformações significativas sob a carga total admissível, sem que seja efetivada a capacidade dos mesmos para suportar as cargas de projeto. Elementos enrijecidos com relação b/t maiores que 50 poderão ser utilizados com segurança para suportar cargas, embora deformações substanciais possam ocorrer e tornar-se inaplicáveis as fórmulas apresentadas segundo esta especificação do AISI.

Caso II

Considerações máximas sobre a relação altura plana/espessura de almas:

- almas não enrijecidas, a relação h/t deverá ser ≤ 200 ;
- almas com enrijecedores transversais de apoio, $h/t \leq 260$;
- almas com enrijecedores transversais intermediários e nos apoios $h/t \leq 300$.

CAPÍTULO 4

FUNDAMENTOS TEÓRICOS PARA O DIMENSIONAMENTO DE BARRAS

4.1 - CONCEITOS DE SEGURANÇA

Para garantir a eficiência de uma estrutura deve-se projetá-la de modo que se obtenha uma edificação que seja resistente, estável e duradoura.

As estruturas devem ser dimensionadas de maneira que possam resistir aos esforços que surgem devido às ações a que será submetida. As tensões em seus elementos não devem ultrapassar valores que possam comprometer o seu uso ou a sua durabilidade. Para ser segura, ela tem que suportar as combinações das ações mais críticas previstas para toda a sua vida útil, com uma certa reserva em relação a qualquer tipo de estado limite.

Existem dois métodos para a verificação da segurança das estruturas. O primeiro é o método das "Tensões Admissíveis", que é o utilizado pela norma AISI (1980) e (1986), e pela norma brasileira de chapa dobrada NB-143 (1967). O segundo é o método dos "Estados Limites", que é adotado pela norma CSA (1984) e pela norma AISI (1991).

No método das tensões admissíveis, considera-se que a estrutura está submetida às ações de serviço. A segurança é introduzida impondo-se que as máximas tensões atuantes nos elementos da estrutura não ultrapassem a tensão admissível do material. A tensão admissível do material é definida como sendo uma fração da tensão de escoamento ou da tensão de ruptura.

Resumidamente, pode-se dizer que no método dos estados limites a estrutura é projetada considerando-se ações majoradas e as resistências minoradas.

Os coeficientes de ponderação utilizados, bem como as ações atuantes, são estabelecidos por critérios que contemplam a aleatoriedade do fenômeno.

Considera-se que uma estrutura atinja um estado limite quando, de modo efetivo ou convencional, deixa de cumprir as finalidades para as quais foi projetada. Estabelece-se para esta verificação a probabilidade de ocorrer o estado limite último ou o estado limite de utilização.

Os estados limites últimos são referidos ao colapso da estrutura ou de parte dela. São caracterizados pelos fenômenos da perda da estabilidade, de equilíbrio, de uma parte ou do conjunto da estrutura (tombamento, deslizamento), do colapso da estrutura por plastificação tornando-a hipostática total ou parcialmente, da perda de estabilidade por deformação, de uma parte ou do conjunto da estrutura, da deformação plástica excessiva, deformação lenta e fissuração, da perda da capacidade de sustentação por parte dos seus elementos, da propagação de um colapso que se inicia em um ponto ou região da estrutura e de grandes deformações transformando-a em um mecanismo.

Os estados limites de utilização correspondem a interrupção do uso normal da estrutura, de acordo com as condições de danos e/ou deterioração da mesma. São caracterizados por deformações excessivas para uma utilização normal da estrutura, por deslocamentos excessivos sem perda do equilíbrio, por danos locais excessivos afetando a aparência, a utilização ou sua durabilidade, vibrações que afetem o conforto dos ocupantes ou a operação de equipamentos.

A título de comentário, a norma NBR-8800/86 especifica a aplicação do método dos estados limites para estruturas de edifícios executados em aço com espessura dos elementos igual ou superior a 3,00mm.

Como exemplo das diferenças entre os dois métodos, apresentam-se a seguir as considerações feitas para peças tracionadas segundo as normas do AISI (1986) e CSA (1984).

1 - AISI(1986) → para barras solicitadas axialmente a tração, a força de tração aplicada não poderá exceder T_a na área bruta, determinada como:

$$T_a \leq T_n / \gamma = 0,6 T_n \quad (4.1)$$

onde:

T_a = resistência admissível.
 T_n = resistência das barras tracionadas = $A_g f_y$
 A_g = área bruta da seção transversal da barra.
 f_y = tensão limite de escoamento da aço.
 γ = fator de segurança para a tração = 1,67

2 - CSA (1984) → a tensão de resistência T_r , de um elemento tracionado, deverá ser menor que:

$$T_r = \phi A_g f_y = 0,9 T_n \quad (4.2)$$

onde:

T_r = resistência de cálculo à tração = $\alpha_L T$

A_g = área total da seção transversal da barra.

ϕ = coeficiente de resistência à tração = 0,9

Comparando as expressões:

$$T_a \leq T_n / \gamma = 0,6 T_n \quad \leftrightarrow \quad T_r = \phi A_g f_y = 0,9 T_n$$

$$1,5T = 0,9T_n \quad \therefore T = 0,6 T_n$$

Pode-se notar que os dois métodos são similares.

As combinações das ações que devem ser consideradas para a utilização do método dos estados limites estão apresentadas, a seguir, de acordo com a norma CSA:

a) Para os fatores de carga (α), os seguintes valores deverão ser levados em conta para os coeficientes de ponderação:

α_D = 1,25 (carga permanente)

α_L = 1,50 (sobrecarga de equipamentos)

α_Q = 1,50 (sobrecarga devido ao vento e terremoto)

α_T = 1,25 (temperatura)

b) Para os fatores de combinação (ψ), deverá ser considerado:

ψ = 1,00 (quando ocorrer somente uma ação de sobrecarga, ação do vento, efeitos sísmicos ou temperatura).

ψ = 0,70 (quando tiverem duas combinações entre as ações: sobrecargas, ação do vento, efeitos sísmicos ou temperatura).

ψ = 0,60 (quando ocorrerem todas ações combinadas: sobrecarga, ação do vento, efeitos sísmicos e a temperatura).

Na tabela 4.1 apresentam-se os valores dos coeficientes de resistência (ϕ) segundo a CSA (1984) e AISI (1991) para a determinação da resistência de cálculo para cada tipo de solicitação.

TABELA 4.1 - Valores dos coeficientes de resistência (ϕ), de acordo com as normas CSA (1984) e AISI (1991).

TIPOS DE RESISTÊNCIAS	COEFICIENTE DE RESISTÊNCIA	COEFICIENTE DE RESISTÊNCIA
	CSA	AISI
enrijecedores transversais	0,85	0,85
enrijecedores de cisalhamento	0,90	0,90
barras tracionadas	0,90	0,95
barras comprimidas	0,90	0,85
barras fletidas:		
resistência à flexão:		
- seções com elementos enrijecidos à compressão	0,95	0,95
- seções com elementos não enrijecidos à compressão	0,90	0,90
- flambagem lateral	0,90	0,90
resistência da alma:		
- resistência ao cisalhamento	0,90	0,90
- resistência ao enrugamento:		
- almas simples, não reforçadas	0,75	0,75
- almas de seção I	0,80	0,80
barras flexo-comprimidas:		
- resistência à compressão	0,90	0,85
- resistência à flexão	0,90	0,95
barras tubulares cilíndricas:		
- resistência à flexão	0,90	0,90
- resistência à compressão	0,90	0,90
ligações	0,67	0,67
para estado limite último determinado pela resistência à tração do material (f_u)	0,75	0,75

4.2- BARRAS TRACIONADAS

4.2.1 - GENERALIDADES

As barras tracionadas são elementos solicitados por força normal de tração e geralmente são empregados em construções como tirantes, elementos do sistema de contraventamentos e elementos de treliças. O dimensionamento destas barras consiste basicamente em fornecer uma área suficientemente segura para sua seção transversal, pois em barras tracionadas não ocorre o fenômeno da instabilidade.

Os estados limites últimos considerados para peças tracionadas são: o escoamento da seção bruta e a ruptura da seção líquida, não levando em consideração a redistribuição de tensões nas proximidades das seções enfraquecidas.

4.3 - BARRAS COMPRIMIDAS

4.3.1 - GENERALIDADES

Barras comprimidas são elementos estruturais solicitados apenas à força axial de compressão. Ao contrário das barras tracionadas, que entram em colapso somente quando o limite de resistência é ultrapassado, as barras esbeltas comprimidas podem sofrer colapso com tensões bem menores que a de escoamento, devido ao problema de instabilidade.

As barras solicitadas por uma força axial de compressão estarão sujeitas ao colapso por escoamento da seção transversal e pelos estados limites relacionados com a instabilidade de barra. A tensão de compressão para peças solicitadas axialmente não deve ultrapassar a tensão crítica associada à instabilidade global que será função do índice de esbeltez do elemento, ou à instabilidade local das partes que compõem o perfil.

O colapso por escoamento nas barras poderá ocorrer com baixos valores do índice de esbeltez global (λ) e baixos valores do índice de esbeltez local (relações b/t), ocorrendo em barras curtas e com espessuras elevadas das chapas que compõem o perfil.

Alguns tipos de seções transversais para barras comprimidas encontram-se apresentadas na figura 4.1. Perfis com seções fechadas (figuras 4.1a, b), perfis com elementos não enrijecidos (figuras 4.1c, f, i), perfis com elementos enrijecidos (figura 4.1e, g) e combinação de ambos (figura 4.1d, h, j).

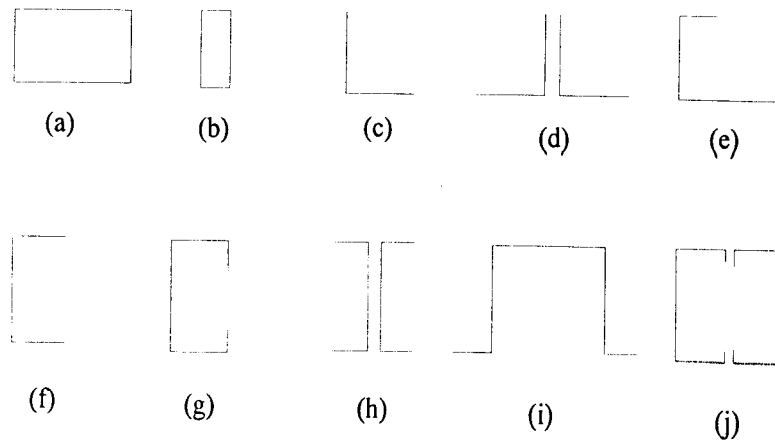


Figura 4.1 - Tipos de seções transversais para barras comprimidas.

4.3.2 - PERFIS COMPRIMIDOS SUJEITOS À FLAMBAGEM POR FLEXÃO

4.3.2.1 - FLAMBAGEM ELÁSTICA

Um elemento que está sujeito a uma força normal de compressão pode apresentar o fenômeno da flambagem por flexão. A força crítica de flambagem é a deduzida por Euler:

$$N_e = \frac{\pi^2 EI}{(kl)^2} \quad (4.3)$$

onde:

- E = módulo de elasticidade.
- I = momento de inércia mínimo da seção transversal.
- N_e = força crítica de flambagem de Euler.
- kl = comprimento efetivo de flambagem da barra.
- f_e = tensão crítica de flambagem.
- r = raio de giração da seção transversal.

A tensão crítica de flambagem elástica de Euler pode ser obtida substituindo-se $I = A_g r^2$:

$$f_e = \frac{\pi^2 E}{(kl/r)^2} \quad (4.4)$$

Aplica-se esta equação às colunas de aço, desde que estes apresentem patamar de escoamento definido e sem a ocorrência de tensões residuais ou dos efeitos de trabalho a frio.

Considerando que os processos de conformação a frio diminuem o limite de proporcionalidade, a equação (4.4) não se aplica acima desse limite. Isto ocorre porque, quando a tensão atuante é maior que a tensão limite de proporcionalidade do material, a flambagem da coluna não ocorre no regime elástico, ocorrendo no regime inelástico.

4.3.2.2 - FLAMBAGEM INELÁSTICA

O regime inelástico é definido como a perda de linearidade do diagrama tensão-deformação no intervalo entre a tensão de proporcionalidade e a tensão de escoamento do material, decorrentes das tensões residuais do elemento e imperfeições iniciais existentes no aço.

O fenômeno da flambagem de barras axialmente comprimidas no regime inelástico pode ser definido através do conceito do módulo tangente e do conceito do módulo reduzido.

ENGESSER (1889) propôs o método do módulo tangente onde a força normal que corresponde à flambagem de barras é idêntica a apresentada por Euler, porém o módulo de elasticidade passa a ser pontual e variável, adotando-se a tangente em cada ponto da curva tensão-deformação. A força normal de flambagem pelo módulo tangente pode ser obtida por:

$$N_T = \frac{\pi^2 E_t I}{(kl)^2} \quad (4.5)$$

e substituindo-se o valor de "I", a tensão crítica de flambagem inelástica pode ser dada por:

$$f_T = \frac{\pi^2 E_t}{(kl/r)^2} \quad (4.6)$$

Portanto, pode-se definir o módulo tangente (E_t) como a inclinação da curva tensão-deformação no ponto correspondente à tensão considerada. Este módulo tangente varia de ponto a ponto, sendo função da tensão solicitante.

Considerando-se que o efeito do descarregamento é elástico e que, a partir do regime plástico, ocorre o aparecimento de deformações residuais que não foram consideradas no conceito da teoria do módulo tangente, ENGESSER corrigiu sua teoria apresentando o conceito de módulo reduzido ou duplo modo, mantendo os mesmos conceitos fundamentais adotados para o módulo tangente, porém considerando a não reversibilidade do diagrama tensão-deformação, no qual:

$$N_R = \frac{\pi^2 E_r I}{(kl)^2} \quad \text{ou} \quad f_R = \frac{\pi^2 E_r}{(kl/r)^2} \quad (4.7)$$

onde:

- E_r = módulo reduzido = $E_t (I_1 / I) + E_t (I_2 / I)$.
- I_1 = momento de inércia com relação à linha neutra da área do lado descarregado após a flambagem (ou seja, região tracionada devido à flexão).
- I_2 = momento de inércia com relação à linha neutra da área ao lado carregado após a flambagem (ou seja, região comprimida devido à flexão).

Desta forma, na fase inelástica os acréscimos das tensões de compressão devido ao efeito de flexão são governados pelo módulo tangente E_t e os decréscimos, tensões de tração, governados pelo módulo elástico E , conforme a figura 4.2.

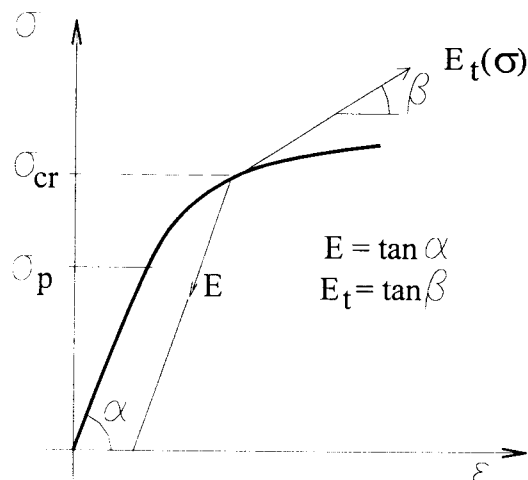


FIGURA 4.2 - Carregamento e descarregamento das fibras, teoria do módulo reduzido (RACHID & MORI, 1989).

Em 1947, SHANLEY¹ apud RACHID & MORI (1989), após ensaios teóricos e experimentais, apresentou as seguintes conclusões para o cálculo da flambagem no regime plástico:

- a) O conceito do módulo tangente fornece a carga máxima na qual, ainda, a barra permanece reta;
- b) A carga máxima real excede a carga do módulo tangente N_T , mas não pode ser maior que a do módulo reduzido N_R ;
- c) As forças $N > N_T$ provocam deflexões laterais na barra;
- d) Na prática, como não se conhece exatamente as condições reais, é prudente optar pela carga do módulo tangente N_T .

BLEICH (1952) propôs uma equação parabólica (4.8) com uma aproximação para a tensão crítica pelo módulo tangente (4.6), pois a variação do módulo tangente com o nível de tensão depende do processo de conformação da seção e das propriedades do material virgem, tornando-se difícil prever, com exatidão, o comportamento tensão-deformação para perfis de chapa dobrada .

$$f_T = f_y - \frac{f_{pr} (f_y - f_{pr})}{\pi^2 E} \quad (4.8)$$

Considerando-se que a tensão limite de proporcionalidade seja igual à metade da tensão limite de escoamento, a equação (4.8) pode ser reescrita como:

$$f_T = f_y \left(1 - \frac{f_y}{4f_e} \right) \quad (4.9)$$

A equação anterior só é aplicável para barras cujo índice de esbeltez seja menor que $\sqrt{2\pi^2 E / f_y}$. Para valores de (Kl/r) maiores, utiliza-se a equação de Euler, caracterizando a ocorrência da flambagem em regime elástico.

¹ SHANLEY, F. R. (1947). Inelastic colum theory. *Journal of Aeronautical Sciences*, 14 (5): 261-268, May, apud RACHID & MORI (1989). *Instabilidade, conceitos, aplicação na flambagem por flexão*, São Carlos: EESC-USP.

4.3.3- FLAMBAGEM POR FLEXÃO E TORÇÃO

Geralmente as barras com seções transversais abertas de paredes finas estão sujeitas à flambagem por flexão, por torção ou por um efeito combinado de flexão e torção, sob a ação de forças de compressão axial.

Segundo RACHID (1992), as equações diferenciais gerais que governam o equilíbrio, as quais representam o problema da flambagem por flexão e torção de uma barra com seção transversal qualquer, aberta e de parede fina, comprimida axialmente por uma força "N", são as seguintes:

$$EI_x v^{iv} + Nv'' - Nx_0 \phi'' = 0 \quad (4.10)$$

$$EI_y u^{iv} + Nu'' + Ny_0 \phi'' = 0 \quad (4.11)$$

$$EC_w \phi^{iv} - (GI_t - Nr_0^2) \phi'' + Ny_0 u'' - Nx_0 v'' = 0 \quad (4.12)$$

onde:

- C_w = constante de empenamento da seção.
- E = módulo de elasticidade.
- G = módulo de elasticidade transversal (0,385E).
- I_x = momento de inércia em relação ao eixo x.
- I_y = momento de inércia em relação ao eixo y.
- I_t = momento de inércia à torção.
- r_0 = raio de giração polar em relação ao centro de cisalhamento
 $= \sqrt{r_x^2 + r_y^2 + x_0^2 + y_0^2}$
- r_x = raio de giração da seção transversal em relação ao eixo x.
- r_y = raio de giração da seção transversal em relação ao eixo y.
- u = deslocamento lateral na direção do eixo x.
- v = deslocamento lateral na direção do eixo y.
- x_0 = coordenada x do eixo de cisalhamento.
- y_0 = coordenada y do eixo de cisalhamento.
- x, y = eixos principais de inércia.
- ϕ = ângulo de giro.

Todas as derivadas referem-se ao eixo longitudinal z, o qual contém os centros de gravidade das seções transversais.

Analisando-se uma barra com vínculo de garfo nas extremidades, torção impedida e empenamento livre, figura 4.3, têm-se as seguintes condições de contorno:

$$\begin{aligned} u &= v = \phi = 0 \\ u'' &= v'' = \phi'' = 0 \end{aligned} \quad (4.13)$$

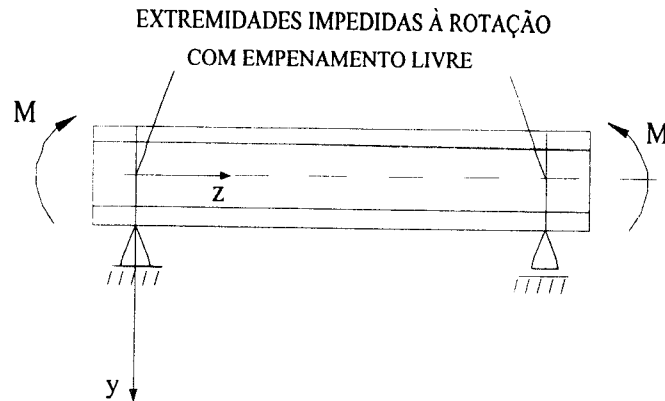


FIGURA 4.3 - Viga com momentos aplicados nas extremidades.

Substituindo-se estas condições de contorno nas equações (4.10) a (4.12), pode-se obter a equação característica dada por:

$$\begin{aligned} r_0^2 (N_{cr} - N_{ex})(N_{cr} - N_{ey})(N_{cr} - N_{ez}) - (N_{cr})^2 (y_0)^2 (N_{cr} - N_{ex}) \\ - (N_{cr})^2 (x_0)^2 (N_{cr} - N_{ey}) = 0 \end{aligned} \quad (4.14)$$

onde:

$$\begin{aligned} N_{ex} &= \text{força normal de flambagem elástica de Euler em relação ao eixo } x \\ &= \pi^2 EI_x / (k_x L_x)^2 \end{aligned}$$



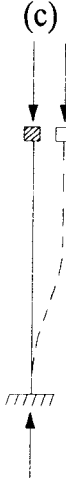




$$\begin{aligned} N_{ey} &= \text{força normal de flambagem elástica de Euler em relação ao eixo } y \\ &= \pi^2 EI_y / (k_y L_y)^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} N_{ez} &= \text{força normal de flambagem elástica por torção em relação ao eixo } z \\ &= \frac{1}{r_0^2} \left[\frac{\pi^2 EC_w}{(k_z L_z)^2} + GI_t \right] \end{aligned}$$

Portanto, o modo de flambagem da barra pode ser determinado pela equação (4.14). A força crítica de flambagem (N_{cr}) é o menor valor entre as três raízes (N_{ex} , N_{ey} , N_{ez}) que compõem a mesma (N_{cr}).

Para diferentes condições de contorno, admite-se o coeficiente "k" para o cálculo do comprimento efetivo de flambagem, conforme tabela 4.2.

TABELA 4.2 - Valores do coeficiente k de flambagem por flexão (YU, 1985).

A linha tracejada indica a linha de flambagem elástica	(a) 	(b) 	(c) 	(d) 	(e) 	(f) 
Valores teóricos de k	0,5	0,7	1,0	1,0	2,0	2,0
Valores recomendados para o dimensionamento	0,65	0,80	1,2	1,0	2,1	2,0
Condições de vinculação	 Rotação e translação impedidas Rotação livre, translação impedida Rotação impedida, translação livre Rotação e translação livres					

A equação 4.14 pode ser empregada em função da forma da seção transversal da barra comprimida, como:

a) para seções duplamente simétricas

Para seções transversais duplamente simétricas, como perfis "I" e em cruz, o centro de cisalhamento coincide com o centro de gravidade da seção, isto é, $x_0 = y_0 = 0$. A força crítica de flambagem da equação (4.14) será o menor valor entre N_{ex} , N_{ey} e N_{ez} .

b) para seções com um eixo de simetria

Tratam-se de perfis amplamente utilizados em chapa dobrada como cantoneiras, "U", cartola, dupla cantoneira, etc. O centro de torção não coincide com

o centro de gravidade da seção, portanto, uma das coordenadas x_0 ou y_0 deixa de ser nula.

Adotando-se o eixo "x" como sendo o eixo de simetria, a coordenada y_0 permanece nula ($y_0=0$). A flambagem por flexão ocorrerá em torno do eixo "y" (eixo de não simetria), e ocorrerá a flambagem por flexão e torção em torno do plano "xz", respectivamente. A força crítica de flambagem elástica será determinada pelo menor valor encontrado com base nas raízes da equação (4.14):

$$(N_{cr})_1 = N_{ey} = \frac{\pi^2 EI_y}{(k_y L_y)^2} \quad (4.15)$$

$$(N_{cr})_2 = \frac{1}{2H} \left[(N_{ex} + N_{ez}) + \sqrt{(N_{ex} + N_{ez})^2 - 4HN_{ex}N_{ez}} \right] \quad (4.16)$$

$$(N_{cr})_3 = \frac{1}{2H} \left[(N_{ex} + N_{ez}) - \sqrt{(N_{ex} + N_{ez})^2 - 4HN_{ex}N_{ez}} \right] \quad (4.17)$$

onde:

$$H = 1 - (x_0 / r_0)^2 \quad (4.18)$$

Sendo $(N_{cr})_3$ menor que $(N_{cr})_2$, a força crítica de flambagem da barra (N_{cr}) será o menor valor entre $(N_{cr})_1$ e $(N_{cr})_3$.

A tensão de flambagem elástica por flexão e torção (f_{exz}) pode ser obtida dividindo-se a equação (4.17) pela área total da seção transversal (A_g), sendo:

$$f_{exz} = \frac{1}{2H} \left[(f_{ex} + f_{ez}) - \sqrt{(f_{ex} + f_{ez})^2 - 4Hf_{ex}f_{ez}} \right] \quad (4.19)$$

onde:

$$f_{ex} = \frac{N_x}{A} \rightarrow f_{ex} = \frac{\pi^2 E}{(k_x l_x / r_x)^2}$$

$$f_{ez} = \frac{N_z}{A} \rightarrow f_{ez} = \frac{1}{A_g r_0^2} \left[\frac{\pi^2 E C_w}{(k_z l_z)^2} + G I_t \right]$$

Conclui-se que as seções com um eixo de simetria podem flambar tanto por flexão em torno dos eixos "x" ou "y", quanto por flexão e torção simultaneamente, dependendo das características geométricas da seção transversal e dos comprimentos efetivos de flambagem da barra.

c) para seções assimétricas

Para peças assimétricas, o centro de torção não coincide com o centro de gravidade da seção e as coordenadas x_0 e y_0 são diferentes de zero.

Para seções assimétricas em relação a um eixo ou a um ponto, a tensão crítica de flambagem elástica (f_e) por flexão e torção será o menor valor entre as três raízes da equação (4.20).

$$r_0^2 (f_e - f_{ex})(f_e - f_{ey})(f_e - f_{ez}) - f_e^2 y_0^2 (f_e - f_{ex}) - f_e^2 x_0^2 (f_e - f_{ey}) = 0 \quad (4.20)$$

Como no caso da flambagem por flexão, a tensão crítica de flambagem inelástica por flexão e torção pode ser obtida pela expressão (4.9), onde a tensão " f_e " será a tensão crítica de flambagem elástica por flexão e torção.

4.4 - BARRAS FLETIDAS

4.4.1 - GENERALIDADES

O cálculo de elementos fletidos em chapa dobrada consiste, basicamente, em verificar a resistência ao momento fletor. Esta resistência deve ser determinada para um dos seguintes estados limites: escoamento de uma fibra extrema da seção transversal, flambagens locais (mesas e almas) e flambagem lateral com torção.

Após ser verificada a resistência ao momento fletor, verifica-se a resistência à força cortante, combinação da força cortante com o momento fletor, a resistência ao enrugamento da alma e combinação desta resistência com o momento fletor.

O cálculo da resistência ao momento fletor para vigas contidas lateralmente, pode ser determinado pela reserva da resistência inelástica devida a plastificação da seção transversal.

Pela pequena espessura dos perfis de chapa dobrada, para as vigas de vão curto e mesa larga ($L/b_f < 30$), consideram-se para o cálculo de barras fletidas problemas decorrentes dos efeitos localizados, como o efeito "Shear Lag" e a ondulação da mesa. O aumento de resistência nas propriedades mecânicas do aço, devido ao trabalho de dobramento a frio, é um fator importante para o cálculo deste elementos que também deve ser considerado.

4.4.2 - RESISTÊNCIA AO MOMENTO FLETOR

4.4.2.1 - FLAMBAGEM LOCAL

Em vigas contidas lateralmente, onde o fenômeno da flambagem lateral com torção não ocorre, estando sujeitas somente a tensões de flexão, a resistência a flexão pode ser determinada pelo escoamento de uma fibra extrema da seção transversal.

A tensão máxima pode ocorrer tanto na mesa comprimida como na mesa tracionada, isto é, depende da posição da linha neutra. Se a linha neutra estiver próxima da mesa tracionada, a máxima tensão ocorrerá na mesa comprimida, $f_c = f_y > f_t$, e se a linha neutra estiver próxima a mesa comprimida, a máxima tensão ocorrerá na mesa tracionada, $f_t = f_y > f_c$. A resistência nominal à flexão da barra é obtida pelo menor valor entre esses dois valores:

$$M_n = W_{ef} f_c \quad (4.21a)$$

$$M_n = W_t f_y \quad (4.21b)$$

onde:

W_{ef} , W_t = módulos de resistência elásticos das regiões comprimida e tracionada.

A flambagem local dos elementos não enrijecidos à compressão também pode ser uma outra limitação na resistência nominal à flexão da barra. A tensão de flambagem elástica de um elemento não enrijecido à compressão, equação (3.8), é utilizada para esta limitação, ($k=0,5$), resultando em:

$$M_n = W \frac{\pi^2 E}{24(1 - \nu^2)(b/t)^2} \quad (4.22)$$

onde:

W = módulo de resistência elástico da seção transversal bruta da parte comprimida.

(b/t) = relação entre largura plana e espessura do elemento não comprimido

4.4.2.2 - FLAMBAGEM LATERAL COM TORÇÃO

4.4.2.2.1 - SEÇÕES DUPLAMENTE SIMÉTRICAS

O sistema de três equações diferenciais regentes do problema da instabilidade por flexão e torção, no caso de uma viga simplesmente apoiada, com seções transversais duplamente simétricas, sujeita à flexão simples com momento fletor constante, figura 4.4, fica reduzido a:

$$EI_x v^{iv} = 0 \quad (4.23)$$

$$EI_y u^{iv} + M\phi'' = 0 \quad (4.24)$$

$$EC_w \phi^{iv} - GI_t \phi'' + Mu'' = 0 \quad (4.25)$$

onde:

C_w = constante de empenamento da seção.

G = módulo de elasticidade transversal = 0,385E

M = momento de flexão pura.

I_t = momento de inércia à torção.

I_x = momento de inércia em torno do eixo x.

I_y = momento de inércia em torno do eixo y.

u = deslocamento do centro de cisalhamento na direção x.

v = deslocamento do centro de cisalhamento na direção y.

ϕ = ângulo de giro da seção.

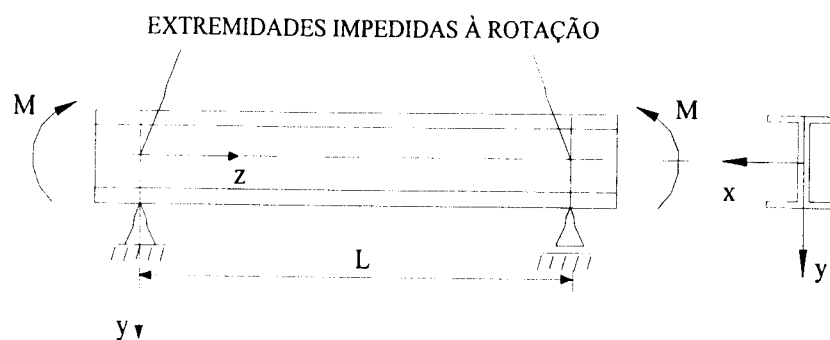


FIGURA 4.4 - Viga simplesmente apoiada com momento fletor constante.

Considerando-se vínculo de garfo nas extremidades, torção impedida e empenamento livre, têm-se as seguintes condições de contorno:

$$v(0) = v(L) = u(0) = u(L) = \phi(0) = \phi(L) = 0 \quad (4.26)$$

$$u''(0) = u''(L) = \phi''(0) = \phi''(L) = 0 \quad (4.27)$$

$$v''(0) = v''(L) = -\frac{M}{EI_x} \quad (4.28)$$

Resolvendo-se a equação 4.23 pode-se obter a posição deslocada da viga no plano yz, como:

$$v = \frac{ML^2}{2EI_x} \left[\left(\frac{z}{L} \right) - \left(\frac{z}{L} \right)^2 \right] \quad (4.29)$$

Pela solução do sistema constituído das equações (4.24) e (4.25), que representam a instabilidade por flexão (elástica "u") e por torção (elástica "φ"), obtém-se o momento crítico de flambagem lateral :

$$M_{cr} = \frac{\pi}{L} \sqrt{EI_y GI_t \left(1 + \frac{\pi^2 EC_w}{GI_t L^2} \right)} \quad (4.30)$$

O primeiro termo sob raiz quadrada, $(EI_y GI_t)$, apresentado na equação anterior, refere-se a rigidez torcional de St. Venant (torção livre) e o segundo termo, $(\pi^2 EC_w I_y / L^2)$, refere-se a rigidez à flexo-torção.

A equação (4.30), foi obtida a partir de um momento fletor constante aplicado nas extremidades da viga. Havendo outras combinações de momentos fletores, esta equação é modificada utilizando-se um coeficiente de flexão, C_b , que multiplica o

valor de M_{cr} . Pode-se obter uma outra expressão de M_{cr} representada pela equação (4.31), onde L_b é o comprimento do trecho sem contenção lateral.

$$M_{cr} = C_b \frac{\pi}{L_b} \sqrt{E I_y G I_t \left(1 + \frac{\pi^2 E C_w}{G I_t L_b^2} \right)} \quad (4.31)$$

$$C_b = 1,75 + 1,05(M_1 / M_2) + 0,3(M_1 / M_2)^2 \leq 2,30 \quad (4.32)$$

onde:

M_1 = menor momento fletor de extremidade do trecho não contido lateralmente.

M_2 = maior momento fletor de extremidade do trecho não contido lateralmente.

A relação M_1/M_2 é positiva quando estes momentos provocam curvatura reversa e negativa quando provocam curvatura simples.

Havendo uma distribuição não linear de momentos e em trechos onde o momento fletor intermediário for maior que os momentos de extremidades, a expressão de C_b , equação (4.32), não se aplica. Pode-se adotar, conservativamente, o valor de $C_b=1,0$.

Para perfis "I" duplamente simétricos, desprezando a contribuição da alma, figura 4.5, podem-se considerar as seguintes aproximações:

$$C_w \cong \frac{b^3 t d^2}{24} \quad I_y \cong \frac{b^3 t}{6} \quad (4.33)$$

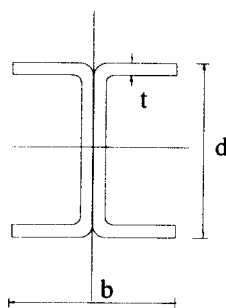


FIGURA 4.5 - Dimensões de perfil "I"

Com os valores de C_w e I_y aproximados e desprezando-se a rigidez de St. Venant, a equação (4.31) pode ser reescrita como:

$$M_{cr} = C_b \frac{\pi^2 E d I_y}{2 L_b^2} \quad (4.34)$$

Consequentemente, a tensão crítica de flambagem elástica, para um perfil "I" sujeito à flexão pura pode ser dada por:

$$f_e = \frac{M_{cr}}{W_x} = \frac{M_{cr} d}{2 I_x} = C_b \frac{\pi^2 E d^2 I_y}{4 L_b^2 I_x} \quad (4.35)$$

No entanto, em se tratando de um perfil "I" enrijecido, o momento crítico é determinado por:

$$M_{cr} = C_b \frac{\pi^2 E}{L_b^2} \sqrt{C_w I_y} \quad (4.36)$$

As equações (4.34) e (4.36) são aplicadas para o regime elástico, onde a tensão de flambagem é menor ou igual ao limite de proporcionalidade f_{pr} , caso contrário, para tensões acima deste limite, o comportamento da viga será dado pela flambagem inelástica.

Para vigas com pequena esbelteza lateral (λ_b) e sem flambagens locais, o momento de plastificação total da seção " M_p " pode ser atingido.

Segundo GALAMBOS (1963), o momento de plastificação total da seção pode ser dado por:

$$M_p = 1,11 M_y \quad (4.37)$$

onde:

M_p = momento de plastificação da seção.

M_y = momento de início de escoamento = $W f_y$

Assume-se que a tensão limite de proporcionalidade para perfis "I" em chapa dobrada seja igual a metade da tensão máxima resistente dada por:

$$f_{pr} = \frac{1}{2} (1,11 f_y) = 0,56 f_y \quad (4.38)$$

O comportamento inelástico pode ser obtido quando a tensão crítica excede o limite de proporcionalidade sendo que, neste caso, é utilizada uma equação parabólica para representar tal comportamento:

$$f = f_y \left(1,11 - \frac{1}{3,24} \left[f_y \frac{\lambda_b^2}{C_b \pi^2 E} \right] \right) \quad (4.39)$$

A figura 4.6 apresenta graficamente as tensões críticas de flambagem lateral com torção, em regime elástico e inelástico, para vigas de seção "I" duplamente simétricas.

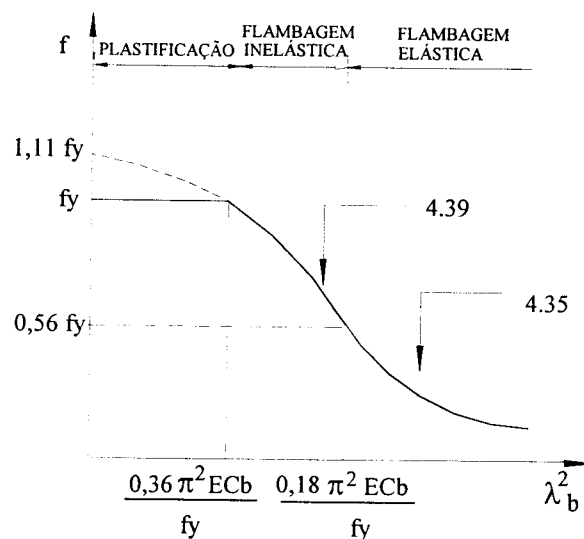


FIGURA 4.6 - Tensões críticas de flambagem lateral com torção de vigas "I" (YU, 1985).

4.4.2.2.2 - OUTRAS SEÇÕES

Para vigas com seção "Z" utiliza-se o mesmo procedimento utilizado para perfis com dupla simetria no problema da flambagem lateral com torção.

De maneira conservadora prescrita pelo AISI (1980), o momento crítico, neste caso, deverá ser a metade do valor encontrado pela equação (4.34). A curva da tensão crítica de flambagem lateral para este perfil está representado na figura 4.6, com uma tensão crítica calculada para um momento crítico igual a metade do valor obtido pela equação (4.34), ou seja:

$$M_{cr} = C_b \frac{\pi^2 E d I_y}{4 L_b^2} \quad (4.40)$$

As vigas com seção caixão têm uma rigidez maior à torção que os perfis "I", "U" e "Z", tornando-as mais econômicas se a flambagem lateral do perfil for determinante.

O momento crítico de flambagem lateral com torção, considerando constante de empenamento desta seção seja nula, $C_w = 0$, ou seja, desprezando o efeito da flexo-torção, pode ser dado por:

$$M_{cr} = C_b \frac{\pi}{L_b} \sqrt{EI_y GI_t} \quad (4.41)$$

onde:

$$I_y < I_x$$

Se $I_y \geq I_x$, a viga se encontra na posição mais estável, conseqüentemente, não ocorrerá a flambagem lateral com torção.

4.4.2.2.3 - SEÇÕES MONOSSIMÉTRICAS

Perfis com simetria única, a simetria pode estar ou no eixo "x" ou no eixo "y". A flexão ocorre em relação ao eixo de não simetria, que depende da seção transversal utilizada. O cálculo do momento crítico pode ser dado pela equação (4.31) e a flexão em relação ao eixo perpendicular ao eixo de simetria. O centro de gravidade não coincide com o centro de torção, modificando o comportamento do perfil.

A flambagem lateral elástica destas seções, para uma viga simplesmente apoiada, com momentos fletores iguais e opostos aplicados nas extremidades, figura 4.7, pode ser representada pelas seguintes equações diferenciais:

$$EI_x v^{iv} = 0 \quad (4.42)$$

$$EI_y u^{iv} + M\phi'' = 0 \quad (4.43)$$

$$EC_w \phi^{iv} - \left[GI_t + 2M(k_y - y_o) \right] \phi'' + Mu'' = 0 \quad (4.44)$$

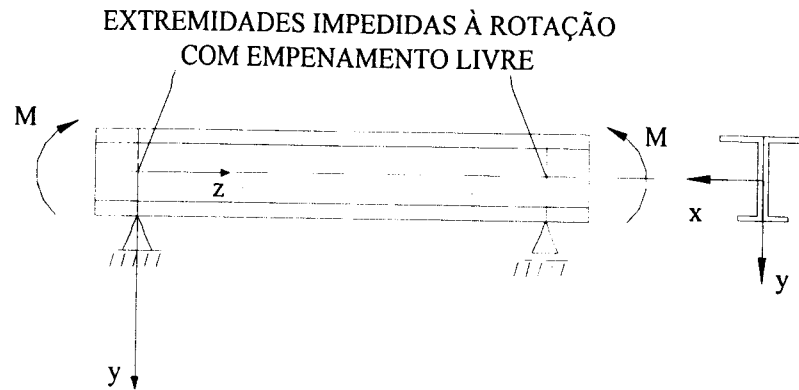


FIGURA 4.7 - Viga monossimétrica com momentos aplicados nas extremidades.

O valor do momento crítico elástico de flambagem lateral com torção pode ser obtido através das equações (4.43) e (4.44), nas variáveis "u" e " ϕ ", e com as respectivas condições de contorno das equações (4.26) e (4.27), como:

$$M_{cr} = \frac{\pi EI_y}{L} \left[\frac{\pi j}{L} \pm \sqrt{\left(\frac{\pi j}{L}\right)^2 + \frac{GI_t}{EI_y} + \left(\frac{\pi}{L}\right)^2 \frac{C_w}{I_y}} \right] \quad (4.45)$$

onde:

$$\begin{aligned} j &= \text{característica geométrica da seção transversal} = k_y - y_0 \\ k_y &= \text{coordenada do centro do círculo de instabilidade segundo o eixo } y \\ &= k_y = \frac{1}{2I_x} \int_A y(x^2 + y^2) dA \end{aligned}$$

O sinal (+) se aplica para momentos fletores que causem tensões de compressão no lado do centro de cisalhamento em relação ao centro de gravidade e o sinal (-) se aplica para momentos fletores que causem tensões de tração no lado do centro de gravidade em relação ao centro de cisalhamento.

No caso particular de uma seção monossimétrica, sendo a constante de empenamento nula, $C_w = 0$, como exemplo para um perfil "T", a equação (4.45) pode ser reescrita por:

$$M_{cr} = \frac{\pi EI_y}{L} \left[\frac{\pi j}{L} \pm \sqrt{\left(\frac{\pi j}{L}\right)^2 + \frac{GI_t}{EI_y}} \right] \quad (4.46)$$

Os perfis monossimétricos podem ter as soluções abordadas de maneira semelhante aos perfis de dupla simetria, dependendo da variação das condições de contorno e de carregamentos. De maneira aproximada, o coeficiente de momento uniforme equivalente " C_b " dado pela equação (4.32), levando em conta estas várias combinações de momentos nas extremidades da viga.

Portanto, pode-se determinar o valor do momento crítico dos perfis de simetria única em relação ao eixo "y", por:

$$M_{cr} = C_b A_g f_{ey} \left[j \pm \sqrt{j^2 + r_0^2 \left(f_{ez} / f_{ey} \right)} \right] \quad (4.47)$$

onde:

$$f_{ey} = \frac{\pi^2 E}{(k_y L_y / r_y)^2} \quad (4.48)$$

$$f_{ez} = \frac{1}{A_g r_0^2} \left[\frac{\pi^2 E C_w}{(k_z L_z)^2} + G I_t \right] \quad (4.49)$$

$$r_0^2 = r_x^2 + r_y^2 + y_0^2 \quad (4.50)$$

A_g = área bruta da seção transversal.

kL = comprimento efetivo de flambagem em relação ao eixo.

Para a análise do comportamento de uma viga em regime inelástico, admite-se como tensão de proporcionalidade a metade da tensão limite de escoamento, sendo:

$$\text{para } f_e > f_y / 2 \quad f = f_y \left(1 - \frac{f_y}{4 f_e} \right) \quad (4.51)$$

$$\text{para } f_e \leq f_y / 2 \quad f = f_e \quad (4.52)$$

No regime elástico os valores de M_{cr} estão apresentados na tabela 4.3. Neste mesmo regime, para os casos de vigas submetidas a uma carga concentrada ou uniformemente distribuída, os valores de P_{cr} estão na tabela 4.4. O regime elástico é admitido para valores abaixo da tensão de escoamento dividido por dois.

TABELA 4.3 - Valores de M_{cr} para momentos aplicados nas extremidades.

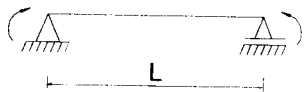






CARREGAMENTO	SEÇÃO TRANSVERSAL	M_{cr}
		$\frac{\pi EI_y}{L} \left[\frac{\pi j}{L} \pm \sqrt{\left(\frac{\pi j}{L}\right)^2 + \frac{GI_t}{EI_y} + \left(\frac{\pi}{L}\right)^2 \frac{C_w}{I_y}} \right]$
		$\frac{\pi EI_y}{L} \left[\frac{\pi j}{L} \pm \sqrt{\left(\frac{\pi j}{L}\right)^2 + \frac{GI_t}{EI_y}} \right]$
		$\frac{\pi}{L} \sqrt{EI_y GI_t \left(1 + \frac{\pi^2 EC_w}{GI_t L^2} \right)}$
		$\frac{\pi}{L} \sqrt{EI_y GI_t}$
		$\frac{\pi}{2L} \sqrt{EI_y GI_t}$

TABELA 4.4 - Valores de P_{cr} para cargas concentradas e distribuídas.

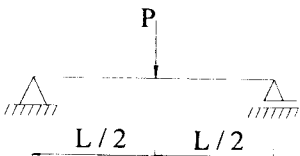

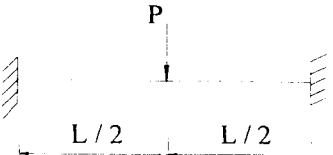

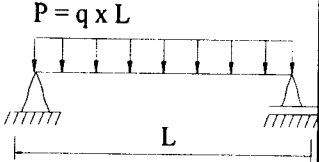

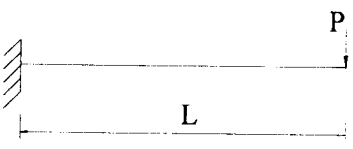


CARREGAMENTO	SEÇÃO TRANSVERSAL	P_{cr}
		$\frac{16,94}{L^2} \sqrt{EI_y GI_t}$
		$\frac{26,60}{L^2} \sqrt{EI_y GI_t}$

TABELA 4.4 - Continuação.

CARREGAMENTO	SEÇÃO TRANSVERSAL	P_{cr}
		$\frac{28,83}{L^2} \sqrt{EI_y GI_t}$
		$\frac{4,013}{L^2} \sqrt{EI_y GI_t}$
		$\frac{m}{L} \sqrt{EI_y GI_t}, \quad m = 4 \text{ a } 44$

onde:

$$m = \frac{4,013}{\left(1 - \sqrt{EC_w / l^2 G J_t}\right)^2}$$

GJ_t = rigidez à torção.

EC_w = rigidez ao empenamento.

4.4.2.3 - RESERVA DE RESISTÊNCIA INELÁSTICA DE VIGAS DEVIDA A PLASTIFICAÇÃO PARCIAL DA SEÇÃO TRANSVERSAL

Para o dimensionamento de elementos fletidos no regime inelástico, o limite último pode ser caracterizado pelo início de escoamento de uma fibra extrema da seção transversal. Quando o momento fletor máximo excede o valor limite que causa o seu escoamento inicial, ocorre a plastificação da seção transversal.

Segundo YU (1985), estudos conduzidos por RECK et al. na Universidade Cornell verificaram a reserva de resistência inelástica devida a plastificação parcial da seção transversal para os elementos de chapa dobrada.

Esta reserva de resistência inelástica pode ser definida como a relação entre o momento último " M_u " e o momento que causa o início de escoamento de uma fibra extrema da seção transversal da viga " M_y ".

O momento último " M_u " representa a máxima resistência à flexão da viga considerando-se a reserva de resistência inelástica através de plastificação parcial da seção transversal. A distribuição de tensão na seção transversal depende da máxima deformação à compressão do elemento enrijecido " ϵ_{cu} ".

A partir de ensaios realizados na Universidade Cornell em vigas com seção transversal em cartola, sob a ação de flexão pura, a especificação do AISI estabeleceu limites para máxima deformação à compressão como sendo $C_y \epsilon_y$, como:

$$\epsilon_{cu} = C_y \epsilon_y \quad (4.53)$$

onde:

- ϵ_y = deformação no escoamento = f_y / E .
- E = módulo de elasticidade (em MPa).
- f_y = tensão de escoamento do aço (em MPa).
- C_y = fator de deformação à compressão determinado a seguir:

1) Elementos comprimidos enrijecidos, sem enrijecedores intermediários:

a) Para $b / t \leq 500 / \sqrt{f_y}$

$$C_y = 3 \quad (4.54)$$

b) Para $500 / \sqrt{f_y} < b / t < 580 \sqrt{f_y}$

$$C_y = 3 - \frac{(b-t)\sqrt{f_y} - 500}{40} \quad (4.55)$$

c) Para $b / t > 580 \sqrt{f_y}$

$$C_y = 1,0 \quad (4.56)$$

A relação entre C_y e a proporção b/t do elemento comprimido está representada na figura 48.

2) Elementos comprimidos não enrijecidos

$$C_y = 1,0 \quad (4.57)$$

3) Elementos multi-enrijecidos à compressão e elementos à compressão com enrijecedores de borda:

$$C_y = 1,0 \quad (4.58)$$

Os valores de C_y foram adotados como um limite inferior para os resultados experimentais. A especificação do AISI (1980) não impôs nenhum limite à deformação por tração.

Com base na máxima deformação de compressão " ϵ_{cu} " admissível, equação (4.53), localiza-se a linha neutra utilizando-se a equação (4.59), e o momento fletor último " M_u ", determina-se de acordo com a equação (4.60), como:

$$\int_A \sigma dA = 0 \quad (4.59)$$

$$\int_A \sigma y dA = M_u \quad (4.60)$$

onde " σ " é a máxima tensão normal do elemento de área correspondente da seção transversal. Utilizando-se a reserva de resistência inelástica dos elementos fletidos, a especificação do AISI adota o procedimento de cálculo acima, sendo que, devem ser respeitados os seguintes itens:

- I) A viga não deve estar sujeita à torção ou à flambagem lateral.
- II) O efeito do trabalho a frio não está incluído na determinação da tensão limite de escoamento.
- III) A relação da altura da parte comprimida da alma pela sua espessura não deve exceder $500 / \sqrt{f_y}$, f_y em MPa.
- IV) A força de cisalhamento não deve exceder $0,35 f_y \times h t$, onde $h \times t$ é a área da alma.
- V) O ângulo entre qualquer alma e a vertical não deve exceder 30° .

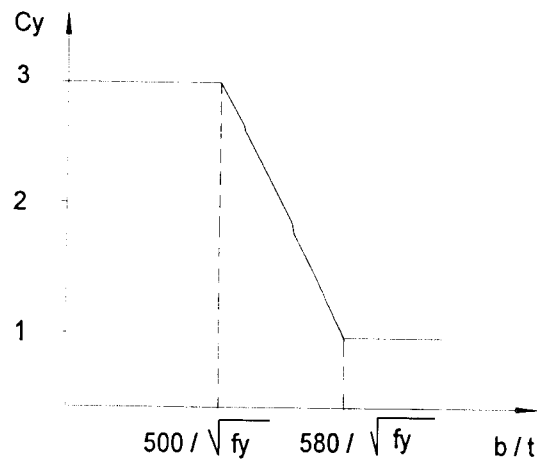


FIGURA 4.8 - Fator C_y para elemento enrijecido à compressão sob momento fletor variável (f_y em MPa) [JAVARONI, 1993].

4.4.3 - RESISTÊNCIA À FORÇA CORTANTE

Considerando-se os conceitos da resistência dos materiais, a máxima tensão de cisalhamento na seção transversal de vigas é representada por:

$$\tau_{\text{máx}} = \frac{VM_s}{It} \quad (4.61)$$

onde:

I = momento de inércia da seção transversal em relação ao eixo de flexão = $\frac{th^3}{12}$

M_s = momento estático da parte da seção acima da fibra na qual a tensão de cisalhamento é determinada em relação aos eixos principais de inércia = $\frac{h}{2} t \frac{h}{4}$

t = espessura ou largura da seção transversal na fibra em estudo.

V = força cortante na seção transversal.

Nos perfis metálicos, a maior parte das tensões de cisalhamento nas seções encontra-se na alma. Para os perfis de seções delgadas, considera-se o uso de uma tensão média de cisalhamento sobre a área bruta da alma, não considerando as tensões de cisalhamento na mesa, equação (4.62).

$$\tau_{\text{máx}} = \frac{V M_s}{I t} = \frac{V 1,5}{ht} \therefore \tau_{\text{média}} = \frac{V}{ht_w} \quad (4.62)$$

onde:

h = distância livre entre mesas.

t_w = espessura da alma.

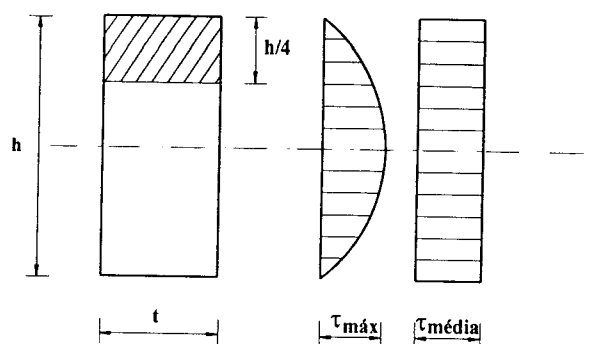


FIGURA 4.9 - Representação da $\tau_{\text{máx}}$ e $\tau_{\text{média}}$.

Para almas com relação h/t_w relativamente pequena, ($h/t_w \leq 1,08 \sqrt{kE/f_y}$), as quais estando sujeitas a tensão de cisalhamento, a ruptura se dará pelo seu escoamento.

Devido ao estado de cisalhamento simples têm-se, pelo critério de energia de distorção, a tensão de escoamento representada por:

$$\tau_y = \frac{f_y}{\sqrt{3}} = 0,577 f_y \quad (4.63)$$

Em almas esbeltas ($h/t_w > 140 \sqrt{kE/f_y}$), devido às tensões atuantes de cisalhamento, obtém-se a resistência ao cisalhamento pela flambagem elástica. Pode ser determinada a tensão crítica de flambagem elástica por cisalhamento como:

$$\tau_{cr} = \frac{k \pi^2 E}{12(1-\nu^2)(h/t_w)^2} \quad (4.64)$$

onde:

- a = distância entre enrijecedores transversais.
 h = altura da alma.
 k = coeficiente de flambagem por cisalhamento [para diferentes relações de (a/h) , equações (4.176), (4.177) e (4.178)].
 t_w = espessura da alma.
 ν = coeficiente de Poisson.

O valor teórico da tensão crítica de flambagem inelástica para almas medianamente esbeltas é maior que a tensão limite de proporcionalidade no cisalhamento ($0,8\tau_y$). BASLER (1961), a partir de análises experimentais, apresentou a equação (4.65) para o cálculo da tensão crítica de flambagem inelástica por cisalhamento, isto é, quando " τ_{cr} " for maior que o limite de proporcionalidade em cisalhamento.

$$\tau_{cr} = \sqrt{\tau_{pr} \tau_{cre}} \quad (4.65)$$

onde:

- τ_{pr} = tensão limite de proporcionalidade em cisalhamento = $(0,8\tau_y)$
 τ_{cre} = tensão crítica de flambagem elástica, equação (4.64).

Substituindo os valores de τ_{pr} e τ_{cr} obtém-se a equação da tensão crítica por cisalhamento, como:

$$\tau_{cr} = 0,21\pi \frac{\sqrt{k E f_y}}{h / t_w} = 0,577 f_y \quad (4.66)$$

Igualando-se as equações (4.63) e (4.66) obtém-se o valor limite de λ_p para o qual aplica-se a equação (4.63), ou seja:

$$\lambda_p = 1,08 \sqrt{kE / f_y} \quad (4.67)$$

Para valores da equação (h/t) maiores que este valor de λ_p , aplica-se a equação (4.66) até o limite em que a tensão crítica (τ_{cr}), representada pela equação(4.64), for igual à tensão limite de proporcionalidade no cisalhamento, sendo:

$$\lambda_r = 1,40 \sqrt{kE / f_y} \quad (4.68)$$

Para valores da relação (h/t) maiores que λ_r , a flambagem da alma ocorrerá no regime elástico, aplicando-se assim a equação (4.64).

As equações para o cálculo da tensão crítica de flambagem por cisalhamento podem ser representadas pela figura 4.10.

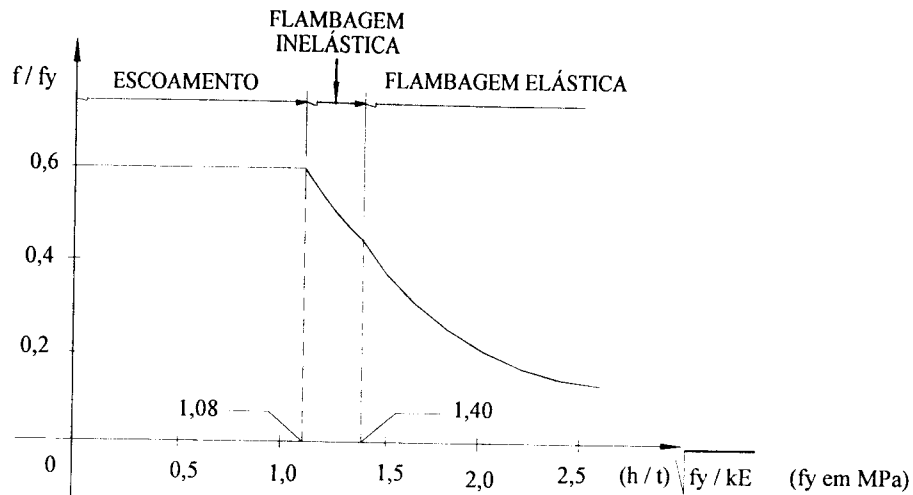


FIGURA 4.10 - Limites para as tensões críticas de cisalhamento em almas (JAVARONI, 1993).

A partir da equação (4.62) e dos parâmetros de esbeltez λ_p e λ_r , as equações (4.63), (4.64) e (4.66) podem ser escritas em termos de força cortante V , como se segue:

$$\text{a) para } \lambda \leq \lambda_p \quad \rightarrow \quad V = V_{pl} \quad (4.69)$$

$$\text{b) para } \lambda_p < \lambda \leq \lambda_r \quad \rightarrow \quad V = \frac{\lambda_p}{\lambda} V_{pl} \quad (4.70)$$

$$\text{c) para } \lambda > \lambda_r \quad \rightarrow \quad V = 1,28 \left(\frac{\lambda_p}{\lambda} \right)^2 V_{pl} \quad (4.71)$$

onde:

λ = parâmetro de esbeltez = h / t_w

λ_p = parâmetro de esbeltez correspondente à plastificação.

λ_r = parâmetro de esbeltez correspondente ao comportamento elástico.

V_{pl} = força cortante correspondente à plastificação da alma = $0,6A_w f_y$

A_w = área bruta da alma = ht_w .

4.4.4 - VERIFICAÇÃO DA FORÇA CORTANTE COM O MOMENTO FLETOR

As vigas em balanço e as vigas contínuas estão sujeitas às tensões normais elevadas devidas a flexão, que podem estarem, ou não combinadas com tensões elevadas de cisalhamento.

TIMOSHENKO & GERE (1961) estudaram as combinações mais críticas destas tensões e obtiveram os seguintes resultados:

- Para valores da relação $\tau / \tau_{cr} \leq 0,4$, o efeito das tensões de cisalhamento no valor da tensão crítica devido à flexão é pequeno.
- Para valores da relação $f / f_{cr} \leq 0,4$, o efeito das tensões normais de flexão no valor da tensão crítica de cisalhamento é pequeno.

Para chapas isoladas com valores da relação (a/h) variando entre 0,5 e 1,0, a curva de interação entre f/f_{cr} e τ/τ_{cr} aproxima-se de um segmento de círculo, figura 4.11, e pode ser expresso pela equação (4.72).

$$\left(\frac{f}{f_{cr}}\right)^2 + \left(\frac{\tau}{\tau_{cr}}\right)^2 = 1 \quad (4.72)$$

onde:

- f = tensão devida a flexão.
- f_{cr} = tensão crítica de flambagem elástica na flexão pura.
- τ = tensão de cisalhamento.
- τ_{cr} = tensão crítica de flambagem elástica por cisalhamento puro.

LABOUBE & YU (1991), baseados em resultados experimentais, desenvolveram a seguinte interação para almas de vigas com enrijecedores transversais:

$$0,6 \left(\frac{f}{f_{cr}}\right) + \left(\frac{\tau}{\tau_{cr}}\right) = 1,3 \quad (4.73)$$

A equação anterior aplica-se somente quando a relação $(f / f_{cr}) > 0,5$ e $(\tau / \tau_{cr}) > 0,7$. Para outras condições, o projeto da alma é governado ou pela resistência à flexão ou pela resistência ao cisalhamento.

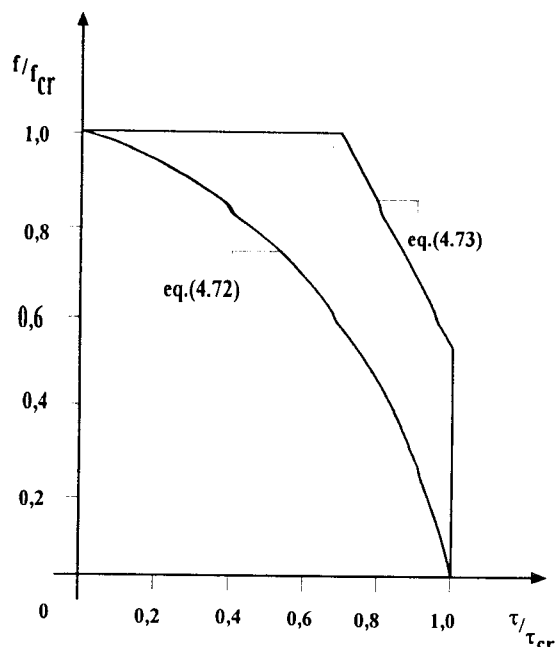


FIGURA 4.11 - Relação de interação entre "f" e "τ" (YU, 1985).

4.4.5 - ENRUGAMENTO DA ALMA

O enrugamento de almas das barras à flexão ocorre com a flambagem da alma onde há forças concentradas de alta intensidade ou reações de apoio atuando perpendicularmente ao eixo longitudinal da barra e no plano da alma considerada, causando tensão de compressão elevada na alma.

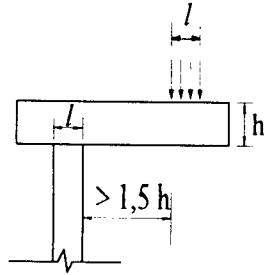
Para evitar o enrugamento da alma, as equações seguintes são válidas somente para almas planas não enrijecidas, com relação altura-espessura (h/t) menor ou igual que 200. Valores maiores que este limite exigem o uso de enrijecedores transversais. Devem-se levar em conta os seguintes limites:

- vigas de almas simples: $R/t \leq 4$, $l/t \leq 200$ e $l/h \leq 1$
- vigas de alma múltipla: $R/t \leq 10$, $l/t \leq 200$ e $l/h \leq 2$

sendo, "R" o raio interno de dobramento, "t" a espessura, "h" a altura da alma e "l" o comprimento de atuação da força.

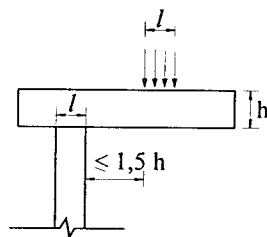
Devem-se fazer as considerações dos casos a seguir, para o emprego das equações das tabelas (4.5), (4.6) e (4.7):

Caso I



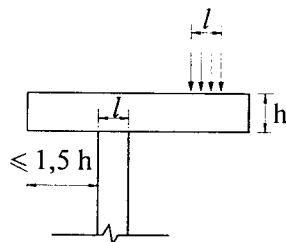
Carregamento ou reação em uma mesa:
quando a distância entre a borda do apoio e a da força ou reação for $> 1,5h$.

Caso II



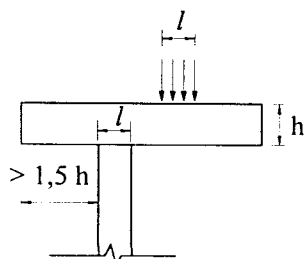
Carregamento ou reação em duas mesas:
quando a distância entre a borda do apoio e a da força ou reações for $\leq 1,5h$.

Caso III



Carregamento ou reação extremo:
quando a distância da borda do apoio à extremidade da mesma for $\leq 1,5h$.

Caso IV



Carregamento ou reação interno: quando a distância da borda do apoio à extremidade da mesma for $> 1,5h$.

TABELA 4.5 - Seções compostas → seções "I" formadas pela união de dois perfis "U" ligados pela alma ou pela união de duas cantoneiras a um perfil "U" (CSA, 1984).

Carregamento em uma mesa	<p><i>extremo:</i> $N_n = t^2 f_y C_2 (10 + 1,25\sqrt{I/t})$ (4.74)</p> <p><i>interno:</i></p> $N_n = t^2 f_y C_1 (0,88 + 0,063t) (15 + 3,25\sqrt{I/t})$ (4.75)
Carregamento em duas mesas	<p><i>extremo:</i></p> $N_n = t^2 f_y C_4 (0,64 + 0,16t) (10 + 1,25\sqrt{I/t})$ (4.76) <p><i>interno:</i></p> $N_n = t^2 f_y C_3 (0,82 + 0,079t) (15 + 3,25\sqrt{I/t})$ (4.77)

TABELA 4.6 - Seções com alma simples → seções "U" e "Z", (CSA, 1984).

Carregamento em uma mesa	<p><i>extremo:</i></p> <p><i>para seções com mesas enrijecidas</i></p> $N_n = 10t^2 f_y (1,33 - 0,33k) (1,15 - 0,15R/t) (1 + 0,11/t) (1 - 0,018h/t)$ (4.78) <p><i>para seções com mesas não enrijecidas</i></p> $N_n = 6,6t^2 f_y (1,33 - 0,33k) (1,15 - 0,15R/t) (1 + 0,011/t) (1 - 0,0013h/t)$ (4.79) <p><i>interno:</i></p> $N_n = 16t^2 f_y (1,22 - 0,22k) (1,06 - 0,06R/t) (1,00071/t) (1 - 0,0014h/t)$ (4.80)
Carregamento em duas mesas	<p><i>extremo:</i></p> $N_n = 7,4t^2 f_y (1,33 - 0,33k) (1,15 - 0,15R/t) (1 + 0,011/t) (1 - 0,0023h/t)$ (4.81) <p><i>interno:</i></p> $N_n = 16t^2 f_y (1,22 - 0,22k) (1,06 - 0,06R/t) (1 + 0,011/t) (1 - 0,0029h/t)$ (4.82)

TABELA 4.7 - Perfis com almas múltiplas → perfis cartolas, painéis de fechamento e pisos, (CSA, 1984).

<p><i>Carregamento em uma mesa</i></p>	<p><i>extremo:</i> $N_n = 10t^2 f_y (\text{sen } \alpha) (1 - 0,1k) (1 - 0,1\sqrt{R/t}) (1 + 0,005l/t) (1 - 0,002h/t) \quad (4.83)$</p> <p><i>interno</i> $N_n = 18t^2 f_y (\text{sen } \alpha) (1 - 0,1k) (1 - 0,075\sqrt{R/t}) (1 + 0,005l/t) (1 - 0,001h/t) \quad (4.84)$</p>
<p><i>Carregamento em duas mesas</i></p>	<p><i>extremo:</i> $N_n = 19t^2 f_y (\text{sen } \alpha) (1 - 0,1k) (1 - 0,1\sqrt{R/t}) (1 - 0,001l/t) (1 - 0,002h/t) \quad (4.85)$</p> <p><i>interno</i> $N_n = 10t^2 f_y (\text{sen } \alpha) (1 - 0,2k) (1 - 0,03\sqrt{R/t}) (1 + 0,01l/t) (1 - 0,015h/t) \quad (4.86)$</p>

onde:

$$C_1 = (1,49 - 0,53k) \geq 0,6 \quad (4.87)$$

$$C_2 = 1 + h / (750t) \leq 1,2 \quad (4.88)$$

$$C_3 = 1/k \quad \rightarrow \quad \text{para } h/t \leq 66,5 \quad (4.89a)$$

$$C_3 = [1,1 - h / (665t)] / k \quad \rightarrow \quad \text{para } h/t > 66,5 \quad (4.89b)$$

$$C_4 = [0,98 - h / (865t)] / k \quad (4.90)$$

h = altura da alma.

$$k = f_y / 230 \quad (f_y \text{ em MPa}) \quad (4.91)$$

l = comprimento, na direção longitudinal da viga, de atuação da força ou reação.

N_n = resistência nominal ao enrugamento da alma.

R = raio interno de dobramento.

α = ângulo entre o plano da alma e o plano da superfície de apoio ($45^\circ < \alpha < 90^\circ$).

4.4.6 - COMBINAÇÃO ENTRE FLEXÃO E ENRUGAMENTO DA ALMA

Devido aos efeitos do momento fletor, a resistência ao enrugamento da alma pode ser reduzida significativamente. YU (1985), baseado em resultados experimentais de vigas ensaiadas com a combinação do enrugamento com a flexão, concluiu que:

a) Vigas com almas simples:

a.1) Quando a relação M_{exp} / M_u exceder 0,35, a presença de momento fletor reduz a resistência ao enrugamento da alma. A equação seguinte apresenta uma correlação de resultados experimentais:

$$1,07 \frac{N_{exp}}{N_u} + \frac{M_{exp}}{M_u} = 1,42 \quad (4.92)$$

onde:

N_{exp} = máxima força concentrada ou reação na presença de momento fletor.

N_u = máxima força concentrada ou reação na ausência de momento fletor, tabela 4.6.

M_{exp} = máximo momento fletor na região do ponto de aplicação da força concentrada de reação.

M_u = máximo momento fletor determinado somente pela resistência à flexão, excluindo-se o caso da flambagem lateral com torção.

a.2) Quando uma força cortante "V" em uma viga for menor ou igual a 40% da resistência ao cisalhamento, a presença da força de cisalhamento não reduz significativamente a resistência ao enrugamento da alma.

b) Vigas "I"

b.1) Vigas "I" com relação $(h/t) \leq (2,33 / \sqrt{f_y / E})$ e $(b/t) \leq (b/t)_{lim}$, o momento fletor causa pouca influência ao enrugamento da alma. Resultados experimentais em vigas "I", apresentaram boa correlação com relações de esbeltez da alma e da mesa para os limites acima, obtidos através da equação (4.93).

$$0,82 \frac{N_{exp}}{N_u} + \frac{M_{exp}}{M_u} = 1,32 \quad (4.93)$$

onde: N_{exp} , N_u , M_{exp} e M_u conforme item a).

b.2) A combinação da força cortante, cujo valor não seja maior que 80% da resistência ao cisalhamento, com o enrugamento da alma não afeta consideravelmente a resistência ao enrugamento da alma.

Pode-se assumir a equação (4.94) para almas simples ou vigas "I", sendo:

$$\frac{N_{exp}}{N_u} + \frac{M_{exp}}{M_u} \leq 1,32 \quad (4.94)$$

4.4.7 - ENRIJECEDORES TRANSVERSAIS

A utilização de enrijecedores transversais, ou enrijecedores de cisalhamento, proporciona um aumento na resistência da alma aumentando, portanto, a resistência da viga. São utilizados para almas cujo índice de esbeltez, (h/t_w) , for maior que 200 e em vigas onde as condições dos itens anteriores para almas não são satisfeitos.

A resistência nominal do enrijecedor pode ser determinada pelo menor valor entre:

$$N_n = A_c f_{wy} \quad (4.95)$$

$$N_n = A_b f \quad (4.96)$$

onde:

$A_b = b_1 t_w + A_{st}$ para enrijecedores nos apoios internos sob força concentrada.

$A_b = b_2 t_w + A_{st}$ para enrijecedores nas extremidades das vigas.

$A_c = 18 t_w^2 + A_{st}$ para enrijecedores nos apoios internos sob forças concentradas.

- $A_c = 10t_w^2 + A_{st}$ para enrijecedores nas extremidades das vigas.
 $b_1 = 25t_w [0,0024(L_{st} / t_w) + 0,72] \leq 25t_w$
 $b_2 = 25t_w [0,0024(L_{st} / t_w) + 0,83] \leq 12t_w$
 f = tensão crítica de flambagem.
 f_y = menor valor da tensão limite de escoamento da alma ou do enrijecedor transversal.
 L_{st} = comprimento do enrijecedor transversal.
 t_w = espessura da alma.
 A_{st} = área bruta da seção transversal do enrijecedor não deverá ser menor que:

$$A_{st} = \frac{1 - V_n / V_{pl}}{2} \left[1 - \frac{a/h}{a/h + \sqrt{1 + (a/h)^2}} \right] Y D a t_w \quad (4.97)$$

onde:

- a = espaçamento entre enrijecedores transversais.
 $D = 1,0$ → para enrijecedores colocados aos pares.
 $D = 1,8$ → para enrijecedores constituídos de uma cantoneira.
 $D = 2,4$ → para enrijecedores constituídos de uma chapa.
 V_n = resistência nominal à força cortante.
 y = relação entre os limites de escoamento dos aços da alma e do enrijecedor.

4.4.8 - EFEITO SHEAR LAG

O fenômeno conhecido como "Shear lag" ocorre em vigas cujas mesas têm grande largura relativamente ao vão ($b_f \geq L/30$). Nesses casos, a distribuição de tensões normais de flexão nas mesas das vigas não é uniforme, decrescendo com o aumento da distância a partir da alma, como apresentado na figura 4.12.

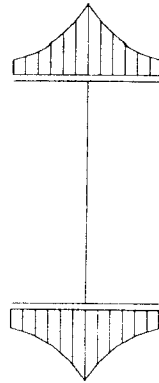


FIGURA 4.12 - Distribuição de tensões normais nas mesas de um perfil "I", pelo efeito "Shear Lag" (YU, 1985).

WINTER¹ apud YU (1985), baseado na teoria da tensão plana, analisou o problema "shear lag" e dispôs dados em forma de tabelas e gráficos para os quais a largura efetiva pode ser obtida diretamente. Foi verificada a importância do efeito "shear lag" em vigas com pequenos vãos sujeitas a cargas concentradas, isto é, quanto menor a relação vão pela largura, maior o efeito. Em vigas sujeitas a cargas uniformemente distribuídas, o efeito shear lag é desprezível exceto quando a relação L/b_f for menor que 5, figura 4.13. Winter também concluiu que para dadas relações L/b_f o efeito shear lag é praticamente o mesmo para diferentes tipos de perfis.

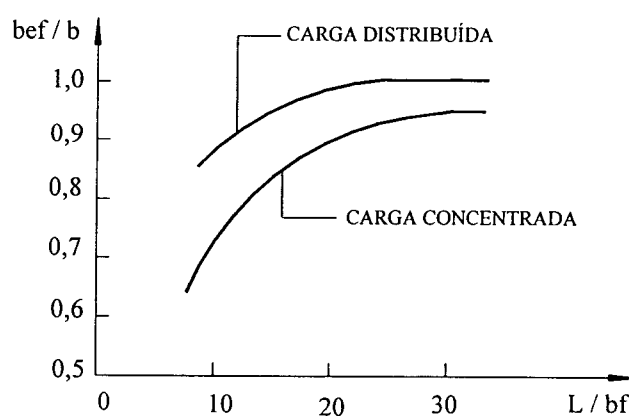


FIGURA 4.13 - Curvas para a determinação da largura efetiva de mesas de vigas com vão curto (YU, 1985).

¹WINTER, G. (1940). *Stress distribution in and equivalent width of flanges of wide, thin-wall steel beams*, NACA technical note 784 apud YU, W. W. (1985) *Cold-formed steel design*, New York, Wiley & Sons.

As normas AISI e CSA estabelecem que, quando o vão da viga "L" for menor que $(30b_f)$ e quando suporta uma força concentrada ou várias forças distantes entre si de pelo menos $(2b_f)$, a relação largura efetiva e a largura plana em mesas tracionada ou comprimida deve ser limitada pelos valores das relações dadas na tabela 4.8.

TABELA 4.8 - Máxima relação admissível para largura efetiva pela largura atual.

L / b_f	30	25	20	18	16	14	12	10	8	6
Relação b_{ef}/b	1,00	0,96	0,91	0,89	0,86	0,82	0,78	0,73	0,67	0,55

onde:

L → vão teórico total para a viga simplesmente apoiada, ou a distância entre pontos de inflexão para viga contínua, ou duas vezes o comprimento de viga em balanço.

b_f → largura da projeção da mesa além da alma para vigas "I" e/ou seções similares, ou a metade da distância entre almas de seção caixão ou cartola. Para mesas enrijecidas por meio de enrijecedores de borda, " b_f " deve ser tomado como a soma da projeção da mesa além da alma mais a altura do enrijecedor de borda.

4.4.9 - ONDULAÇÃO DA MESA

Em 1940, estudos conduzidos por WINTER² apud YU (1985) obtiveram que, independentemente do vão de uma viga, a região de sua mesa afastada da alma tende a deslocar-se em direção à linha neutra. Este fato deve-se ao efeito da curvatura longitudinal da viga e às deflexões causadas pela flexão da mesa.

Conforme apresenta a figura 4.14, considerando uma viga "I" sujeita à flexão pura, a componente transversal "q" pode ser determinada por:

$$q = \frac{2f^2t}{Ed} \quad (4.98)$$

² WINTER, G. (1940). *Stress distribution in and equivalent width of flanges of wide, thin-wall steel beams*, NACA technical note 784 apud YU, W. W. (1985). *Cold-formed steel design*, New York, Wiley & Sons.

onde:

- d = altura da viga.
 f = tensão média na mesa.
 t = espessura na mesa.

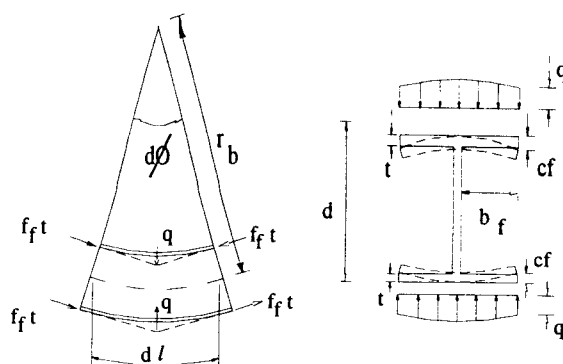


FIGURA 4.14 - Ondulação da viga para vigas "I" (YU, 1985).

Se a componente transversal "q" for considerada como uma carga uniformemente distribuída ao longo da mesa, a deformação ou ondulação na sua extremidade pode ser determinada como para uma placa em balanço de largura unitária, sendo:

$$c_f = \frac{qb_f^4}{8D} = 3 \left(\frac{t}{E} \right)^2 \left(\frac{b_f^4}{t^2 d} \right) (1 - \nu^2) \quad (4.99)$$

onde:

- c_f = deslocamento da extremidade da mesa.
 b_f = projeção da mesa além da alma.
 D = rigidez à flexão da placa = $Et^3 / [12(1 - \nu^2)]$

A máxima largura da mesa em função do deslocamento da sua extremidade pode ser obtida através da equação (4.100), sendo ela enrijecida ou não, comprimida ou tracionada, como:

$$b_f = \sqrt{0,061 t d E / f} \sqrt[4]{100 c_f / d} \quad (4.100)$$

A equação (4.100) também pode ser utilizada na determinação de perfis caixão e cartola, sendo que estes perfis têm suas mesas apoiadas nas almas e b_f é assumida como a metade da distância entre as almas.

O projetista deve limitar a ondulação da mesa ou seu deslocamento na extremidade. Normalmente é aceitável assumir um deslocamento de 5% da altura da seção. Portanto, assumindo-se que ($c_f / d = 0,05$), a equação anterior fica sendo:

$$b_f = 0,37 \sqrt{t d E / f} \quad (4.101)$$

4.5 - BARRAS FLEXO-COMPRIMIDAS

4.5.1 - CONSIDERAÇÕES PRELIMINARES

Elementos estruturais flexo-comprimidos, definidos como vigas-colunas, são elementos sujeitos à combinação dos esforços de compressão e flexão. O esforço de flexão pode ser resultado das cargas de compressão aplicadas excêntricamente, das cargas transversais à barra ou dos momentos fletores aplicados.

Basicamente, vigas-colunas são todas as peças estruturais pois quando sujeitas somente à tração, à compressão ou à flexão são casos particulares de vigas-colunas.

O comportamento de barras flexo-comprimidas será estudado como elemento isolado, tanto para estabilidade no plano de flexão, quanto para estabilidade por flexo-torção.

4.5.2 - EQUAÇÕES DIFERENCIAIS QUE GOVERNAM O EQUILÍBRIO DAS BARRAS FLEXO-COMPRIMIDAS

Barras com seções transversais simétricas e não simétricas podem estar sujeitas à flambagem por flexão e torção sob os efeitos combinados de flexão e compressão. As equações diferenciais que governam o equilíbrio do comportamento elástico destes elementos, sob o esforço de compressão "N" e dos momentos fletores "M_x" e "M_y", aplicados nas extremidades, figura 4.15, são:

$$EI_x v^{iv} + Nv''\phi'' - Nx_0\phi'' + M_y\phi'' = 0 \quad (4.102)$$

$$EI_y u^{iv} + Nu'' + Ny_0\phi'' + M_x\phi'' = 0 \quad (4.103)$$

$$EC_w\phi^{iv} - GI_t\phi'' + \left(N_{\rho_z^2} + 2M_x(k_y - y_0) + 2M_y(k_x - x_0) \right)\phi'' + Nx_0v'' - Ny_0u'' - Mxu'' + Myv'' = 0 \quad (4.104)$$

Admitindo-se que M_x e M_y sejam iguais a zero, ocorrendo portanto somente a compressão, as equações (4.102) à (4.104) ficam limitadas pelas equações (4.10) a (4.12) que governam o equilíbrio de barras axialmente comprimidas sob a ação de uma força "N".

Visto que as equações diferenciais (4.102) a (4.104) são acopladas e complexas para fins práticos, pode se considerar uma análise simplificada supondo-se que a flexão ocorra no plano "yz", ($M_y = 0$ e $M_x = M$), e que a seção transversal da barra apresenta um eixo de simetria, sendo y este eixo, $x_0 = 0$, as equações (4.102) a (4.104) são reescritas nas seguintes equações:

$$EI_x v^{iv} + Nv'' = 0 \quad (4.105)$$

$$EI_y u^{iv} + Nu'' + (N y_0 + M) \phi'' = 0 \quad (4.106)$$

$$EC_w \phi^{iv} - [GI_t - N r_0^2 + 2 M_x (k_y - y_0)] \phi'' + (N y_0 + M) u'' = 0 \quad (4.107)$$

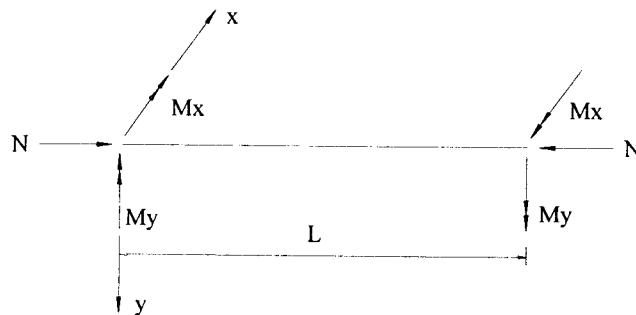


FIGURA 4.15 - Barras sujeitas à ação de flexo-compressão.

Se o esforço de compressão for igual a zero, ocorrerá somente a flexão. As equações (4.105) a (4.107) ficam limitadas às equações (4.42) a (4.44), que representam as equações de equilíbrio que governam a seção transversal de uma barra monossimétrica sob a ação de momentos fletores uniformes.

4.5.3 - RESISTÊNCIA NO PLANO DE FLEXÃO

A equação (4.105) é desacoplada e representa a elástica da barra no plano de flexão sob a ação de compressão e flexão. As condições de contorno para uma barra simplesmente apoiada são:

$$v(0) = v(L) = 0 \quad (4.108)$$

$$v''(0) = v''(L) = -\frac{M}{EI_x} \quad (4.109)$$

Através destas condições de contorno, pode-se determinar as constantes de integração da equação (4.105) sendo o deslocamento final representado por:

$$v = \frac{M}{N} \left[\left(\frac{1 - \cos kL}{\text{sen } kL} \right) \text{sen } kz + \cos kz - 1 \right] \quad (4.110)$$

onde:

$$k = \sqrt{N / (EI_x)}$$

L = comprimento da barra

O momento fletor em qualquer ponto "z" pode ser obtido por:

$$M(z) = -EI_x v'' = M \left[\left(\frac{1 - \cos kL}{\text{sen } kL} \right) \text{sen } kz + \cos kz \right] \quad (4.111)$$

O máximo valor de M(z) encontra-se em um ponto " \bar{z} " que pode ser obtido por:

$$\frac{dM}{dz} = 0 = Mk \left[\left(\frac{1 - \cos kL}{\text{sen } kL} \right) \cos k\bar{z} - \text{sen } k\bar{z} \right] \quad (4.112)$$

sendo:

$$\tan k\bar{z} = \frac{1 - \cos kL}{\text{sen } kL} \quad (4.113)$$

Substituindo-se a expressão (4.113) na equação (4.111) obtém-se:

$$M_{\text{máx}} = \frac{M}{\cos k\bar{z}} \quad (4.114)$$

Através da equação (4.113) obtém-se as relações trigonométricas apresentadas pela figura 4.16, dadas por:

$$\alpha = \frac{1}{\cos k z} = \frac{\sqrt{2 - 2 \cos k L}}{\operatorname{sen} k L} \quad (4.115)$$

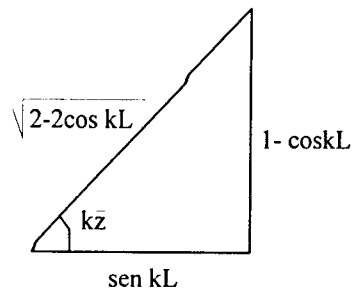


FIGURA 4.16 - Relações trigonométricas para a equação (4.116)

O fator " α " pode ser entendido como um fator que amplia os momentos fletores ao longo da barra devido à presença do esforço de compressão.

De acordo com a figura 4.17, para diferentes valores de momentos fletores aplicados nas extremidades, M_1 e M_2 , o valor do fator " α " pode ser dado por:

$$\alpha_r = \frac{1}{\cos k z} = \frac{\sqrt{1 + r^2 - 2r \cos k L}}{\operatorname{sen} k L} \quad (4.116)$$

sendo:

$$r = M_2 / M_1$$

$$|M_1| \geq |M_2|$$

$$\tan k z = \frac{r - \cos k L}{\operatorname{sen} k L}$$

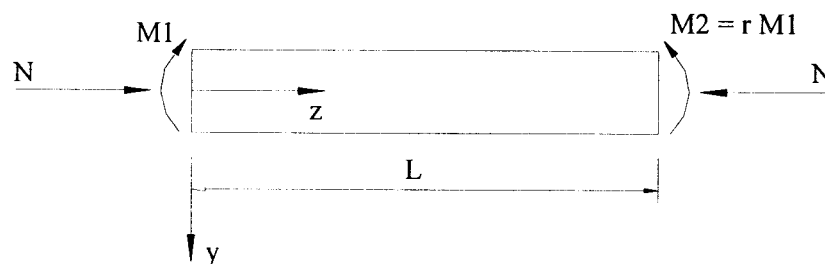


FIGURA 4.17 - Barra prismática sujeita à flexo-compressão.

No regime elástico, a máxima tensão na barra limita-se ao ponto no qual atinge a tensão de escoamento " f_y " ou a tensão limite de proporcionalidade do material. Adotando-se " f_y " como este limite, tem-se:

$$f_{máx} = f_y = \frac{N}{A_g} + \frac{M_{máx}}{W_x} \quad (4.117)$$

Admitindo-se as seguintes relações adimensionais:

$$\frac{N}{N_y} = \frac{N}{f_y A_g} \quad (4.118)$$

$$\frac{M}{M_y} = \frac{M}{f_y W_x} \quad (4.119)$$

a equação de interação pode ser obtida, multiplicada pelo fator de ampliação dos momentos " α_r ", por:

$$\frac{N}{N_y} + \frac{M}{M_y} \alpha_r = 1,0 \quad (4.120)$$

A equação anterior de integração não diz respeito à flambagem lateral com torção, mas para valores de ($0 \leq kL \leq \pi$), ou seja, para valores de $N \leq N_{ex}$, sendo:

$$N_{ex} = \frac{\pi^2 EI_x}{L^2} \quad (4.121)$$

Aplica-se a equação (4.120) para uma barra sujeita à compressão axial e a momentos aplicados nas extremidades, ou seja, momento fletor constante ao longo da barra. Esta mesma equação pode ser usada para outras condições de carregamento utilizando-se um coeficiente de momento uniforme equivalente " C_m ":

$$C_m = \frac{\alpha_r}{\alpha} = \sqrt{\frac{1+r^2-2r \cos kL}{2(1-\cos kL)}} \quad (4.122)$$

A partir desta equação, pode-se reescrever a equação (4.120) como:

$$\frac{N}{N_y} + \frac{C_m M}{M_y} \alpha = 1,0 \quad (4.123)$$

Pela equação (4.102), pode-se escrever:

$$EI_x v'' + Nv = -M \quad (4.124)$$

Não havendo força de compressão, a equação anterior fica reduzida a:

$$v''_1 = -\frac{M}{EI_x}$$

onde o índice "1" equivale à solicitação da barra somente por momentos fletores. Substituindo-se "M" da equação (4.124) obtém-se:

$$EI_x v'' + Nv = EI_x v''_1 \quad (4.125)$$

Considerando-se que, havendo cargas longitudinais ou não, a forma da linha elástica da barra aproxima-se de uma curva senoidal, e assumindo "C" e "C₁" como os deslocamentos máximos no meio do vão, $v = C \operatorname{sen}(\pi z / L)$ e $v_1 = C \operatorname{sen}(\pi z / L)$, a equação (4.125) pode ser reescrita como:

$$EI_x C \pi^2 / L^2 - NC = EI_x C_1 \pi^2 / L^2 \quad (4.126)$$

onde pode-se obter:

$$C = \frac{C_1}{1 - N / N_{ex}} \quad (4.127)$$

Admitindo-se que os momentos fletores são proporcionais aos deslocamentos (flechas), obtém-se:

$$M_{m\acute{a}x} = \frac{M}{1 - N / N_{ex}} \quad (4.128)$$

O fator " α ", comparando-se as expressões (4.128) com (4.114), é dado por:

$$\alpha = \frac{1}{(1 - N / N_{ex})} \quad (4.129)$$

Substituindo-se o valor de α da equação (4.129) na equação (4.123), pode-se ter a seguinte equação de integração:

$$\frac{N}{N_y} + \frac{C_m M}{(1 - N / N_{ex}) M_y} = 1,0 \quad (4.130)$$

Os valores do coeficiente de momento uniforme equivalente " C_m " são dados na tabela 4.9.

TABELA 4.9 - Valores de " C_m " (SÁLES & MALITE, 1993).

	Valores de " C_m "
Barras com momentos máximos nas extremidades (sem carregamento transversal) e translações não impedidas	0,85
Barras com momentos máximos nas extremidades (sem carregamento transversal) e translação impedida	$0,6 - 0,4 \frac{M_1}{M_2} \geq 0,4$ (4.131)
Barras com carregamento transversal e translação impedida	0,85
Barras com carregamento transversal e translação não impedida	1,0

Apresentam-se na figura 4.18 as curvas de interação obtidas com C_m , equação (4.131), em comparação com os valores teóricos dados pela equação (4.122).

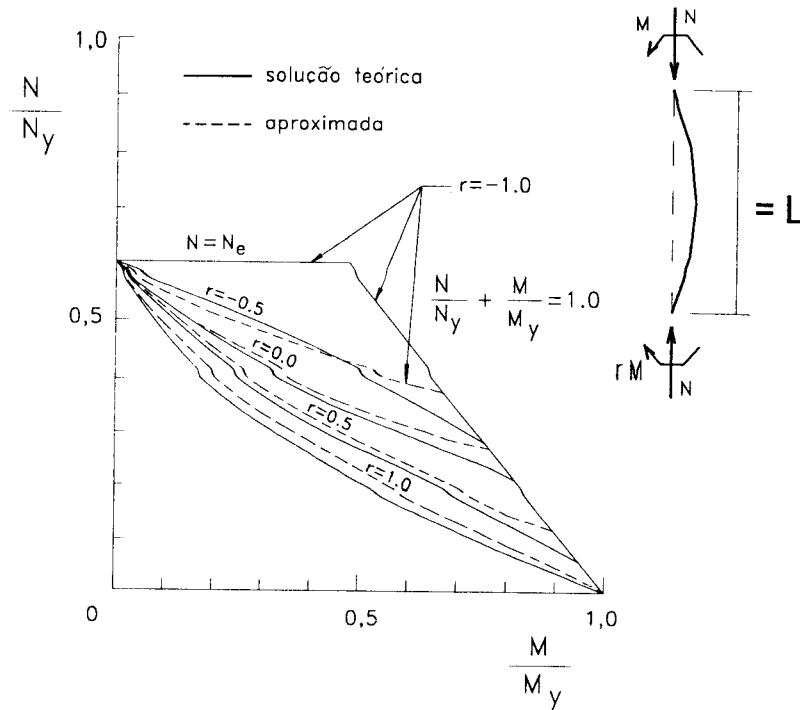


FIGURA 4.18 - Curvas de interação exatas e aproximadas no limite elástico para elementos flexo-comprimidos.

4.5.4 - FLAMBAGEM LATERAL COM TORÇÃO

Quando uma viga-coluna flete em torno do seu eixo de maior inércia, sem restrições laterais, ela pode flambar fora do plano de flexão por deslocamento lateral e rotação.

Este fenômeno pode ser representado pelas equações (4.106) e (4.107) para uma seção transversal com um eixo de simetria, sob cargas de compressão "N" e momentos fletores uniformes $M_x = M$. Os deslocamentos laterais (u) são seguidos por rotações (ϕ) da seção transversal em relação ao centro de cisalhamento.

A solução daquelas equações diferenciais, para condições de contorno de uma viga simplesmente apoiada cujas extremidades estão impedidas de girar, pode ser obtida por:

$$u = C_1 \operatorname{sen} \frac{\pi z}{L} \quad \text{e} \quad \phi = C_2 \operatorname{sen} \frac{\pi z}{L} \quad (4.132)$$

Assumindo-se que o determinante dos coeficientes de C_1 e C_2 seja igual a zero e substituindo-se a equação (4.132) nas equações (4.106) e (4.107) pode-se obter uma solução não trivial para o sistema, dado por:

$$\begin{vmatrix} (N_{ey} - N) & -(M + Ny_0) \\ -(M + Ny_0) & (r_0^2 N_{ez} - Nr_0^2 + 2Mj) \end{vmatrix} = 0$$

A partir deste sistema, pode-se obter:

$$(N_{ey} - N)(r_0^2 N_{ez} - Nr_0^2 + 2Mj) = (M + Ny_0)^2 \quad (4.133)$$

sendo:

$$\begin{aligned} N_{ey} \text{ e } N_{ez} &= \text{carga crítica de flambagem por flexão e torção} \\ j &= (k_y - y_0) \end{aligned}$$

Desde que se conheçam as propriedades geométricas de uma seção, pode-se aplicar a expressão (4.133) para uma combinação crítica de "N" e "M".

Para uma seção transversal duplamente simétrica, $y_0 = j = 0$, obtém-se a equação (4.133) reescrita por:

$$M = r_0 \sqrt{(N_{ey} - N)(N_{ez} - N)} \quad (4.134)$$

onde, conhecido o valor de "N", determina-se o valor crítico do momento fletor "M".

Considerando-se a flambagem lateral com torção, a equação de interação que apresenta a máxima resistência pode ser definida por:

$$\frac{N}{N_{cr}} + \frac{C_m M}{(1 - N/N_{ex})M_{cr}} = 1 \quad (4.135)$$

4.6 - CRITÉRIO DE DIMENSIONAMENTO

Descrevem-se neste item os critérios de dimensionamento segundo as normas CSA (1984) e AISI (1991) empregando-se o método dos estados limites. Os valores dos coeficientes de resistência (ϕ) para cada tipo de barra estão apresentados na tabela 4.1, sendo valores recomendados por estas normas.

4.6.1 - BARRAS TRACIONADAS

4.6.1.1 - ESTADO LIMITE ÚLTIMO

A resistência de cálculo " $R_d = \phi_t N_n$ " a ser utilizada no dimensionamento das peças tracionadas é o menor dos valores obtidos de acordo com os estados limites de escoamento da seção bruta e ruptura da seção líquida.

a) **Escoamento da seção bruta** → estado limite último caracterizado pelo escoamento da seção transversal de uma barra tracionada, ou seja, para uma determinada barra aplica-se ação externa P de tração até que a tensão produzida numa dada seção atinja a tensão de escoamento do material, figura 4.19. Atingido este escoamento, há grandes deformações na barra caracterizando a perda da função estrutural.

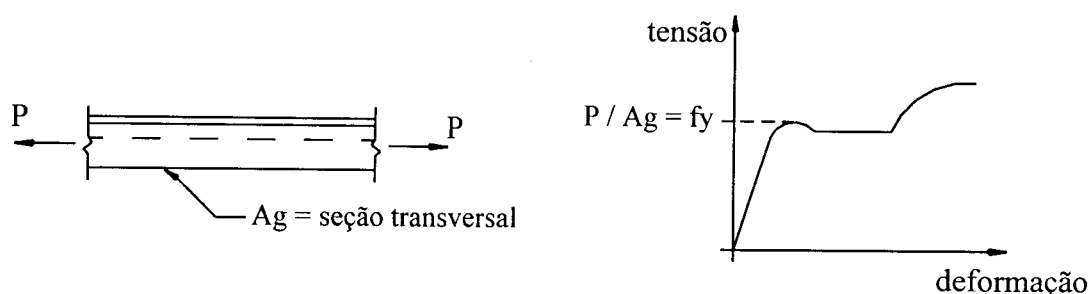


FIGURA 4.19 - Ensaio de tração, diagrama tensão-deformação.

A resistência de cálculo neste estado limite pode ser obtida por:

$$N_n = A_g f_y \quad (4.136a)$$

onde:

- A_g = área bruta da seção transversal da barra.
- f_y = limite de escoamento do aço.
- ϕ_t = coeficiente de resistência à tração.

b) **Ruptura da seção líquida** → a utilização de parafusos nas barras solicitadas à tração faz com que as seções transversais fiquem enfraquecidas, ou seja, com área

inferior à seção bruta da barra. Este estado limite caracteriza-se pela ruptura da seção enfraquecida, portanto, a resistência de cálculo neste estado limite é:

$$N_n = A_n f_u \quad (4.136b)$$

onde:

A_n = área líquida da seção transversal da barra

f_u = limite de resistência à tração do aço.

Para determinar a área efetiva de barras tracionadas, " A_n " será dada por:

a) Para cantoneiras com abas não enrijecidas ligadas por parafusos ao longo de uma aba:

$$A_n = [A_g - (0,7b + md)t] \quad (4.137a)$$

b) Para seções "U" com mesas não enrijecidas ligadas por parafusos ao longo da alma:

$$A_n = [A_g - (b + md)t] \quad (4.137b)$$

onde:

b = largura da aba para cantoneira ou da mesa para seção "U".

d = largura do furo, perpendicular à direção da força de tração.

m = número de furos perpendiculares à força de tração.

t = espessura do elemento.

Para barras tracionadas com excentricidade inicial da força de tração em relação ao centro de gravidade, a resistência de cálculo " $R_d = \phi_t N_n$ " será o menor dos valores obtidos entre:

a) Estado limite de escoamento da seção bruta:

$$N_n = \frac{f_y}{\left(\frac{1}{A_g} + \frac{e}{W} \right)} \quad (4.138a)$$

b) Estado limite de ruptura da seção líquida:

$$N_n = \frac{f_u}{\left(\frac{I}{A_n} + \frac{e}{W_n} \right)} \quad (4.138b)$$

onde:

- e = excentricidade da força de tração.
- W = módulo de resistência elástico na seção bruta.
- W_n = módulo de resistência elástico da seção líquida.

4.6.1.2 - CONDIÇÃO DE ESBELTEZ

Apesar das normas AISI e CSA não apresentarem nenhuma limitação para o índice de esbeltez " l/r " em barras tracionadas é comum limitar este valor. A limitação deste índice nas barras tracionadas está relacionada com uma possível vibração destas barras, o que acarretaria acréscimos significativos nas tensões e que não foram considerados no cálculo.

A norma NBR-8800 (1986) fixa para os perfis laminados e soldados os seguintes valores:

- a) $\lambda \leq 240$ → para barras principais;
- b) $\lambda \leq 300$ → para barras secundárias.

4.6.2 - BARRAS COMPRIMIDAS

4.6.2.1 - ESTADO LIMITE ÚLTIMO

Para os perfis comprimidos de chapa dobrada, verificam-se os problemas da flambagem global, local e os efeitos da flambagem inelástica. Na verificação da tensão crítica de flambagem elástica global " f_e " adota-se a equação básica (4.14). Havendo flambagem inelástica, utiliza-se a equação (4.9) para o cálculo da tensão de flambagem " f ". De acordo com o conceito de largura efetiva, calcula-se a área efetiva da seção transversal para esta tensão " f ".

Após a determinação das tensões, verifica-se a resistência de cálculo da barra solicitada, como a seguir.

4.6.2.2 - RESISTÊNCIA DE CÁLCULO

Para barras axialmente comprimidas, sujeitas à flambagem por flexão, a resistência de cálculo é dada por $R_d = \phi_c N_n$, onde N_n é expressa por :

$$N_n = A_{ef} f \quad (4.139)$$

A tensão crítica de flambagem "f" (AISI/1986) é dada por, :

$$\text{para } f_e > f_y / 2 \quad \rightarrow \quad f = f_y \left(1 - f_y / 4 f_e \right) \quad (4.140)$$

$$\text{para } f_e \leq f_y / 2 \quad \rightarrow \quad f = f_e \quad (4.141)$$

onde:

A_{ef} → área da seção efetiva calculada com as larguras efetivas dos elementos de chapa submetidos à tensão "f", determinada no capítulo 3.

f_e → tensão crítica de flambagem elástica por flexão, torção ou flexão e torção, determinada a seguir.

4.6.2.3 - TENSÃO CRÍTICA DE FLAMBAGEM ELÁSTICA

a) Perfis duplamente simétricos

Para perfis com dupla simetria ou simétricos em relação a um ponto, a tensão crítica de flambagem elástica "f_e" é o menor valor entre:

a.1) Flambagem elástica por flexão em relação ao eixo x:

$$f_{ex} = \frac{\pi^2 E}{(k_x l_x / r_x)^2} \quad (4.142)$$

a.2) Flambagem elástica por flexão em relação ao eixo y:

$$f_{ey} = \frac{\pi^2 E}{(k_y l_y / r_y)^2} \quad (4.143)$$

a.3) Flambagem elástica flexo-torção:

$$f_{ez} = \frac{1}{A_g r_0^2} \left[\frac{\pi^2 E C_w}{(k_z l_z)^2} + G I_t \right] \quad (4.144)$$

onde:

- A = área bruta da seção transversal da barra.
- kl = comprimento efetivo de flambagem.
- r_0 = raio de giração polar em relação ao centro de cisalhamento
 $= \sqrt{r_x^2 + r_y^2 + x_0^2 + y_0^2}$
- r_x = raio de giração da seção transversal em relação ao eixo x.
- r_y = raio de giração da seção transversal em relação ao eixo y.
- x_0 = coordenada x do centro de cisalhamento.
- y_0 = coordenada y do centro de cisalhamento.

b) perfis monossimétricos

Para perfis de simetria única, adotando o eixo "x" como de simetria, a tensão crítica de flambagem elástica " f_e " será o menor valor entre:

b.1) f_{ey} conforme item a

b.2) Flambagem elástica por flexão em torno de x e torção simultaneamente:

$$f_{exz} = \frac{1}{2H} \left[(f_{ex} + f_{ez}) - \sqrt{(f_{ex} + f_{ez})^2 - 4Hf_{ex} f_{ez}} \right] \quad (4.145)$$

onde:

$$H = 1 - (x_0 + r_0)^2$$

x_0, r_0, f_{ey}, f_{ez} , já citados no item a).

c) perfis assimétricos

Para perfis assimétricos, obtém-se a tensão crítica de flambagem " f_e " pelo menor valor das três raízes da equação:

$$r_0^2 (f_e - f_{ex})(f_e - f_{ey})(f_e - f_{ez}) - f_e^2 y_0^2 (f_e - f_{ex}) - f_e^2 x_0^2 (f_e - f_{ey}) = 0 \quad (4.146)$$

onde:

$x_0, y_0, r_0, f_{ex}, f_{ey}, f_{ez}$, conforme item a).

4.6.2.4 - PERFIL COM ELEMENTO NÃO ENRIJECIDO

A resistência nominal à compressão para seções tipo "U", "L" e "Z", cuja seções são compostas de elementos não enrijecidos, deverá ser calculada por:

$$N_n = \frac{\pi^2 EA_g}{24(1 - \nu^2)(b/t)^2} \quad (4.147)$$

onde:

A_g = área bruta da seção transversal.

b/t = relação largura-espessura do elemento não enrijecido.

4.6.2.5 - ÍNDICE DE ESBELTEZ

O limite de índice de esbeltez para perfis comprimidos fica em 200. Um índice maior que este valor resulta num projeto anti-econômico, já que estes perfis têm uma resistência à flambagem muito pequena e também estas barras podem apresentar aumentos significativos nas tensões atuantes devido a problemas associados à vibração.

4.6.3 - BARRAS FLETIDAS - RESISTÊNCIA AO MOMENTO FLETOR

4.6.3.1 - ESTADO LIMITE ÚLTIMO

Verifica-se o estado limite último, a resistência ao momento fletor para flambagens locais (mesas e almas) e flambagem lateral com torção.

Para verificar as flambagens locais de uma seção, determina-se a resistência à flexão pelas propriedades geométricas com base no escoamento da seção efetiva, ou na reserva de resistência inelástica.

Na flambagem lateral com torção, inicialmente determina-se o momento crítico elástico da viga, obtendo-se a tensão crítica de flambagem elástica " f_e ". Pelas equações (4.39), (4.51) e (4.52) tem-se a tensão crítica " f " a que for aplicável e a área efetiva pode ser determinada pelo conceito de largura efetiva.

4.6.3.2 - FLAMBAGENS LOCAIS

Em barras estruturais submetidas à flexão, a resistência ao momento fletor " $\phi_b M_n$ " da seção deverá ser calculada com base no início do escoamento da seção efetiva (procedimento "a") ou com base na reserva de resistência inelástica (procedimento "b"). M_n é a resistência nominal.

a) baseado no início de escoamento da seção transversal:

$$M_n = W_{ef} f_y \quad (4.148)$$

onde:

- f_y = tensão limite de escoamento do aço.
- W_{ef} = módulo de resistência efetivo, elástico, calculado para as fibras extremas comprimidas ou tracionadas submetidas à tensão f_y .

b) baseado na reserva de resistência inelástica à flexão, as seguintes condições devem ser seguidas:

- A barra não pode estar submetida à torção ou à flambagem lateral, torcional ou flexo-torção.
- Na determinação do limite de escoamento f_y o efeito da conformação a frio não está incluído .
- A relação da altura da parte comprimida da alma pela sua espessura não deve exceder λ_1 .
- A força de cisalhamento não deve exceder $0,35 f_y h t$, onde a área da alma é $h \times t$.
- Um ângulo qualquer entre alma e a vertical não deve exceder 30° .

A resistência nominal ao momento fletor M_n não deverá exceder 1,25 vezes ao determinado no procedimento "a" nem aquele que causar uma deformação

máxima de compressão de " $C_y \varepsilon_y$ " (nenhum limite é solicitado para a deformação máxima de tração), onde:

ε_y = deformação no escoamento = f_y/E .

C_y = fator de deformação à compressão determinado como:

i) Elemento enrijecido à compressão sem enrijecedores intermediários:

$$\text{para } b/t \leq \lambda_1 \quad \rightarrow \quad C_y = 3 \quad (4.149)$$

$$\text{para } \lambda_1 \leq b/t \leq \lambda_2 \quad \rightarrow \quad C_y = 3 - \frac{(b/t)\sqrt{f_y} - 500}{40} \quad (4.150)$$

$$\text{para } b/t \geq \lambda_2 \quad \rightarrow \quad C_y = 1 \quad (4.151)$$

onde:

$$\lambda_1 = \frac{1,11}{\sqrt{f_y/E}} \quad (4.152)$$

$$\lambda_2 = \frac{1,28}{\sqrt{f_y/E}} \quad (4.153)$$

ii) Elemento não enrijecido à compressão:

$$C_y = 1 \quad (4.154)$$

iii) Elementos multi-enrijecidos à compressão e elementos à compressão com enrijecedores de borda:

$$C_y = 1 \quad (4.155)$$

Quando aplicáveis, as larguras efetivas definidas no capítulo 3 deverão ser utilizadas no cálculo das propriedades geométricas da seção transversal. A resistência nominal ao momento fletor " M_n " deverá ser calculado considerando-se o equilíbrio das tensões, assumindo-se um diagrama tensão-deformação idealmente elástico-plástico, que seja o mesmo tanto à tração quanto à compressão.

c) Para seções "U" e "Z", elementos não enrijecidos à compressão, o valor de M_n não deverá ser maior que:

$$M_n = W \frac{\pi^2 E}{24(1 - \nu^2)(b/t)^2} \quad (4.156)$$

onde:

- W = módulo de resistência elástico da seção reduzida.
 b/t = relação largura espessura do elemento não enrijecido.

4.6.3.3 - FLAMBAGEM LATERAL COM TORÇÃO

A resistência de cálculo ao momento fletor para seções transversais fletidas em relação ao eixo de maior inércia é dado por " $\phi_b M_n$ ", sendo:

$$M_n = W_{ef} f \quad (4.157)$$

onde:

- W_{ef} = módulo de resistência efetivo elástico, calculado para a tensão "f" na fibra extrema comprimida.
 f = tensão crítica de flambagem lateral com torção, calculada como a seguir:

a) Perfis "I", "Z" ou caixão fletidos em torno do eixo perpendicular a alma:

$$\text{para } f_e > 0,56f_y \quad f = f_y \left(1,11 - \frac{1}{3,24} \left[f_y \frac{\lambda_b^2}{C_b \pi^2 E} \right] \right) \quad (4.158)$$

$$\text{para } f_e \leq 0,56f_y \quad f = f_e \quad (4.159)$$

onde:

$$f_e = \frac{M_{cr}}{W} \quad (4.160)$$

- W = módulo de resistência elástico da seção transversal bruta não reduzida.
 M_{cr} = momento crítico calculado como se segue:

i) Seções "I" duplamente simétricas:

$$M_{cr} = C_b \frac{\pi^2 E}{L_b^2} \sqrt{C_w I_y} \quad (4.161)$$

ii) Seções "Z"

$$M_{cr} = C_b \frac{\pi^2 E}{2L_b^2} \sqrt{C_w I_y} \quad (4.162)$$

iii) Seções caixão fechado

$$M_{cr} = C_b \frac{\pi}{L_b} \sqrt{EI_y GI_t} \quad (4.163)$$

onde:

E, G, C_w , I_y , I_t , definidos anteriormente.

$$C_b = 1,75 + 1,05(M_1 / M_2) + 0,3(M_1 / M_2)^2 \leq 2,30$$

Sendo, na expressão de C_b , M_1 o menor e M_2 o maior dos momentos fletores nas extremidades do trecho não contido lateralmente.

A relação M_1/M_2 é positiva quando estes momentos provocam curvatura reversa e negativa quando provocam curvatura simples. Se no interior do trecho o momento fletor for maior que nas extremidades adota-se o valor de $C_b=1,0$.

b) Perfis monossimétricos, onde y é o eixo de simetria:

$$\text{para } f_e > 0,50 f_y \quad \rightarrow \quad f = f_y \left(1 - \frac{f_y}{4f_e} \right) \quad (4.164)$$

$$\text{para } f_e \leq 0,50 f_y \quad \rightarrow \quad f = f_e \quad (4.165)$$

sendo f_e dado pela equação (4.163) e M_{cr} determinado como:

i) Para flexão em relação ao eixo de simetria:

$$M_{cr} = C_b r_0 A_g \sqrt{f_{ex} f_{ez}} \quad (4.166)$$

ii) Para flexão em relação ao eixo perpendicular ao eixo de simetria;

$$M_{cr} = C_b A_g f_{ey} \left[j \pm \sqrt{j + r_0^2 \left(f_{ez} / f_{ey} \right)} \right] \quad (4.167)$$

onde, o sinal (+), se aplica para momentos fletores que causem tensões de compressão no lado do centro de cisalhamento em relação ao centro de gravidade. E o sinal (-), se aplica para momentos fletores que causem tensões de tração no centro de gravidade em relação ao centro de cisalhamento.

$$f_{ex} = \frac{\pi^2 E}{(k_x L_x / r_x)^2} \quad (4.168)$$

$$f_{ey} = \frac{\pi^2 E}{(k_y L_y / r_y)^2} \quad (4.169)$$

$$f_{ez} = \frac{1}{A_g r_0^2} \left[\frac{\pi^2 E C_w}{(k_z L_z)^2} + G I_t \right] \quad (4.170)$$

$$r_0 = \sqrt{r_x^2 + r_y^2 + y_0^2} \quad (4.171)$$

$$j = \frac{I}{2 I_x} \int_A y (x^2 + y^2) dA - y_0 \quad (4.172)$$

A_g = área bruta da seção transversal.

kL = comprimento efetivo de flambagem em relação ao eixo correspondente.

r_x = raio de giração em relação ao eixo x.

r_y = raio de giração em relação ao eixo y.

y_0 = coordenada y do centro de cisalhamento, tomada como negativa.

E, G, C_w , I_y , I_t , C_b conforme item a)

Para o estado limite último de flambagem lateral com torção, os valores da resistência nominal ao momento fletor foram feitos para aplicação de forças externas no centro de cisalhamento da seção transversal. Para forças externas aplicadas excentricamente em relação ao centro de cisalhamento, referir-se ao item 4.4.2.2.

4.6.3.4 - ESTADO LIMITE DE UTILIZAÇÃO - CÁLCULO DE DESLOCAMENTOS

Para o estado limite de utilização, calculam-se os deslocamentos pelo tipo de elemento comprimido utilizado na seção transversal da viga. As larguras efetivas são baseadas na tensão correspondente ao carregamento sob a qual os deslocamentos são determinados.

O momento de inércia poderá variar ao longo do comprimento da viga. Se, no caso, for utilizada uma aproximação, os deslocamentos em vigas simplesmente apoiadas podem ser determinados para o máximo valor do momento fletor solicitante. Para vigas contínuas, podem ser utilizadas as fórmulas convencionais, onde o valor médio dos momentos de inércia para as regiões de momentos fletores positivo e negativo será utilizado como o momento de inércia da seção.

4.6.4 - BARRAS FLETIDAS - VERIFICAÇÕES COMPLEMENTARES

4.6.4.1 - GENERALIDADES

Após a verificação da resistência nominal ao momento fletor, deve-se considerar as verificações adicionais seguintes. Determina-se a resistência à força cortante de uma viga, em função da relação dos parâmetros de esbeltez da alma (h/t_w).

Pode-se obter a resistência ao enrugamento da alma sob a ação de cargas concentradas, através de resultados experimentais. Esta resistência é restrita às condições obedecidas na realização dos ensaios.

As equações de interação podem ser empregadas para a verificação do momento fletor com força cortante e o momento fletor com o enrugamento da alma.

Apesar de não ser um fator determinante, o efeito "Shear Lag" e a ondulação da mesa podem ser determinados para alguns casos específicos.

4.6.4.2 - RESISTÊNCIA DE CÁLCULO À FORÇA CORTANTE

A resistência de cálculo de almas à força cortante, em relação ao eixo perpendicular à alma, pode ser obtido por " $\phi_v V_n$ ", onde a resistência nominal " V_n " é determinada como a seguir, como as CSA, 1984 e AISI, 1991:

$$\text{a) para } \lambda \leq \lambda_p \quad \rightarrow \quad V = V_{pl} \quad (4.173)$$

$$\text{b) para } \lambda_p < \lambda \leq \lambda_r \quad \rightarrow \quad V = \frac{\lambda_p}{\lambda} V_{pl} \quad (4.174)$$

$$\text{c) para } \lambda > \lambda_r \quad \rightarrow \quad V = 1,28 \left(\frac{\lambda_p}{\lambda} \right)^2 V_{pl} \quad (4.175)$$

onde:

$$A_w = h / t_w$$

a = distância entre enrijecedores transversais

h = altura da alma.

$$k_v = 4 + \frac{5,34}{(a/h)^2} \quad \text{para } a/h < 1 \quad (4.176)$$

$$k_v = 5,34 + \frac{4}{(a/h)^2} \quad \text{para } 1 \leq a/h < 3 \quad (4.177)$$

$$k_v = 5,34 \quad \text{para } a/h \geq 3 \quad (4.178)$$

t_w = espessura da alma.

$$V_{pl} = 0,6 A_w f_y$$

$$\lambda = h / t_w$$

$$\lambda_p = 1,08 \sqrt{k_v E / F_y}$$

$$\lambda_r = 1,40 \sqrt{k_v E / f_y}$$

4.6.4.3 - INTERAÇÃO ENTRE A RESISTÊNCIA DE CÁLCULO À FORÇA CORTANTE COM O MOMENTO FLETOR

Para vigas com almas não enrijecidas, o momento de cálculo " M_d " e o esforço cortante de cálculo " V_d " deverão satisfazer a seguinte equação de interação:

$$\left(\frac{M_d}{\phi_b M_n} \right)^2 + \left(\frac{V_d}{\phi_v V_n} \right)^2 \leq 1 \quad (4.179)$$

Para vigas com enrijecedores de alma transversais, e quando $M_d / (\phi_b M_n) > 0,5$ e $V_d / (\phi_v V_n) > 0,7$, então M_d e V_d deverão satisfazer a seguinte equação de interação:

$$0,6 \left(\frac{M_d}{\phi_b M_n} \right)^2 + \left(\frac{V_d}{\phi_v V_n} \right)^2 \leq 1,3 \quad (4.180)$$

onde:

M_d = momento fletor de cálculo.

V_d = carga concentrada ou reação de apoio, de cálculo.

ϕM_n = resistência de cálculo ao momento fletor, conforme item 4.4.2.

$\phi_v V_n$ = resistência de cálculo à força cortante, conforme item 4.4.3.

sendo:

$$M_d \leq \phi_b M_n$$

$$V_d \leq \phi_v V_n$$

4.6.4.4 - RESISTÊNCIA AO ENRUGAMENTO DA ALMA

Para não ocorrer enrugamento em almas planas não enrijecidas de barras fletidas cuja relação de esbeltez (h/t_w) seja menor ou igual a 200, as cargas concentradas e reações não deverão exceder os valores de " ϕN_n ", sendo N_n dados nas tabelas (4.5), (4.6) e (4.7), $\phi = 0,75$ para almas simples não reforçadas e $\phi = 0,80$ para outras almas.

Para almas de barras fletidas cuja a relação de esbeltez seja maior que 200, deverão ser fornecidos meios adequados para a aplicação de cargas concentradas e/ou reações diretamente nas almas.

Almas que consistem da formação de duas ou mais chapas, N_n deverá ser calculado para cada chapa individualmente e os resultados somados para a obtenção da resistência nominal ao enrugamento.

4.6.4.5 - FLEXÃO E RESISTÊNCIA AO ENRUGAMENTOS COMBINADOS

Para almas planas não enrijecidas nas quais, estando sujeitas à combinação de flexão e carga concentrada ou reação de apoio, devem satisfazer as seguintes exigências:

$$\frac{N_d}{\phi N_n} + \frac{M_d}{\phi_b M_n} \leq 1,3 \quad (4.181)$$

onde:

- N_d = carga concentrada ou reação de apoio, de cálculo, na presença de momento fletor.
- M_d = momento fletor de cálculo.
- $\phi_c N_n$ = resistência de cálculo à força cortante.
- $\phi_b M_n$ = resistência de cálculo ao momento fletor.

4.6.4.6 - ENRIJECEDORES TRANSVERSAIS

Devem-se dimensionar os enrijecedores transversais para carga concentrada na mesa, causando compressão nos enrijecedores, como barras comprimidas sujeitas à flambagem em relação a um eixo no plano médio da alma ou sujeitas ao escoamento da seção transversal, pelo menor valor entre:

$$N_n = A_c f_y \quad (4.182)$$

$$N_n = A_b f \quad (4.183)$$

sendo A_c , A_b , f_y e f conforme item 4.5.6.

4.6.4.7 - EFEITO SHEAR LAG

Quando o vão de uma viga for menor que $(30b_f)$ e suportando uma carga concentrada ou cargas distantes entre si de no mínimo $(2b_f)$, a relação largura efetiva e largura plana em mesas tracionadas e comprimidas deverá ser limitada pelos valores fornecidos pela tabela (4.9).

4.6.4.8 - ONDULAÇÃO DA MESA

Para limitar os movimentos da mesa em direção à linha neutra, tanto para mesas tracionadas ou comprimidas, sendo enrijecidas ou não, utiliza-se a seguinte equação:

$$b_f = \sqrt{0,061 t d E / f} \sqrt[4]{100 c_f / d} \quad (4.184)$$

onde:

- b_f = projeção da mesa além da alma.
- c_f = deslocamento da mesa em direção à linha neutra.
- d = altura da seção.
- f = tensão média da mesa.
- t = espessura da mesa.

4.6.5 - BARRAS FLEXO-COMPRIADAS

Para dimensionar um perfil flexo-comprimido, onde há combinação do esforço de compressão com o momento fletor, as seguintes equações de interação devem ser respeitadas:

a) cálculo para a verificação da resistência

$$\frac{N_d}{\phi_c N_n} + \frac{M_{dx}}{\phi_b M_{nx}} + \frac{M_{dy}}{\phi_b M_{ny}} \leq 1,0 \quad (4.185)$$

onde:

- N_d = força normal de cálculo.
- M_d = momento fletor, em relação ao plano analisado.
- $\phi_c N_n$ = resistência de cálculo à compressão.
- $\phi_b M_n$ = resistência da cálculo ao momento fletor (excluindo os efeitos da flambagem lateral com torção).

b) verificação da estabilidade

$$\frac{N_d}{\phi_c N_n} + \frac{C_{mx} M_{dx}}{(1 - N_d / N_{ex}) \phi_b M_{nx}} + \frac{C_{my} M_{dy}}{(1 - N_d / N_{ey}) \phi_b M_{ny}} \leq 1,0 \quad (4.186)$$

onde:

$$N_{ex} = \frac{\pi^2 EI_x}{(kL)_x^2}$$

$$N_{ey} = \frac{\pi^2 EI_y}{(kL)_y^2}$$

- C_m = coeficiente de momento uniforme equivalente, correspondente à flexão em torno do eixo analisado, que pode ser determinado de acordo com a tabela 4.9.
- I_x = momento de inércia da seção transversal bruta, em relação ao eixo "x".
- I_y = momento de inércia da seção transversal bruta, em relação ao eixo "y".
- kL = comprimento efetivo de flambagem em relação ao plano de flexão analisado.

CAPÍTULO 5

COMPOSIÇÃO ESTRUTURAL

5.1 - INTRODUÇÃO

O presente capítulo tem por finalidade apresentar alguns aspectos para projeto de edificação industrial leve em aço, constituído por perfis de chapa dobrada. Como já citado no capítulo I, o emprego dos perfis de chapa dobrada está sendo ampliado na construção civil devido a grande variedade de seções transversais que podem ser obtidas a partir da conformação de chapas finas de aço.

Estas seções são estudadas para as mais diferentes estruturas e as mais variadas condições de construção, buscando-se encontrar as mais econômicas e convenientes para satisfazer a todos os pré-requisitos do projeto, bem como assegurando a devida segurança.

As estruturas de aço surgem da junção destes elementos estruturais montados na obra, compondo estruturas como coberturas, galpões, construções residenciais, torres de transmissão, pontes, etc. Estas estruturas são formadas por elementos como vigas, colunas, treliças, terças e contraventamentos.

5.2 - EDIFICAÇÃO INDUSTRIAL TIPO LEVE

As edificações industriais leves podem ser agrupadas em pórticos simples e múltiplos com contraventamentos longitudinais, sendo submetidas as solicitações do peso próprio, vento e sobrecargas.

Por ser uma estrutura que pode ser decomposta em uma série de subestruturas planas, sua estabilidade global é assegurada por uma série de ligações e de contraventamentos racionalmente dispostos.

O esquema geral para uma edificação leve é , basicamente, constituído de terças, treliças ou vigas de cobertura, colunas e contraventamentos. As terças servem de apoio para os elementos de vedação, as treliças ou vigas de cobertura são barras que suportam ações devidas ao peso próprio, ação do vento, etc, as colunas transmitem os esforços de toda a estrutura até as fundações e os contraventamento asseguram a estabilidade local dos elementos estruturais e global da estrutura como um todo.

A figura 5.1 apresenta a constituição de uma edificação industrial do tipo leve.

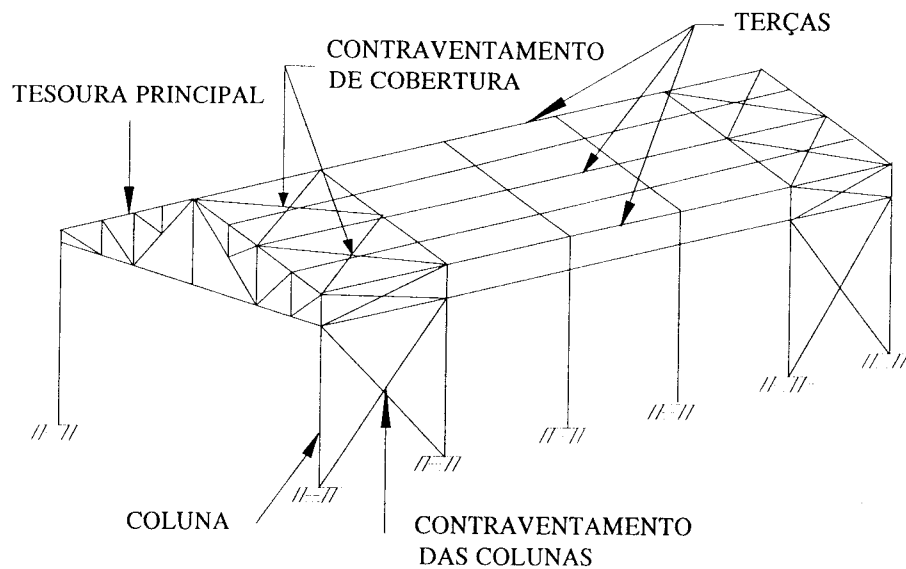


FIGURA 5.1 - Estrutura tipo de edificação leve.

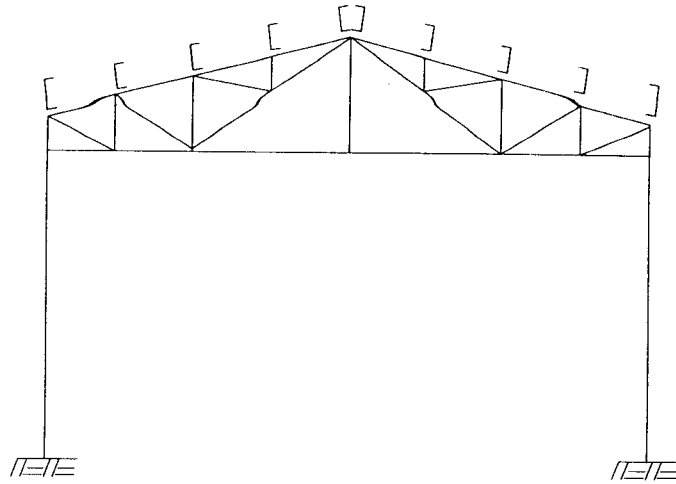


FIGURA 5.2 - Seção transversal

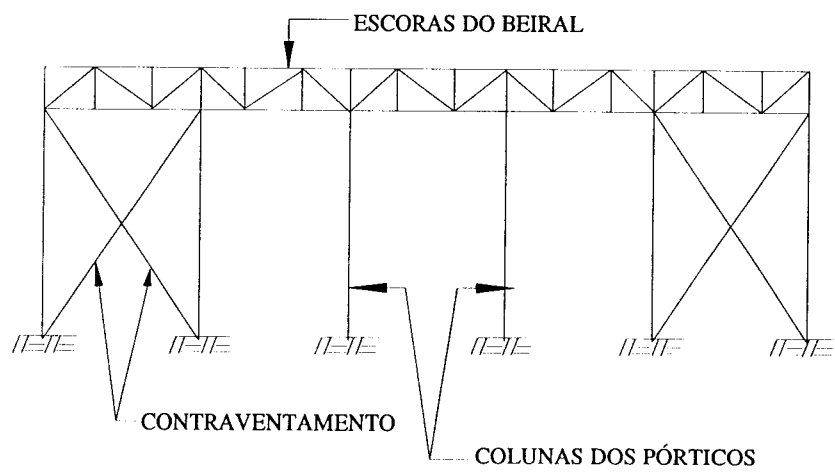


FIGURA 5.3 - Elevação lateral

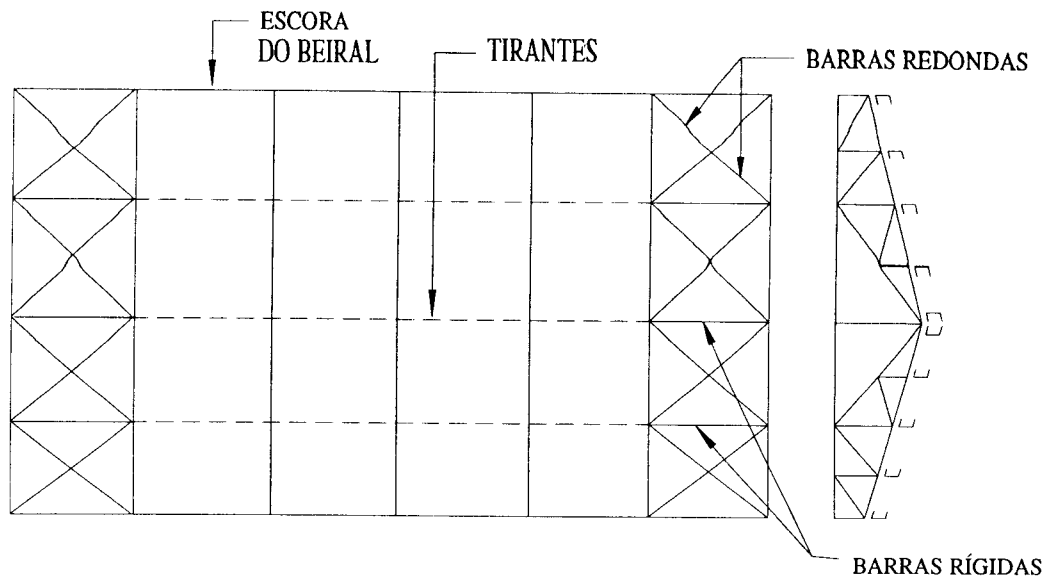


FIGURA 5.4 - Plano do banzo inferior

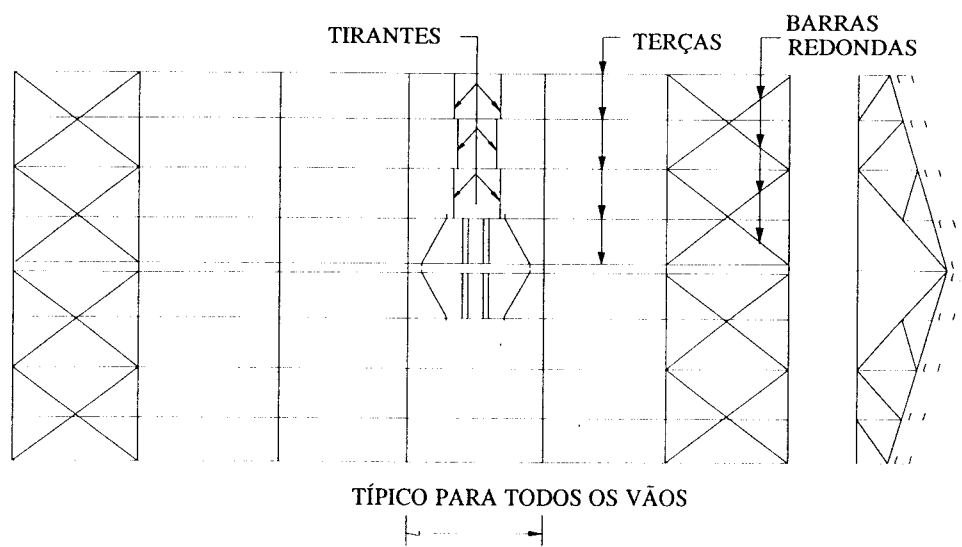


FIGURA 5.5 - Plano das terças

5.3 - TIPOS DE ELEMENTOS ESTRUTURAIS

5.3.1 - TERÇAS

As terças são vigas colocadas na cobertura, situadas entre vigas principais ou secundárias de pórticos ou tesouras, destinadas a servir de apoio às telhas da cobertura.

Podem ser dimensionadas como vigas contínuas ou biapoiadas. Para diminuir o vão das terças no sentido da menor inércia, é comum o emprego de tirantes intermediários aos apoios. Os tirantes, por trabalharem só a tração, auxiliam no alinhamento das terças antes da fixação das telhas por ocasião da montagem e posicionados mais próximos da aba comprimida das terças, ajudam a combater a perda de estabilidade lateral que esta aba apresenta. Usualmente, emprega-se um tirante para vão de terças até 5 m. Para vãos maiores que este valor, empregam-se dois tirantes.

As ações que atuam sobre as terças geradas pelo vento (pressão e sucção) e por outras cargas permanentes e sobrecargas fazem com que elas fiquem sujeitas às solicitações de flexão oblíqua.

A escolha dos tipos de perfis a serem empregados é feita, naturalmente, em função da intensidade das ações atuantes e do vão a vencer.

Os perfis de chapa dobrada empregados nas terças, para vãos menores que 7m, usualmente são seções em "U", "U" enrijecidos, "Z" e "Z" enrijecidos. No caso de vãos maiores, onde a flexão composta é preponderante, a seção mais empregada para as terças é a cartola. A figura 5.6 ilustra estas seções.



FIGURA 5.6 - Tipos de seções transversais de terças.

Caso se tenha vãos que superem os 7m, é conveniente que se empreguem terças em forma de treliça. Alguns tipos usuais de treliças em chapa dobrada estão representados na figura 5.7.

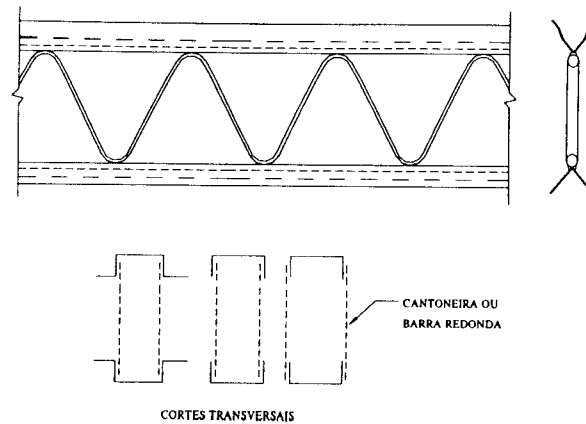


FIGURA 5.7 - Tipos de treliças.

Visando simplificar a ligação da terça com a tesoura, e também das terças com a telha, as abas das terças devem ser montadas com a mesma inclinação da cobertura. São vários os tipos de ligações que podem ser realizados entre estes elementos. É prática usual ligar estes elementos por meio de parafusos o que proporciona a vantagem de se poder desmontar a estrutura se necessário. A figura 5.8 ilustra alguns exemplos das ligações mais usadas.

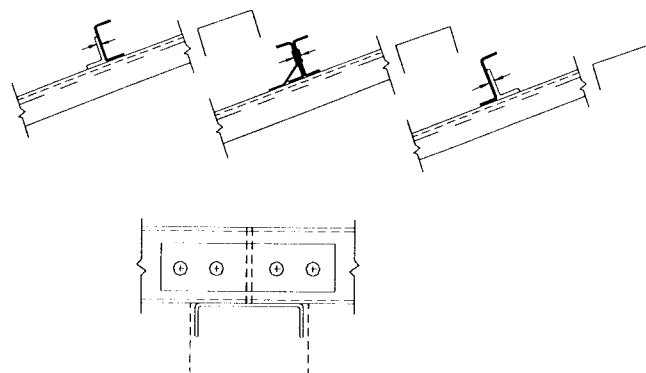


FIGURA 5.8 - Detalhe em ligações parafusadas.

O capítulo 6 descreve os procedimentos de cálculo para terças, apresentando os principais aspectos a serem considerados e no anexo I estão os resultados dos momentos admissíveis calculados.

A importância das terças como elemento estrutural pode ser observada pelo consumo de aço que as mesmas representam para edificações industriais leves, onde atingem um percentual de 40 a 60% do peso total da estrutura.

Costumam ser dimensionadas sem grandes refinamentos e pouca atenção é dada aos seus deslocamentos, estado limite de utilização, sendo que este último é crítico para várias situações.

5.3.2 - TRELIÇAS DE COBERTURA

Treliças são elementos estruturais compostos por banzos e diagonais e/ou montantes.

As treliças devem ser projetadas de modo que as forças atuem nos nós, para evitar os momentos fletores nas barras. Os banzos devem ser projetados contínuos, evitando as emendas e com trechos retos entre os nós. As barras que forem solicitadas a compressão devem ser projetadas com o menor comprimento possível, procurando evitar o problema de flambagem.

As treliças, quando triangulares ou trapezoidais, recebem popularmente a denominação de tesouras.

As tesouras podem ter diversas formas, em função do tipo de telha utilizada, inclinação do telhado, etc, e alguns exemplos de tesouras e treliças estão representadas na figura 5.9.

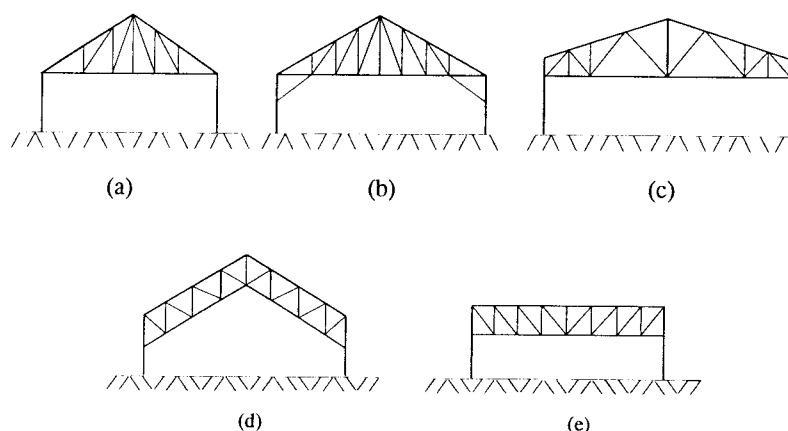


FIGURA 5.9 - Exemplos de tesouras.

A tesoura mais simples é a triangular, figura 5.9a, sendo frequentemente utilizada para pequenos vãos. Para se ter uma maior rigidez para as ações laterais de vento, pode-se colocar uma mão-francesa partindo da coluna até o primeiro montante, figura 5.9b, ou pode-se adotar uma outra solução como a tesoura

trapezoidal, figura 5.9c, que possibilita engastá-la às colunas, proporcionando uma maior rigidez para qualquer tipo de carregamento. Tesouras com inclinações elevadas, figura 5.9d, são comumente utilizadas em silos para material a granel, onde a inclinação é função do ângulo de atrito do material. Uma opção para pequenas inclinações de 0° a 5° , é a treliça de banzos paralelos, figura 5.9e, empregada principalmente em vigas mestras de sheds.

Os principais tipos de perfis em chapa dobrada empregados nas tesouras são as duplas cantoneiras de abas iguais e desiguais, os perfis "U" e os perfis cartolas, como apresenta a figura 5.10.

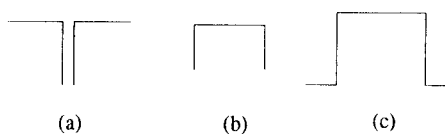


FIGURA 5.10 - Tipos de seções transversais empregadas nas tesouras.

Normalmente empregam-se para os banzos, tanto inferior quanto superior, duplas cantoneiras com abas iguais e perfil tipo "U", permitindo-se assim um apoio melhor às terças e facilitando o posicionamento de chapas que ligam as barras que formam os contraventamentos.

Para as diagonais e montantes empregam-se normalmente as seções tipo cantoneiras e perfil "U". Existe uma série de maneiras de se dispor estas seções, duas delas estão apresentadas na figura 5.11.

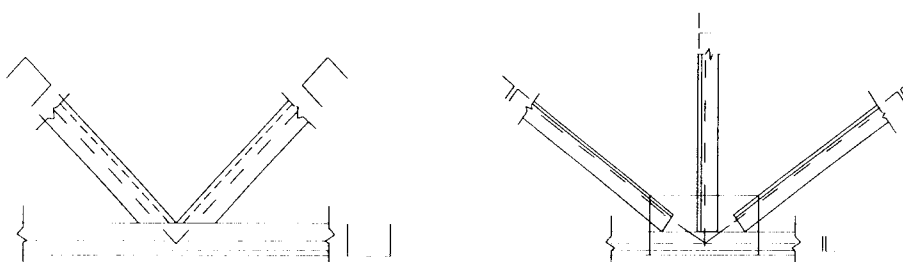


FIGURA 5.11 - Detalhes de ligações das diagonais com os banzos.

As treliças de cobertura são elementos estruturais que têm por finalidade receber a ação permanente da cobertura através das terças, bem como as ações acidentais, e vinculadas às colunas, dando origem à estrutura portante principal

denominada de pórtico. Na figura 5.12 estão apresentados exemplos de apoios engastados de treliças em colunas e na figura 5.13 estão indicados apoios rotulados.

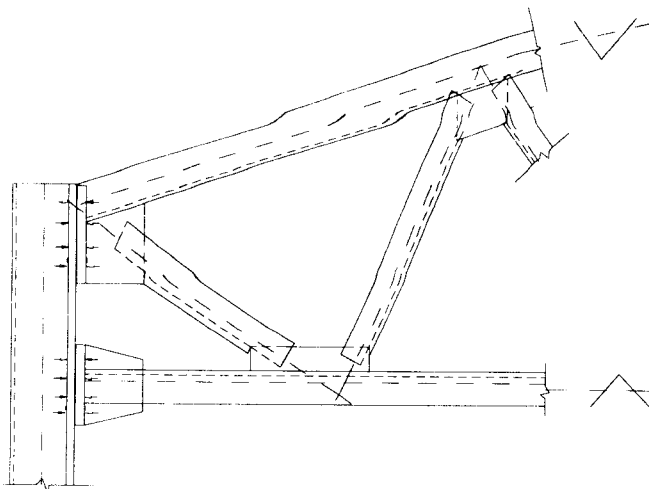


FIGURA 5.12 - Detalhe de apoio engastado de treliças com colunas.

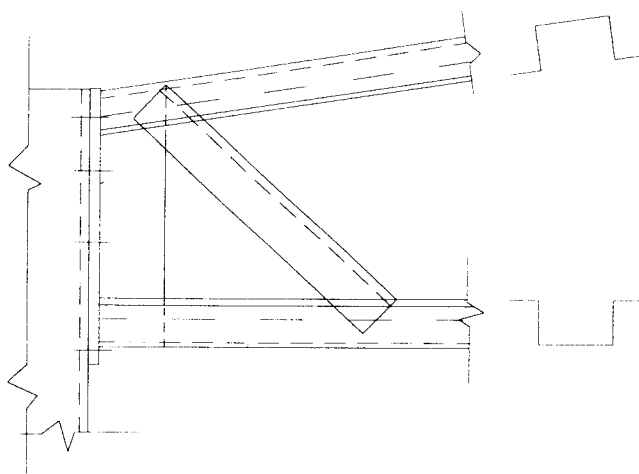


FIGURA 5.13 - Detalhe de apoio de treliças soldadas.

A vantagem das coberturas treliçadas em relação às coberturas com vigas de alma cheia é que podem ser empregadas para grandes vãos, reduzindo o peso próprio da estrutura.

5.3.3 - COLUNAS

As colunas são elementos estruturais verticais ou levemente inclinados solicitados por ações axiais de compressão e por momentos fletores.

As forças axiais de compressão provém dos efeitos das cargas verticais transmitidas pelas coberturas, do peso próprio da estrutura e da treliça e das ações acidentais atuantes na cobertura, como por exemplo a ação do vento. Além disso ficará sujeita à flexão devida à ação do vento atuando sobre o fechamento lateral.

Para as colunas, dá-se preferência para o emprego do perfil de alma cheia se este atender às solicitações de cálculo e às condições de estabilidade. Os serviços de fabricação ficam limitados ao corte e à furação ou, adicionalmente, à solda nos elementos da ligação. Entretanto, para solicitações maiores, exigindo uma maior rigidez, empregam-se colunas treliçadas, o que é a solução normalmente utilizada para estruturas com perfis conformados a frio.

A combinação realizada com perfis dobrados, que podem ser de seção aberta ou fechada, irá atender à utilização como colunas.

Os perfis de seção fechada, denominados de perfis caixão, que são obtidos da união de dois perfis "U" enrijecidos ou não, possuem uma grande resistência à torção e um bom aspecto estético. O seu emprego pode deixar de ser viável devido ao peso próprio superior a solução de treliçamento. A figura 5.14 apresenta tipos de seções transversais utilizados em colunas.

As colunas de barras compostas por vários perfis, ligados de trecho em trecho por travejamento em treliças ou chapas, são caracterizadas por grande resistência advindas da inércia proporcionada pelo afastamento das membruras.

Para grandes comprimentos de flambagem, o seu uso é frequente, sendo o treliçamento usualmente constituído apenas por diagonais formadas por cantoneiras, geralmente de abas iguais, conforme ilustra a figura 5.15.



FIGURA 5.14 - Seções transversais de colunas.

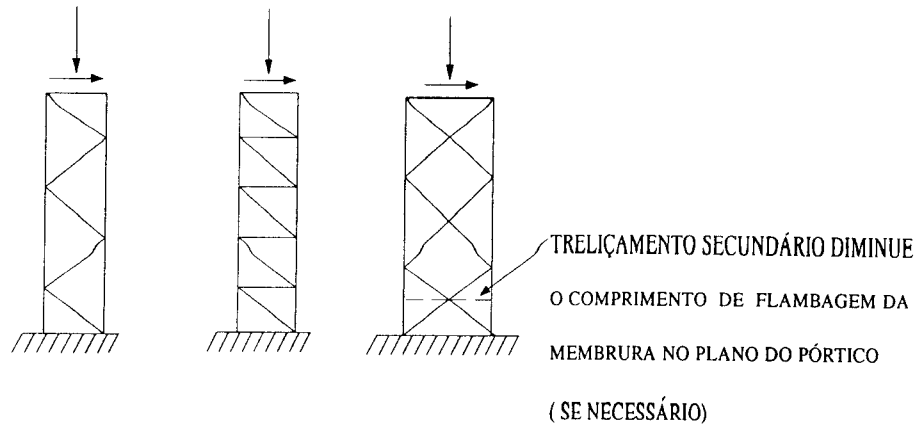


FIGURA 5.15 - Colunas treliçadas.

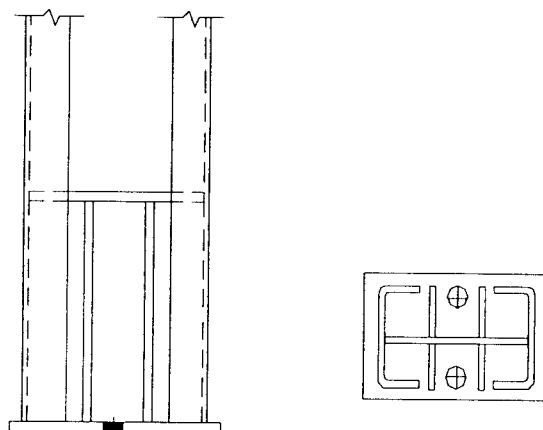
Se a distância entre os nós do treliçamento for grande, pode ser necessário o uso de peças horizontais para diminuir o comprimento de flambagem dos perfis no plano da coluna, permitindo assim obter um dimensionamento mais econômico.

Podem ser necessárias emendas nas colunas, por consequência de algumas limitações como o sistema de transporte a ser utilizado até a obra. As emendas mais utilizadas nas montagens são feitas por parafusos. Estas emendas são mais recomendadas que a solda de campo.

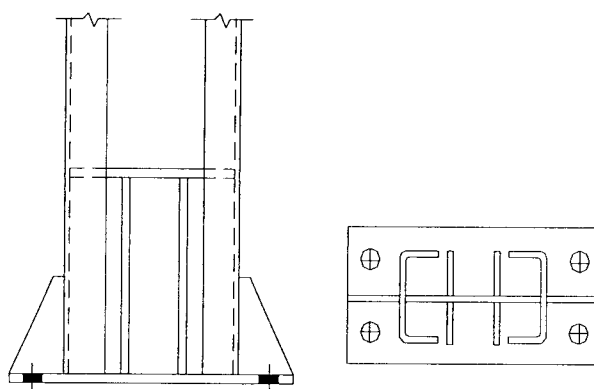
As soldas feitas no campo, por serem mais simples e tornarem mais simples a fabricação das peças, são mais empregadas, porém as dificuldades da inspeção e controle de qualidade existem.

As emendas parafusadas podem ser feitas com talas ou com chapas de topo. As soldadas podem ser feitas pela ligação direta de um perfil ao outro ou usando-se chapas-cobrejuntas.

As bases das colunas são responsáveis para transmitir os esforços normais de compressão, os momentos e as forças horizontais às fundações. As colunas em chapa dobrada são ligadas às fundações através de bases rotuladas ou engastadas, de acordo com a função estática que devem desempenhar. Exemplos de base de coluna rotulada e engastada estão apresentados a seguir na figura 5.16.



(a) Base rotulada



(b) Base engastada

FIGURA 5.16 - Bases de colunas.

5.3.4 - CONTRAVENTAMENTOS

Com a finalidade de garantir a estabilidade lateral dos elementos estruturais, limitando-se assim os comprimentos de flambagem locais e globais são feitos contraventamentos, proporcionando à estrutura uma maior rigidez fora do plano da estrutura principal e garantindo um comportamento espacial.

Existem uma série de maneiras de se dispor os contraventamentos, desde que as barras sejam racionalmente localizadas, de modo a contraventar os nós em um determinado plano, garantindo assim a estabilidade neste plano. A figura 5.17 apresenta um exemplo comum de sistemas de contraventamentos usados nos edifícios industriais.

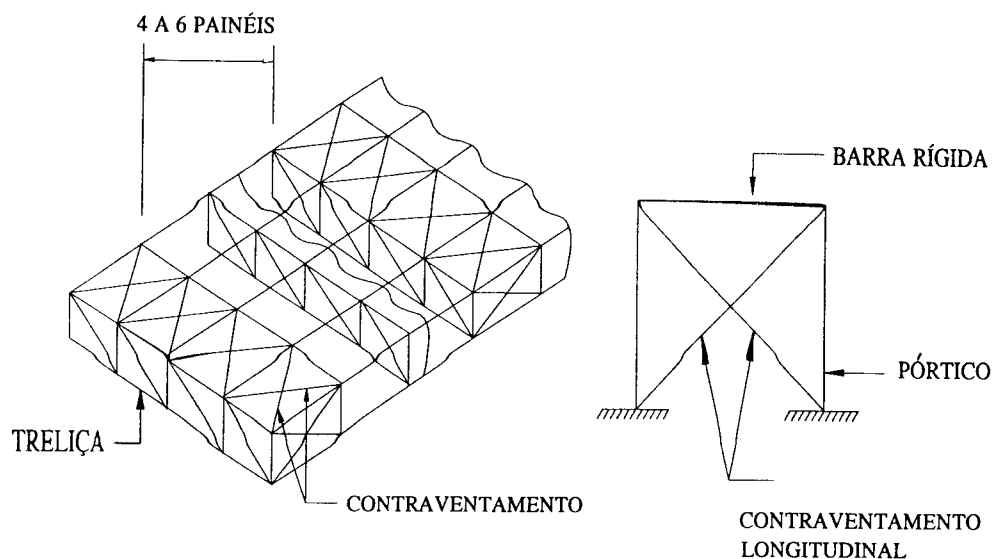


FIGURA 5.17 - Sistemas de contraventamentos.

Deve-se verificar a necessidade do contraventamento garantindo a estabilidade no plano da terça, dos pórticos transversais, dos pórticos longitudinais e em alguns casos do plano do banzo inferior dos pórticos transversais, principalmente quando formados por treliças.

Os contraventamentos, que se encontram no plano do banzo superior e do banzo inferior das tesouras, devem ser dimensionados em função da ação do elemento que contraventa (normalmente 2 a 6% da força existente na barra a contraventar).

Estes valores da força atuante no contraventamento é somente para o caso em que não existam ações externas aplicadas sobre o mesmo.

Os contraventamentos das colunas, compostos por barras dispostas em "X" associadas a uma "barra rígida", normalmente a viga de testeira, devem ser dimensionados em função das ações normais provenientes do fechamento frontal (quando for o caso) ou por porcentagens na ordem de 4 a 6% dos esforços existentes nos elementos a contraventar.

Os contraventamentos estão sujeitos, basicamente, aos esforços de tração e/ou compressão. As principais seções em perfis constituídos de chapa dobrada utilizadas nos contraventamentos são as cantoneiras e barras redondas.

Visando facilitar o uso dos perfis dobrados a frio apresenta-se, na tabela 5.1, os principais perfis empregados, com seção simples ou composta e onde são mais adequados. Na tabela 5.2 são apresentados os perfis de seção múltipla.

TABELA 5.1 - Perfis de seção simples ou composta

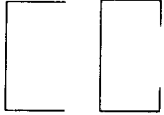
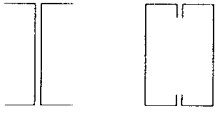

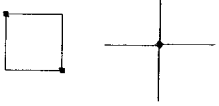



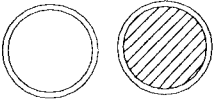

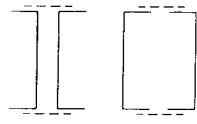
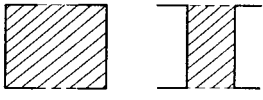
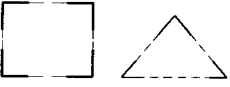
PERFIL		INDICAÇÃO
	"U" e "C" enrijecido	- Terças, banzos e treliçamentos
	Duplo "U"	- Colunas ou montantes
	Cantoneiras de abas iguais e enrijecidas	- Torres de transmissão - Treliças planas, principalmente nos treliçamentos
	Cantoneiras soldadas	- Colunas e montantes em estruturas leves
	Cartola	- Banzos e treliçamentos de treliças leves - Terças
	Especiais formando caixão	- Colunas e montantes de estruturas leves
	Barra de seção circular	- Treliçamentos - Contraventamentos
	Tubo vazio ou preenchido de concreto	- Colunas (vazio ou preenchido) - Montantes (vazios)

TABELA 5.2 - Perfis de seção múltipla

PERFIL		INDICAÇÃO
	Duas cantoneiras de abas iguais	- Banzos e treliçamentos
	Dois C, com travejamento	- Colunas - Treliçamentos
	Dois C, com travejamento e enchimento de concreto	- Colunas
	Quatro cantoneiras de abas iguais e cantoneiras de 60° travejadas	- Colunas - Treliças de cobertura

CAPÍTULO 6

SISTEMÁTICA DE CÁLCULO PARA ANÁLISE DE TERÇAS

6.1 - INTRODUÇÃO

A finalidade deste capítulo é apresentar a sistemática de cálculo utilizada para o pré-dimensionamento das terças apresentadas no anexo deste trabalho. Empregaram-se os critérios de projeto da norma AISI (1980) considerando-se para o cálculo o método das tensões admissíveis.

Obtiveram-se valores dos momentos admissíveis correspondentes a: flambagem local da mesa (FLM), flambagem local da alma (FLA) e flambagem lateral com torção (FLT). O cálculo dos momentos admissíveis foram efetuados considerando vãos com comprimento $L = 4, 5$ e 6m , uma e duas linhas de correntes (figura 6.1), espessura $t = 1,90, 2,66, 3,04, 3,50, 4,05$ e $4,80\text{mm}$, o tipo de aço A570/A, A470/E, SAC 51 e SAC 50 para os perfis "U" não enrijecidos e perfis "U" enrijecidos.

Através de planilhas de cálculo, foi possível ilustrar os valores obtidos dos momentos em formas de tabelas e gráficos. O "momento fletor admissível" de cada perfil é o "menor" valor obtido entre os valores de FLM, FLA e FLT.

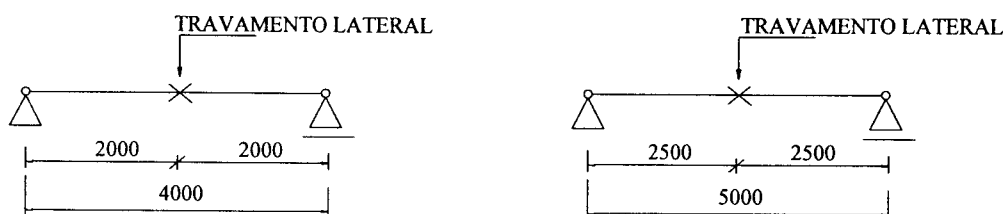


FIGURA 6.1 - Comprimentos "L" das terças

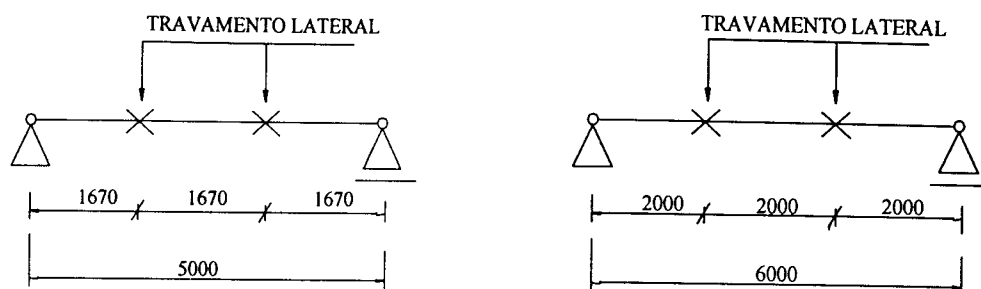


FIGURA 6.1 - Continuação

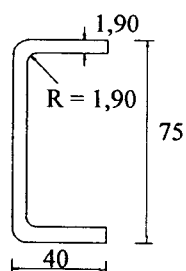
6.2 - MÉTODO UTILIZADO PARA O PRÉ-DIMENSIONAMENTO

6.2.1 - RELAÇÕES BÁSICAS

Considerou-se para o pré-dimensionamento dos perfis os critérios de projeto da norma AISI (1980), obedecendo os limites prescritos pela mesma, utilizando o método das tensões admissíveis, sendo a mesma notação usada por SÁLES & MALITE (1993). O procedimento de cálculo para os perfis foi feito da seguinte maneira:

PERFIL "U" (75 × 40 × 1,90) : 2,22kg / m

raio de dobra = espessura = 1,90mm L = 5m



SEÇÃO TRANSVERSAL

A = 2,83cm²
 I_x = 25,16cm⁴
 I_y = 4,57cm⁴
 I_{yc} = I_y / 2
 W_x = 6,71cm³

AÇO : A 570 / A - f_y = 172MPa
 f_u = 310 MPa
 E = 205000MPa

a) Flambagem local da mesa - FLM (mesa comprimida não enrijecida)

$$\left(\frac{b}{t}\right) \leq \frac{166}{\sqrt{f_y}} \quad \rightarrow \quad \left(\frac{b}{t}\right) = \frac{40 - 2 \times 1,90}{1,90} = 19,05 \quad \Rightarrow \quad 19,05 > 12,70$$

Está compreendido entre: $166 / \sqrt{f_y} < (w/t) \leq 25$, portanto a equação de " f_c " será:

$$f_c = 0,60 f_y - \frac{(b/t - 166 / \sqrt{f_y})(0,087 f_y - 12,80)}{3,625(1 - 6,64 / \sqrt{f_y})}$$

$$f_c = 9,95 \text{ KN} / \text{cm}^2$$

$$\rightarrow M_{adm} = W_x f_c \quad \rightarrow \quad \underline{M_{adm} = 64,08 \text{ KN} \cdot \text{cm}}$$

b) *Flambagem local da alma - FLA (viga com mesa comprimida não enrijecida)*

$$\frac{b}{t} = \frac{75 - 2 \times 1,90}{1,90} = 37,47$$

$$f_{bw} = \left[1,26 - 0,00019 \left(\frac{h}{t} \right) \sqrt{f_y} \right] 0,60 f_y \leq 0,60 f_y$$

$$f_{bw} = 12,04 \text{ KN} / \text{cm}^2 > 0,60 f_y$$

- área da mesa $\rightarrow A_f = 3,62 \times 0,19 = 0,688 \text{ cm}^2$

- área efetiva da mesa $\rightarrow A'_f = (f_c / f) A_f = 0,637 \text{ cm}^2$

- posição do centro de gravidade da seção efetiva:

$$\bar{y} = \frac{0,051 \times 3,655}{2,83 - 0,051} = 0,068$$

- momento de inércia de seção efetiva:

$$I'_x = 25,2 + 2,83(0,068)^2 - 0,051(3,655 + 0,068)^2 = 24,46 \text{ cm}^4$$

- módulo de resistência à flexão com relação a fibra comprimida da seção efetiva:

$$W'_x = \frac{24,46}{3,365 + 0,068} = 6,57 \text{ cm}^3$$

$$\begin{aligned} \text{- adotar } 0,60f_y & \rightarrow M_{adm} = 6,57 \times 10,32 \times (75 / 71,2) \\ & \underline{M_{adm} = 71,42 \text{ kNcm}} \end{aligned}$$

c) *Flambagem lateral com torção - FLT*

Admitindo-se duas linhas de corrente ao longo do vão, o comprimento não travado (L) será $L/3$ ($L_b = 1,67$). Assume-se o coeficiente de flexão C_b igual a 1.

$$\begin{aligned} \lambda_b^2 = \frac{L^2 W_x}{d I_{yc}} = 10.9190,36 \pi^2 E C_b / f_y < \lambda_b^2 < 1,8 \pi^2 E C_b / f_y \\ 4.235 < 10.919 < 21.174 \end{aligned}$$

$$f_b = \frac{2}{3} f_y - \frac{f_y^2}{5,4 \pi^2 E C_b} \lambda_b^2 \Rightarrow f_b = 8,56 \text{ KN} / \text{cm}^2$$

$$\rightarrow M_{adm} = W_x f_b \rightarrow \underline{M_{adm} = 57,43 \text{ KN.cm}}$$

Portanto, o momento fletor admissível do perfil é o menor valor entre FLM, FLA e FLT. Neste caso será:

$$M_{adm} = 57,43 \text{ KN.cm} \text{ (flambagem lateral com torção)}$$

TABELA 1 U(75×40×1,90)

Este mesmo critério de cálculo foi adotado para o pré-dimensionamento dos outros perfis. Para cada perfil considerado, obtiveram-se os valores dos momentos críticos que estão apresentados no anexo I em forma de tabelas e gráficos para fácil entendimento e aplicação.

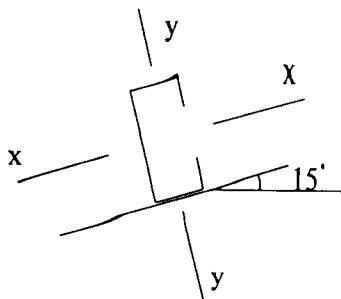
Em caráter ilustrativo, a seguir é apresentado um exemplo que consiste no cálculo de uma terço mediante a aplicação das tabelas fornecidas.

6.3 - EXEMPLO ILUSTRATIVO PARA ANÁLISE DE TERÇA EMPREGANDO AS TABELAS

Devido à inclinação do telhado, as terças são solicitadas à flexão oblíqua para as solicitações na direção das ações gravitacionais, como o peso próprio ou

sobrecarga*. Para a ação do vento, são solicitadas à flexão simples, pois sua resultante é sempre perpendicular à superfície onde ela atua.

Será adotado o perfil "U" enrijecido, a inclinação do telhado de 15° e o espaçamento entre terças de $2m$.



a - Ações atuantes

i) permanentes

peso próprio	→ $0,05kN/m$
telha	→ $0,05kN/m^2 \times 2,0m = 0,10kN/m$
total	→ $0,15kN / m$

ii) sobrecarga do telhado → $q = 0,25kN/m^2 \times 2,0m = 0,50kN/m$

iii) ação do vento (NBR 6123)

Admitindo-se um galpão industrial na cidade de São Carlos, $V_0 = 40m/s$, com dimensões de $25m$ de comprimento por $20m$ de largura e $9m$ de altura.

$$V_0 = 40m/s$$

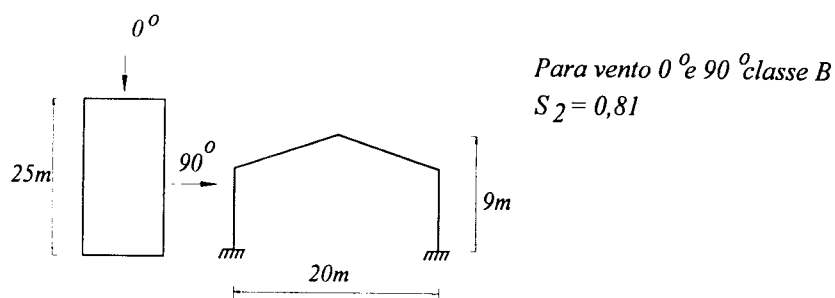
$$\text{velocidade característica} \rightarrow V_k = V_0 \times S_1 \times S_2 \times S_3$$

$$S_1 \rightarrow \text{fator topográfico } S_1 = 1,0$$

$$S_2 \rightarrow \text{rugosidade do terreno, dimensões da edificação e altura sobre o terreno}$$

* Esta sobrecarga é recomendada pela Norma Brasileira NBR-8800, sendo um valor elevado para edificações industriais leves. Cabe ao calculista adotar este valor ou propor, justificando, um valor alternativo.

Rugosidade do terreno → categoria VI - área industrial parcialmente desenvolvida



S_3 → fator estatístico

considerando-se edificação e instalação industrial com baixo fator de ocupação

$$S_3 = 0,95$$

$$V_k = 40 \times 1 \times 0,81 \times 0,95$$

$$V_k = 30,78 \text{ m/s}$$

$$\text{Pressão de obstrução} \rightarrow q = 0,613 V_k^2 \times 10^{-3} = 0,58 \text{ kN/m}^2$$

Como exemplo será adotado $\Delta C_p = 1$

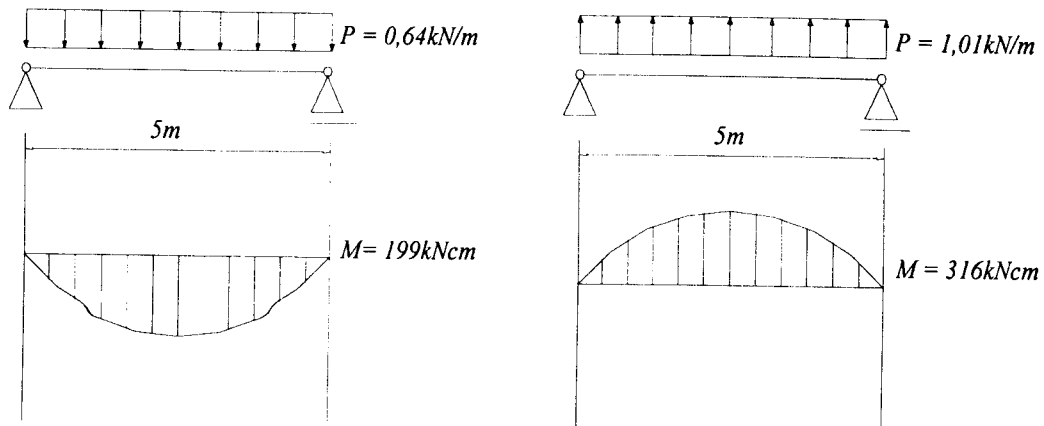
$$q'_v = q_v \times C_p \times 2,00 \rightarrow q'_v = -1,16 \text{ kN/m}$$

b - situação de carregamento (inclinação do telhado $\cong 11,5^\circ$)

$$\begin{aligned} 1) \text{ permanente + sobrecarga} &\rightarrow P = 0,15(\cos 11,5^\circ) + 0,50(\cos 11,5^\circ) \\ &\rightarrow P = 0,64 \text{ kN/m} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} 2) \text{ permanente + vento (sucção)} &\rightarrow P = 0,15(\cos 11,5) + (-1,16) \\ &\rightarrow P = -1,01 \text{ kN/m} \end{aligned}$$

c - Diagramas de momentos solicitantes

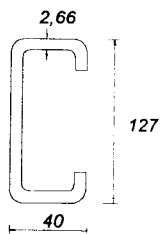


6.3.1 - ESCOLHA DO PERFIL

Portanto com o valor do momento solicitante no eixo "x", pode-se entrar nas tabelas e escolher o perfil com o momento admissível que melhor se adapta para cada situação.

Para este exemplo, o perfil adotado será o da tabela número 38

U enrijecido (127×40×25×2,66).



$A 570 / E \quad f_y = 290 \text{ MPa}$
 $f_u = 400 \text{ MPa}$

$FLA = 358 \text{ KN.cm}$
 $FLM = 394 \text{ KN.cm}$
 $FLT = 324 \text{ KN.cm}$

$$M_{adm} = 324 \text{ kN.cm (FLT)}$$

$$M_{adm} > M \rightarrow \text{OK}$$

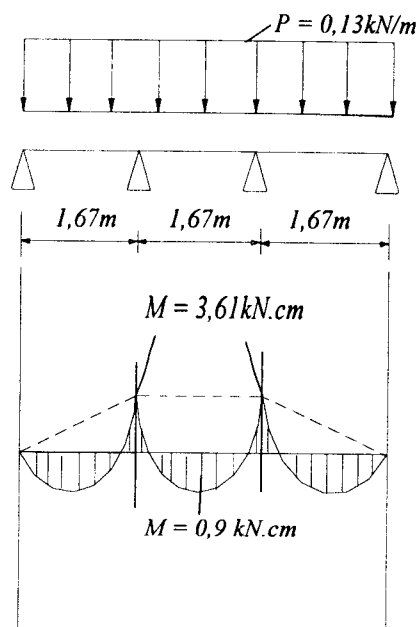
⇒ Flexão em "y"

Situação de carregamento → Permanente + sobrecarga

$$P = 0,15(\text{sen } 11,5) + 0,50(\text{sen } 11,5)$$

$$P = 0,13 \text{ kN / m}$$

Diagrama de momento solicitante:



a) Flambagem local da mesa - FLM (mesa comprimida enrijecida)

Flambagem local \rightarrow na flexão em torno do eixo de menor inércia "y", a alma do perfil resulta comprimida junto aos apoios centrais (correntes), devendo-se verificar sua largura efetiva:

$$\left(\frac{b}{t}\right) = \frac{127 - 4 \times 2,66}{2,66} = 43,7 > \left(\frac{b}{t}\right)_{lim} = \frac{449}{\sqrt{f_y}}$$

$$\text{- largura efetiva} \rightarrow b_{ef} = \frac{667 \times t}{\sqrt{f}} \left[1 - \frac{146}{(b/t)\sqrt{f}} \right]$$

onde:

$f \rightarrow$ máxima tensão atuante na seção efetiva.

$$f = \frac{M}{W_{ef}} \rightarrow f = \frac{0,9}{5,87} = 0,153 \text{ kN} / \text{cm}^2$$

$$b_{ef} = \frac{667 \times t}{\sqrt{f_y}} \left[1 - \frac{146}{43,74\sqrt{f_y}} \right] \Rightarrow b_{ef} = -243 \text{ cm}$$

→ $b = b_{ef}$ → não converge, portanto, não ocorre flambagem local. Desta forma, não é necessário calcular um novo W.

Calculando a tensão crítica de flambagem da chapa:

$$f_{cr} = \frac{k \pi^2 E}{12(1-\nu^2)(b/t)^2} = 38,74 \text{ kN/cm}^2 \gggg f$$

$$M_{adm} = W \times 0,6 f_y = 5,87 \times 0,6 \times 29$$

$$M_{adm} = 102,14 \text{ kNcm}$$

b) Flambagem local da alma - FLA (mesa comprimida enrijecida)

$$\left(\frac{b}{t}\right) = \frac{40 - 4 \times 2,66}{2,66} = 11,04 \quad b = b_{ef}$$

$$f_{bw} = \left[1,21 - 0,00013 \left(\frac{h}{t}\right) \sqrt{f_y} \right] 0,6 f_y \leq 0,6 f_y \Rightarrow f_{bw} = 12,3 \text{ kN/cm}^2$$

usar $0,6 f_y$ $M_{adm} = 0,6 f_y \times w \times (d/b)$
 $M_{adm} = 68,09 \text{ kNcm}$

Para as terças em perfis de chapa dobrada, é válida a seguinte equação que faz a interação das solicitações nos dois planos:

$$\frac{M_x}{M_{adm}} + \frac{M_y}{M_{adm}} \leq 1,0$$

$$\frac{316}{324} + \frac{0,90}{102} = 0,98 < 1,0 \text{ (OK)}$$

Portanto, verifica-se que o perfil escolhido resiste às solicitações impostas a ele.

CAPÍTULO 7

CONSIDERAÇÕES FINAIS E CONCLUSÕES

Em razão da frequente utilização dos perfis de chapa dobrada como elementos estruturais na construção civil, procurou-se neste trabalho apresentar alguns aspectos teóricos para o dimensionamento e projeto deste elementos.

Apesar do seu grande emprego nos dias atuais, a única norma brasileira para o cálculo dos perfis conformados a frio NB-143 encontra-se obsoleta e em desuso fazendo com que os calculistas desta área utilizem de experiências com outros tipos de perfis metálicos ou empreguem normas estrangeiras mais recentes. Neste trabalho foram utilizadas, por exemplo, as normas AISI (1980) e CSA (1984).

Quanto ao aspecto de dimensionamento, ressaltaram-se a importância e a necessidade de se prevenir os fenômenos da flambagem por flexão, por torção e por flexão e torção simultaneamente.

Estes problemas de flambagem dependem das condições de vinculação e das características geométricas da seção transversal, havendo, deste modo, particularizações para a utilização e solução das equações diferenciais regentes da instabilidade.

O processo de cálculo consiste em determinar a força ou o momento crítico de flambagem da barra. E por serem vigas delgadas faz-se necessário considerar as características setoriais da seção transversal. Estas características podem ser tabeladas facilitando grandemente o cálculo.

Quanto ao aspecto de projeto, discutiu-se sobre algumas disposições dos elementos estruturais. Como o assunto é vasto e complexo, não se teve a pretensão de apresentar um estudo completo, e sim, uma abordagem de alguns aspectos interessantes e essenciais ao desenvolvimento de um modelo construtivo no caso de uma edificação composta de perfis conformados a frio.

Considerando a grande importância dos perfis de chapa dobrada como elementos estruturais para as terças, desenvolveu-se uma análise dos momentos fletores admissíveis que podem ser aplicados para um pré-dimensionamento destes elementos.

Através dos resultados obtidos, evidencia-se que a flambagem nestes elementos ocorrerá na maioria dos casos por flexão e torção, resultados estes já esperados. Como já mencionado, os valores finais estão apresentados em forma de tabelas e gráficos onde podem ser consultados e possibilitando sua fácil aplicação. Com estes valores espera-se facilitar e auxiliar o cálculo e o pré-dimensionamento das terças.

Para comprovar esta afirmação, no sexto capítulo foi desenvolvido um exemplo de aplicação que ilustra a utilização destas tabelas.

Conclui-se que presente trabalho apresenta um procedimento para o cálculo dos elementos conformados a frio, de uma forma mais atualizada com as normas estrangeiras e também uma contribuição para o cálculo do pré-dimensionamento das terças.

Os estudos dos elementos conformados a frio são apresentados na literatura de forma restrita, com poucos trabalhos desenvolvidos. Este tema é de grande interesse e há, ainda, diversos assuntos a serem pesquisados.

Pode-se sugerir, por exemplo, trabalhos no sentido de desenvolver outras tabelas e programas para o dimensionamento de perfis estruturais, permitindo uma maior sistematização do cálculo para todos os componentes estruturais.

Por meio deste trabalho, procurou-se apresentar os fundamentos teóricos que estão embutidos em um procedimento normativo ou de cálculo, com perfis de chapa dobrada que, espera-se, possam ser úteis a estudantes, profissionais e pesquisadores do assunto.

ANEXO

TABELA 1

VALORES ADMISSÍVEIS DOS MOMENTOS PARA FLM, FLA e FLT em kN.cm

Lb = 167 esp = 1.9	TIPOS DE AÇO															
	A 570 / A				A 570 / E				SAC 41				SAC 50			
	FLM	FLA	FLT		FLM	FLA	FLT		FLM	FLA	FLT		FLM	FLA	FLT	
U(75x40)	64	71	57	86	106	73	77	92	69	100	129	75				
U(100x40)	94	103	84	126	156	107	113	135	101	146	191	109				
U(127x40)	131	142	115	176	217	146	157	188	139	204	268	148				
U(150x40)	165	179	144	222	276	180	199	238	173	257	341	182				
U(200x40)	252	272	214	338	424	258	303	365	241	392	528	258				
U(250x40)	353	380	290	474	599	336	425	515	333	550	750	336				

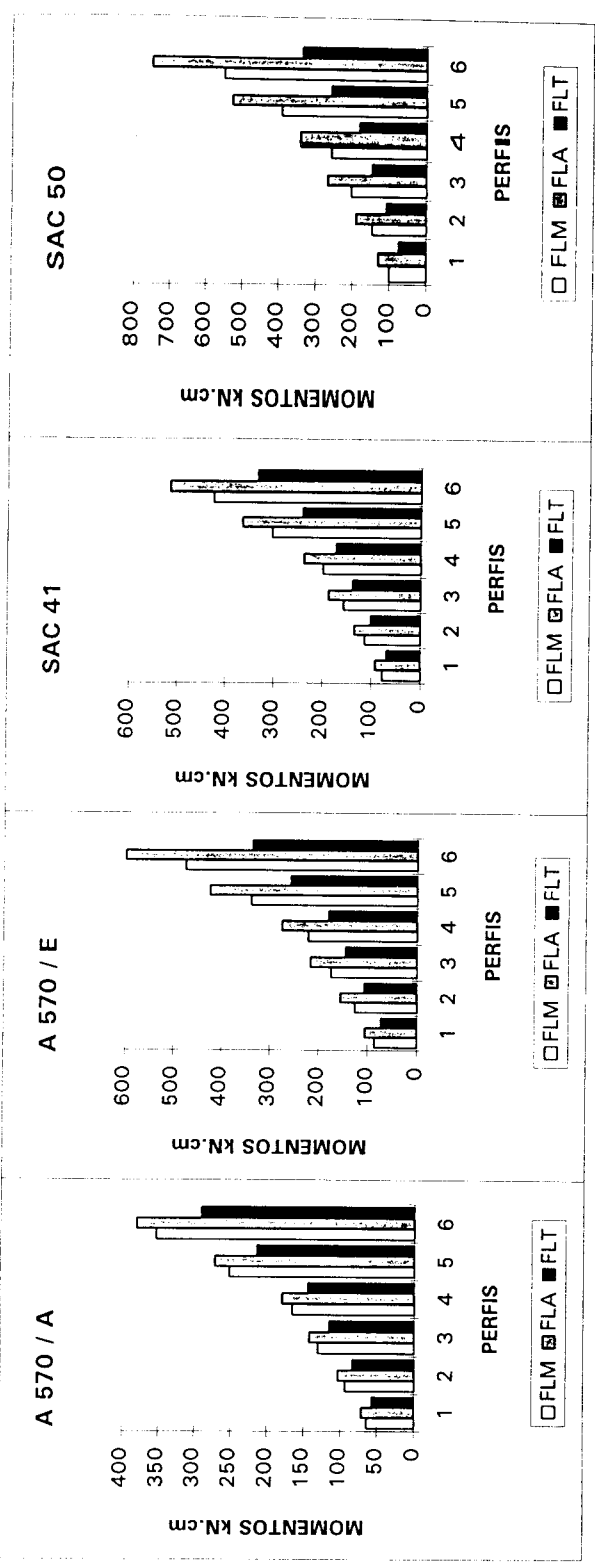


TABELA 2

Valores admissíveis dos momentos para FLM, FLA e FLT em KN.cm

Lb = 167 esp = 2,66	TIPOS DE AÇO											
	A 570 / A			A 570 / E			SAC 41			SAC 50		
	FLM	FLA	FLT	FLM	FLA	FLT	FLM	FLA	FLT	FLM	FLA	FLT
U(75x40)	92	103	76	141	164	99	123	141	93	172	204	101
U(100x40)	136	148	113	209	238	145	183	204	137	254	297	147
U(127x40)	190	203	156	293	328	198	255	281	188	356	412	200
U(150x40)	242	256	196	372	414	245	324	355	235	452	521	247
U(200x40)	370	386	291	569	630	351	497	538	342	692	794	351
U(250x40)	521	540	397	801	884	457	699	754	453	974	1117	457

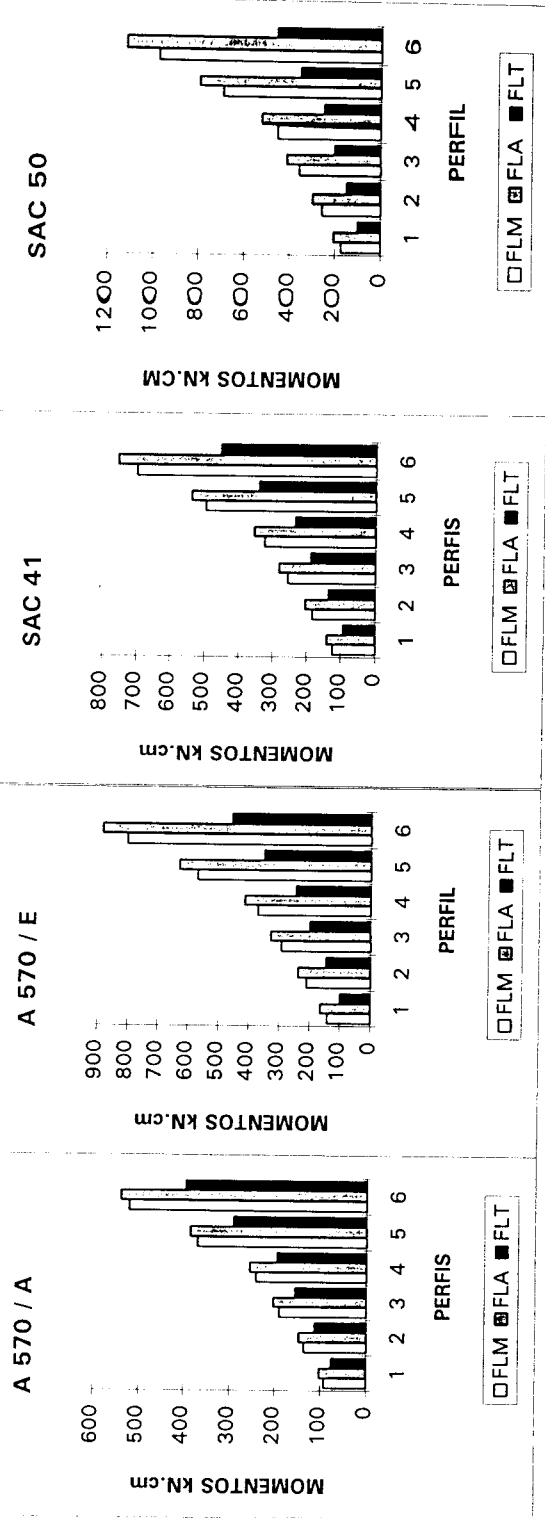


TABELA 3

VALORES ADMISSÍVEIS DOS MOMENTOS PARA FLM, FLA e FLT em kN.cm

Lb = 167 esp = 3,04	TIPOS DE AÇO											
	A 570 / A			A 570 / E			SAC 41			SAC 50		
	FLM	FLA	FLT	FLM	FLA	FLT	FLM	FLA	FLT	FLM	FLA	FLT
U(75x440)	103	117	85	166	192	111	144	165	104	205	241	113
U(100x40)	153	168	126	248	277	163	215	238	154	305	349	166
U(127x40)	215	231	175	348	382	223	302	327	212	428	481	225
U(150x40)	273	290	221	443	482	276	384	411	264	544	608	278
U(200x40)	419	439	328	680	730	395	590	623	385	836	924	395
U(250x40)	592	614	448	960	1022	515	832	871	511	1180	1297	515

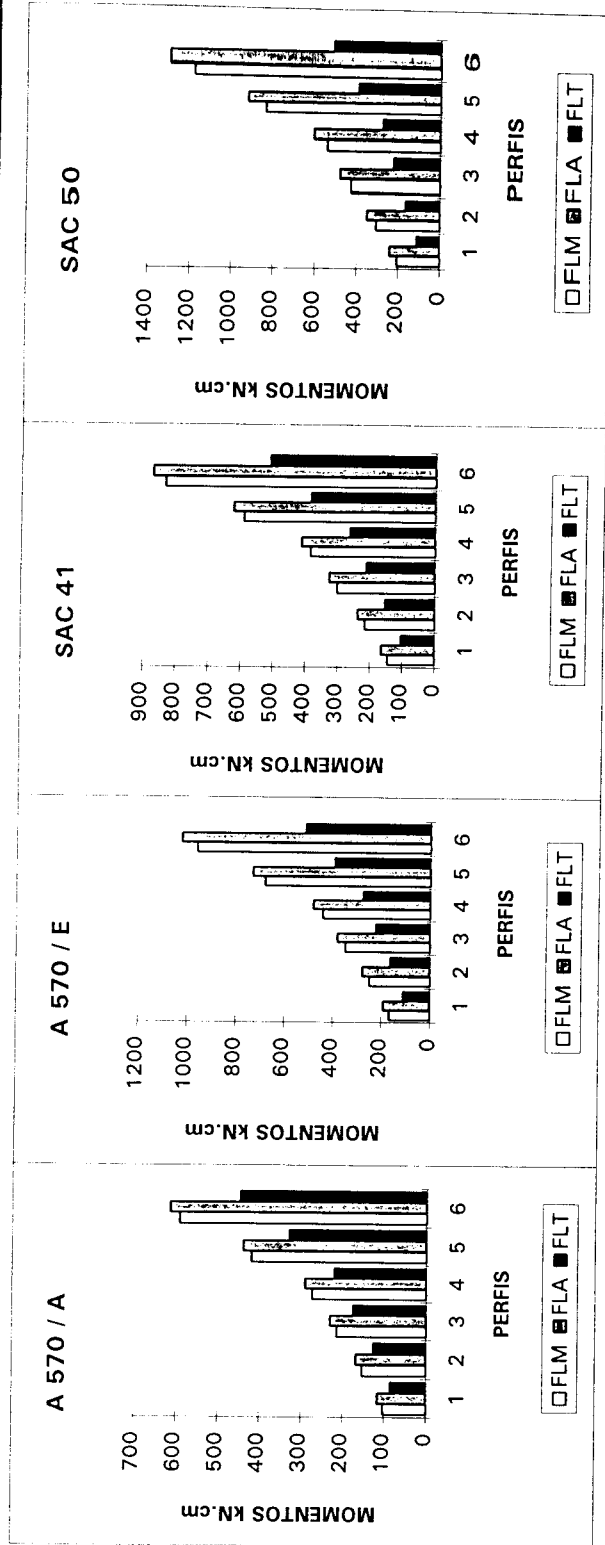


TABELA 4

VALORES ADMISSÍVEIS DOS MOMENTOS PARA FLM, FLA e FLT em kN.cm

Lb = 167 esp = 3.8	TIPOS DE AÇO											
	A 570 / A			A 570 / E			SAC 41			SAC 50		
	FLM	FLA	FLT	FLM	FLA	FLT	FLM	FLA	FLT	FLM	FLA	FLT
U(75x40)	122	142	102	205	240	133	173	203	125	264	309	136
U(100x40)	183	206	152	308	347	196	260	293	185	397	446	200
U(127x40)	259	283	212	436	478	289	368	404	256	561	615	273
U(150x40)	330	357	267	557	602	334	471	509	320	717	774	337
U(200x40)	511	541	399	861	913	479	728	771	467	1108	1174	479
U(250x40)	724	758	545	1221	1278	625	1031	1080	620	1570	1644	625

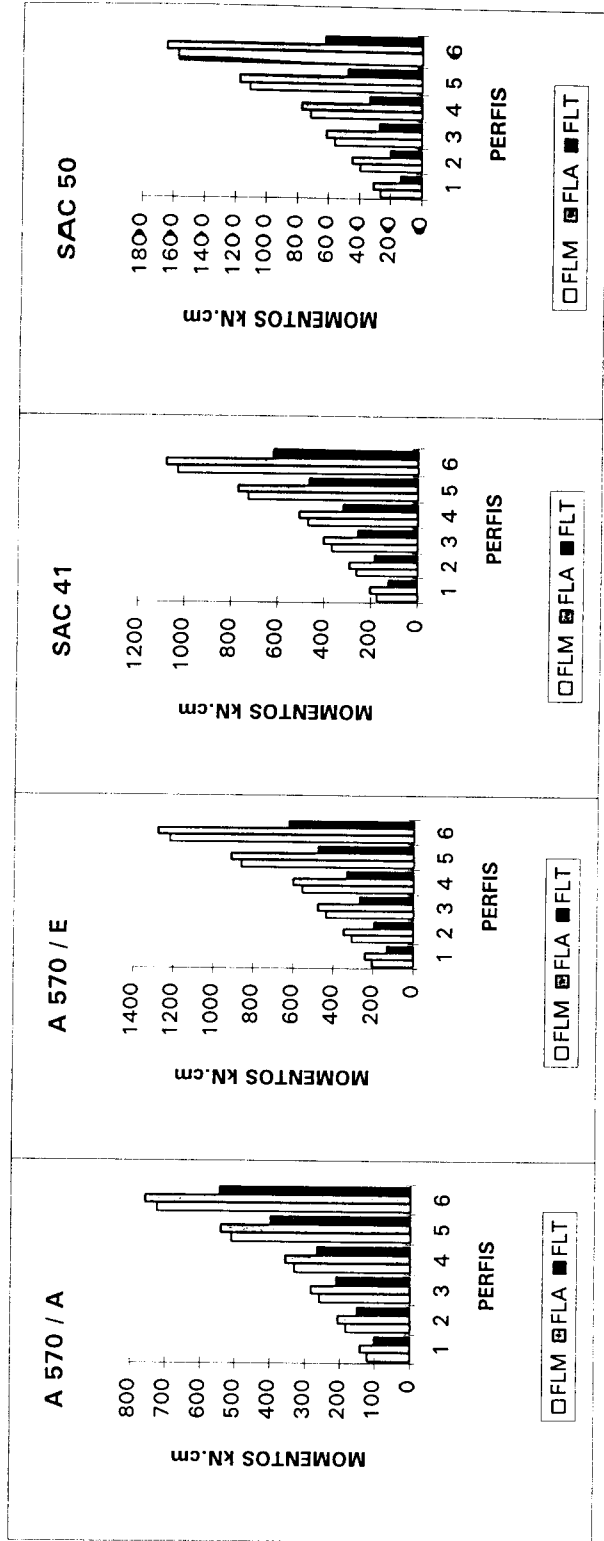


TABELA 5

VALORES ADMISSÍVEIS DOS MOMENTOS PARA FLM, FLA e FLT em kN.cm

Lb = 167 esp = 4,25	TIPOS DE AÇO											
	A 570 / A			A 570 / E			SAC 41			SAC 50		
	FLM	FLA	FLT	FLM	FLA	FLT	FLM	FLA	FLT	FLM	FLA	FLT
U(75x40)	131	157	110	222	265	145	187	224	136	285	341	149
U(100x40)	199	227	165	336	383	215	284	324	202	432	493	220
U(127x40)	283	313	232	477	528	295	403	446	280	613	680	299
U(150x40)	362	395	293	611	666	367	516	563	351	786	857	370
U(200x40)	562	600	439	948	1012	526	801	855	513	1219	1301	526
U(250x40)	799	842	601	1347	1419	686	1138	1199	682	1733	1825	686

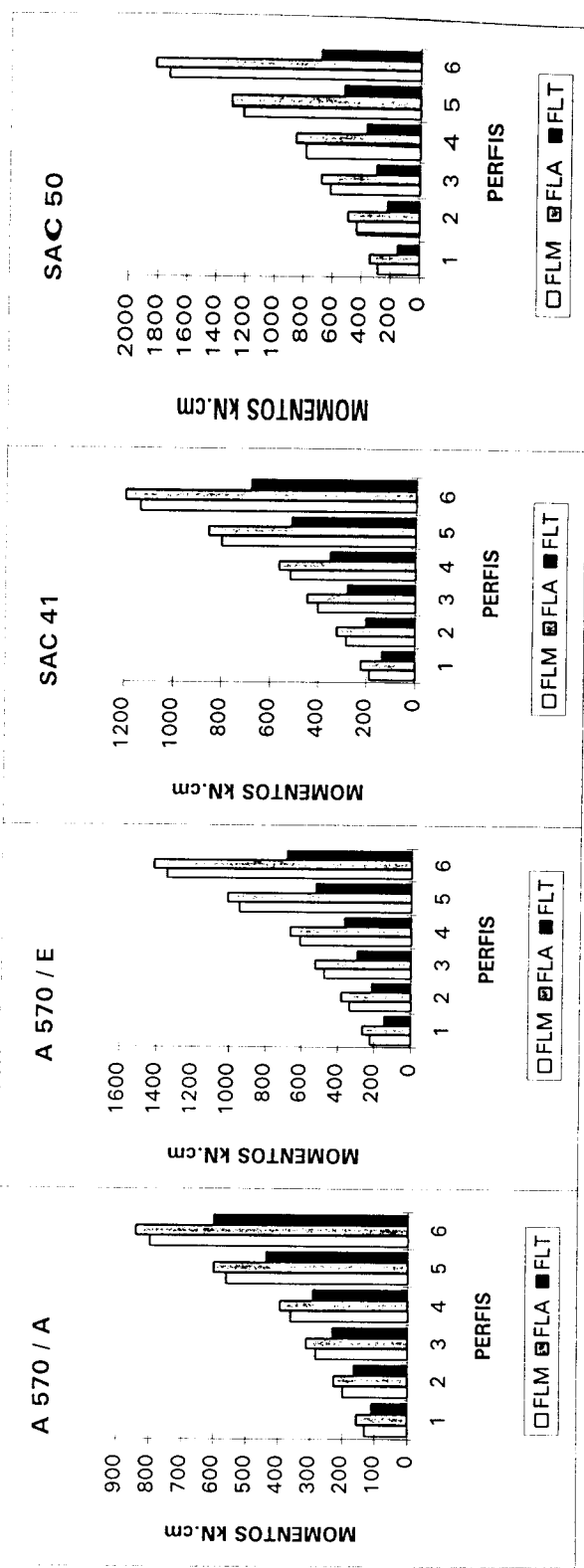


TABELA 6

VALORES ADMISSÍVEIS DOS MOMENTOS PARA FLM, FLA e FLT em kN.cm

Lb = 167 esp = 4.8	TIPOS DE AÇO											
	A 570 / A			A 570 / E			SAC 41			SAC 50		
	FLM	FLA	FLT	FLM	FLA	FLT	FLM	FLA	FLT	FLM	FLA	FLT
U(75x40)	142	174	120	240	294	158	202	248	148	308	378	164
U(100x40)	217	252	181	366	425	236	309	359	222	471	547	242
U(127x40)	310	349	255	523	588	326	442	497	309	673	756	330
U(150x40)	399	440	323	673	743	405	568	627	387	865	955	408
U(200x40)	623	670	486	1050	1130	581	887	955	568	1350	1453	581
U(250x40)	888	941	665	1497	1587	758	1264	1341	754	1925	2041	758

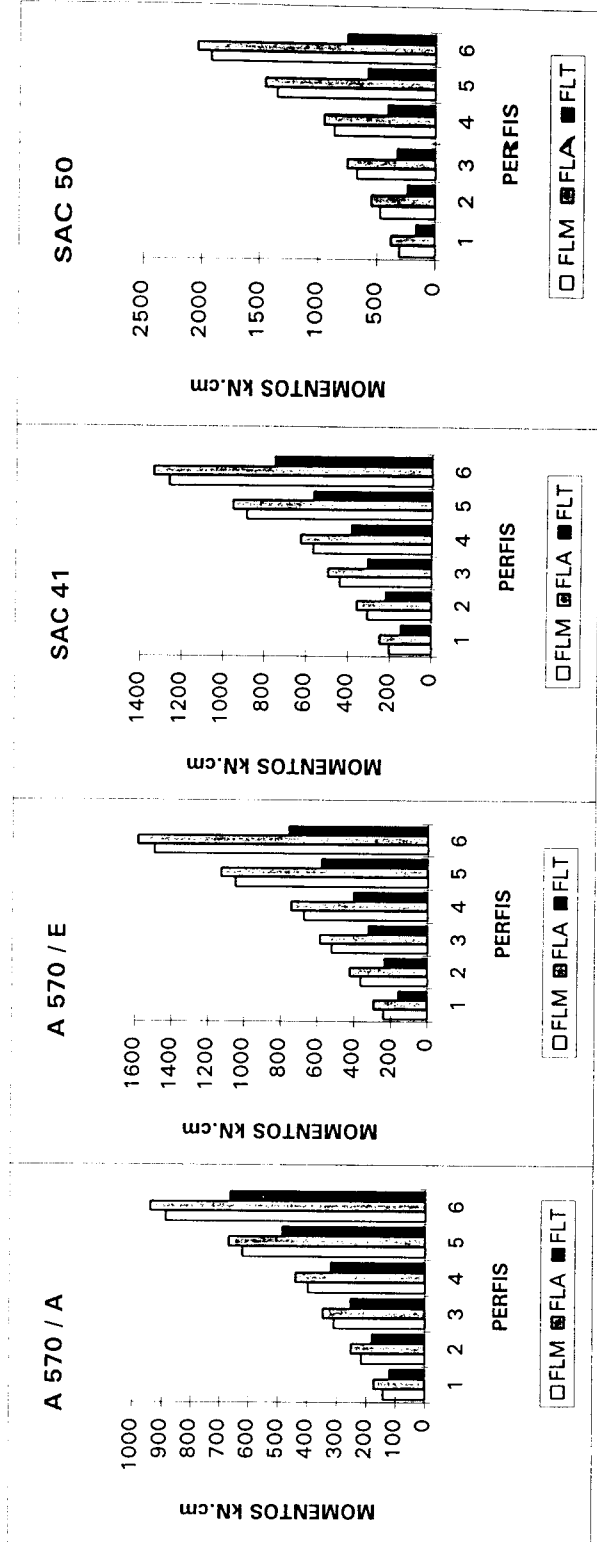


TABELA 7

VALORES ADMISSÍVEIS DOS MOMENTOS PARA FLM, FLA e FLT em kN.cm

	TIPOS DE AÇO															
	A 570 / A				A 570 / E				SAC 41				SAC 50			
	FLM	FLA	FLT	Fy = 172 MPa Fu = 310MPa	FLM	FLA	FLT	Fy = 290 MPa Fu = 400 MPa	FLM	FLA	FLT	Fy = 245 MPa Fu = 400 MPa	FLM	FLA	FLT	Fy = 373MPa Fu = 500 MPa
Lb = 200 esp = 1.9																
U(75x40)	64	71	48	86	106	52	77	92	52	76	76	113	135	76	100	129
U(100x40)	94	103	71	126	156	76	113	135	76	103	103	157	188	103	146	191
U(127x40)	131	142	97	176	217	103	157	188	103	127	127	199	238	127	204	268
U(150x40)	165	179	121	222	276	127	180	238	127	180	180	303	365	171	257	341
U(200x40)	252	272	175	338	424	180	425	515	234	234	234	425	515	171	392	528
U(250x40)	353	380	232	474	599	234	425	515	234	234	234	425	515	234	550	750

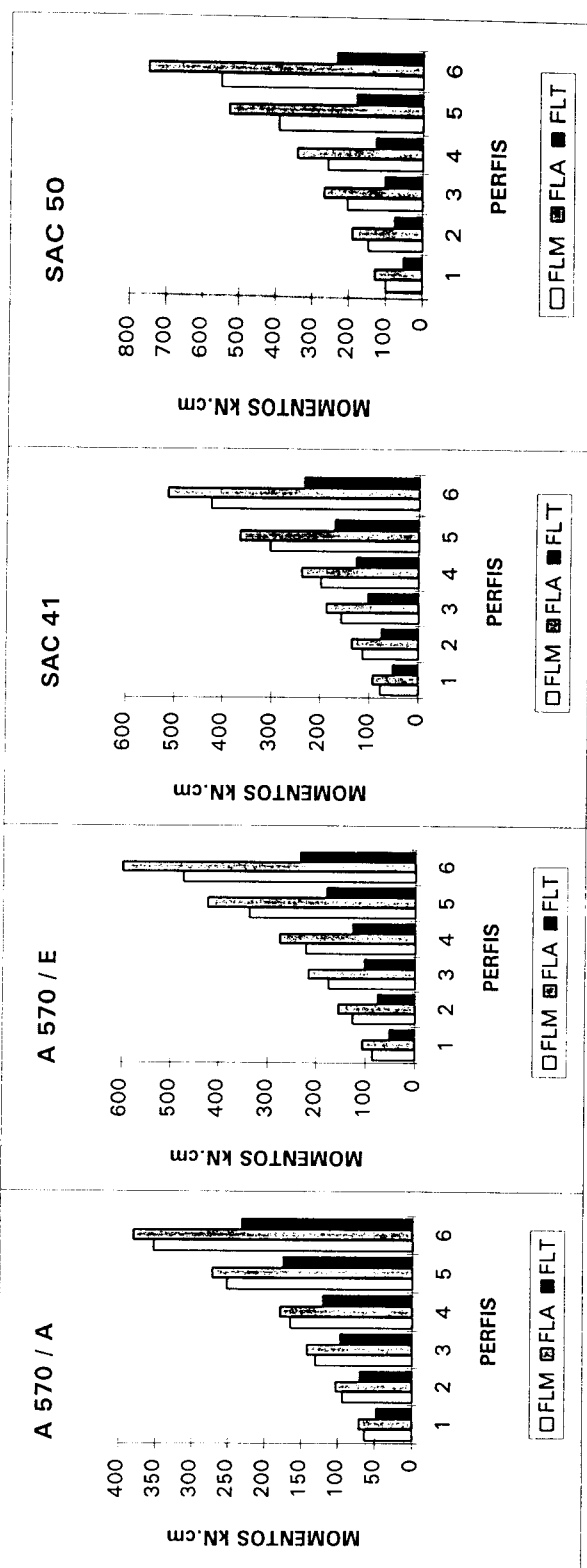
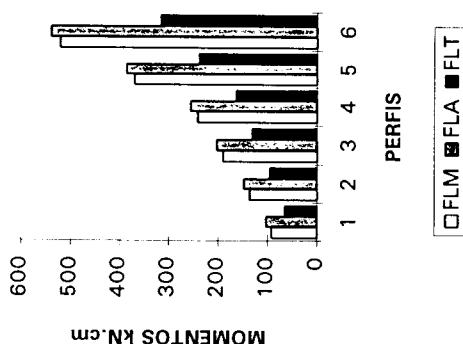


TABELA 8

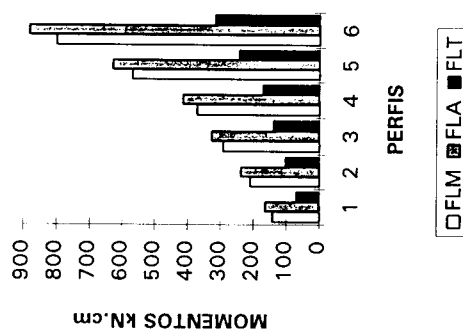
VALORES ADMISSÍVEIS DOS MOMENTOS PARA FLM, FLA e FLT em kN.cm

lb = 200 esp = 2.66	TIPOS DE AÇO											
	A 570 / A			A 570 / E			SAC 41			SAC 50		
	FLM	FLA	FLT	FLM	FLA	FLT	FLM	FLA	FLT	FLM	FLA	FLT
U(75x40)	92	103	65	141	164	70	123	141	70	172	204	70
U(100x40)	136	148	96	209	238	103	183	204	103	254	297	103
U(127x40)	190	203	132	293	328	140	255	281	140	356	412	140
U(150x40)	242	256	164	372	414	172	324	355	172	452	521	172
U(200x40)	370	386	239	569	630	245	497	538	245	692	794	245
U(250x40)	521	540	316	801	884	319	699	754	319	974	1117	319

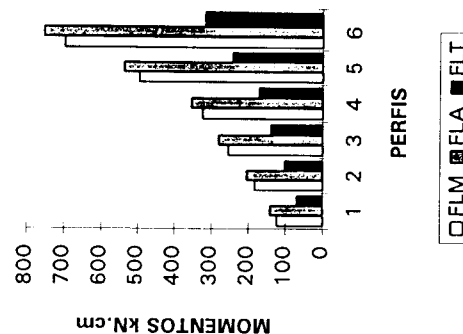
A 570 / A



A 570 / E



SAC 41



SAC 50

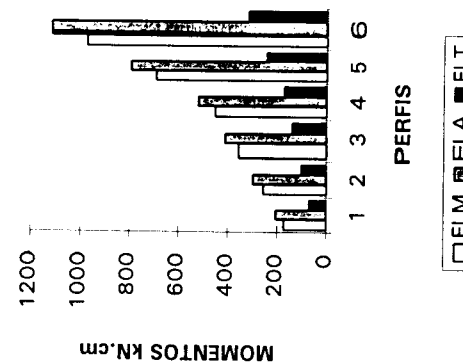


TABELA 9

VALORES ADMISSÍVEIS DOS MOMENTOS PARA FLM, FLA e FLT em kN.cm

Lb = 200 esp = 3.04	TIPOS DE AÇO											
	A 570 / A			A 570 / E			SAC 41			SAC 50		
	FLM	FLA	FLT	FLM	FLA	FLT	FLM	FLA	FLT	FLM	FLA	FLT
U(75x40)	103	117	73	166	192	79	144	165	79	205	241	79
U(100x40)	153	168	107	248	277	115	215	238	115	305	349	115
U(127x40)	215	231	148	348	382	157	302	327	157	428	481	157
U(150x40)	273	290	185	443	482	194	384	411	194	544	608	194
U(200x40)	419	439	269	680	730	275	590	623	275	836	924	275
U(250x40)	592	614	356	960	1022	359	832	871	359	1180	1297	359

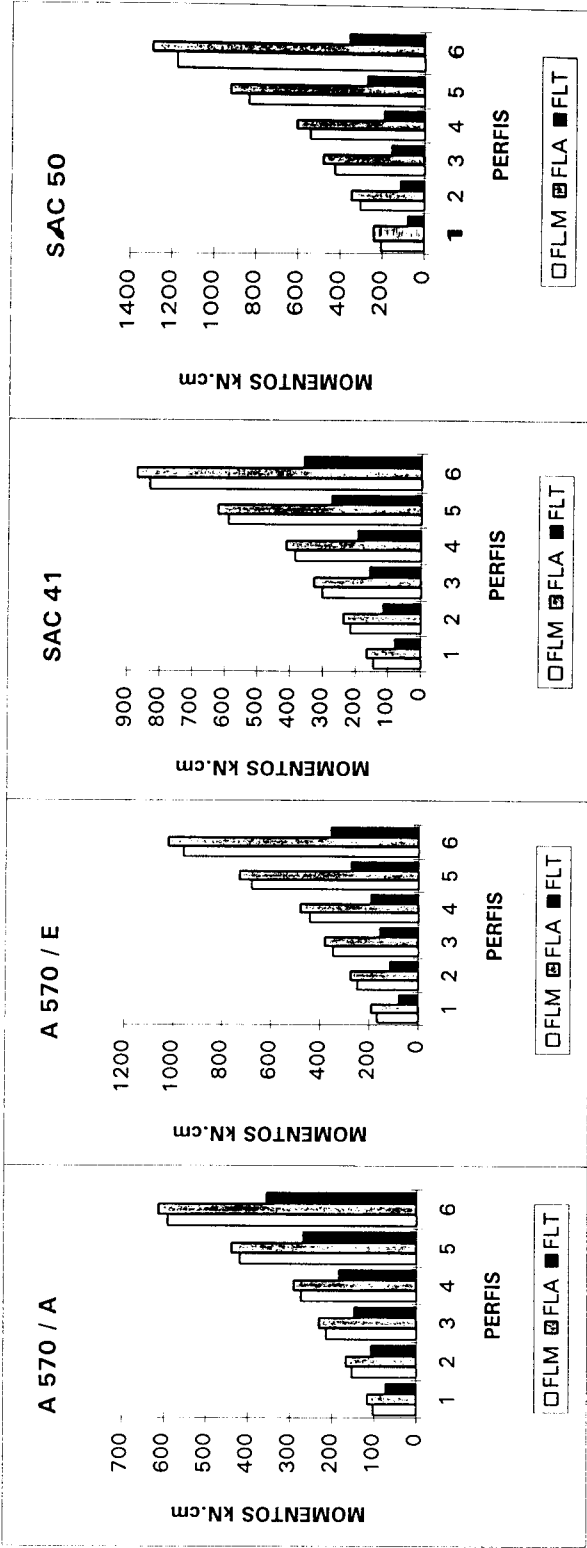


TABELA 10

VALORES ADMISSÍVEIS DOS MOMENTOS PARA FLM, FLA e FLT em kN.cm

Lb = 200 esp = 3.8	TIPOS DE AÇO											
	A 570 / A			A 570 / E			SAC 41			SAC 50		
	FLM	FLA	FLT	FLM	FLA	FLT	FLM	FLA	FLT	FLM	FLA	FLT
U(75x40)	122	142	87	205	240	95	173	203	95	264	309	95
U(100x40)	183	206	129	308	347	140	260	293	140	397	446	140
U(127x40)	259	283	179	436	478	190	368	404	190	561	615	190
U(150x40)	330	357	224	557	602	235	471	509	235	717	774	235
U(200x40)	511	541	326	861	913	334	728	771	334	1108	1174	334
U(250x40)	724	758	433	1221	1278	436	1031	1080	436	1570	1644	436

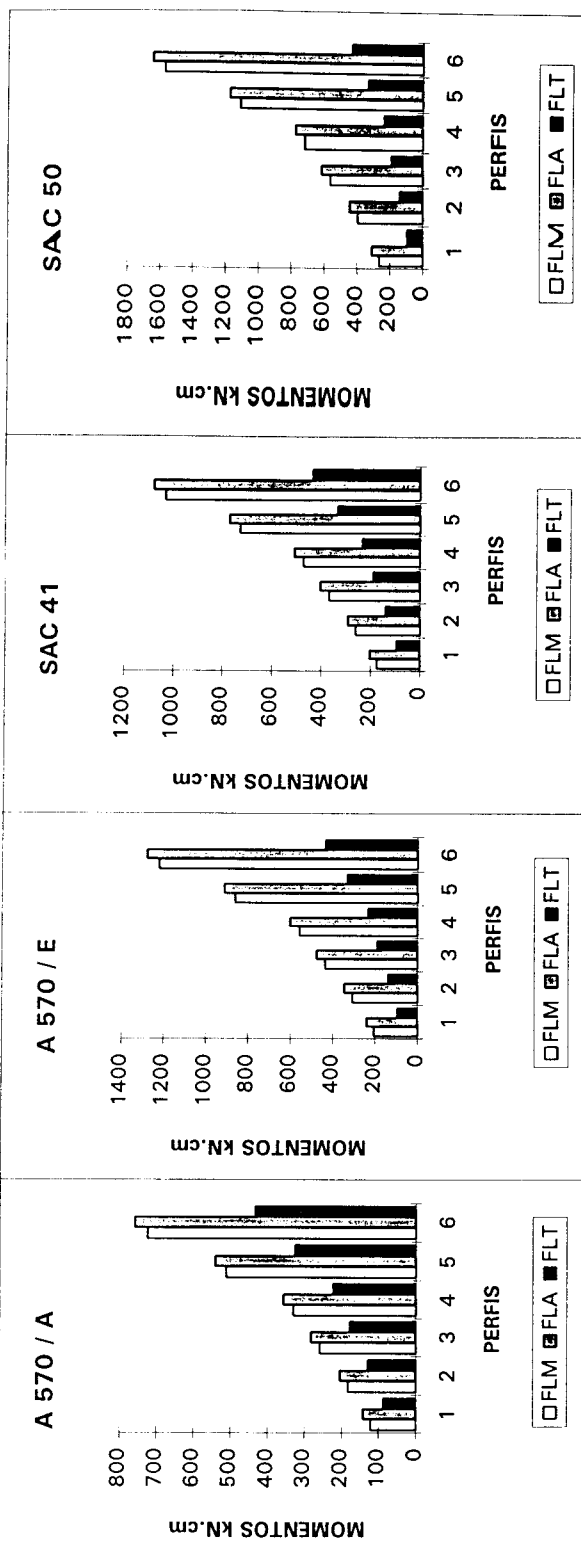


TABELA 11

VALORES ADMISSÍVEIS DOS MOMENTOS PARA FLM, FLA e FLT em kN.cm

Lb = 200 esp = 4.25	TIPOS DE AÇO											
	A 570 / A			A 570 / E			SAC 41			SAC 50		
	FLM	FLA	FLT	FLM	FLA	FLT	FLM	FLA	FLT	FLM	FLA	FLT
U(75x40)	131	157	95	222	265	104	187	224	104	285	341	104
U(100x40)	199	227	141	336	383	153	284	324	153	432	493	153
U(127x40)	283	313	196	477	528	209	403	446	209	613	680	209
U(150x40)	362	395	245	611	666	258	516	563	258	786	857	258
U(200x40)	562	600	359	948	1012	367	801	855	367	1219	1301	367
U(250x40)	799	842	476	1347	1419	478	1138	1199	478	1733	1825	478

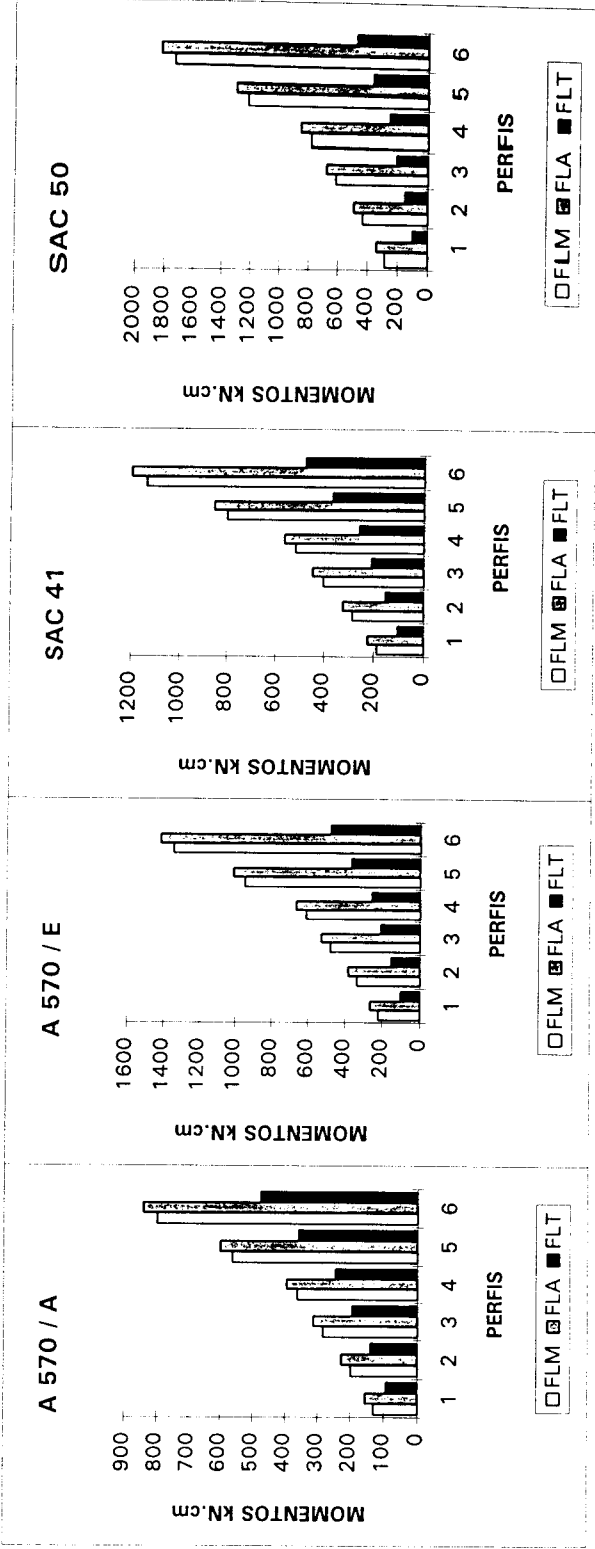


TABELA 12

VALORES ADMISSÍVEIS DOS MOMENTOS PARA FLM, FLA e FLT em kN.cm

Lb = 200 esp = 4.8	TIPOS DE AÇO											
	A 570 / A			A 570 / E			SAC 41			SAC 50		
	FLM	FLA	FLT	FLM	FLA	FLT	FLM	FLA	FLT	FLM	FLA	FLT
U(75x40)	142	174	103	240	294	114	202	248	114	308	378	114
U(100x40)	217	252	155	366	425	169	309	359	169	471	547	169
U(127x40)	310	349	216	523	588	230	442	497	230	673	756	230
U(150x40)	399	440	271	673	743	284	568	627	284	865	955	284
U(200x40)	623	670	397	1050	1130	405	887	955	405	1350	1453	405
U(250x40)	888	941	526	1497	1587	528	1264	1341	528	1925	2041	528

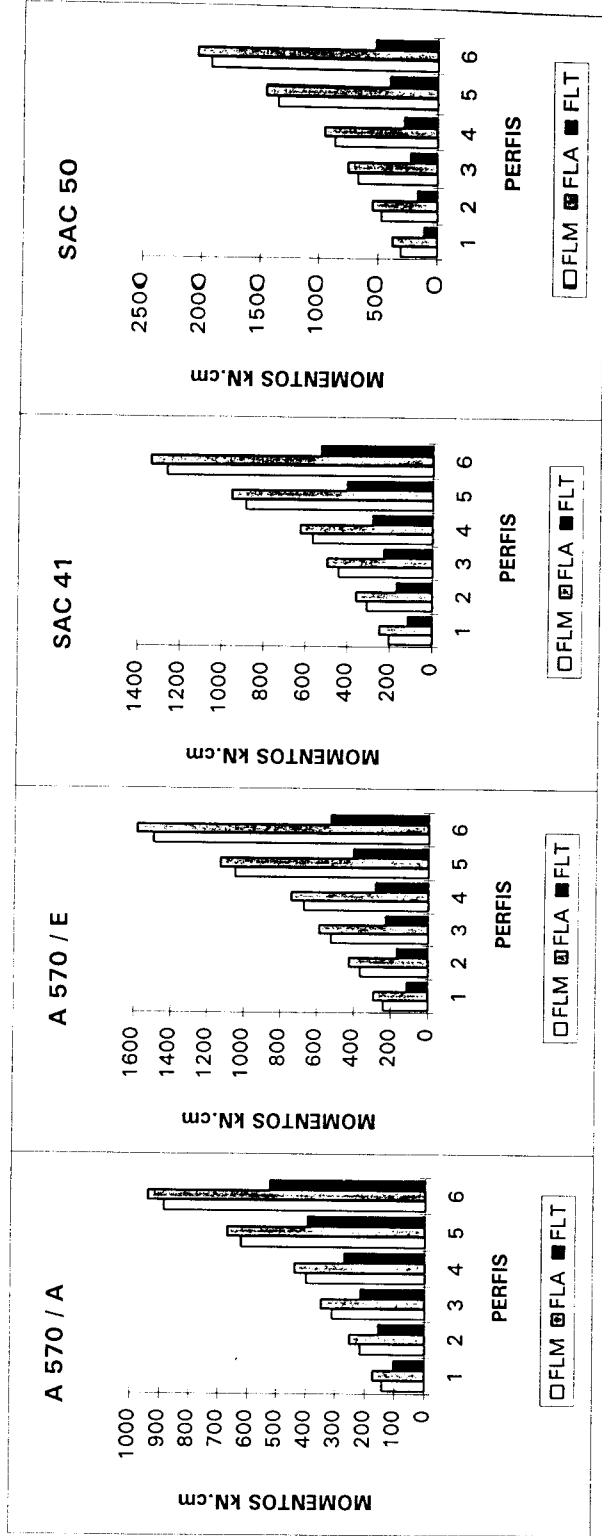


TABELA 13

VALORES ADMISSÍVEIS DOS MOMENTOS PARA FLM, FLA e FLT em kN.cm

Lb = 250 esp = 1.9	TIPOS DE AÇO											
	A 570 / A			A 570 / E			SAC 41			SAC 50		
	FLM	FLA	FLT	FLM	FLA	FLT	FLM	FLA	FLT	FLM	FLA	FLT
U(75x40)	64	71	33	86	106	33	77	92	33	100	129	33
U(100x40)	94	103	49	126	156	49	113	135	49	146	191	49
U(127x40)	131	142	66	176	217	66	157	188	66	204	268	66
U(150x40)	165	179	81	222	276	81	199	238	81	257	341	81
U(200x40)	252	272	115	338	424	115	303	365	109	392	528	115
U(250x40)	353	380	150	474	599	150	425	515	150	550	750	150

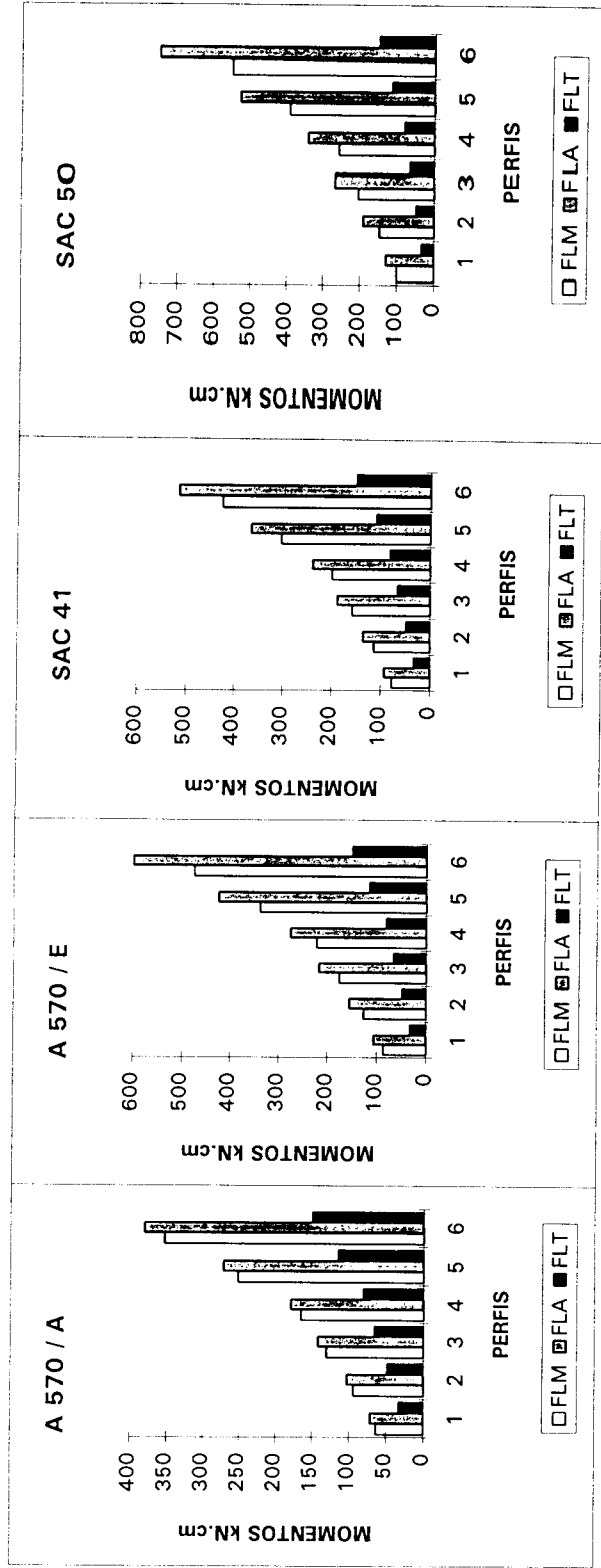


TABELA 14

VALORES ADMISSÍVEIS DOS MOMENTOS PARA FLM, FLA e FLT em kN.cm

Lb = 250 esp = 2.66	TIPOS DE AÇO															
	A 570 / A				A 570 / E				SAC 41				SAC 50			
	FLM	FLA	FLT	Fy = 172 MPa Fu = 310 MPa	FLM	FLA	FLT	Fy = 290 MPa Fu = 400 MPa	FLM	FLA	FLT	Fy = 245 MPa Fu = 400 MPa	FLM	FLA	FLT	Fy = 373 MPa Fu = 500 MPa
U(75x40)	92	103	45	141	164	45	123	141	172	204	45	123	141	172	204	45
U(100x40)	136	148	66	209	238	66	183	204	254	297	66	183	204	254	297	66
U(127x40)	190	203	89	293	328	89	255	281	356	412	89	255	281	356	412	89
U(150x40)	242	256	110	372	414	110	324	355	452	521	110	324	355	452	521	110
U(200x40)	370	386	157	569	630	157	497	538	692	794	157	497	538	692	794	157
U(250x40)	521	540	204	801	884	204	699	754	974	1117	204	699	754	974	1117	204

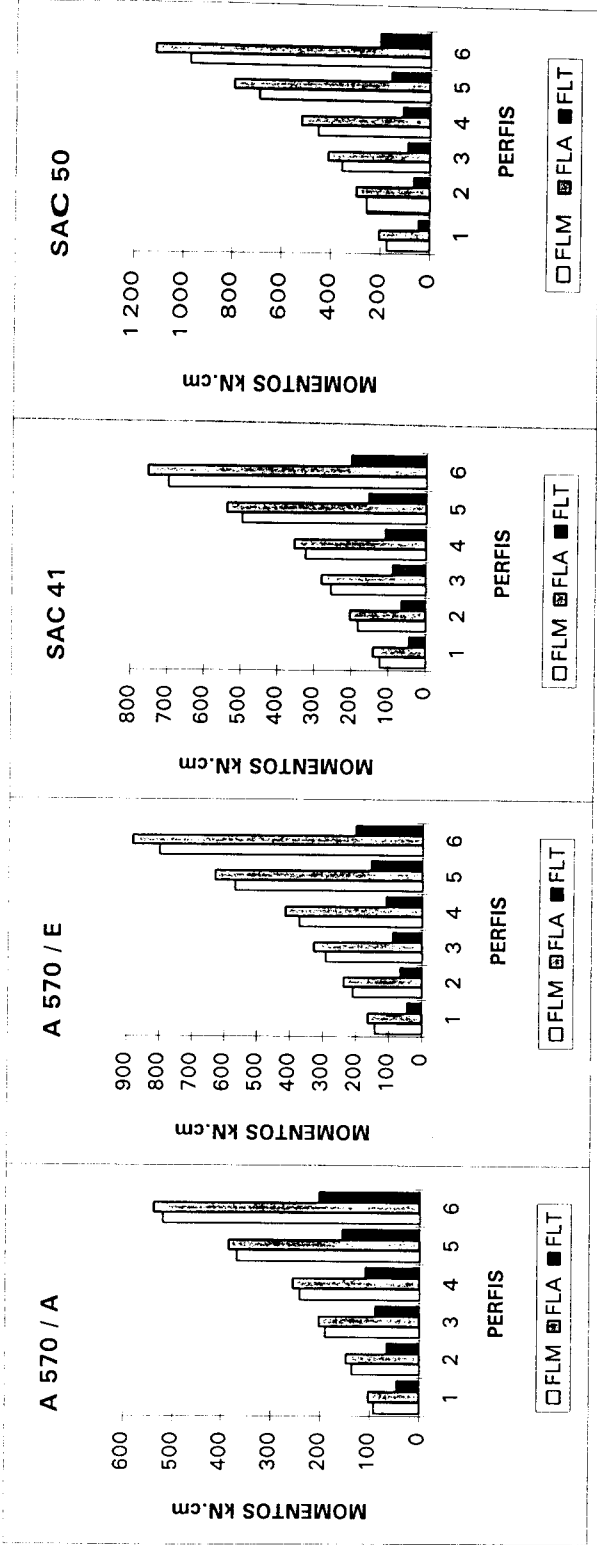


TABELA 15

VALORES ADMISSÍVEIS DOS MOMENTOS PARA FLM, FLA e FLT em kN.cm

	TIPOS DE AÇO															
	A 570 / A				A 570 / E				SAC 41				SAC 50			
	FLM	FLA	FLT		FLM	FLA	FLT		FLM	FLA	FLT		FLM	FLA	FLT	
Lb = 250 esp = 3.04																
	Fy = 172 MPa Fu = 310MPa				Fy = 290 MPa Fu = 400 MPa				Fy = 245 MPa Fu = 400 MPa				Fy = 373MPa Fu = 500 MPa			
U(75x40)	103	117	50		166	192	50		144	165	50		205	241	50	
U(100x40)	153	168	74		248	277	74		215	238	74		305	349	74	
U(127x40)	215	231	101		348	382	101		302	327	101		428	481	101	
U(150x40)	273	290	124		443	482	124		384	411	124		544	608	124	
U(200x40)	419	439	176		680	730	176		590	623	176		836	924	176	
U(250x40)	592	614	230		960	1022	230		832	871	230		1180	1297	230	

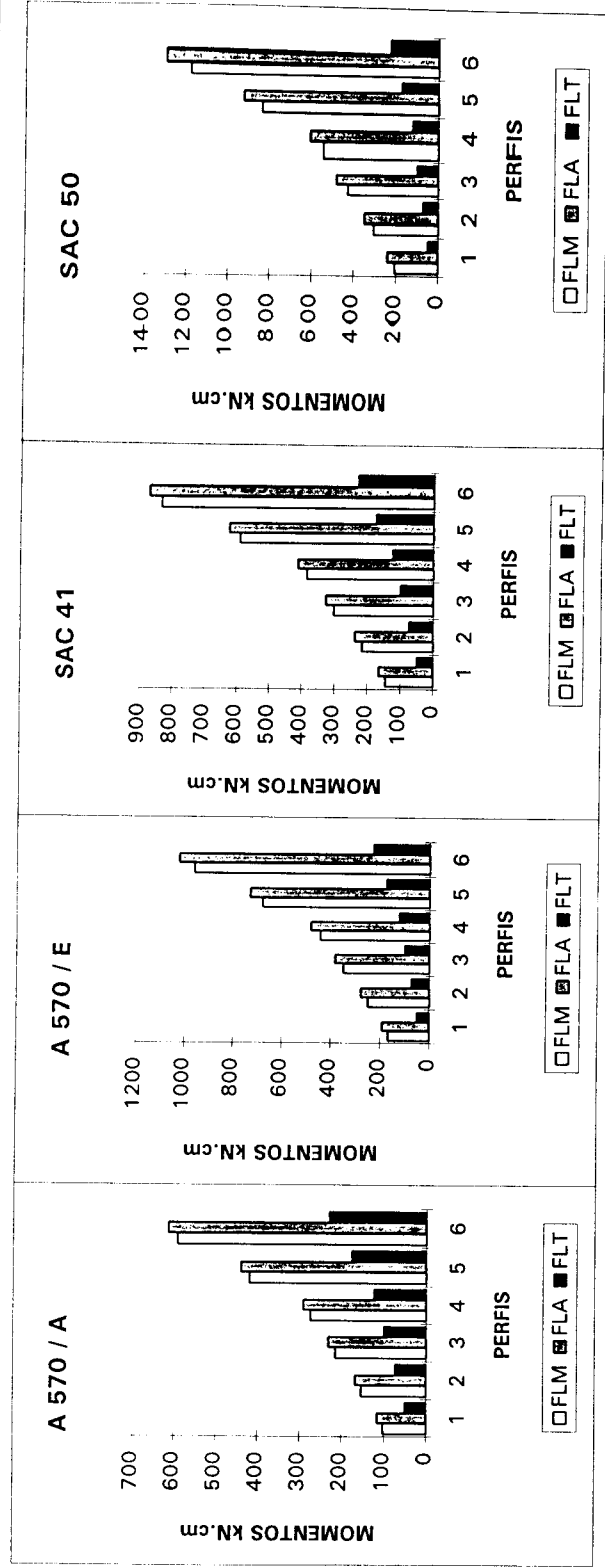


TABELA 16

VALORES ADMISSÍVEIS DOS MOMENTOS PARA FLM, FLA e FLT em kN.cm

	TIPOS DE AÇO														
	A 570 / A			A 570 / E			SAC 41			SAC 50					
	FLM	FLA	FLT	FLM	FLA	FLT	FLM	FLA	FLT	FLM	FLA	FLT			
Lb = 250 esp = 3.8															
	Fy = 172 MPa Fu = 310 MPa			Fy = 290 MPa Fu = 400 MPa			Fy = 245 MPa Fu = 400 MPa			Fy = 373 MPa Fu = 500 MPa					
U(75x40)	122	142	61	205	240	61	173	203	61	264	309	61			
U(100x40)	183	206	89	308	347	89	260	293	89	397	446	89			
U(127x40)	259	283	122	436	478	122	368	404	122	561	615	122			
U(150x40)	330	357	150	557	602	150	471	509	150	717	774	150			
U(200x40)	511	541	214	861	913	214	728	771	214	1108	1174	214			
U(250x40)	724	758	279	1221	1278	279	1031	1080	279	1570	1644	279			

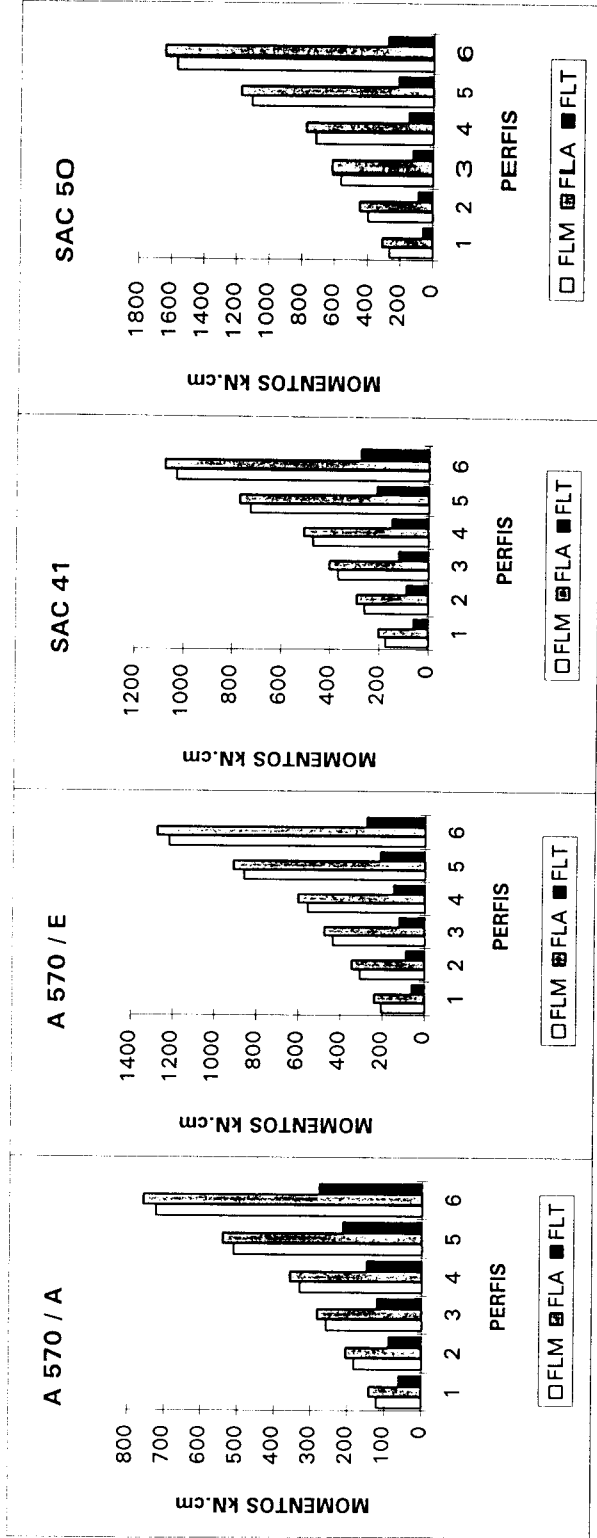


TABELA 17

VALORES ADMISSÍVEIS DOS MOMENTOS PARA FLM, FLA e FLT em kN.cm

Lb = 250 esp = 4.25	TIPOS DE AÇO											
	A 570 / A			A 570 / E			SAC 41			SAC 50		
	FLM	FLA	FLT	FLM	FLA	FLT	FLM	FLA	FLT	FLM	FLA	FLT
U(75x40)	131	157	67	222	265	67	187	224	67	285	341	67
U(100x40)	199	227	98	336	383	98	284	324	98	432	493	98
U(127x40)	283	313	134	477	528	134	403	446	134	613	680	134
U(150x40)	362	395	165	611	666	165	516	563	165	786	857	165
U(200x40)	562	600	235	948	1012	235	801	855	235	1219	1301	235
U(250x40)	799	842	306	1347	1419	306	1138	1199	306	1733	1825	306

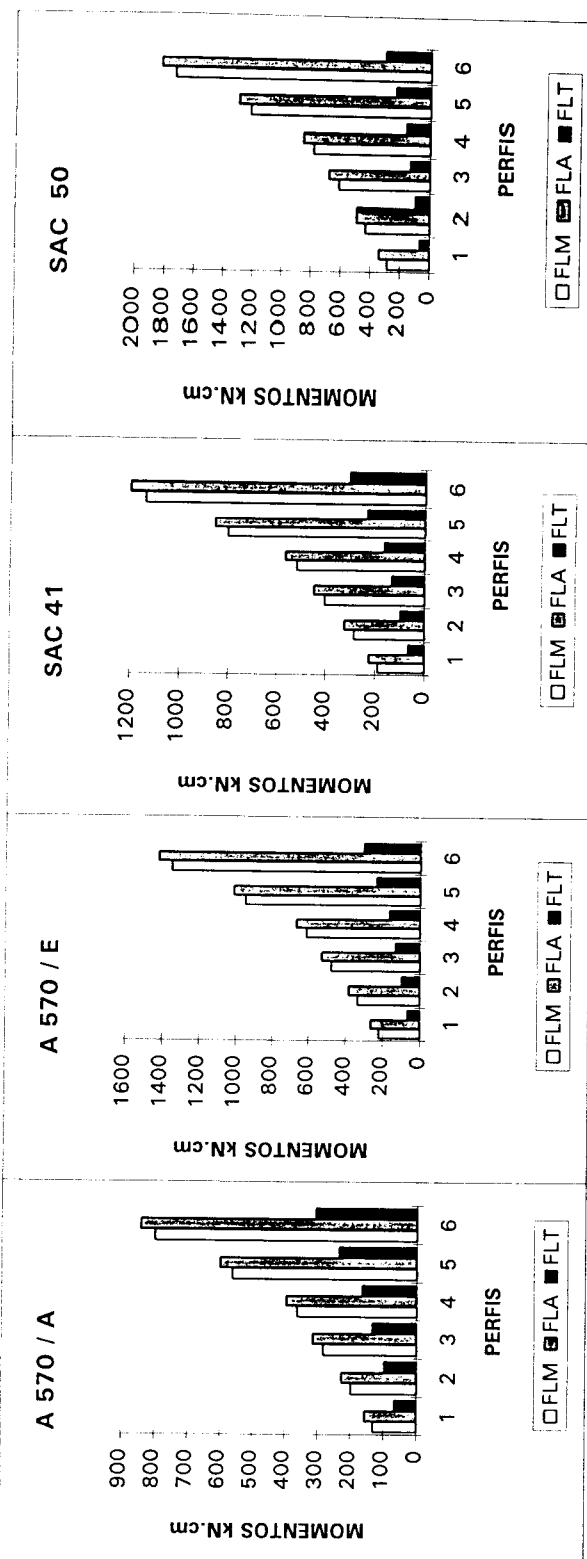


TABELA 18

VALORES ADMISSÍVEIS DOS MOMENTOS PARA FLM, FLA e FLT em kN.cm

Lb = 250 esp = 4.8	TIPOS DE AÇO											
	A 570 / A			A 570 / E			SAC 41			SAC 50		
	FLM	FLA	FLT	FLM	FLA	FLT	FLM	FLA	FLT	FLM	FLA	FLT
U(75x40)	142	174	73	240	294	73	202	248	73	308	378	73
U(100x40)	217	252	108	366	425	108	309	359	108	471	547	108
U(127x40)	310	349	147	523	588	147	442	497	147	673	756	147
U(150x40)	399	440	182	673	743	182	568	627	182	865	955	182
U(200x40)	623	670	259	1050	1130	259	887	955	259	1350	1453	259
U(250x40)	888	941	338	1497	1587	338	1264	1341	338	1925	2041	338

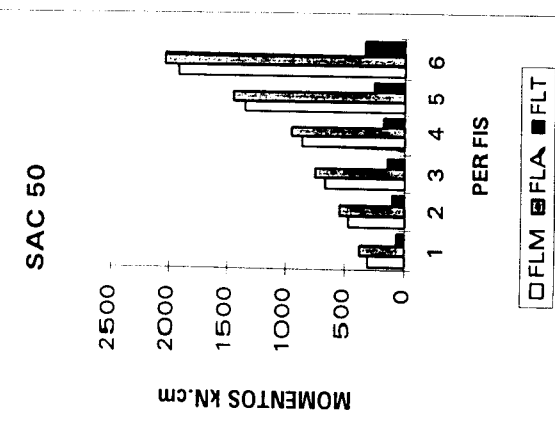
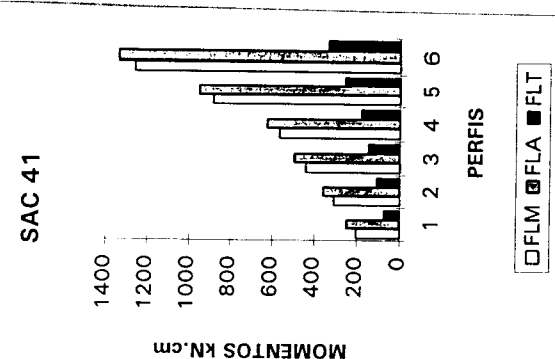
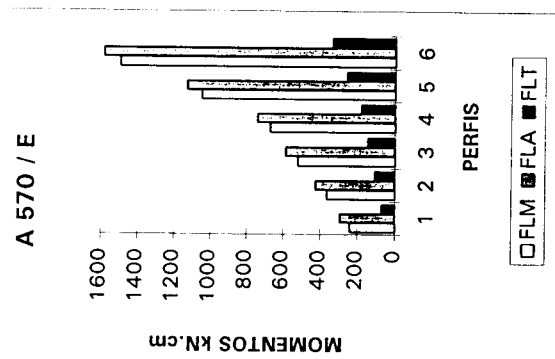
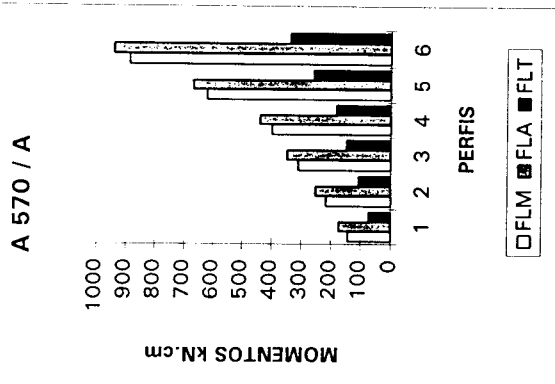


TABELA 19

VALORES ADMISSÍVEIS DOS MOMENTOS PARA FLM, FLA e FLT em kN.cm

Lb = 167 esp = 1,9	TIPOS DE AÇO															
	A 570 / A				A 570 / E				SAC 41				SAC 50			
	FLM	FLA	FLT		FLM	FLA	FLT		FLM	FLA	FLT		FLM	FLA	FLT	
U(75x50)	72	82	77		75	105	112		75	97	100		75	120	127	
U(100x50)	104	117	112		109	155	163		109	142	146		109	180	186	
U(127x50)	143	160	153		149	218	223		149	197	199		149	255	254	
U(150x50)	179	200	191		187	277	278		187	250	249		187	328	316	
U(200x50)	268	300	284		281	428	408		281	381	368		281	514	461	
U(250x50)	371	416	388		389	606	551		389	536	499		389	735	616	

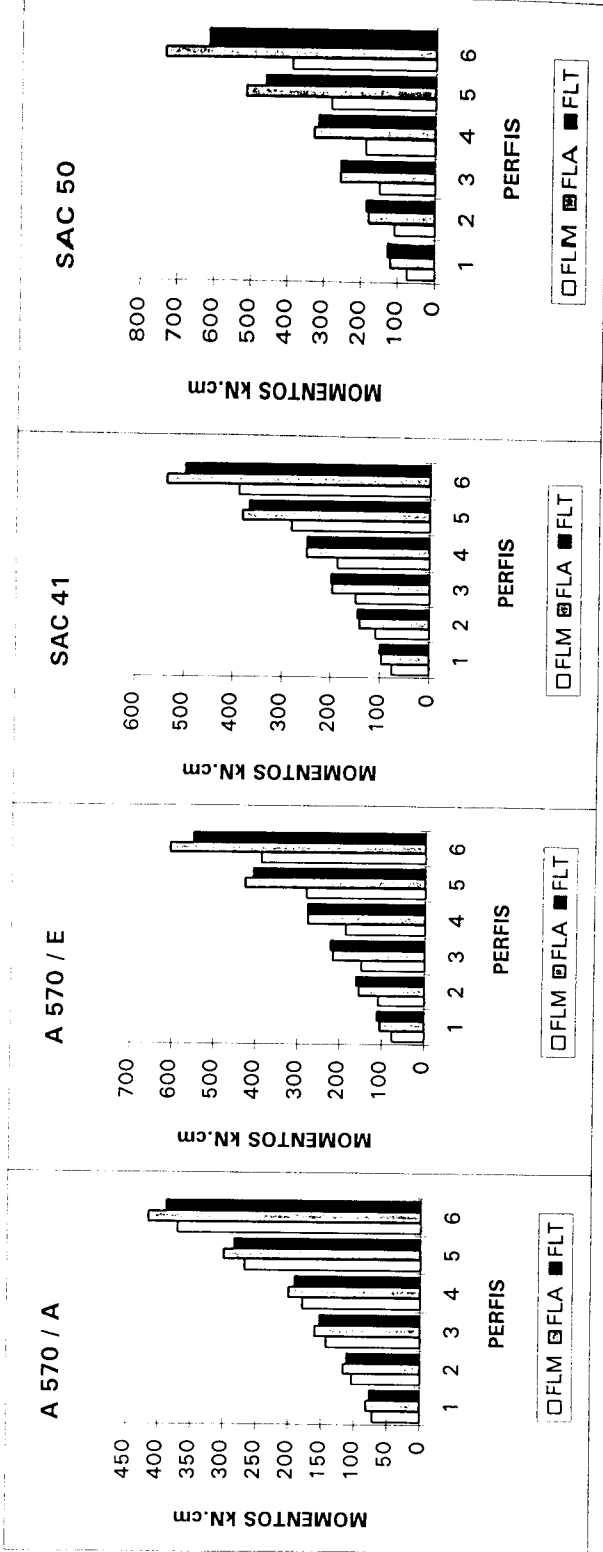


TABELA 20

VALORES ADMISSÍVEIS DOS MOMENTOS PARA FLM, FLA e FLT em kN.cm

Lb = 167 esp = 2,66	TIPOS DE AÇO															
	A 570 / A				A 570 / E				SAC 41				SAC 50			
	FLM	FLA	FLT		FLM	FLA	FLT		FLM	FLA	FLT		FLM	FLA	FLT	
U(75x50)	106	120	103	151	182	150	133	159	178	135	172	178	223	172		
U(100x50)	155	171	151	220	263	220	195	228	260	197	252	260	323	252		
U(127x50)	214	233	208	303	360	303	269	312	359	271	346	359	446	346		
U(150x50)	269	291	261	382	453	379	338	391	452	340	432	452	562	432		
U(200x50)	404	433	389	574	682	558	509	587	680	503	631	680	850	631		
U(250x50)	562	598	533	798	950	756	707	815	945	685	844	945	1189	844		

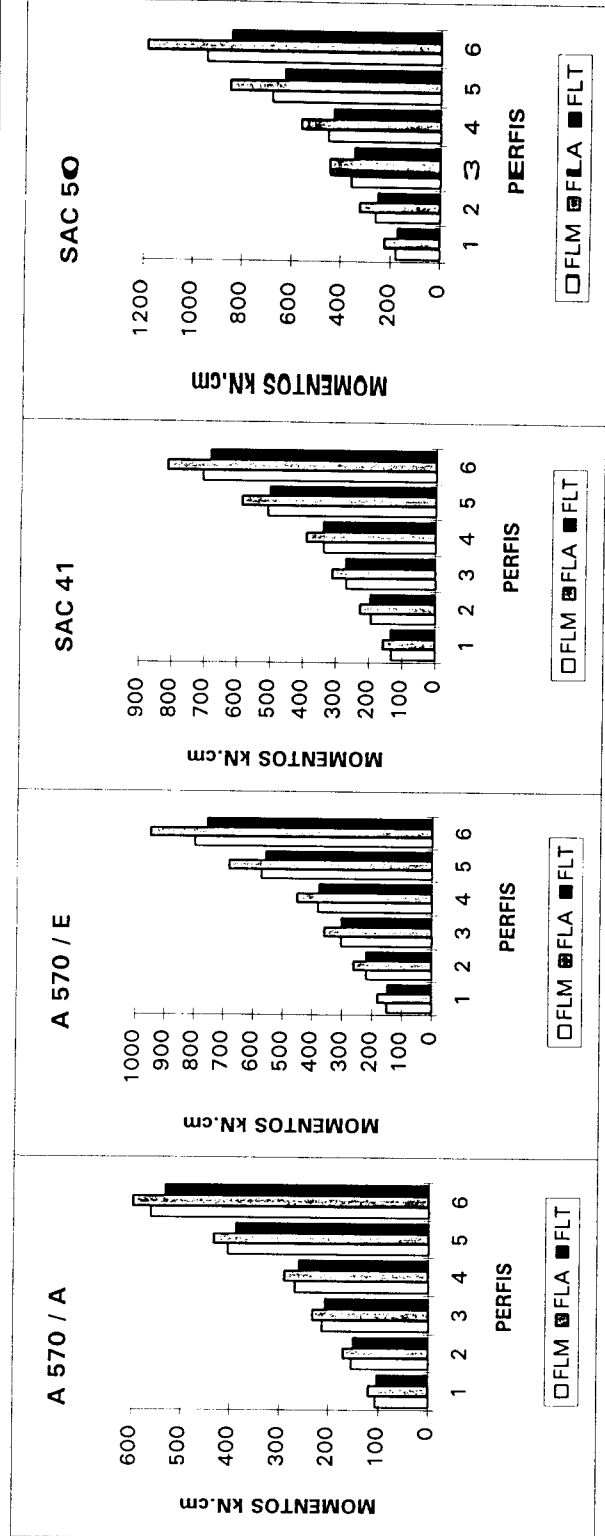


TABELA 21

VALORES ADMISSÍVEIS DOS MOMENTOS PARA FLM, FLA e FLT em kN.cm

Lb = 167 esp = 3,04	TIPOS DE AÇO															
	A 570 / A				A 570 / E				SAC 41				SAC 50			
	FLM	FLA	FLT		FLM	FLA	FLT		FLM	FLA	FLT		FLM	FLA	FLT	
U(75x50)	122	139	115		182	218	168		160	188	151		219	269	193	
U(100x50)	179	198	169		267	312	247		234	269	221		322	387	284	
U(127x50)	247	269	234		370	426	341		324	367	305		445	531	390	
U(150x50)	311	335	294		466	534	427		409	459	383		561	666	487	
U(200x50)	470	498	439		703	800	631		617	686	568		847	1003	712	
U(250x50)	654	688	603		979	1111	855		858	951	774		1179	1397	954	

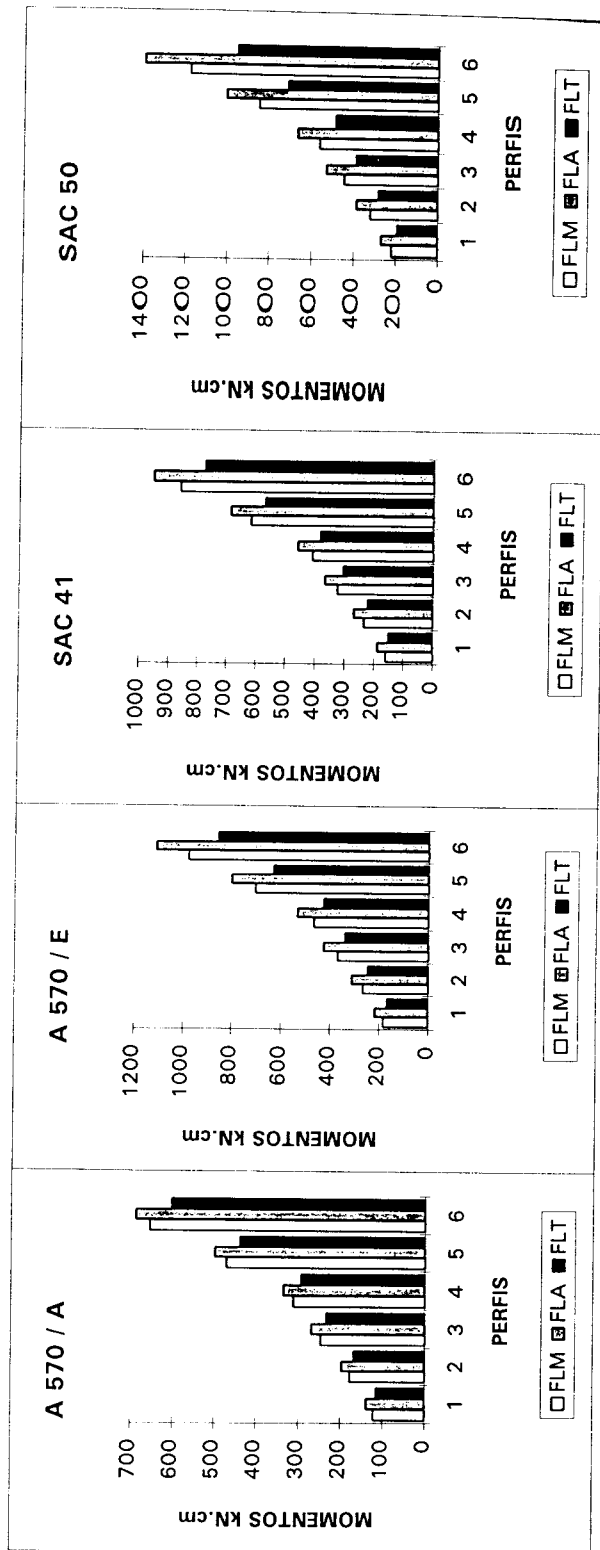


TABELA 22

VALORES ADMISSÍVEIS DOS MOMENTOS PARA FLM, FLA e FLT em kN.cm

Lb = 167 esp = 3.8	TIPOS DE AÇO											
	A 570 / A			A 570 / E			SAC 41			SAC 50		
	FLM	FLA	FLT	FLM	FLA	FLT	FLM	FLA	FLT	FLM	FLA	FLT
U(75x50)	148	174	138	240	285	202	208	245	181	295	357	232
U(100x50)	219	247	204	355	407	299	308	349	267	437	510	343
U(127x50)	305	335	284	495	553	414	429	474	370	609	695	474
U(150x50)	386	418	357	626	691	519	543	591	465	770	870	592
U(200x50)	586	621	536	951	1031	770	824	880	693	1169	1302	869
U(250x50)	819	858	738	1328	1426	1046	1152	1216	948	1633	1804	1165

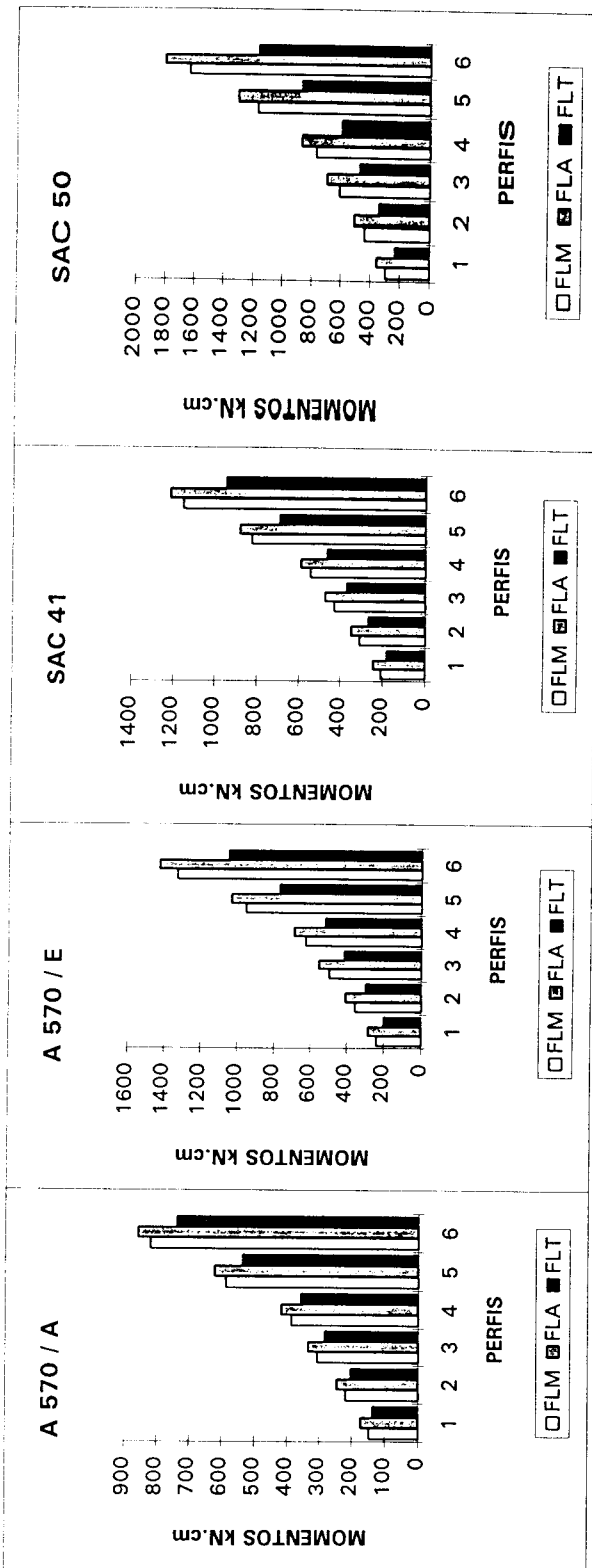


TABELA 23

VALORES ADMISSÍVEIS DOS MOMENTOS PARA FLM, FLA e FLT em kN.cm

Lb = 167 esp = 4.25	TIPOS DE AÇO											
	A 570 / A			A 570 / E			SAC 41			SAC 50		
	FLM	FLA	FLT	FLM	FLA	FLT	FLM	FLA	FLT	FLM	FLA	FLT
U(75x50)	161	192	150	271	324	220	229	274	197	336	407	253
U(100x50)	239	273	223	404	461	327	341	389	292	500	580	376
U(127x50)	335	371	311	565	626	454	477	529	406	700	790	520
U(150x50)	424	463	393	717	781	571	605	660	512	887	987	652
U(200x50)	646	690	591	1091	1164	849	921	983	765	1351	1474	958
U(250x50)	905	953	815	1528	1608	1155	1289	1358	1046	1892	2040	1286

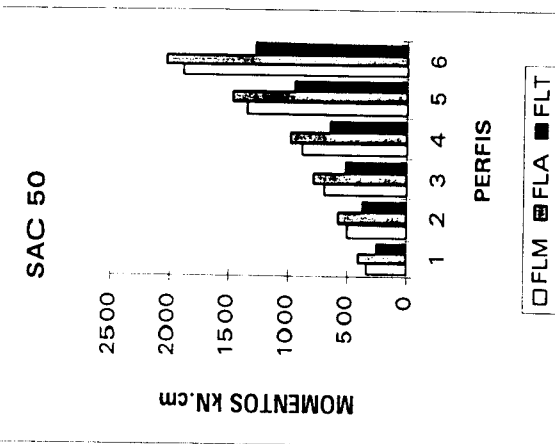
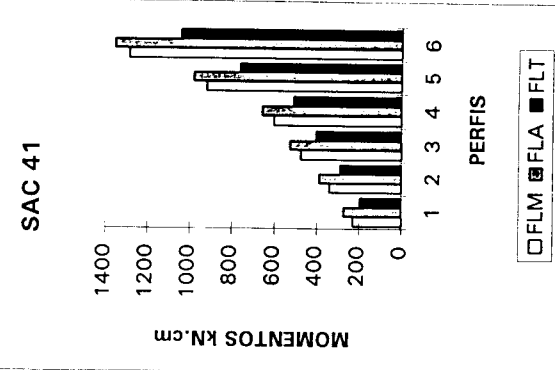
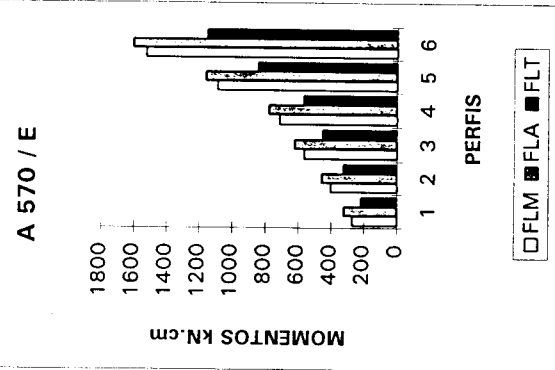
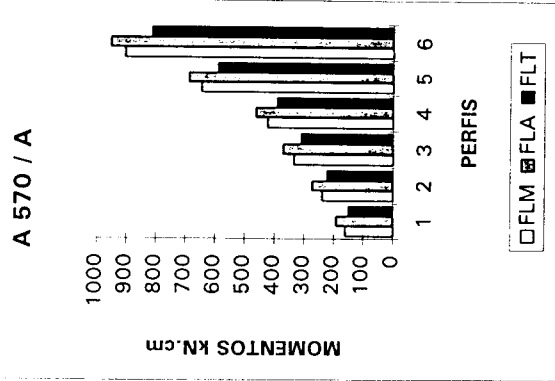


TABELA 24

VALORES ADMISSÍVEIS DOS MOMENTOS PARA FLM, FLA e FLT em kN.cm

Lb = 167 esp = 4,8	TIPOS DE AÇO											
	A 570 / A			A 570 / E			SAC 41			SAC 50		
	FLM	FLA	FLT	FLM	FLA	FLT	FLM	FLA	FLT	FLM	FLA	FLT
U(75x50)	175	214	164	294	361	241	249	305	215	379	464	278
U(100x50)	262	305	245	442	513	359	373	434	321	568	660	414
U(127x50)	368	414	343	621	698	501	525	590	448	799	898	575
U(150x50)	469	517	434	790	872	631	668	737	566	1016	1122	721
U(200x50)	717	772	655	1209	1301	941	1021	1099	848	1555	1674	1063
U(250x50)	1007	1068	907	1698	1800	1283	1434	1521	1163	2183	2315	1428

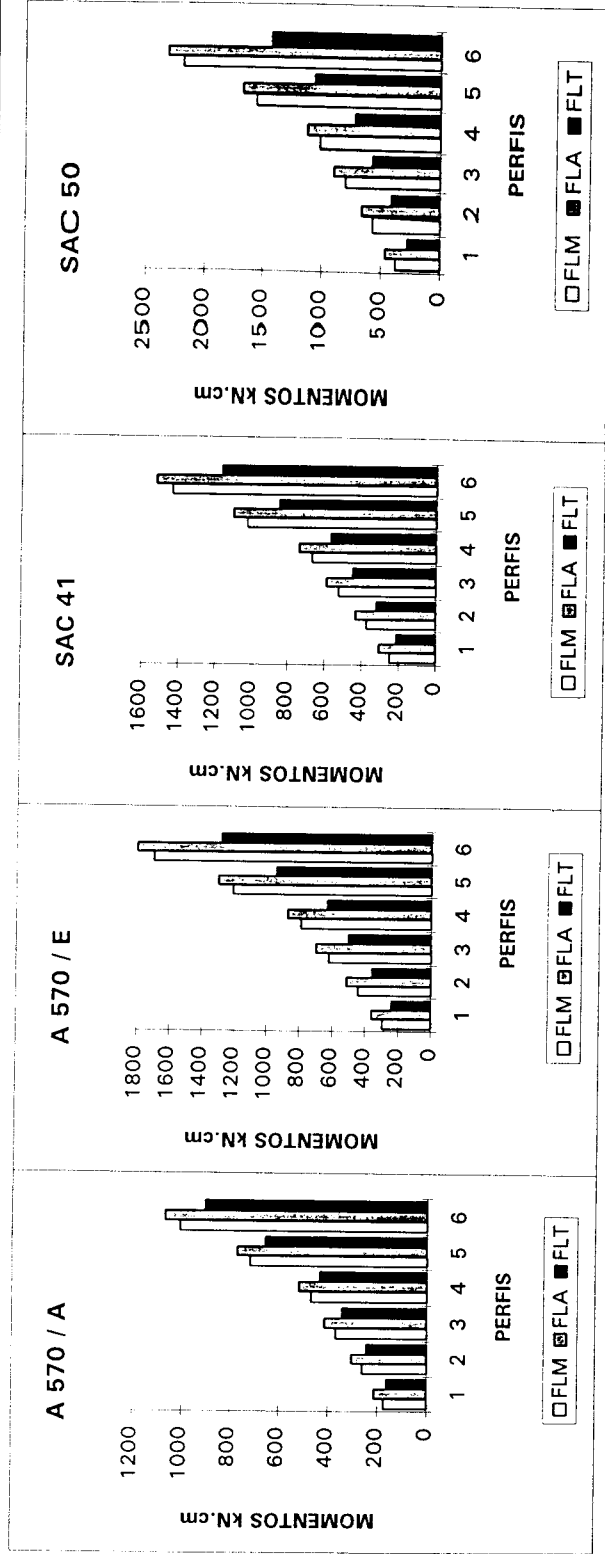


TABELA 25

VALORES ADMISSÍVEIS DOS MOMENTOS PARA FLM, FLA e FLT em kN.cm

Lb = 200 esp = 1.9	TIPOS DE AÇO															
	A 570 / A				A 570 / E				SAC 41				SAC 50			
	FLM	FLA	FLT		FLM	FLA	FLT		FLM	FLA	FLT		FLM	FLA	FLT	
U(75x50)	72	82	70		75	105	92		75	97	86		75	120	96	
U(100x50)	104	117	102		109	155	135		109	142	126		109	180	141	
U(127x50)	143	160	140		149	218	185		149	197	172		149	255	192	
U(150x50)	179	200	174		187	277	230		187	250	215		187	328	237	
U(200x50)	268	300	257		281	428	333		281	381	314		281	514	340	
U(250x50)	371	416	350		389	606	441		389	536	421		389	735	445	

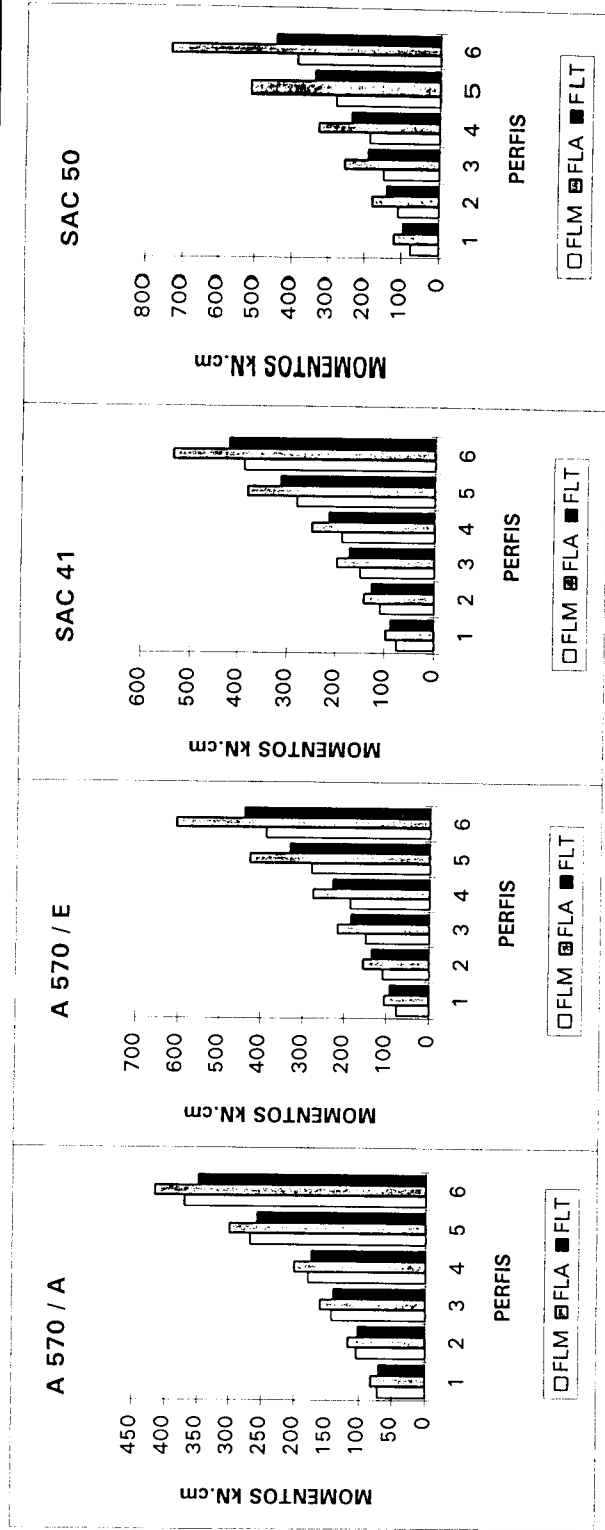


TABELA 26

VALORES ADMISSÍVEIS DOS MOMENTOS PARA FLM, FLA e FLT em kN.cm

Lb = 200 esp = 2.66	TIPOS DE AÇO											
	A 570 / A			A 570 / E			SAC 41			SAC 50		
	FLM	FLA	FLT	FLM	FLA	FLT	FLM	FLA	FLT	FLM	FLA	FLT
U(75x50)	106	120	94	151	182	125	133	159	117	178	223	130
U(100x50)	155	171	138	220	263	183	195	228	171	260	323	192
U(127x50)	214	233	190	303	360	252	269	312	235	359	446	262
U(150x50)	269	291	238	382	453	313	338	391	293	452	562	324
U(200x50)	404	433	352	574	682	455	509	587	429	680	850	465
U(250x50)	562	598	479	798	950	604	707	815	576	945	1189	609

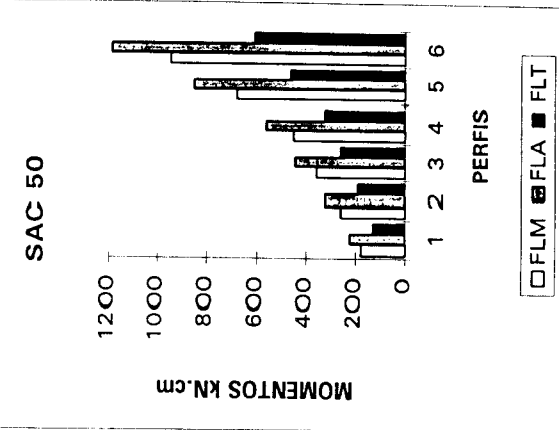
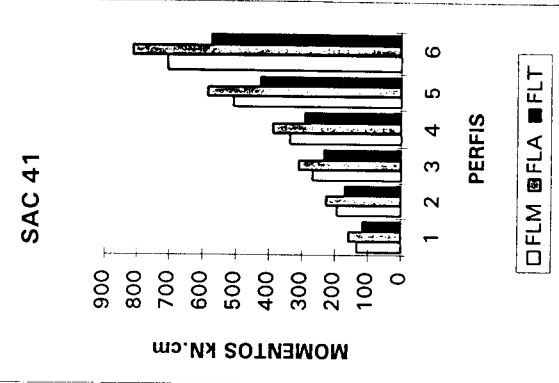
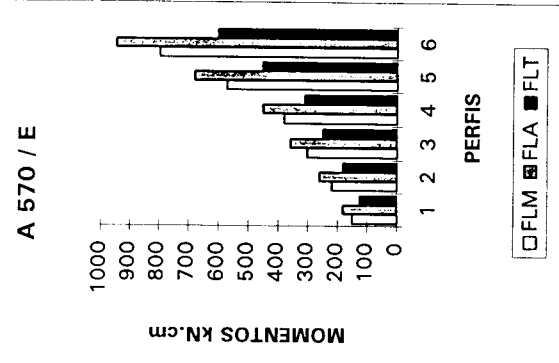
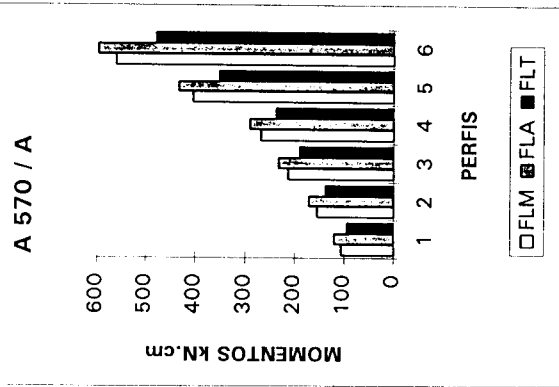


TABELA 27

VALORES ADMISSÍVEIS DOS MOMENTOS PARA FLM, FLA e FLT em kN.cm

Lb = 200 esp = 3,04	TIPOS DE AÇO															
	A 570 / A				A 570 / E				SAC 41				SAC 50			
	FLM	FLA	FLT		FLM	FLA	FLT		FLM	FLA	FLT		FLM	FLA	FLT	
U(75x50)	122	139	106	182	218	140		160	188	131		219	269	147		
U(100x50)	179	198	155	267	312	207		234	269	192		322	387	216		
U(127x50)	247	269	214	370	426	284		324	367	264		445	531	295		
U(150x50)	311	335	268	466	534	353		409	459	330		561	666	366		
U(200x50)	470	498	398	703	800	514		617	686	485		847	1003	525		
U(250x50)	654	688	542	979	1111	683		858	951	651		1179	1397	688		

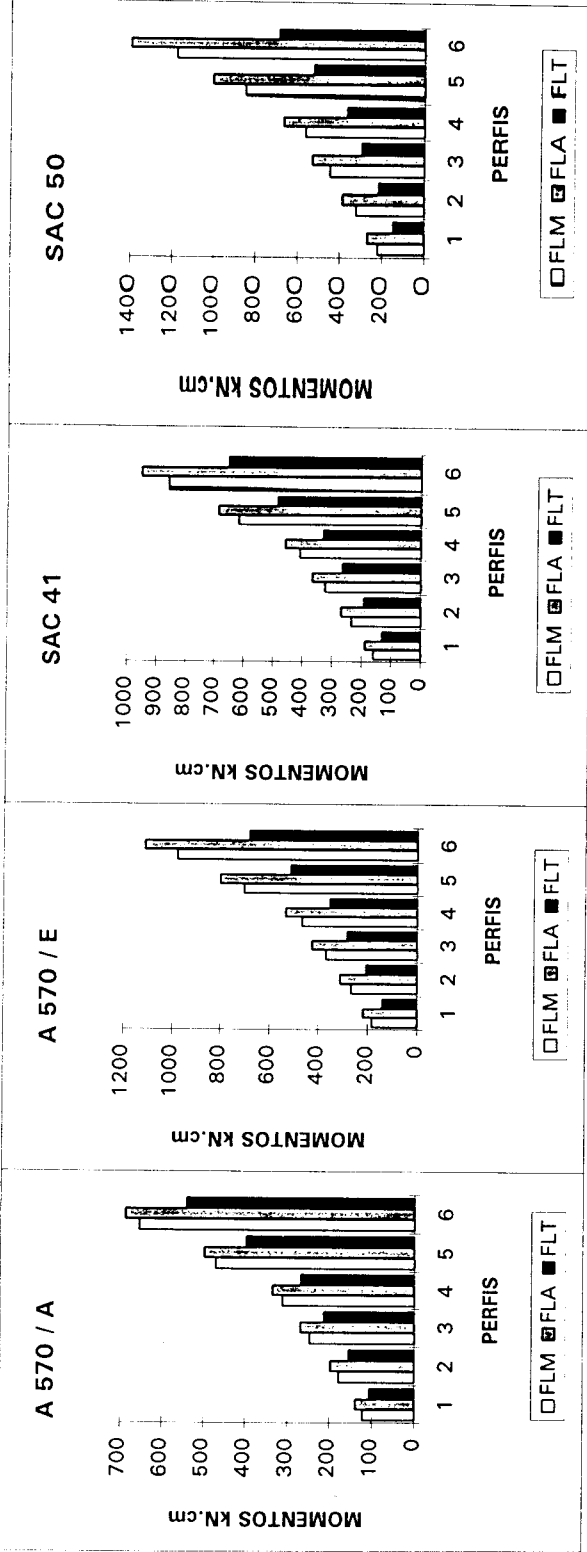


TABELA 28

VALORES ADMISSÍVEIS DOS MOMENTOS PARA FLM, FLA e FLT em kN.cm

Lb = 200 esp = 3.8	TIPOS DE AÇO											
	A 570 / A			A 570 / E			SAC 41			SAC 50		
	FLM	FLA	FLT	FLM	FLA	FLT	FLM	FLA	FLT	FLM	FLA	FLT
U(75x50)	148	174	126	240	285	169	208	245	157	295	357	178
U(100x50)	219	247	187	355	407	250	308	349	232	437	510	263
U(127x50)	305	335	259	495	553	345	429	474	321	609	695	360
U(150x50)	386	418	326	626	691	430	543	591	402	770	870	446
U(200x50)	586	621	486	951	1031	627	824	880	592	1169	1302	640
U(250x50)	819	858	664	1328	1426	834	1152	1216	796	1633	1804	840

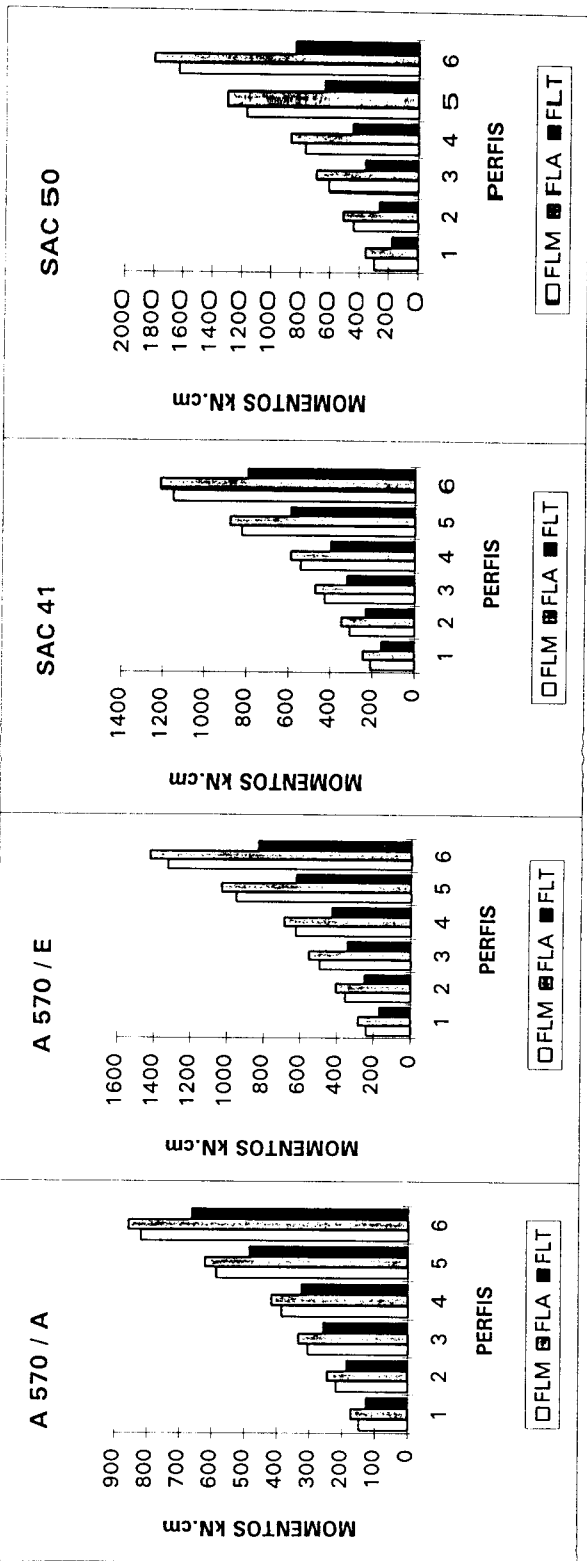


TABELA 29

VALORES ADMISSÍVEIS DOS MOMENTOS PARA FLM, FLA e FLT em kN.cm

Lb = 200 esp = 4.25	TIPOS DE AÇO											
	A 570 / A			A 570 / E			SAC 41			SAC 50		
	FLM	FLA	FLT	FLM	FLA	FLT	FLM	FLA	FLT	FLM	FLA	FLT
U(75x50)	176	192	167	297	324	248	251	274	221	368	407	289
U(100x50)	270	273	255	456	461	379	385	389	337	565	580	440
U(127x50)	384	371	362	649	626	535	548	529	476	804	790	620
U(150x50)	491	463	461	829	781	679	699	660	605	1026	987	784
U(200x50)	750	690	698	1266	1164	1021	1069	983	913	1588	1474	1171
U(250x50)	1047	953	965	1768	1608	1399	1492	1358	1256	2189	2040	1592

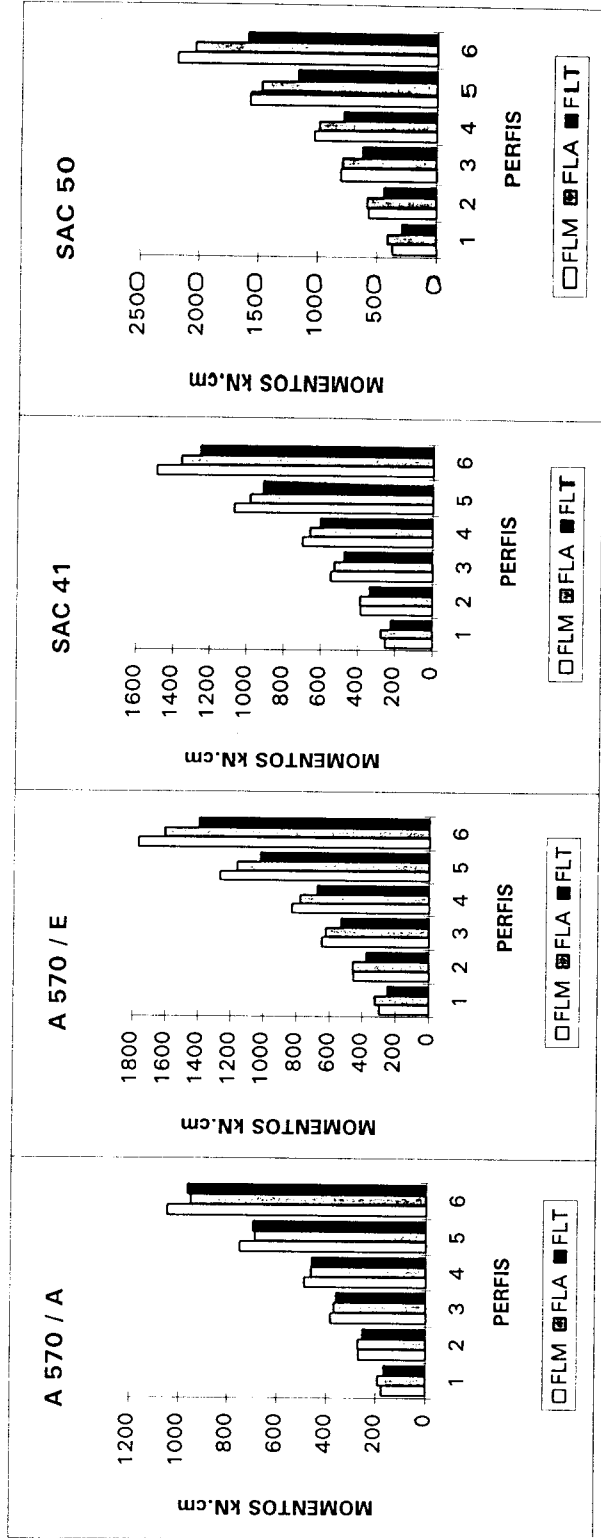


TABELA 30

VALORES ADMISSÍVEIS DOS MOMENTOS PARA FLM, FLA e FLT em kN.cm

Lb = 200 esp = 4.8	TIPOS DE AÇO											
	A 570 / A			A 570 / E			SAC 41			SAC 50		
	FLM	FLA	FLT	FLM	FLA	FLT	FLM	FLA	FLT	FLM	FLA	FLT
U(75x50)	175	214	150	294	361	203	249	305	188	379	464	215
U(100x50)	262	305	225	442	513	302	373	434	280	568	660	320
U(127x50)	368	414	314	621	698	419	525	590	389	799	898	439
U(150x50)	469	517	396	790	872	524	668	737	489	1016	1122	545
U(200x50)	717	772	594	1209	1301	767	1021	1099	723	1555	1674	783
U(250x50)	1007	1068	814	1698	1800	1021	1434	1521	976	2183	2315	1028

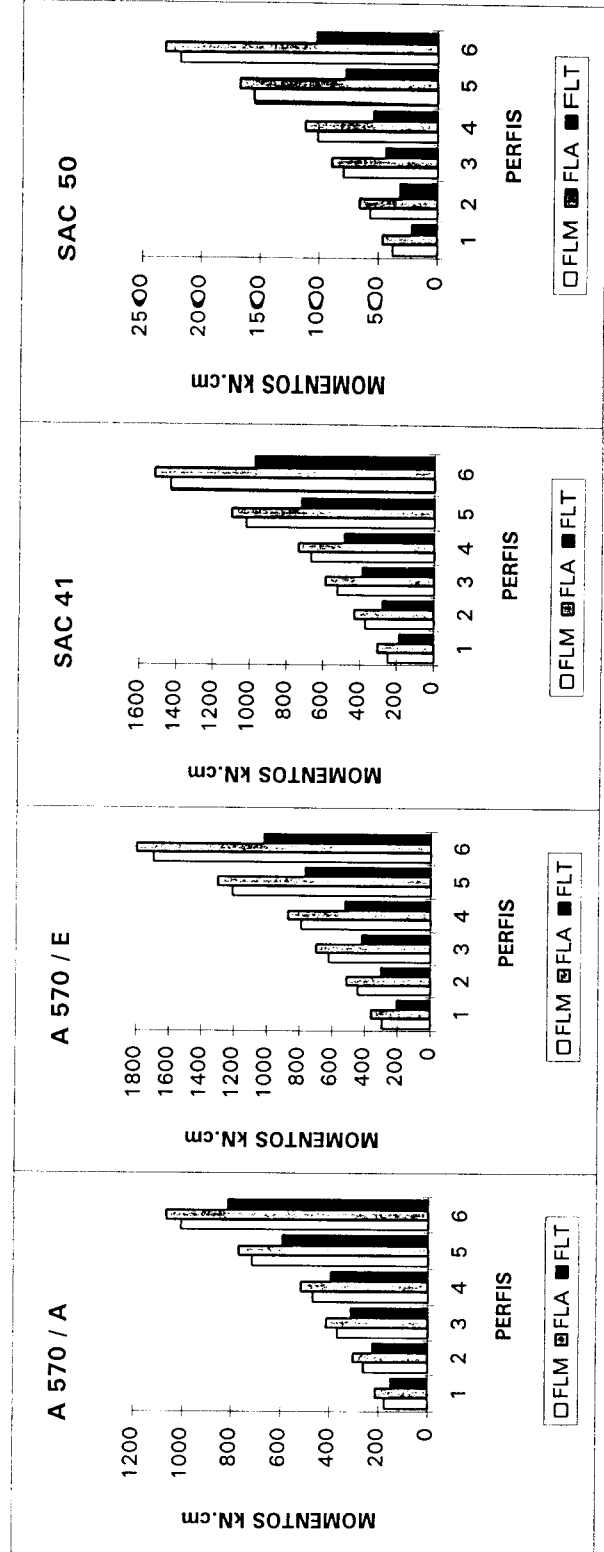


TABELA 31

VALORES ADMISSÍVEIS DOS MOMENTOS PARA FLM, FLA e FLT em kN.cm

Lb = 250 esp = 1.9	TIPOS DE AÇO											
	A 570 / A			A 570 / E			SAC 41			SAC 50		
	FLM	FLA	FLT	FLM	FLA	FLT	FLM	FLA	FLT	FLM	FLA	FLT
U(75x50)	72	82	58	75	105	61	75	97	61	75	120	61
U(100x50)	104	117	84	109	155	90	109	142	90	109	180	90
U(127x50)	143	160	115	149	218	123	149	197	123	149	255	123
U(150x50)	179	200	143	187	277	152	187	250	152	187	328	152
U(200x50)	268	300	208	281	428	218	281	381	218	281	514	218
U(250x50)	371	416	278	389	606	285	389	536	285	389	735	285

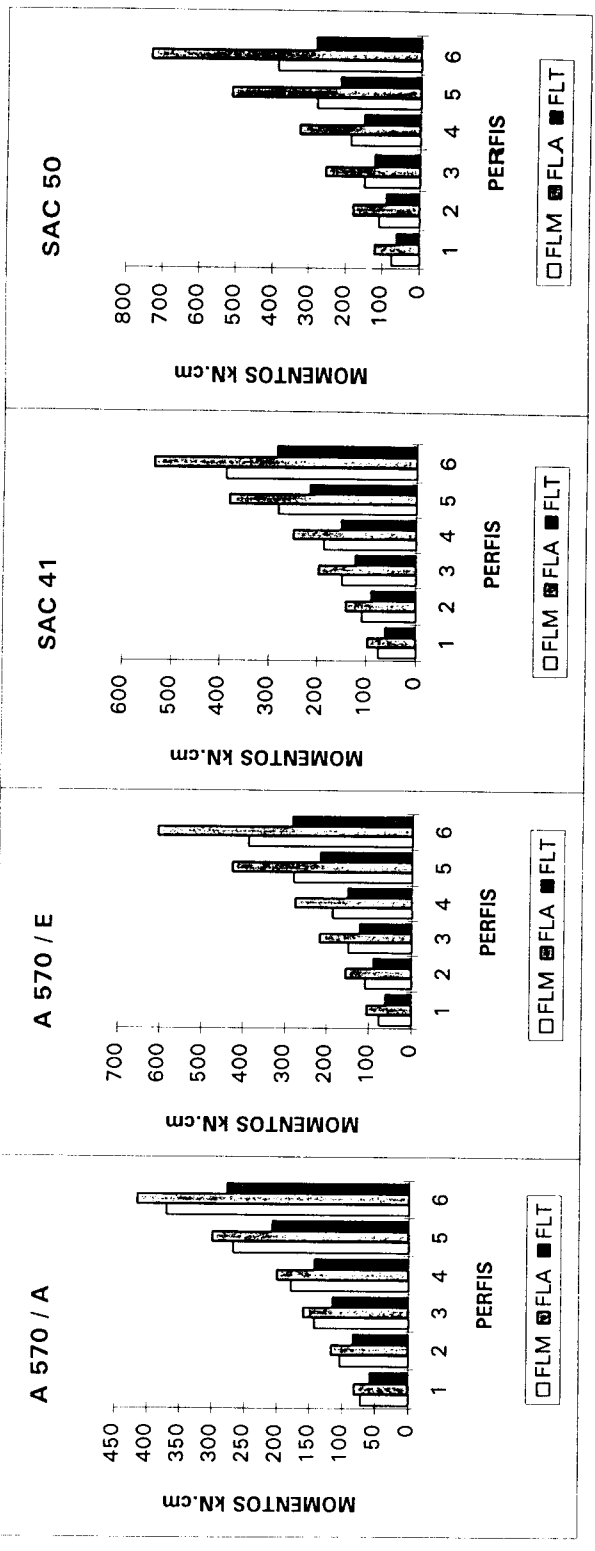


TABELA 32

VALORES ADMISSÍVEIS DOS MOMENTOS PARA FLM, FLA e FLT em kN.cm

Lb = 250 esp = 2.66	TIPOS DE AÇO															
	A 570 / A				A 570 / E				SAC 41				SAC 50			
	FLM	FLA	FLT	Fu = 310MPa	FLM	FLA	FLT	Fu = 400 MPa	FLM	FLA	FLT	Fu = 400 MPa	FLM	FLA	FLT	Fu = 500 MPa
U(75x50)	106	120	78	151	182	83	133	159	83	178	83	159	178	223	83	373MPa
U(100x50)	155	171	114	220	263	123	195	228	123	260	123	195	228	323	123	373MPa
U(127x50)	214	233	157	303	360	168	269	312	168	359	168	269	312	446	168	373MPa
U(150x50)	269	291	195	382	453	208	338	391	208	452	208	338	391	562	208	373MPa
U(200x50)	404	433	285	574	682	297	509	587	297	680	297	509	587	850	297	373MPa
U(250x50)	562	598	380	798	950	390	707	815	390	945	390	707	815	1189	390	373MPa

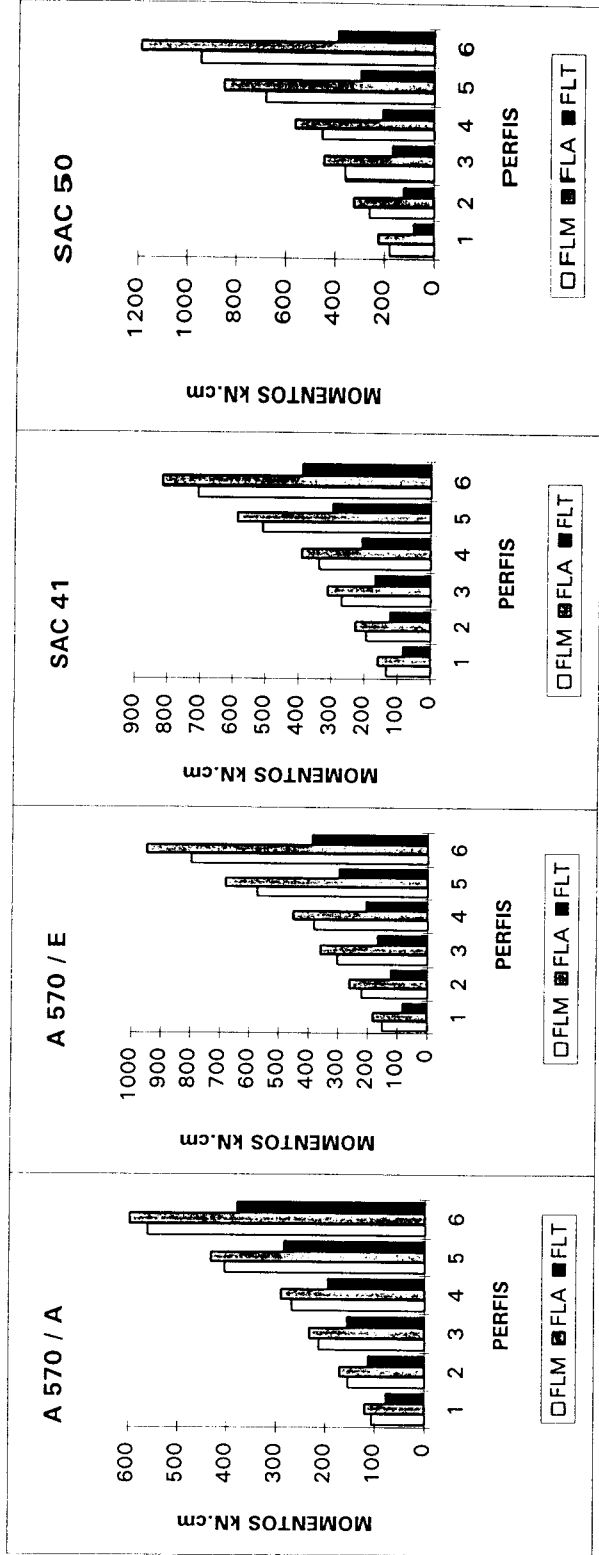


TABELA 33

VALORES ADMISSÍVEIS DOS MOMENTOS PARA FLM, FLA e FLT em kN.cm

Lb = 250 esp = 3.04	TIPOS DE AÇO											
	A 570 / A			A 570 / E			SAC 41			SAC 50		
	FLM	FLA	FLT	FLM	FLA	FLT	FLM	FLA	FLT	FLM	FLA	FLT
U(75x50)	122	139	87	182	218	94	160	188	94	219	269	94
U(100x50)	179	198	128	267	312	138	234	269	138	322	387	138
U(127x50)	247	269	176	370	426	189	324	367	189	445	531	189
U(150x50)	311	335	220	466	534	234	409	459	234	561	666	234
U(200x50)	470	498	322	703	800	336	617	686	336	847	1 003	336
U(250x50)	654	688	430	979	1111	440	858	951	440	1 179	1 397	440

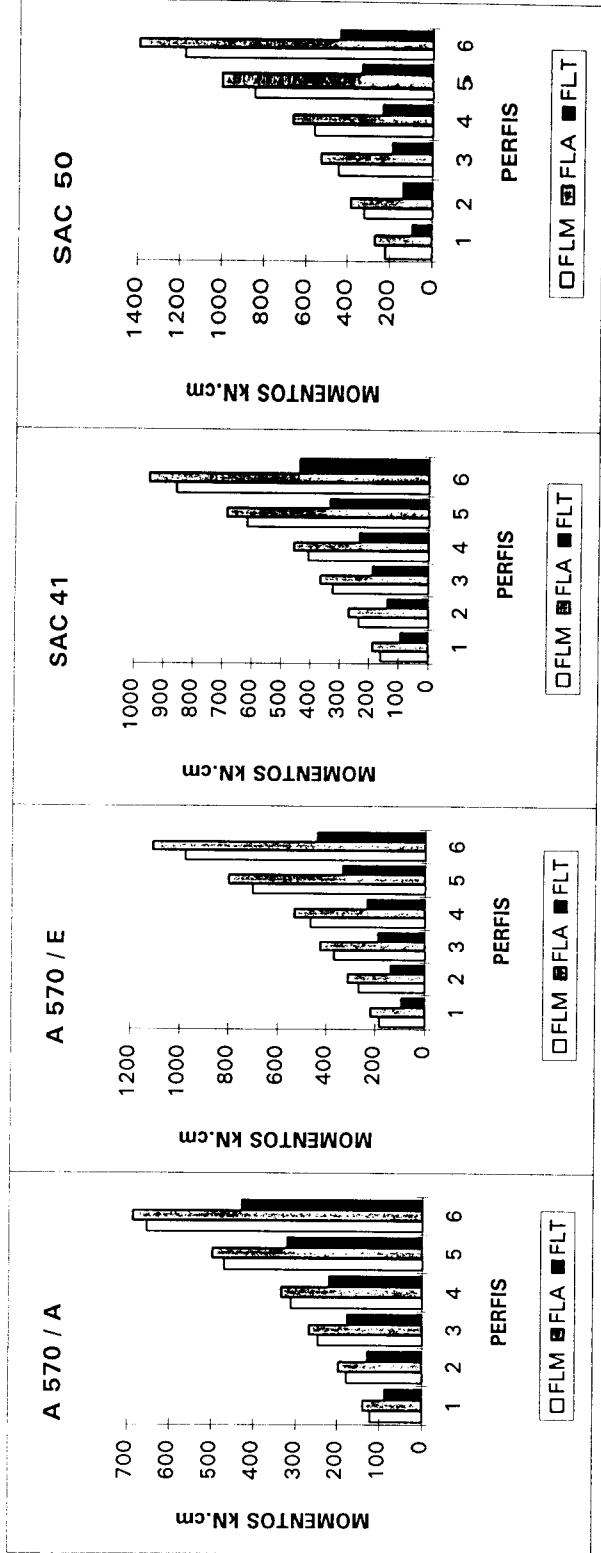
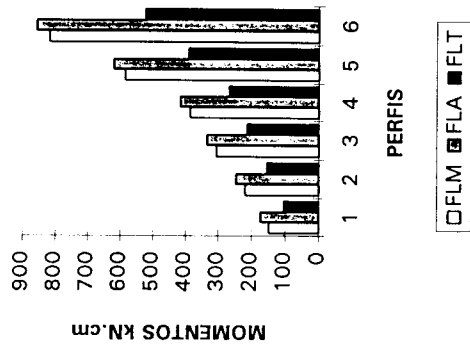


TABELA 34

VALORES ADMISSÍVEIS DOS MOMENTOS PARA FLM, FLA e FLT em kN.cm

Lb = 250 esp = 3.8	TIPOS DE AÇO											
	A 570 / A			A 570 / E			SAC 41			SAC 50		
	FLM	FLA	FLT	FLM	FLA	FLT	FLM	FLA	FLT	FLM	FLA	FLT
U(75x50)	148	174	105	240	285	114	208	245	114	295	357	114
U(100x50)	219	247	155	355	407	168	308	349	168	437	510	168
U(127x50)	305	335	214	495	553	230	429	474	230	609	695	230
U(150x50)	386	418	268	626	691	286	543	591	286	770	870	286
U(200x50)	586	621	392	951	1031	410	824	880	410	1169	1302	410
U(250x50)	819	858	525	1328	1426	538	1152	1216	538	1633	1804	538

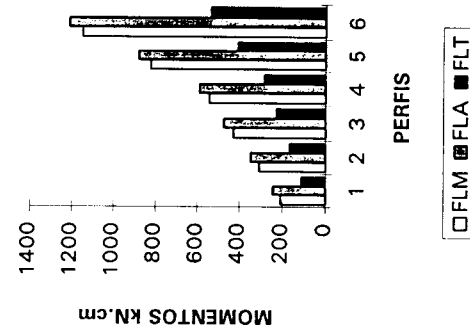
A 570 / A



A 570 / E



SAC 41



SAC 50

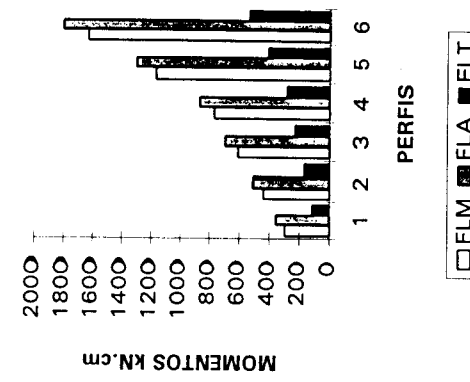


TABELA 35

VALORES ADMISSÍVEIS DOS MOMENTOS PARA FLM, FLA e FLT em kN.cm

Lb = 250 esp = 4.25	TIPOS DE AÇO											
	A 570 / A			A 570 / E			SAC 41			SAC 50		
	FLM	FLA	FLT	FLM	FLA	FLT	FLM	FLA	FLT	FLM	FLA	FLT
U(75x50)	161	192	115	271	324	125	229	274	125	336	407	125
U(100x50)	239	273	170	404	461	185	341	389	185	500	580	185
U(127x50)	335	371	236	565	626	254	477	529	254	700	790	254
U(150x50)	424	463	295	717	781	315	605	660	315	887	987	315
U(200x50)	646	690	433	1091	1164	452	921	983	452	1351	1474	452
U(250x50)	905	963	579	1528	1608	593	1289	1358	593	1892	2040	593

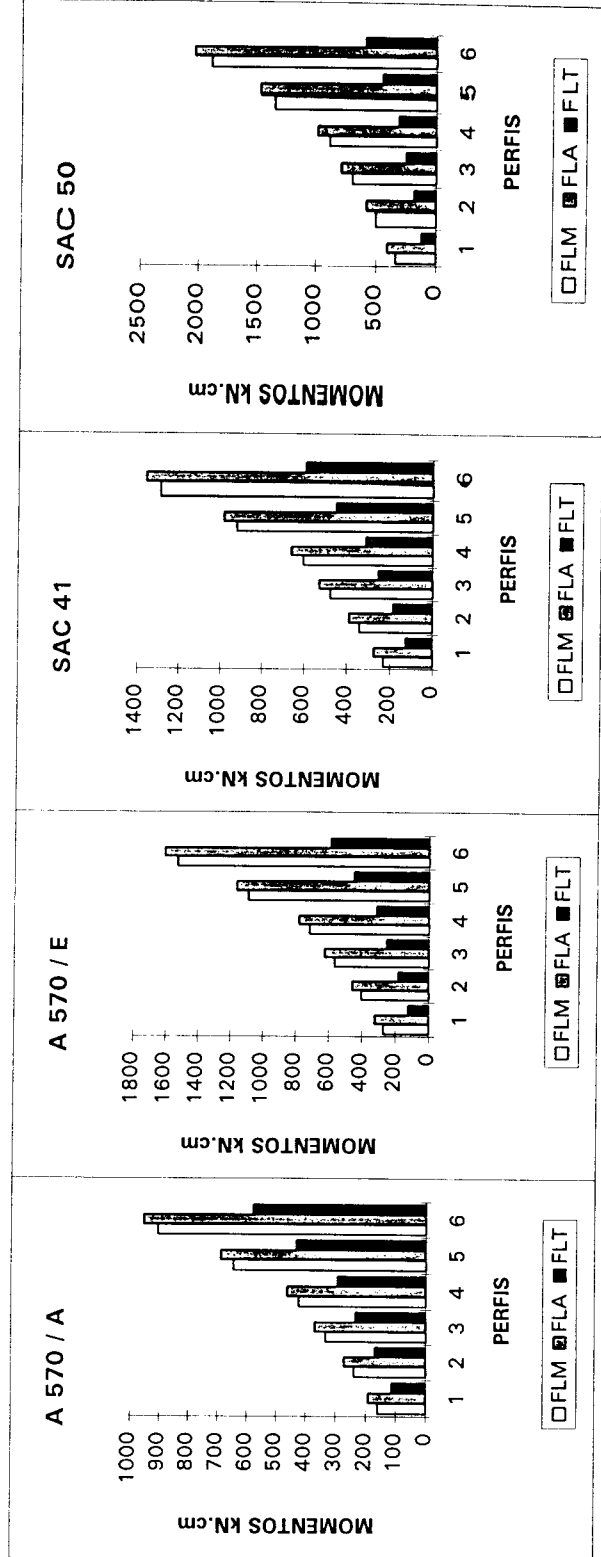


TABELA 36

VALORES ADMISSÍVEIS DOS MOMENTOS PARA FLM, FLA e FLT em kN.cm

Lb = 250 esp = 4,8	TIPOS DE AÇO															
	A 570 / A				A 570 / E				SAC 41				SAC 50			
	FLM	FLA	FLT	Fy = 172 MPa Fu = 310MPa	FLM	FLA	FLT	Fy = 290 MPa Fu = 400 MPa	FLM	FLA	FLT	Fy = 245 MPa Fu = 400 MPa	FLM	FLA	FLT	Fy = 373MPa Fu = 500 MPa
U(75x50)	175	214	126	294	361	138	249	305	138	379	464	138	379	464	138	
U(100x50)	262	305	188	442	513	205	373	434	205	568	660	205	568	660	205	
U(127x50)	368	414	260	621	698	281	525	590	281	799	898	281	799	898	281	
U(150x50)	469	517	326	790	872	349	668	737	349	1016	1122	349	1016	1122	349	
U(200x50)	717	772	480	1209	1301	501	1021	1099	501	1555	1674	501	1555	1674	501	
U(250x50)	1007	1068	643	1698	1800	658	1434	1521	658	2183	2315	658	2183	2315	658	

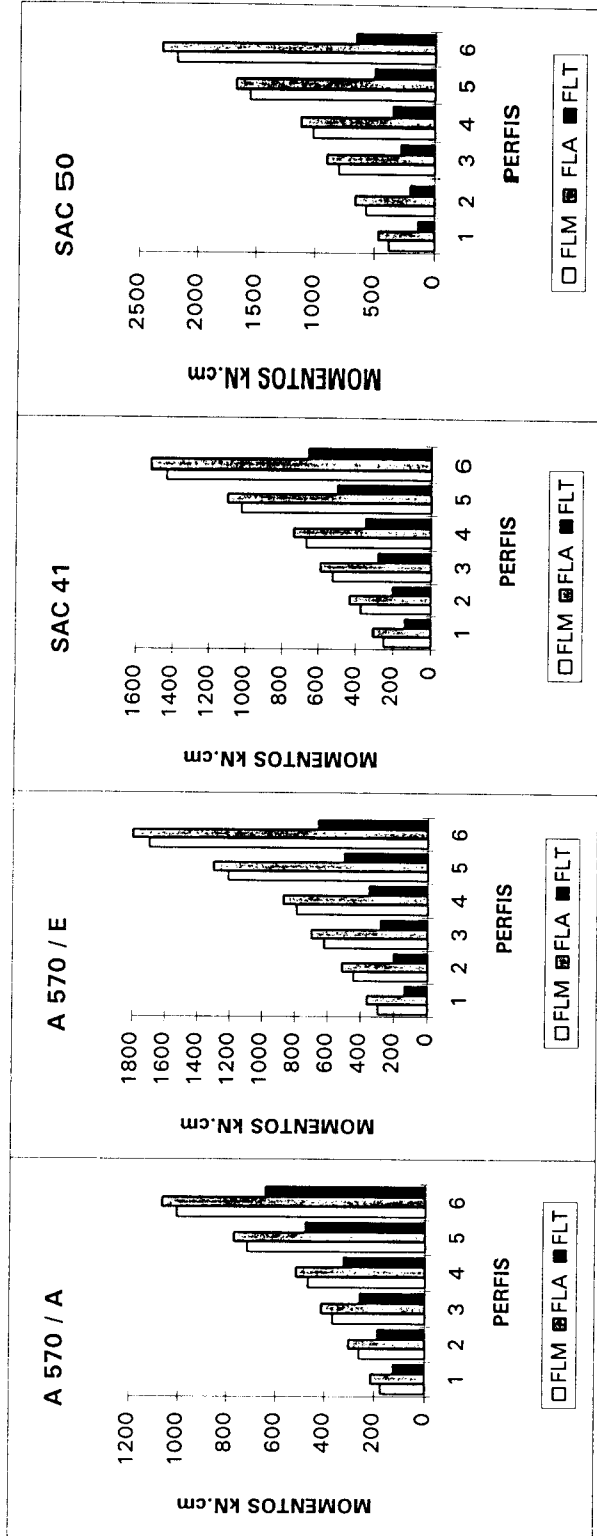


TABELA 37 "U" ENRIJECIDO

VALORES ADMISSÍVEIS DOS MOMENTOS PARA FLM, FLA e FLT em KN.cm

	TIPOS DE AÇO											
	A 570 / A			A 570 / E			SAC 41			SAC 50		
	FLM	FLA	FLT	FLM	FLA	FLT	FLM	FLA	FLT	FLM	FLA	FLT
Lb = 167												
esp = 1.9												
U(75x40x25)	78	84	80	105	142	118	94	120	105	122	183	137
U(100x40x25)	116	125	119	156	212	176	140	179	156	181	272	204
U(127x50x25)	162	175	165	218	296	245	195	250	218	253	380	284
U(150x40x25)	205	222	209	276	374	309	247	316	275	320	481	357
U(200x40x25)	311	336	314	417	555	461	374	478	411	484	692	530
U(250x40x25)	431	461	432	580	726	629	519	629	563	672	895	718

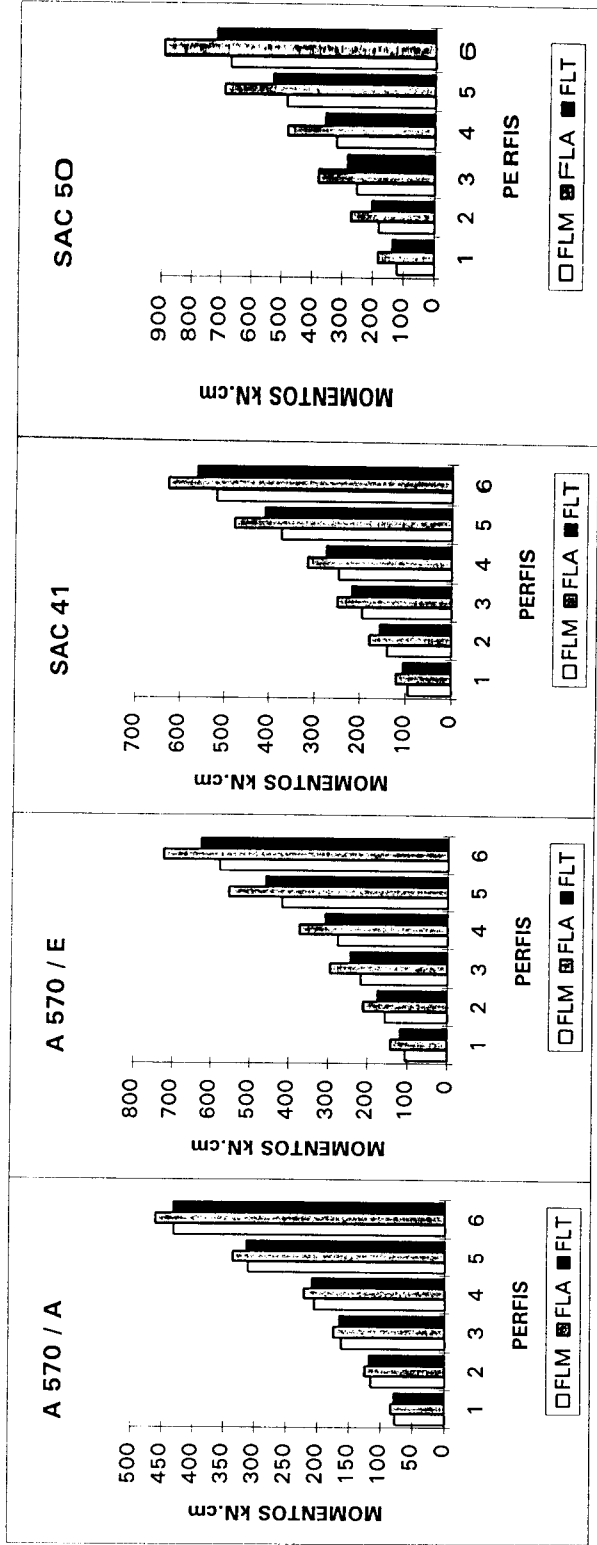


TABELA 38 "U" ENRIJECIDO

VALORES ADMISSÍVEIS DOS MOMENTOS PARA FLM, FLA e FLT em KN.cm

	TIPOS DE AÇO											
	A 570 / A			A 570 / E			SAC 41			SAC 50		
	FLM	FLA	FLT	FLM	FLA	FLT	FLM	FLA	FLT	FLM	FLA	FLT
Lb = 167 esp = 2.66												
U(75x40x25)	109	110	104	168	185	153	147	156	136	204	238	178
U(100x40x25)	165	166	156	254	279	231	221	236	206	308	359	268
U(127x40x25)	233	234	220	358	394	324	312	333	289	435	506	375
U(150x40x25)	296	297	279	455	501	410	397	423	365	553	645	473
U(200x40x25)	451	453	421	694	764	614	606	645	550	844	983	704
U(250x40x25)	630	633	582	969	1066	840	845	901	755	1178	1343	954

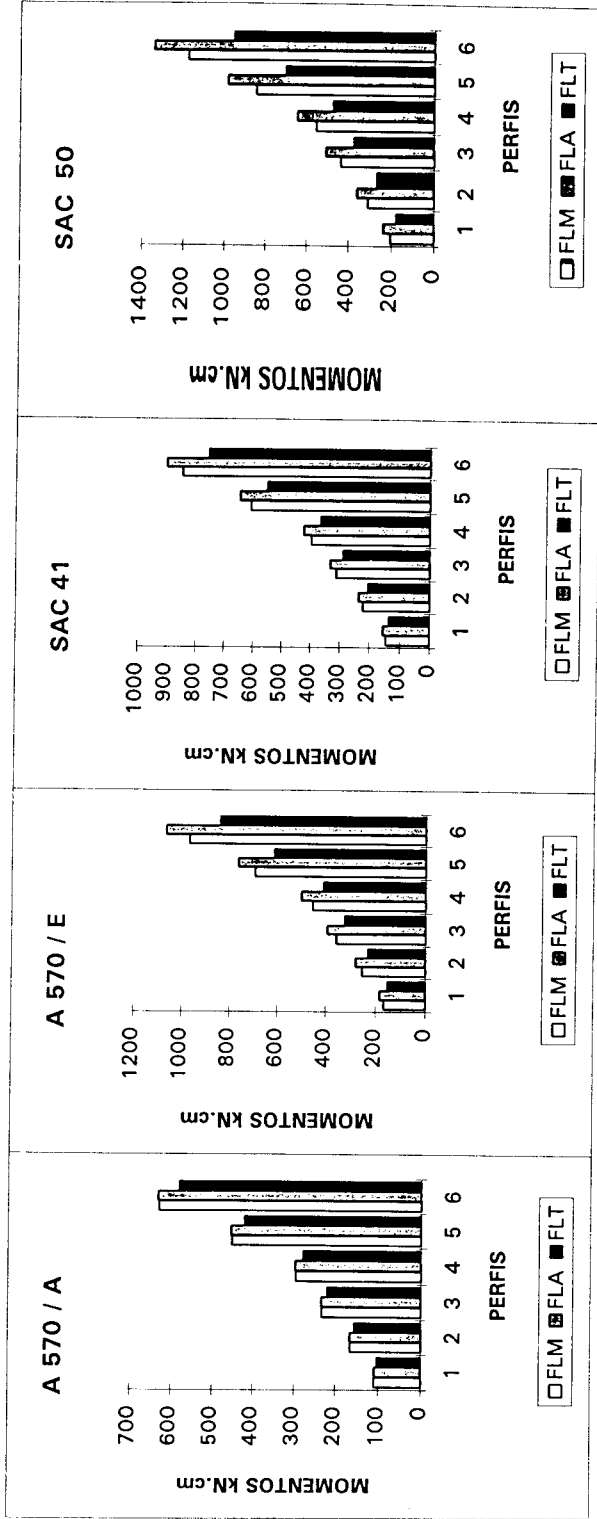


TABELA 39 "U" ENRIJECIDO

VALORES ADMISSÍVEIS DOS MOMENTOS PARA FLM, FLA e FLT em KN.cm

Lb = 167 esp = 3,04	TIPOS DE AÇO															
	A 570 / A				A 570 / E				SAC 41				SAC 50			
	FLM	FLA	FLT		FLM	FLA	FLT		FLM	FLA	FLT		FLM	FLA	FLT	
U(75x40x25)	121	121	114	195	203	169		170	172	150		240	261	196		
U(100x40x25)	183	183	173	297	309	255		258	261	227		366	398	296		
U(127x40x25)	260	260	244	422	438	360		366	370	321		518	564	416		
U(150x40x25)	332	332	310	538	560	456		467	473	407		662	720	525		
U(200x40x25)	508	508	471	824	857	685		715	724	613		1013	1102	782		
U(250x40x25)	711	711	651	1153	1199	938		1000	1013	844		1418	1542	1061		

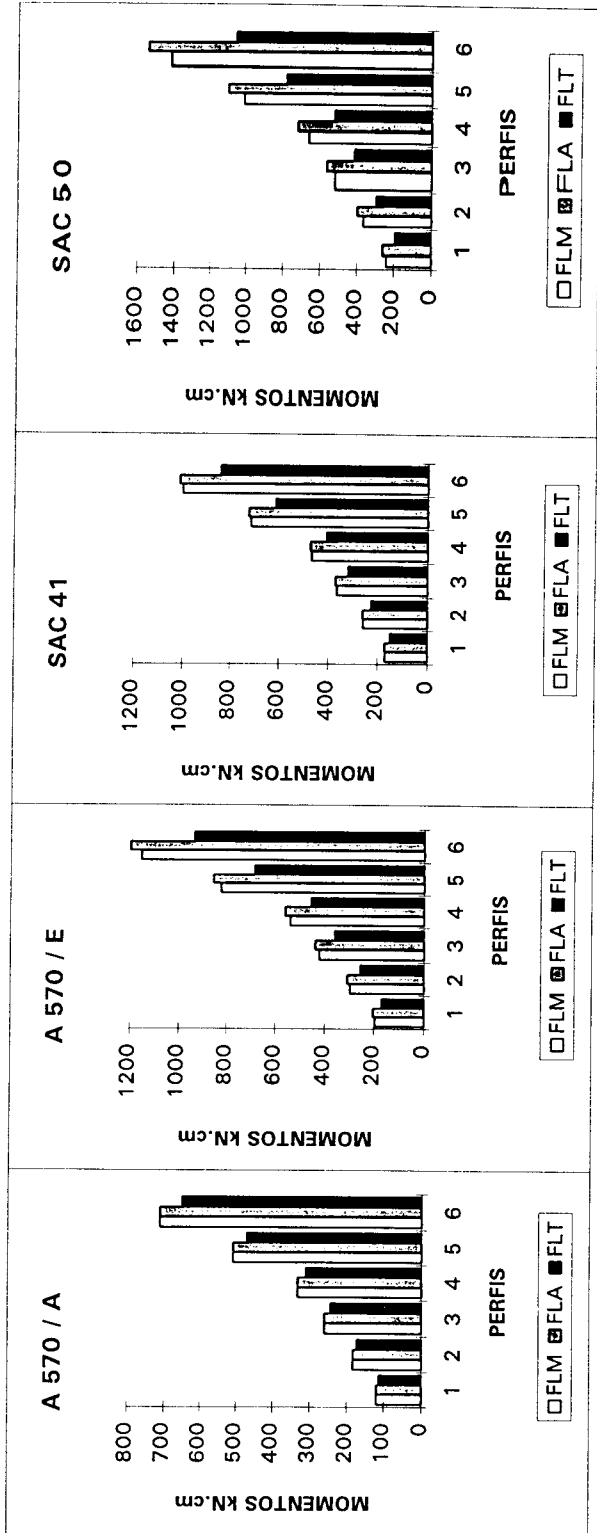


TABELA 40 "U" ENRIJECIDO

VALORES ADMISSÍVEIS DOS MOMENTOS PARA FLM, FLA e FLT em KN.cm

Lb = 167 esp = 3.80	TIPOS DE AÇO															
	A 570 / A				A 570 / E				SAC 41				SAC 50			
	FLM	FLA	FLT		FLM	FLA	FLT		FLM	FLA	FLT		FLM	FLA	FLT	
U(75x40x25)	138	138	131	234	234	194		197	197	173		300	300	226		
U(100x40x25)	215	215	202	362	362	298		306	306	265		465	465	345		
U(127x40x25)	308	308	288	519	519	423		438	438	377		667	667	487		
U(150x40x25)	395	395	368	666	666	538		563	563	481		857	857	617		
U(200x40x25)	611	611	562	1029	1029	812		870	870	730		1324	1324	923		
U(250x40x25)	859	859	781	1449	1449	1115		1224	1224	1007		1864	1864	1251		

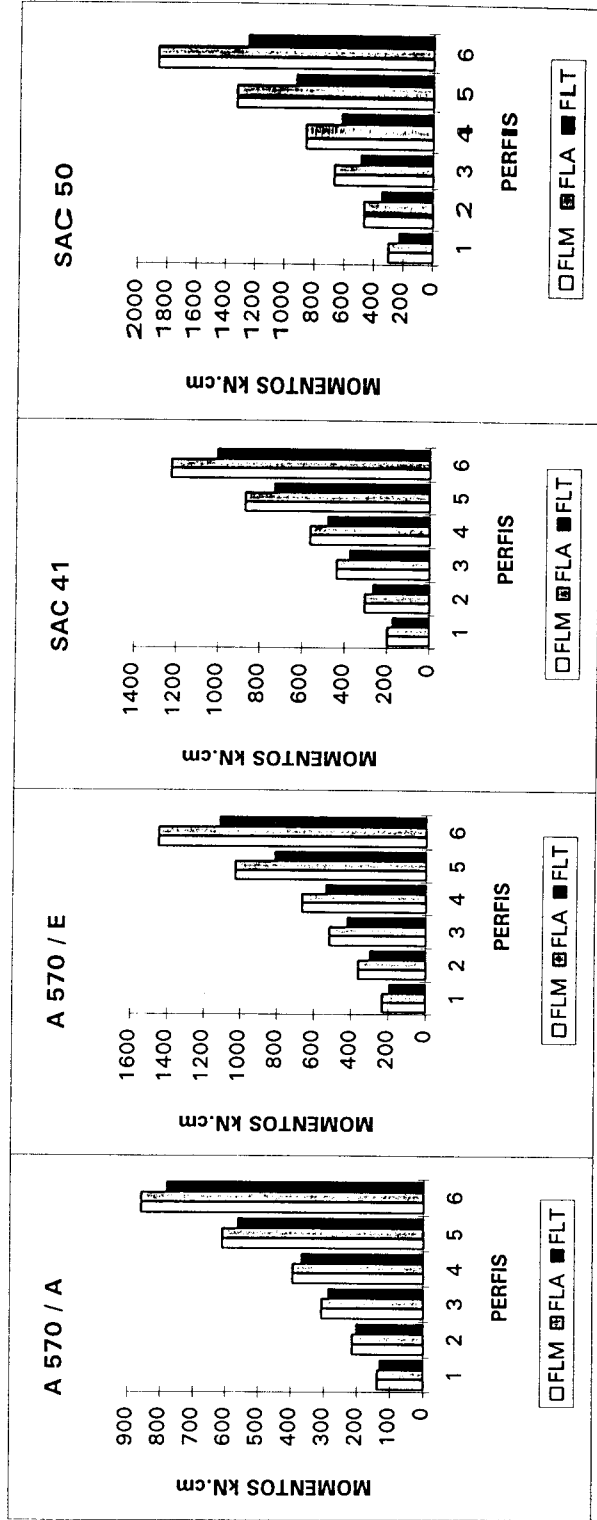


TABELA 41 "U" ENRIJECIDO

VALORES ADMISSÍVEIS DOS MOMENTOS PARA FLM, FLA e FLT em KN.cm

Lb = 167 esp = 4.25	TIPOS DE AÇO											
	A 570 / A			A 570 / E			SAC 41			SAC 50		
	FLM	FLA	FLT	FLM	FLA	FLT	FLM	FLA	FLT	FLM	FLA	FLT
U(75x40x25)	147	147	139	247	247	207	209	209	183	318	318	240
U(100x40x25)	230	230	216	388	388	319	328	328	285	499	499	370
U(127x40x25)	332	332	310	560	560	455	473	473	407	721	721	524
U(150x40x25)	429	429	398	723	723	581	611	611	520	930	930	665
U(200x40x25)	666	666	611	1123	1123	879	949	949	791	1445	1445	995
U(250x40x25)	941	941	851	1587	1587	1208	1341	1341	1094	2041	2041	1350

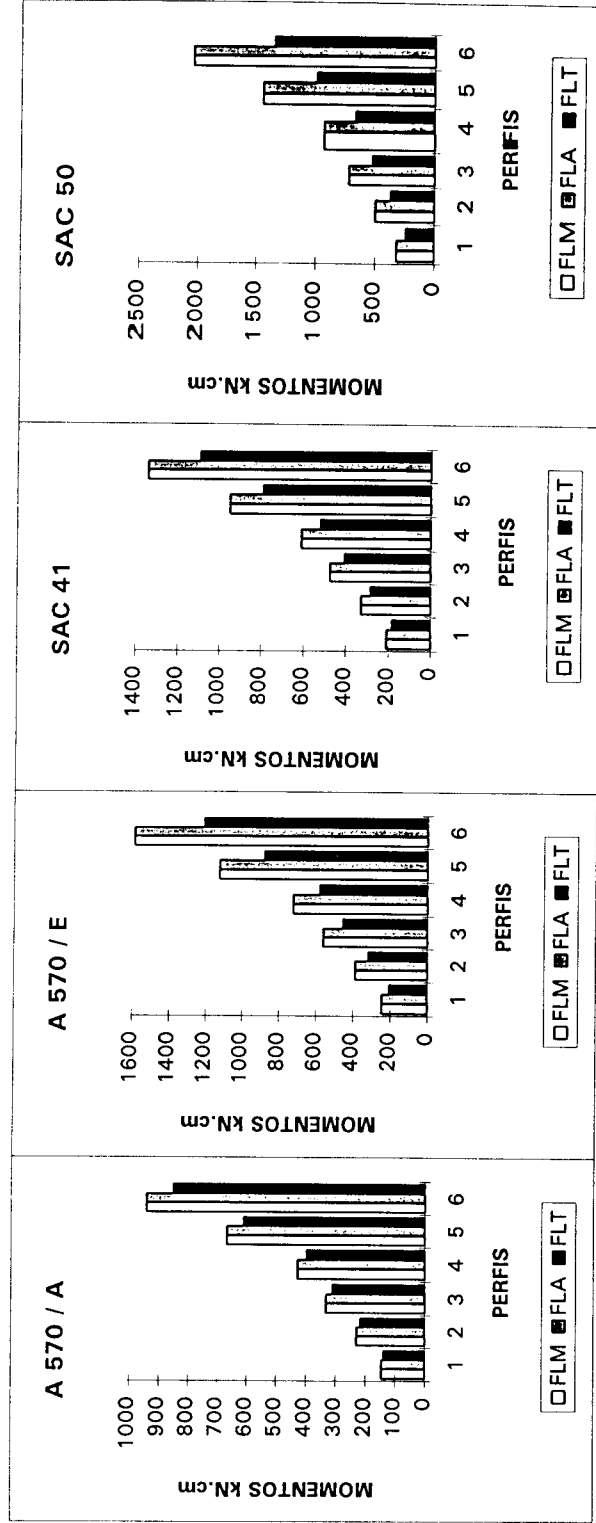


TABELA 42 "U" ENRIJECIDO

VALORES ADMISSÍVEIS DOS MOMENTOS PARA FLM, FLA e FLT em KN.cm

Lb = 167 esp = 4.25	TIPOS DE AÇO											
	A 570 / A			A 570 / E			SAC 41			SAC 50		
	FLM	FLA	FLT	FLM	FLA	FLT	FLM	FLA	FLT	FLM	FLA	FLT
U(75x40x25)	155	155	124	261	261	155	220	220	148	335	335	156
U(100x40x25)	246	246	193	415	415	233	351	351	227	534	534	233
U(127x40x25)	359	359	276	606	606	323	512	512	318	779	779	323
U(150x40x25)	466	466	351	785	785	403	664	664	400	1010	1010	403
U(200x40x25)	729	729	531	1230	1230	587	1039	1039	587	1582	1582	587
U(250x40x25)	1035	1035	726	1746	1746	779	1475	1475	779	2245	2245	779

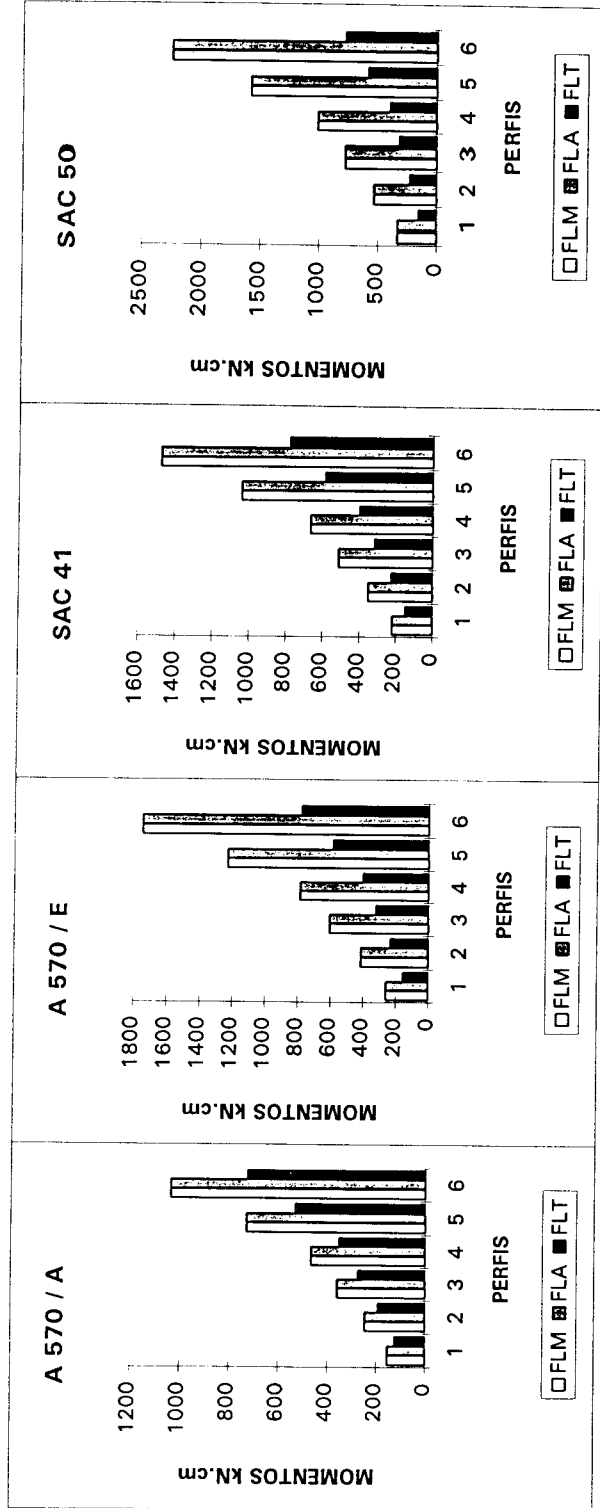


TABELA 43 "U" ENRIJECIDO

VALORES ADMISSÍVEIS DOS MOMENTOS PARA FLM, FLA e FLT em KN.cm

	TIPOS DE AÇO											
	A 570 / A			A 570 / E			SAC 41			SAC 50		
	FLM	FLA	FLT	FLM	FLA	FLT	FLM	FLA	FLT	FLM	FLA	FLT
Lb = 200												
esp = 1,90												
	$F_y = 172 \text{ MPa}$, $F_u = 310 \text{ MPa}$											
U(75x40x25)	78	84	74	105	142	100	94	120	92	122	183	108
U(100x40x25)	116	125	109	156	212	150	140	179	138	181	272	161
U(127x40x25)	162	175	153	218	296	209	195	250	192	253	380	224
U(150x40x25)	205	222	192	276	374	262	247	316	241	320	481	280
U(200x40x25)	311	336	288	417	555	387	374	478	359	484	692	409
U(250x40x25)	431	461	395	580	726	522	519	629	487	672	895	543

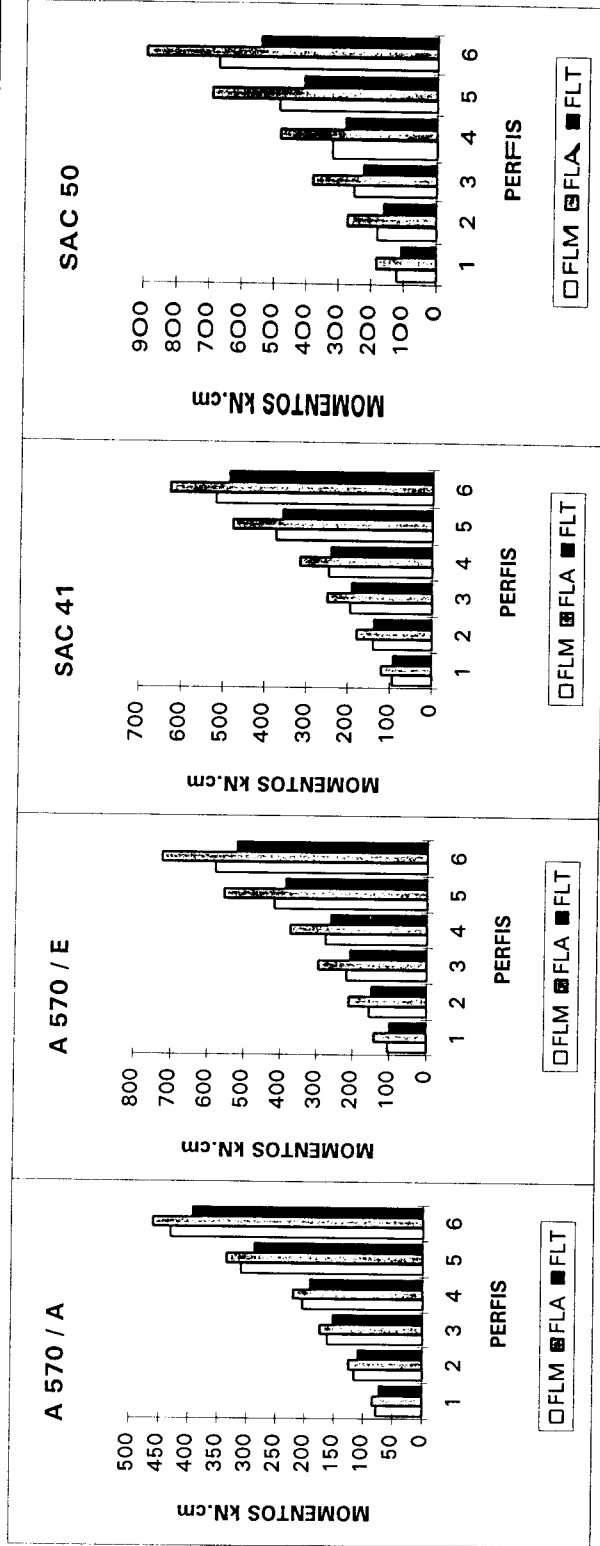


TABELA 44 "U" ENRIJECIDO

VALORES ADMISSÍVEIS DOS MOMENTOS PARA FLM, FLA e FLT em KN.cm

Lb = 200 esp = 2.66	TIPOS DE AÇO											
	A 570 / A			A 570 / E			SAC 41			SAC 50		
	FLM	FLA	FLT	FLM	FLA	FLT	FLM	FLA	FLT	FLM	FLA	FLT
U(75x40x25)	109	110	96	168	185	131	147	156	120	204	238	141
U(100x40x25)	165	166	144	254	279	197	221	236	181	308	359	211
U(127x40x25)	233	234	202	358	394	275	312	333	253	435	506	293
U(150x40x25)	296	297	256	455	501	346	397	423	320	553	645	367
U(200x40x25)	451	453	385	694	764	512	606	645	477	844	983	535
U(250x40x25)	630	633	529	969	1066	691	845	901	648	1178	1343	710

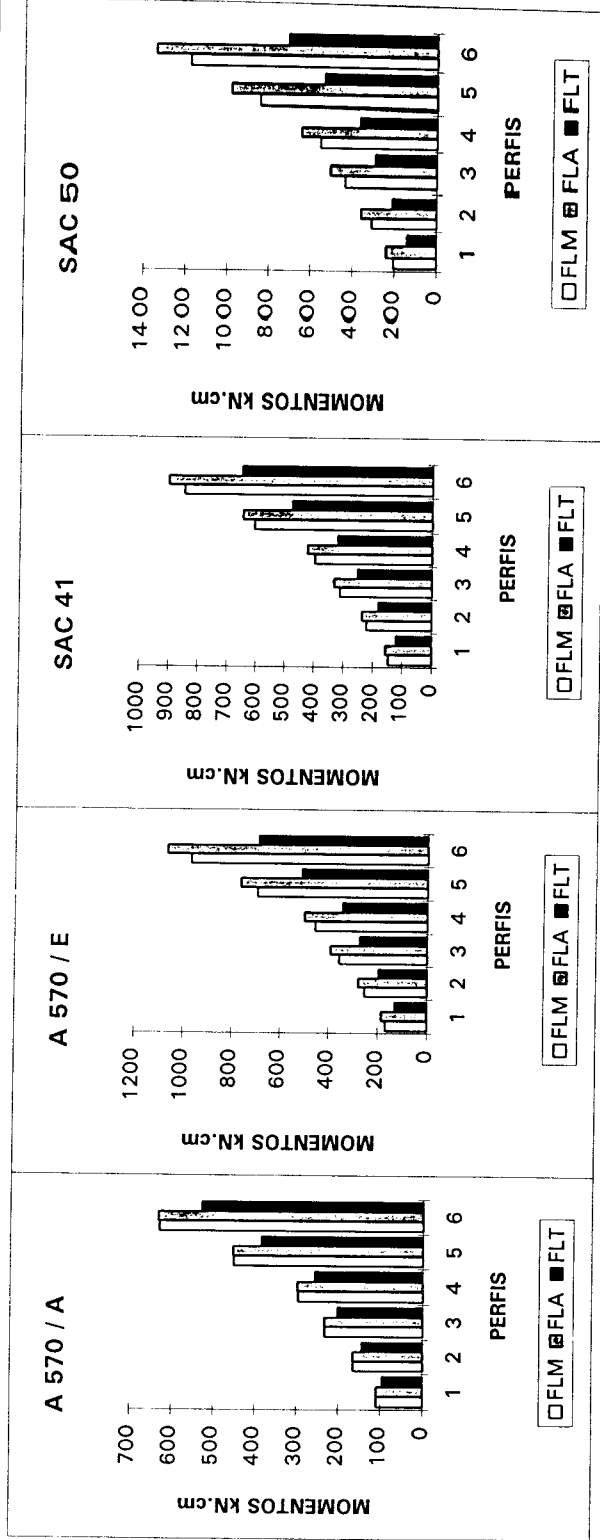


TABELA 45 "U" ENRIJECIDO

VALORES ADMISSÍVEIS DOS MOMENTOS PARA FLM, FLA e FLT em KN.cm

Lb = 200 esp = 3.04	TIPOS DE AÇO											
	A 570 / A			A 570 / E			SAC 41			SAC 50		
	FLM	FLA	FLT	FLM	FLA	FLT	FLM	FLA	FLT	FLM	FLA	FLT
U(75x40x25)	121	121	105	195	203	144	170	172	132	240	261	155
U(100x40x25)	183	183	159	297	309	217	258	261	200	366	398	233
U(127x40x25)	260	260	225	422	438	304	366	370	281	518	564	324
U(150x40x25)	332	332	285	538	560	383	467	473	355	662	720	406
U(200x40x25)	508	508	430	824	857	569	715	724	531	1013	1102	591
U(250x40x25)	711	711	591	1153	1199	766	1000	1013	721	1418	1542	784

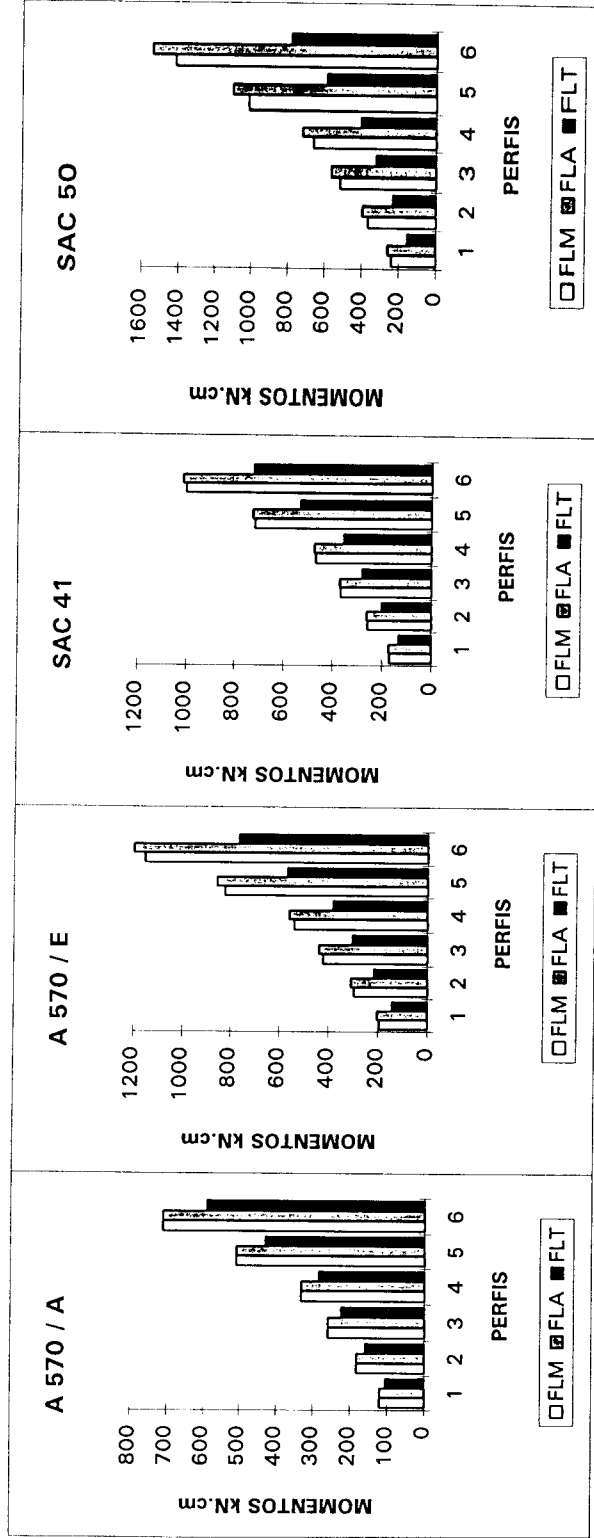


TABELA 46 "U" ENRIJECIDO

VALORES ADMISSÍVEIS DOS MOMENTOS PARA FLM, FLA e FLT em KN.cm

Lb = 200 esp = 3.80	TIPOS DE AÇO											
	A 570 / A			A 570 / E			SAC 41			SAC 50		
	FLM	FLA	FLT	FLM	FLA	FLT	FLM	FLA	FLT	FLM	FLA	FLT
U(75x40x25)	138	138	121	234	234	166	197	197	153	300	300	179
U(100x40x25)	215	215	186	362	362	253	306	306	233	465	465	271
U(127x40x25)	308	308	264	519	519	356	438	438	330	667	667	377
U(150x40x25)	395	395	337	666	666	450	563	563	418	857	857	472
U(200x40x25)	611	611	511	1029	1029	668	870	870	627	1324	1324	688
U(250x40x25)	859	859	705	1449	1449	899	1224	1224	853	1864	1864	912

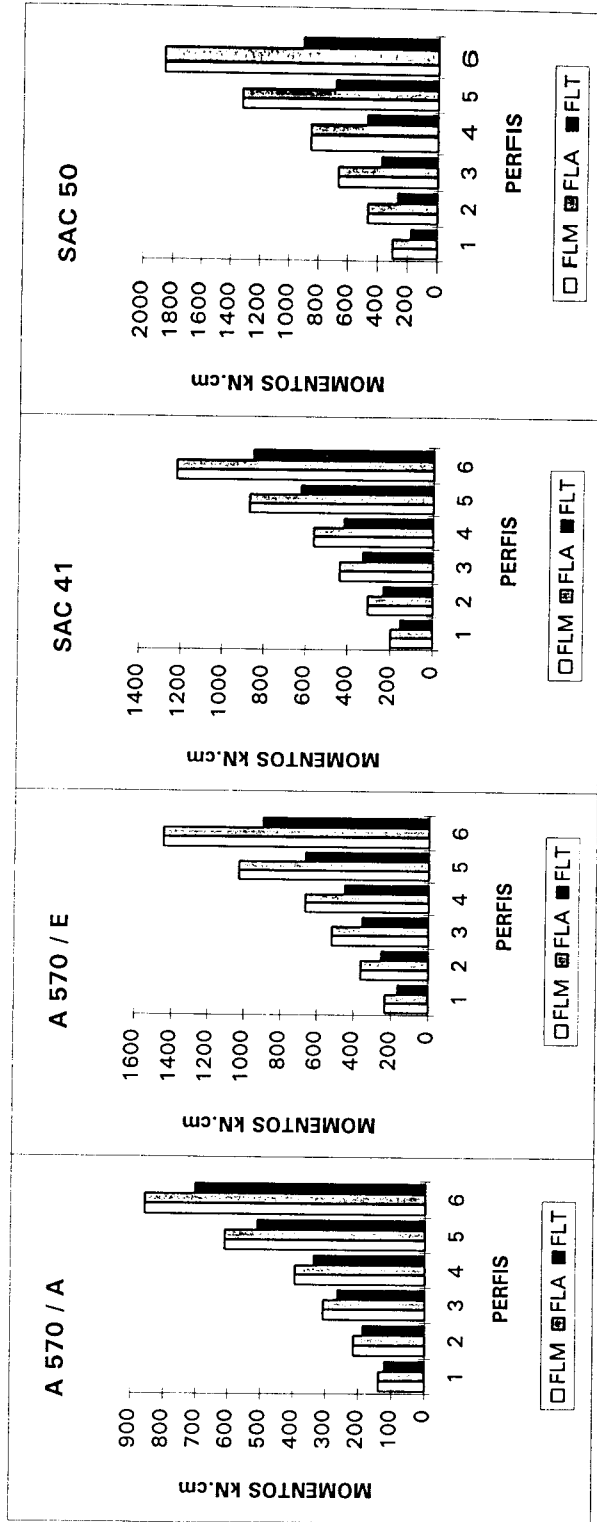


TABELA 47 "U" ENRIJECIDO

VALORES ADMISSÍVEIS DOS MOMENTOS PARA FLM, FLA e FLT em KN.cm

Lb = 200 esp = 4,25	TIPOS DE AÇO											
	A 570 / A			A 570 / E			SAC 41			SAC 50		
	FLM	FLA	FLT	FLM	FLA	FLT	FLM	FLA	FLT	FLM	FLA	FLT
U(75x40x25)	147	147	129	247	247	177	209	209	162	318	318	191
U(100x40x25)	230	230	199	388	388	271	328	328	250	499	499	290
U(127x40x25)	332	332	285	560	560	383	473	473	355	721	721	404
U(150x40x25)	429	429	364	723	723	484	611	611	451	930	930	505
U(200x40x25)	666	666	554	1123	1123	719	949	949	677	1445	1445	736
U(250x40x25)	941	941	766	1587	1587	967	1341	1341	922	2041	2041	976

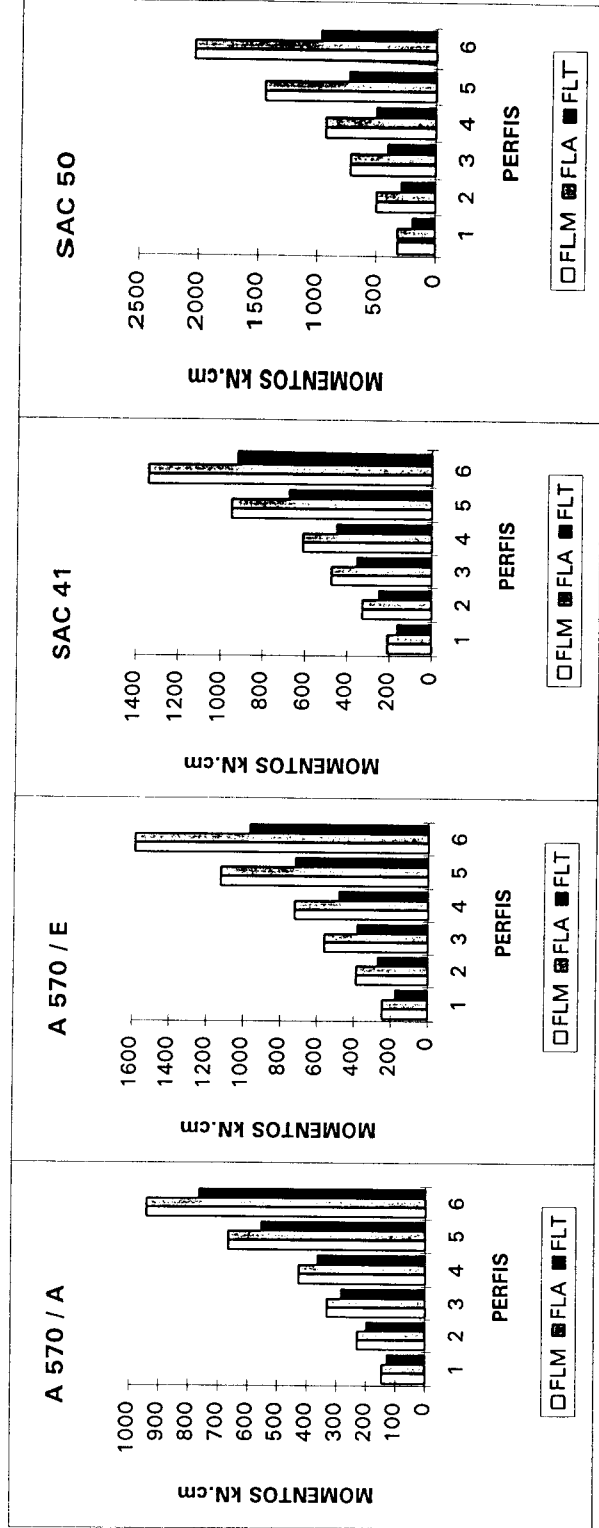


TABELA 48 "U" ENRIJECIDO

VALORES ADMISSÍVEIS DOS MOMENTOS PARA FLM, FLA e FLT em KN.cm

Lb = 200 esp = 4.8	TIPOS DE AÇO											
	A 570 / A			A 570 / E			SAC 41			SAC 50		
	FLM	FLA	FLT	FLM	FLA	FLT	FLM	FLA	FLT	FLM	FLA	FLT
U(75x40x25)	155	155	104	261	261	108	220	220	108	335	335	108
U(100x40x25)	246	246	158	415	415	162	351	351	162	534	534	162
U(127x40x25)	359	359	222	606	606	225	512	512	225	779	779	225
U(150x40x25)	466	466	279	785	785	281	664	664	281	1010	1010	281
U(200x40x25)	729	729	409	1230	1230	409	1039	1039	409	1582	1582	409
U(250x40x25)	1035	1035	543	1746	1746	543	1475	1475	543	2245	2245	543

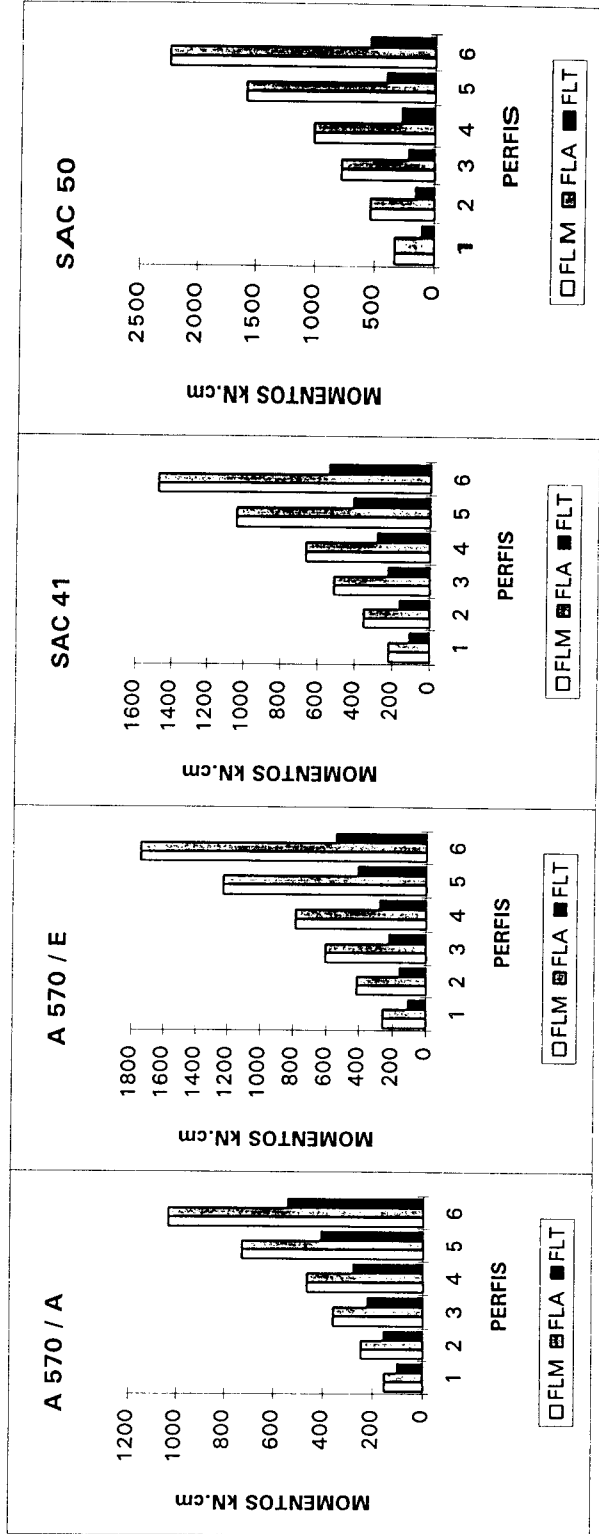


TABELA 49 "U" ENRIJECIDO

VALORES ADMISSÍVEIS DOS MOMENTOS PARA FLM, FLA e FLT em KN.cm

	TIPOS DE AÇO											
	A 570 / A			A 570 / E			SAC 41			SAC 50		
	FLM	FLA	FLT	FLM	FLA	FLT	FLM	FLA	FLT	FLM	FLA	FLT
Lb = 250 esp = 1,90												
U(75x40x25)	78	84	62	105	142	69	94	120	69	122	183	69
U(100x40x25)	116	125	93	156	212	104	140	179	104	181	272	104
U(127x40x25)	162	175	129	218	296	144	195	250	144	253	380	144
U(150x40x25)	205	222	162	276	374	180	247	316	180	320	481	180
U(200x40x25)	311	336	240	417	555	262	374	478	262	484	692	262
U(250x40x25)	431	461	325	580	726	348	519	629	348	672	895	348

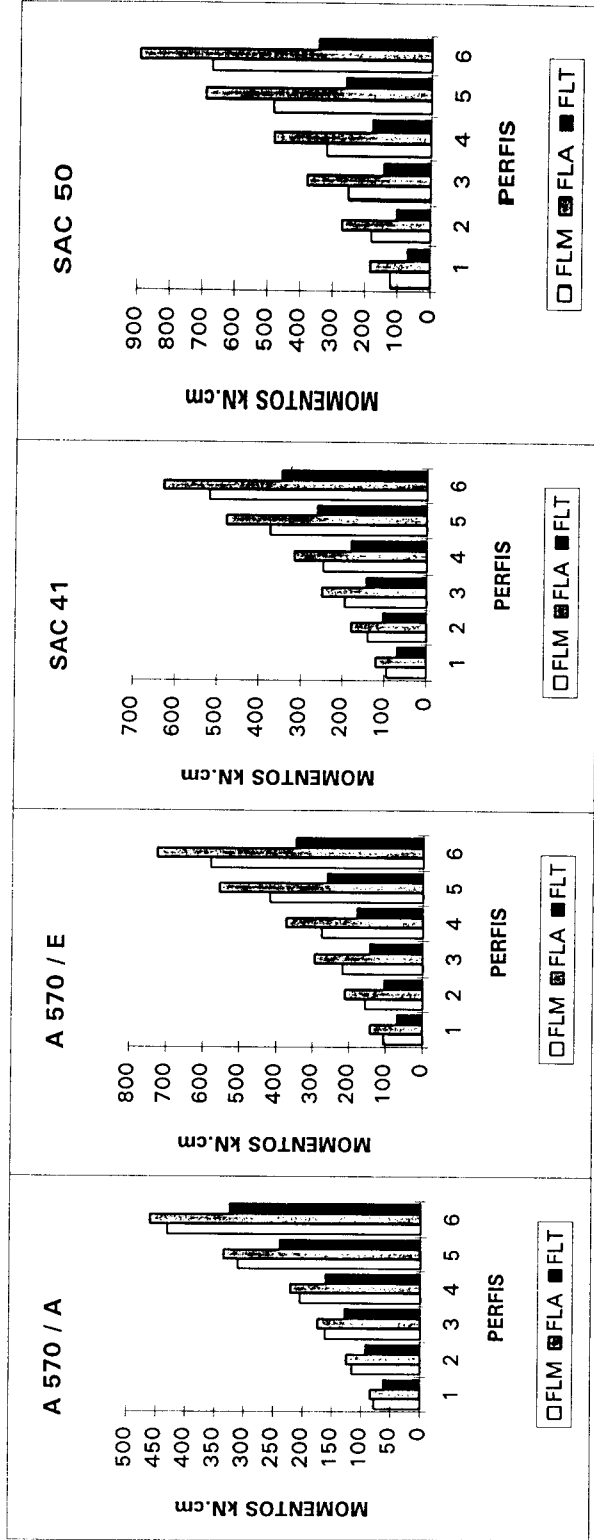


TABELA 50 "U" ENRIJECIDO

VALORES ADMISSÍVEIS DOS MOMENTOS PARA FLM, FLA e FLT em KN.cm

Lb = 250 esp = 2.66	TIPOS DE AÇO											
	A 570 / A			A 570 / E			SAC 41			SAC 50		
	FLM	FLA	FLT	FLM	FLA	FLT	FLM	FLA	FLT	FLM	FLA	FLT
U(75x40x25)	109	110	81	168	185	90	147	156	90	204	238	90
U(100x40x25)	165	166	122	254	279	135	221	236	135	308	359	135
U(127x40x25)	233	234	170	358	394	188	312	333	188	435	506	188
U(150x40x25)	296	297	214	455	501	235	397	423	235	553	645	235
U(200x40x25)	451	453	319	694	764	343	606	645	343	844	983	343
U(250x40x25)	630	633	431	959	1066	455	845	901	455	1178	1343	455

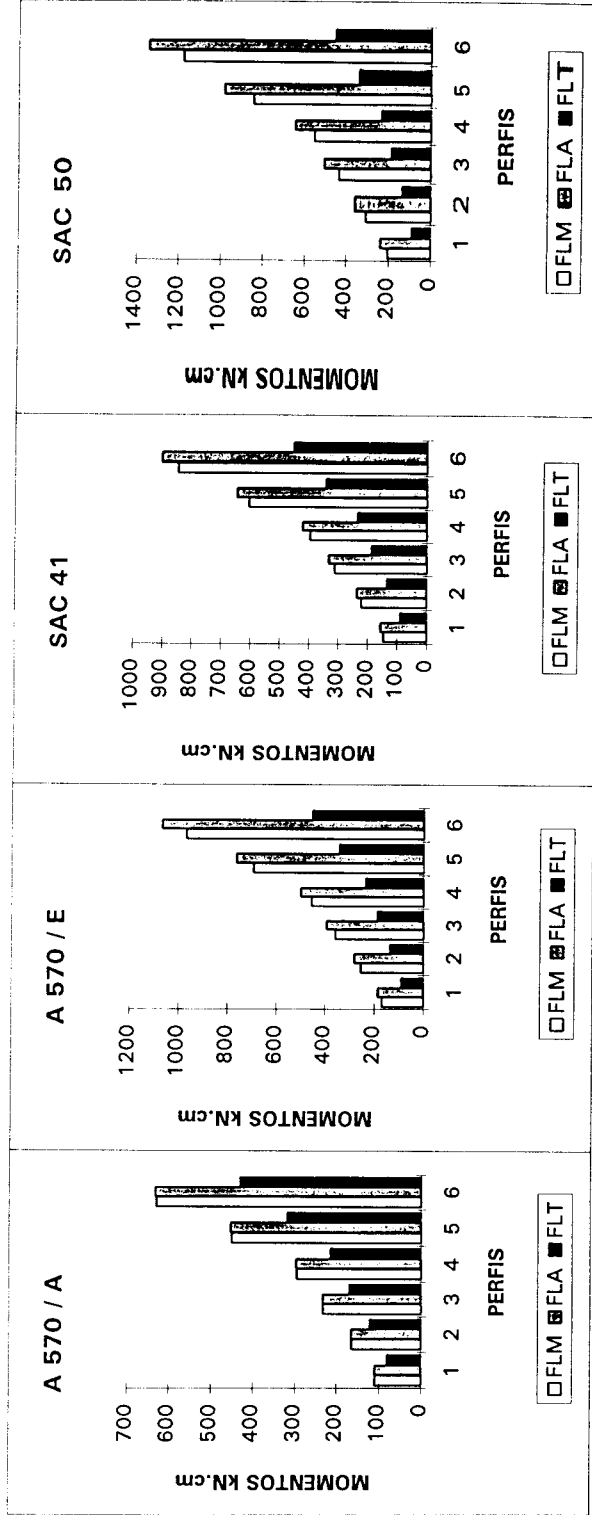


TABELA 51 "U" ENRIJECIDO

VALORES ADMISSÍVEIS DOS MOMENTOS PARA FLM, FLA e FLT em KN.cm

Lb = 250 esp = 3.04	TIPOS DE AÇO											
	A 570 / A			A 570 / E			SAC 41			SAC 50		
	FLM	FLA	FLT	FLM	FLA	FLT	FLM	FLA	FLT	FLM	FLA	FLT
U(75x40x25)	121	121	89	195	203	100	170	172	99	240	261	100
U(100x40x25)	183	183	134	297	309	149	258	261	149	366	398	149
U(127x40x25)	260	260	188	422	438	208	366	370	208	518	564	208
U(150x40x25)	332	332	238	538	560	260	467	473	260	662	720	260
U(200x40x25)	508	508	354	824	857	378	715	724	378	1013	1102	378
U(250x40x25)	711	711	479	1153	1199	502	1000	1013	502	1418	1542	502

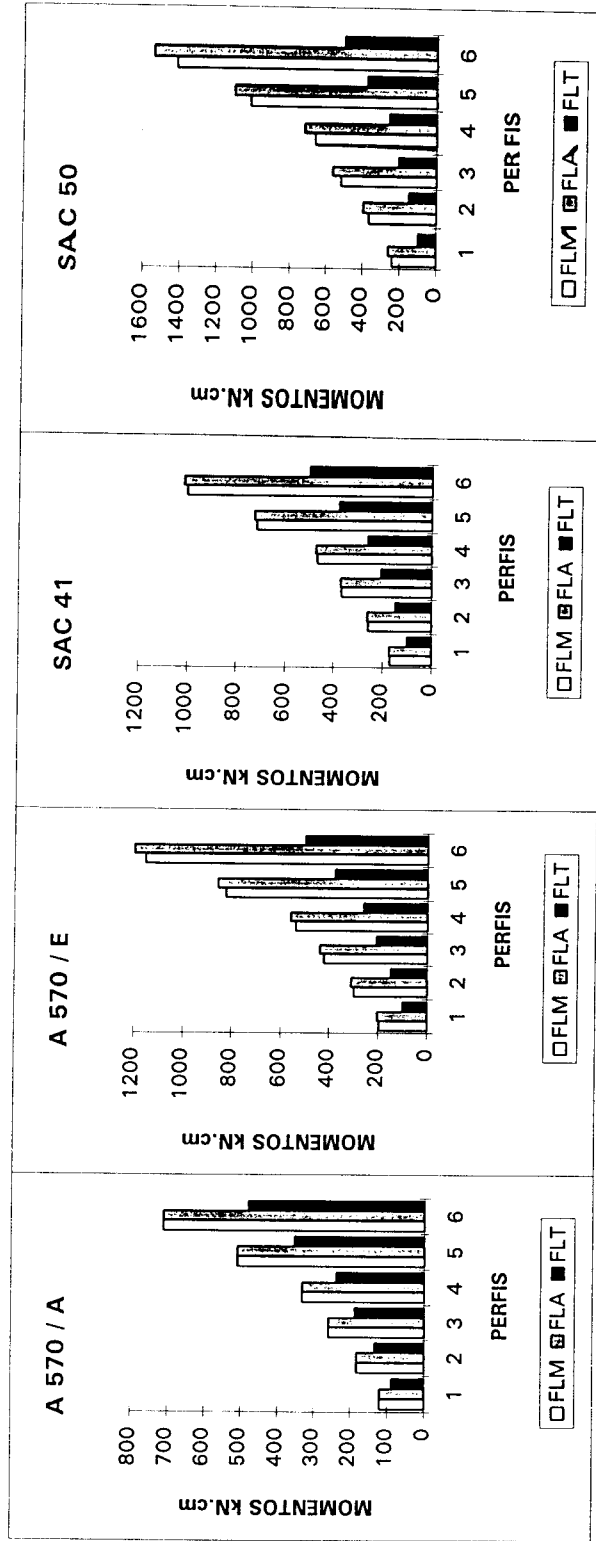


TABELA 52 "U" ENRIJECIDO

VALORES ADMISSÍVEIS DOS MOMENTOS PARA FLM, FLA e FLT em KN.cm

Lb = 250 esp = 3.80	TIPOS DE AÇO											
	A 570 / A			A 570 / E			SAC 41			SAC 50		
	FLM	FLA	FLT	FLM	FLA	FLT	FLM	FLA	FLT	FLM	FLA	FLT
U(75x40x25)	138	138	103	234	234	115	197	197	115	300	300	115
U(100x40x25)	215	215	157	362	362	174	306	306	173	465	465	174
U(127x40x25)	308	308	221	519	519	241	438	438	241	667	667	241
U(150x40x25)	395	395	279	666	666	302	563	563	302	857	857	302
U(200x40x25)	611	611	417	1029	1029	440	870	870	440	1324	1324	440
U(250x40x25)	859	859	564	1449	1449	584	1224	1224	584	1864	1864	584

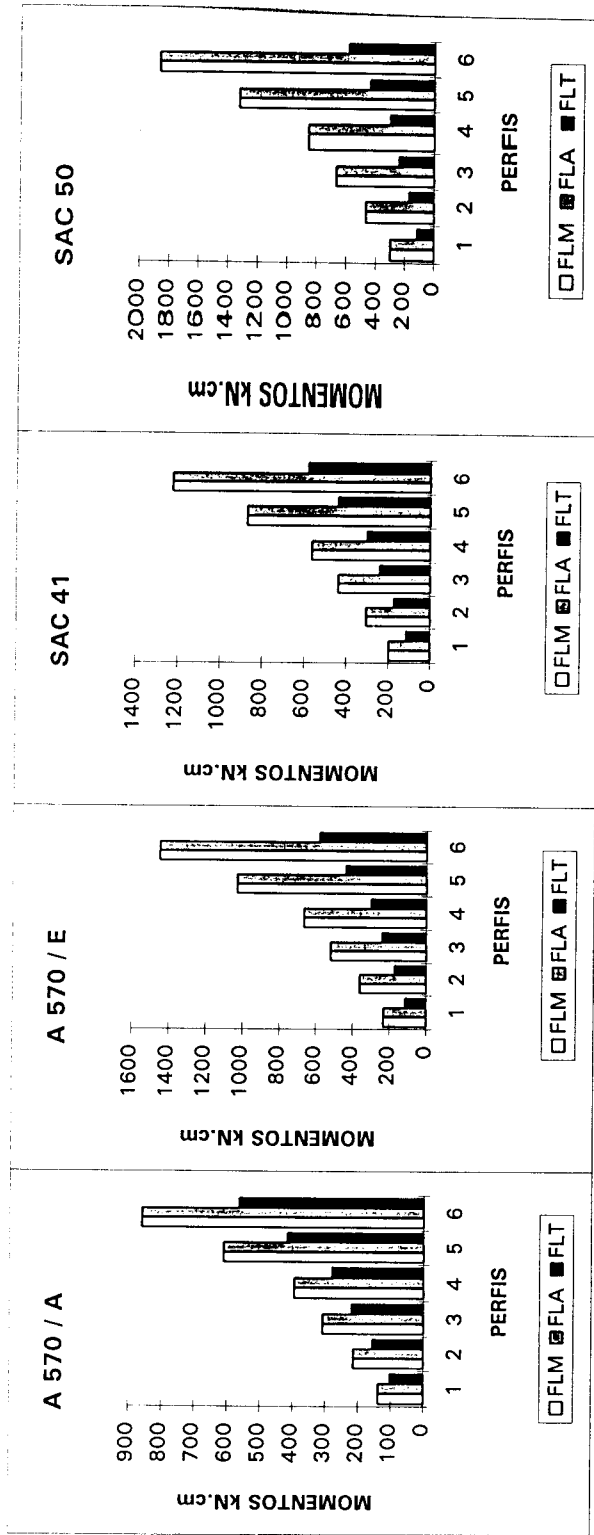


TABELA 53 "U" ENRIJECIDO

VALORES ADMISSÍVEIS DOS MOMENTOS PARA FLM, FLA e FLT em KN.cm

	TIPOS DE AÇO											
	A 570 / A			A 570 / E			SAC 41			SAC 50		
	FLM	FLA	FLT	FLM	FLA	FLT	FLM	FLA	FLT	FLM	FLA	FLT
Lb = 250 esp = 4,25	147	147	109	247	247	123	209	209	123	318	318	123
U(75x40x25)	230	230	168	388	388	186	328	328	186	499	499	186
U(100x40x25)	332	332	237	560	560	258	473	473	258	721	721	258
U(127x40x25)	429	429	301	723	723	323	611	611	323	930	930	323
U(150x40x25)	666	666	450	1123	1123	471	949	949	471	1445	1445	471
U(200x40x25)	941	941	608	1587	1587	625	1341	1341	625	2041	2041	625

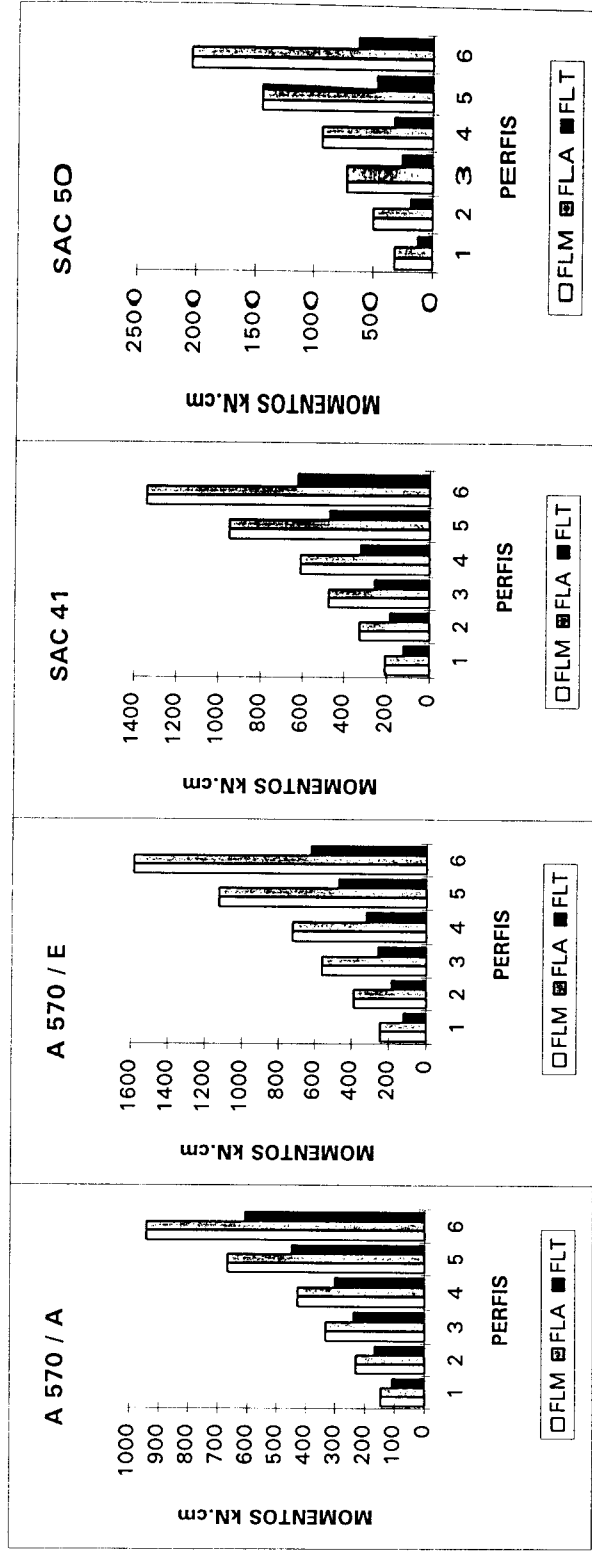


TABELA 54 "U" ENRIJECIDO

VALORES ADMISSÍVEIS DOS MOMENTOS PARA FLM, FLA e FLT em KN.cm

Lb = 250 esp = 4:80	TIPOS DE AÇO											
	A 570 / A			A 570 / E			SAC 41			SAC 50		
	FLM	FLA	FLT	FLM	FLA	FLT	FLM	FLA	FLT	FLM	FLA	FLT
U(75x40x25)	155	155	69	261	261	69	220	220	69	335	335	69
U(100x40x25)	246	246	104	415	415	104	351	351	104	534	534	104
U(127x40x25)	359	359	144	606	606	144	512	512	144	779	779	144
U(150x40x25)	466	466	180	785	785	180	664	664	180	1010	1010	180
U(200x40x25)	729	729	262	1230	1230	262	1039	1039	262	1582	1582	262
U(250x40x25)	1035	1035	348	1746	1746	348	1475	1475	348	2245	2245	348

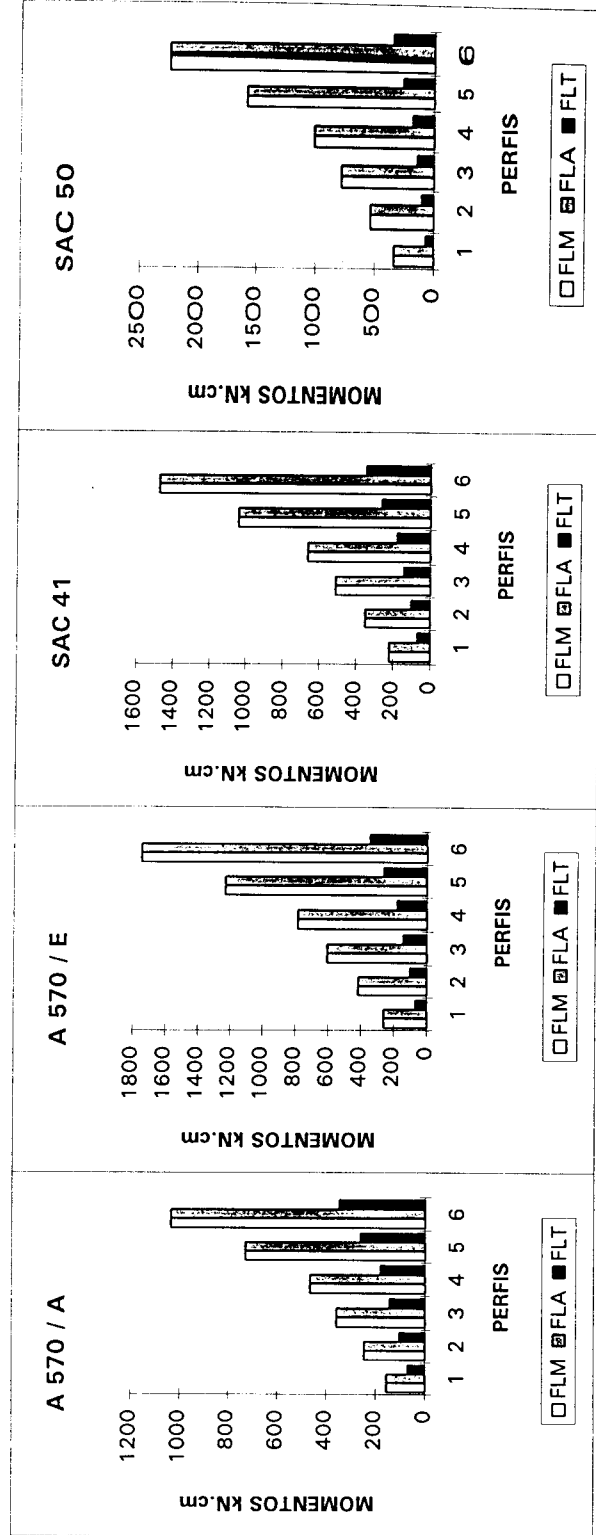


TABELA 55 "U" ENRIJECIDO

VALORES ADMISSÍVEIS DOS MOMENTOS PARA FLM, FLA e FLT em KN.cm

	TIPOS DE AÇO															
	A 570 / A				A 570 / E				SAC 41				SAC 50			
	Fy = 172 MPa Fu = 310MPa		Fy = 290 MPa Fu = 400 MPa		Fy = 245 MPa Fu = 400 MPa		Fy = 373MPa Fu = 500 MPa		Fy = 245 MPa Fu = 400 MPa		Fy = 245 MPa Fu = 400 MPa		Fy = 373MPa Fu = 500 MPa		Fy = 373MPa Fu = 500 MPa	
	FLM	FLA	FLT	FLM	FLA	FLT	FLM	FLA	FLT	FLM	FLA	FLT	FLM	FLA	FLT	
Lb = 167																
esp = 1.90																
U(75x50x25)	85	98	98	89	166	152	89	140	132	89	140	132	89	213	183	
U(100x50x25)	125	144	144	131	243	223	131	206	195	131	206	195	131	313	270	
U(127x50x25)	172	199	199	180	336	309	180	284	270	180	284	270	180	433	374	
U(150x50x25)	216	251	250	227	422	388	227	357	338	227	357	338	227	543	469	
U(200x50x25)	323	374	372	338	619	577	338	533	503	338	533	503	338	772	696	
U(250x50x25)	444	509	509	465	801	787	465	693	688	465	693	688	465	987	947	

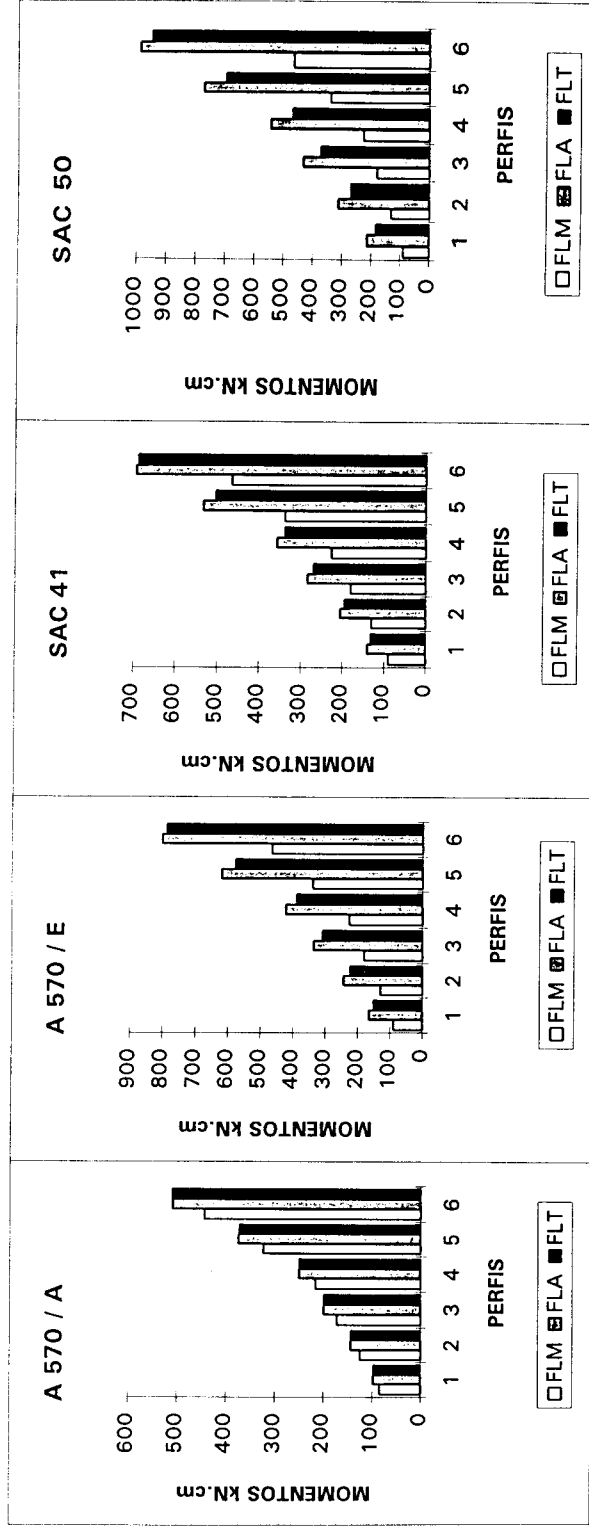


TABELA 56 "U" ENRIJECIDO

VALORES ADMISSÍVEIS DOS MOMENTOS PARA FLM, FLA e FLT em KN.cm

Lb = 167 esp = 2.66	TIPOS DE AÇO											
	A 570 / A			A 570 / E			SAC 41			SAC 50		
	FLM	FLA	FLT	FLM	FLA	FLT	FLM	FLA	FLT	FLM	FLA	FLT
U(75x50x25)	123	129	128	174	217	199	154	184	174	206	280	240
U(100x50x25)	182	192	191	259	323	296	229	273	258	307	416	358
U(127x50x25)	254	267	266	361	450	412	319	380	360	427	579	498
U(150x50x25)	321	337	335	455	568	520	403	480	454	539	731	627
U(200x50x25)	482	507	502	685	854	777	606	722	679	810	1099	936
U(250x50x25)	666	700	690	946	1180	1064	837	997	931	1119	1485	1277

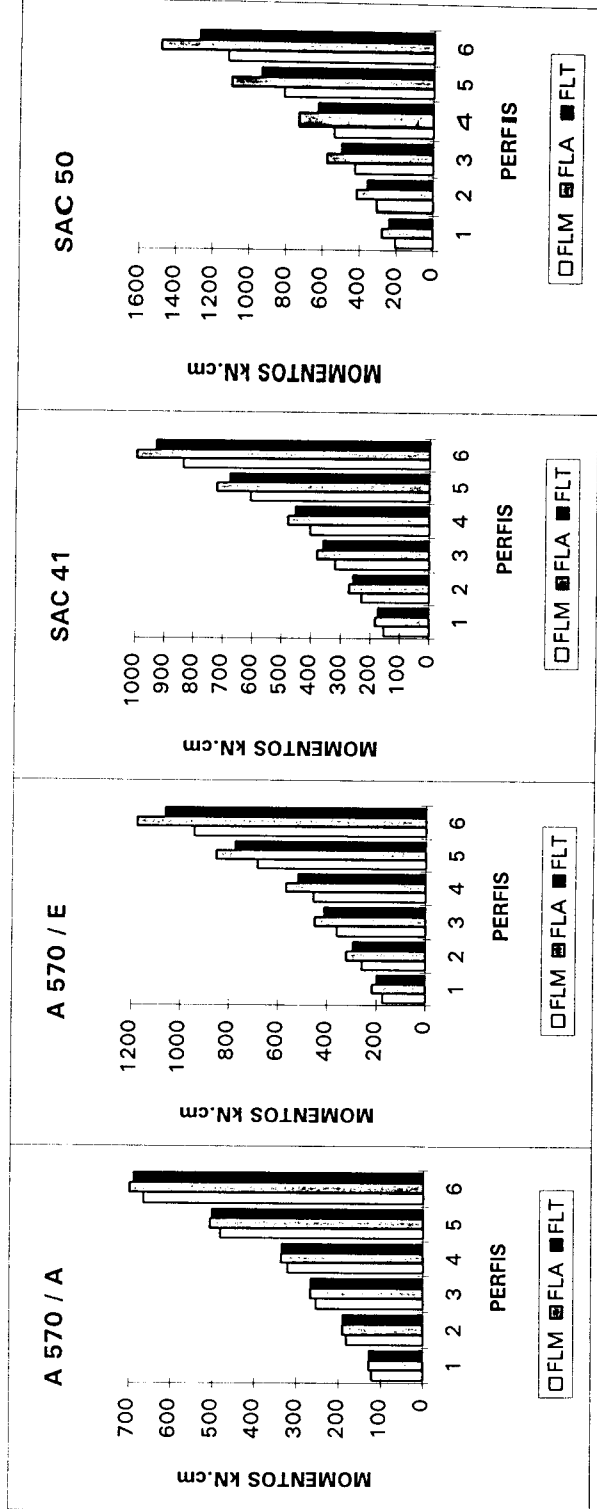


TABELA 57 "U" ENRIJECIDO

VALORES ADMISSÍVEIS DOS MOMENTOS PARA FLM, FLA e FLT em KN.cm

Lb = 167 esp = 3.04	TIPOS DE AÇO											
	A 570 / A			A 570 / E			SAC 41			SAC 50		
	FLM	FLA	FLT	FLM	FLA	FLT	FLM	FLA	FLT	FLM	FLA	FLT
U(75x50x25)	139	142	142	208	240	220	183	203	192	251	308	265
U(100x50x25)	208	213	212	312	359	329	273	303	287	375	462	397
U(127x50x25)	292	298	297	436	503	460	383	425	401	525	646	555
U(150x50x25)	369	377	375	552	636	581	484	537	507	665	818	700
U(200x50x25)	557	569	563	833	959	870	731	810	761	1003	1234	1047
U(250x50x25)	771	788	776	1153	1328	1193	1011	1122	1045	1389	1708	1431

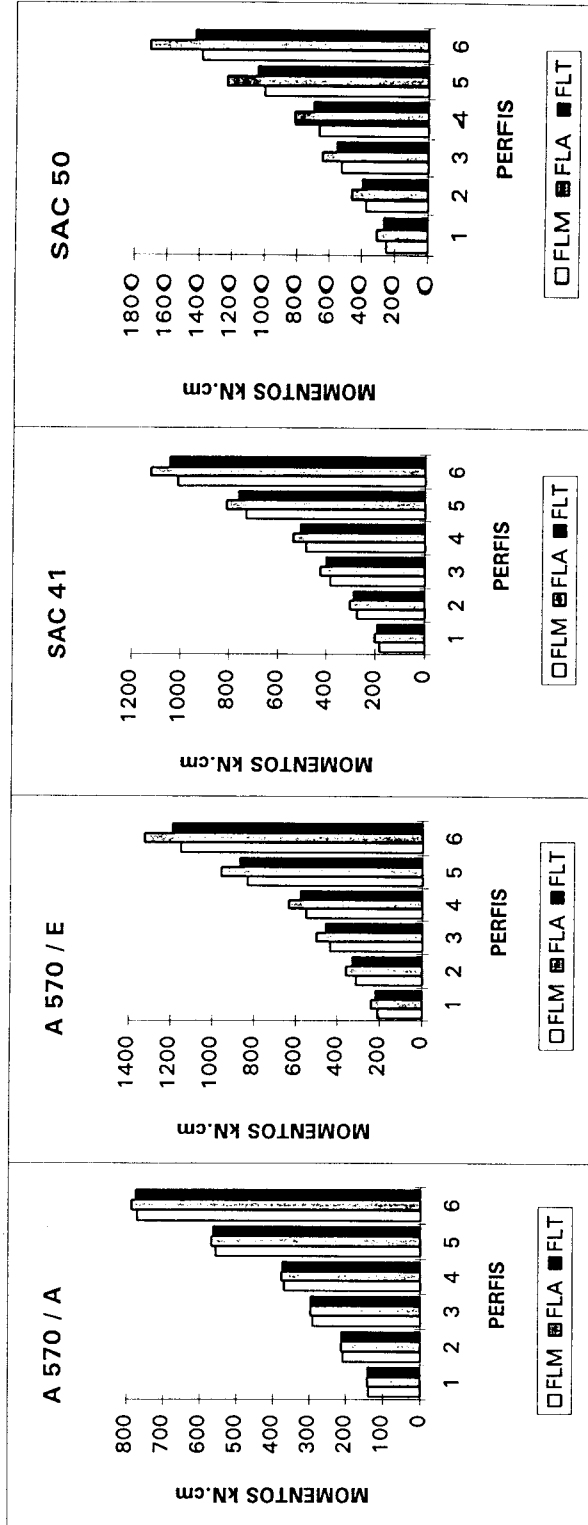


TABELA 58 "U" ENRIJECIDO

VALORES ADMISSÍVEIS DOS MOMENTOS PARA FLM, FLA e FLT em KN.cm

Lb = 167 esp = 3.80	TIPOS DE AÇO											
	A 570 / A			A 570 / E			SAC 41			SAC 50		
	FLM	FLA	FLT	FLM	FLA	FLT	FLM	FLA	FLT	FLM	FLA	FLT
U(75x50x25)	165	165	164	268	278	255	232	235	223	329	358	309
U(100x50x25)	251	251	250	407	423	387	353	357	338	500	544	468
U(127x50x25)	354	354	352	575	598	546	499	505	477	707	769	658
U(150x50x25)	451	451	447	731	761	692	634	643	605	899	978	834
U(200x50x25)	686	686	677	1112	1157	1043	965	977	913	1367	1488	1253
U(250x50x25)	954	954	937	1547	1609	1436	1342	1359	1259	1902	2070	1718

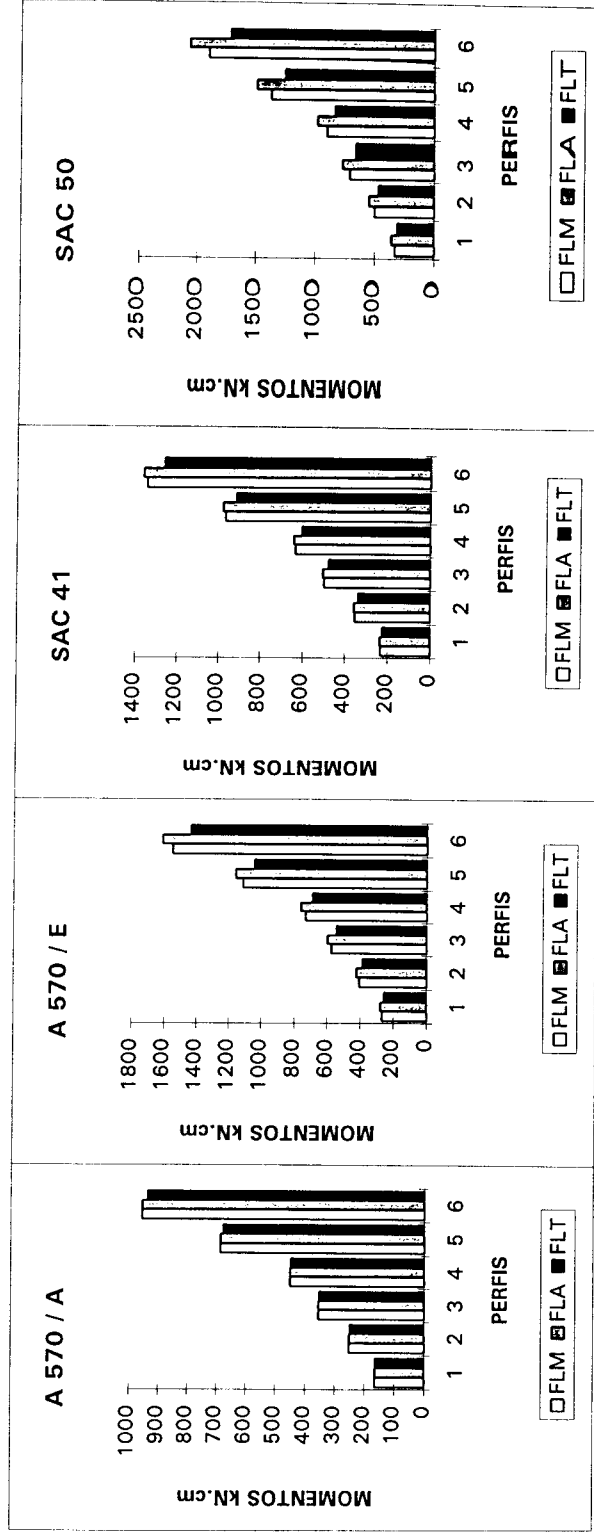


TABELA 59 "U" ENRIJECIDO

VALORES ADMISSÍVEIS DOS MOMENTOS PARA FLM, FLA e FLT em KN.cm

Lb = 167 esp = 4,25	TIPOS DE AÇO											
	A 570 / A			A 570 / E			SAC 41			SAC 50		
	FLM	FLA	FLT	FLM	FLA	FLT	FLM	FLA	FLT	FLM	FLA	FLT
U(75x50x25)	176	176	176	297	297	273	251	251	238	368	382	330
U(100x50x25)	270	270	269	456	456	417	385	385	364	565	586	504
U(127x50x25)	384	384	382	649	648	591	548	548	516	804	834	713
U(150x50x25)	491	491	486	829	828	752	699	699	657	1026	1065	905
U(200x50x25)	750	750	739	1266	1265	1137	1069	1069	996	1568	1627	1364
U(250x50x25)	1047	1047	1025	1768	1766	1569	1492	1492	1377	2189	2271	1874

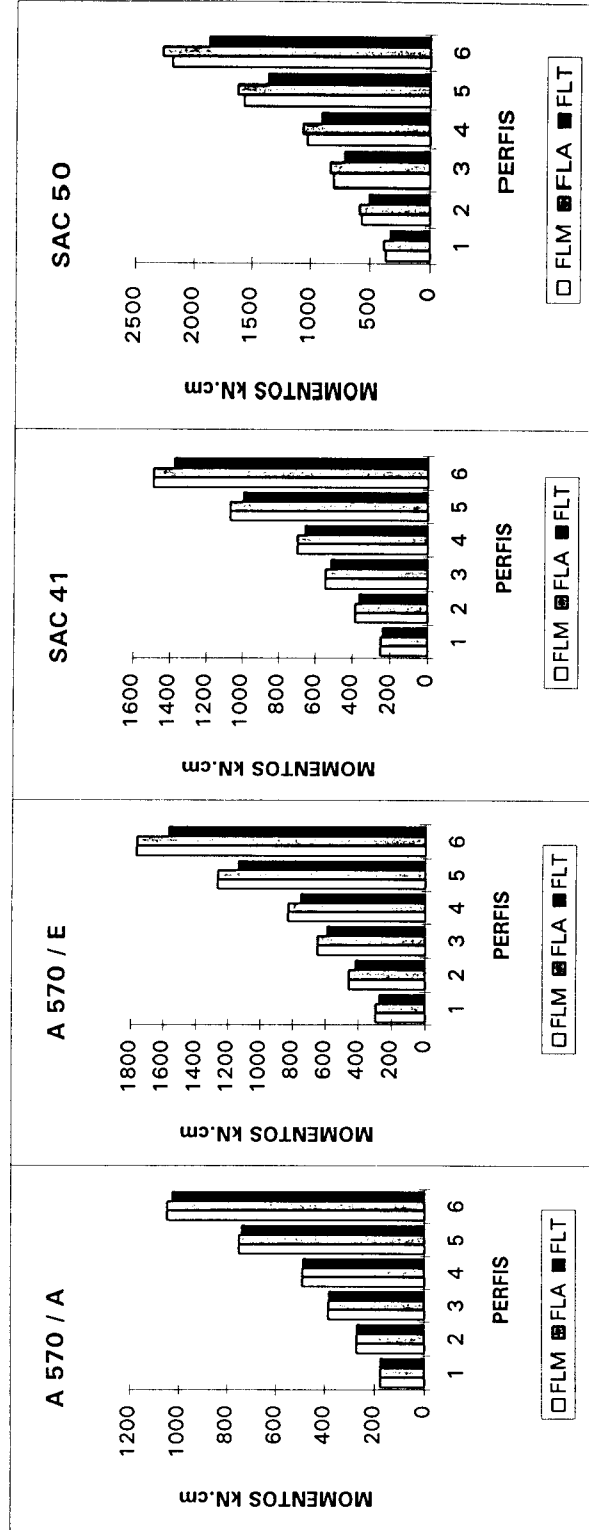


TABELA 60 "U" ENRIJECIDO

VALORES ADMISSÍVEIS DOS MOMENTOS PARA FLM, FLA e FLT em KN.cm

Lb = 167 esp = 4.80	TIPOS DE AÇO											
	A 570 / A			A 570 / E			SAC 41			SAC 50		
	FLM	FLA	FLT	FLM	FLA	FLT	FLM	FLA	FLT	FLM	FLA	FLT
U(75x50x25)	187	187	187	316	316	291	267	267	254	406	406	352
U(100x50x25)	291	291	290	491	491	450	415	415	392	631	631	543
U(127x50x25)	417	417	414	704	704	641	595	595	560	905	905	772
U(150x50x25)	536	536	530	903	903	818	763	763	715	1161	1161	984
U(200x50x25)	824	824	810	1389	1389	1244	1174	1174	1090	1787	1787	1490
U(250x50x25)	1155	1155	1127	1947	1947	1721	1645	1645	1512	2504	2504	2051

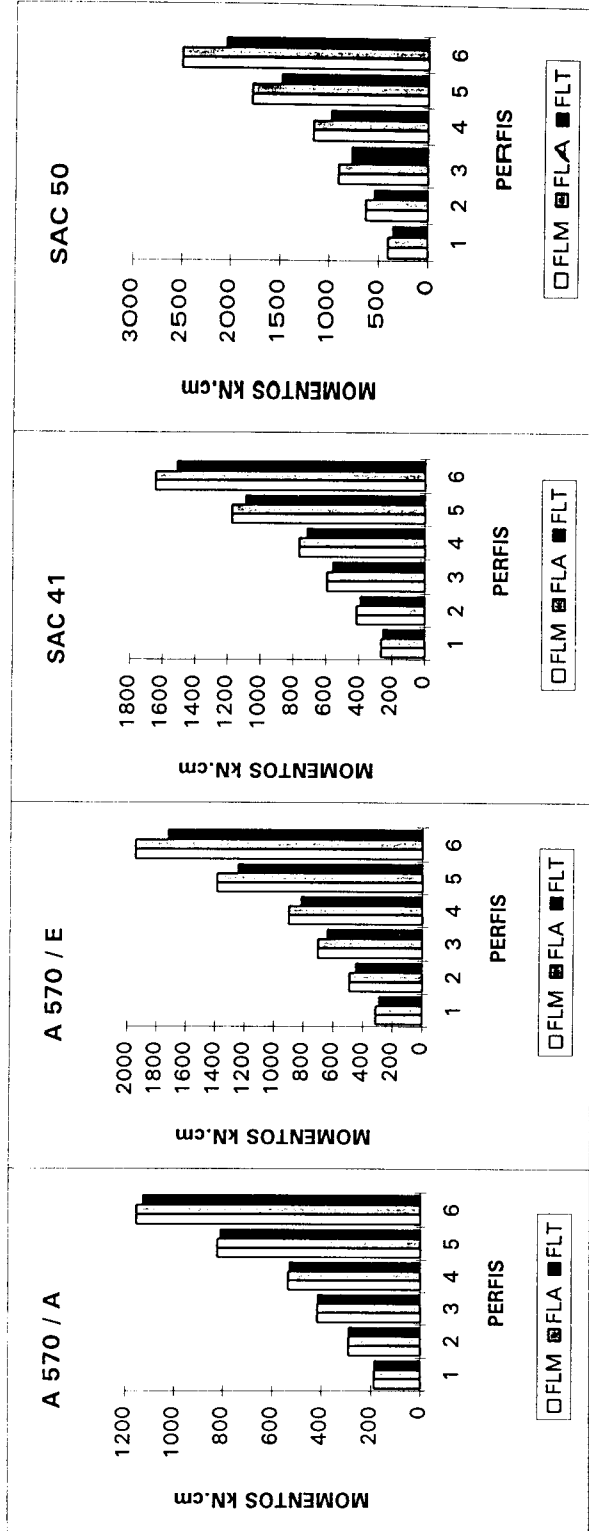


TABELA 61 "U" ENRIJECIDO

VALORES ADMISSÍVEIS DOS MOMENTOS PARA FLM, FLA e FLT em KN.cm

	TIPOS DE AÇO											
	A 570 / A			A 570 / E			SAC 41			SAC 50		
	FLM	FLA	FLT	FLM	FLA	FLT	FLM	FLA	FLT	FLM	FLA	FLT
Lb = 200 esp = 1.90												
U(75x50x25)	85	98	93	89	166	138	89	140	122	89	213	160
U(100x50x25)	125	144	137	131	243	203	131	206	180	131	313	236
U(127x50x25)	172	199	189	180	336	281	180	284	250	180	433	327
U(150x50x25)	216	251	237	227	422	352	227	357	313	227	543	410
U(200x50x25)	323	374	353	338	619	523	338	533	465	338	772	607
U(250x50x25)	444	509	483	465	801	711	465	693	633	465	987	821

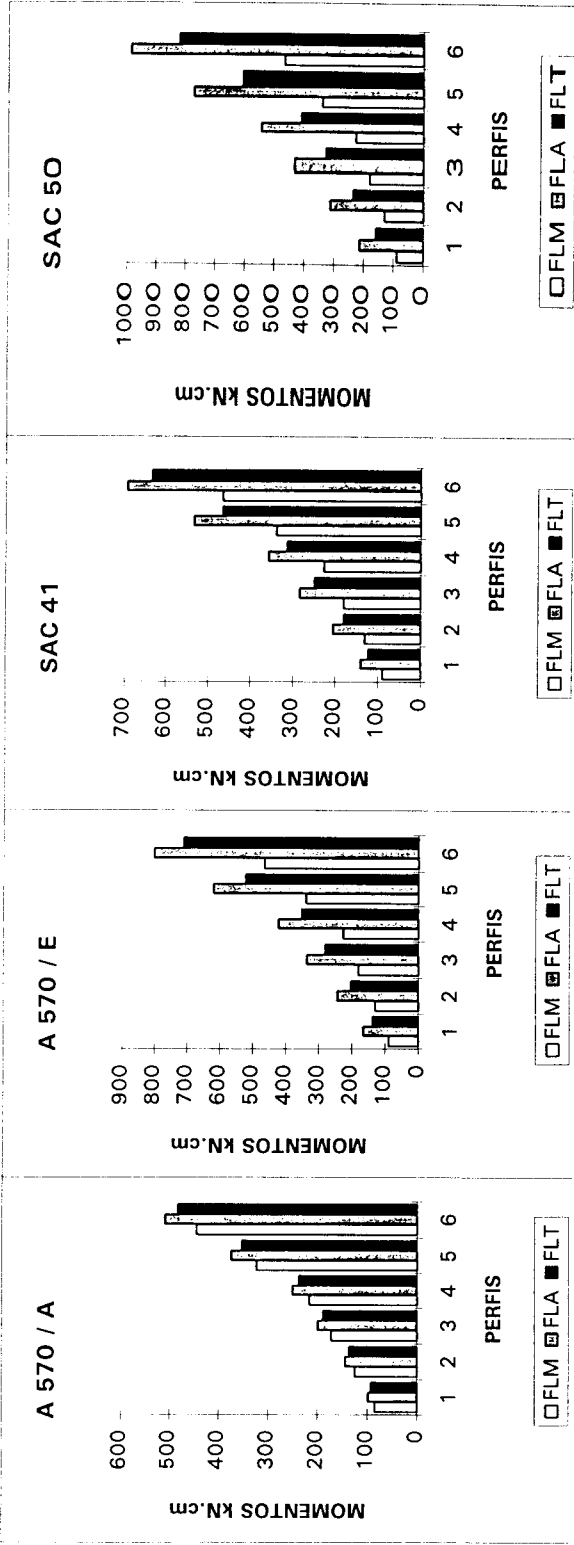


TABELA 62 "U" ENRIJECIDO

VALORES ADMISSÍVEIS DOS MOMENTOS PARA FLM, FLA e FLT em KN.cm

	TIPOS DE AÇO											
	A 570 / A			A 570 / E			SAC 41			SAC 50		
	FLM	FLA	FLT	FLM	FLA	FLT	FLM	FLA	FLT	FLM	FLA	FLT
Lb = 200 esp = 2.66												
U(75x50x25)	123	129	122	174	217	181	154	184	160	206	280	210
U(100x50x25)	182	192	181	259	323	269	229	273	239	307	416	313
U(127x50x25)	254	267	252	361	450	374	319	380	333	427	579	435
U(150x50x25)	321	337	318	455	568	471	403	480	419	539	731	547
U(200x50x25)	482	507	476	685	854	702	606	722	625	810	1099	812
U(250x50x25)	666	700	653	946	1180	956	837	997	854	1119	1485	1100

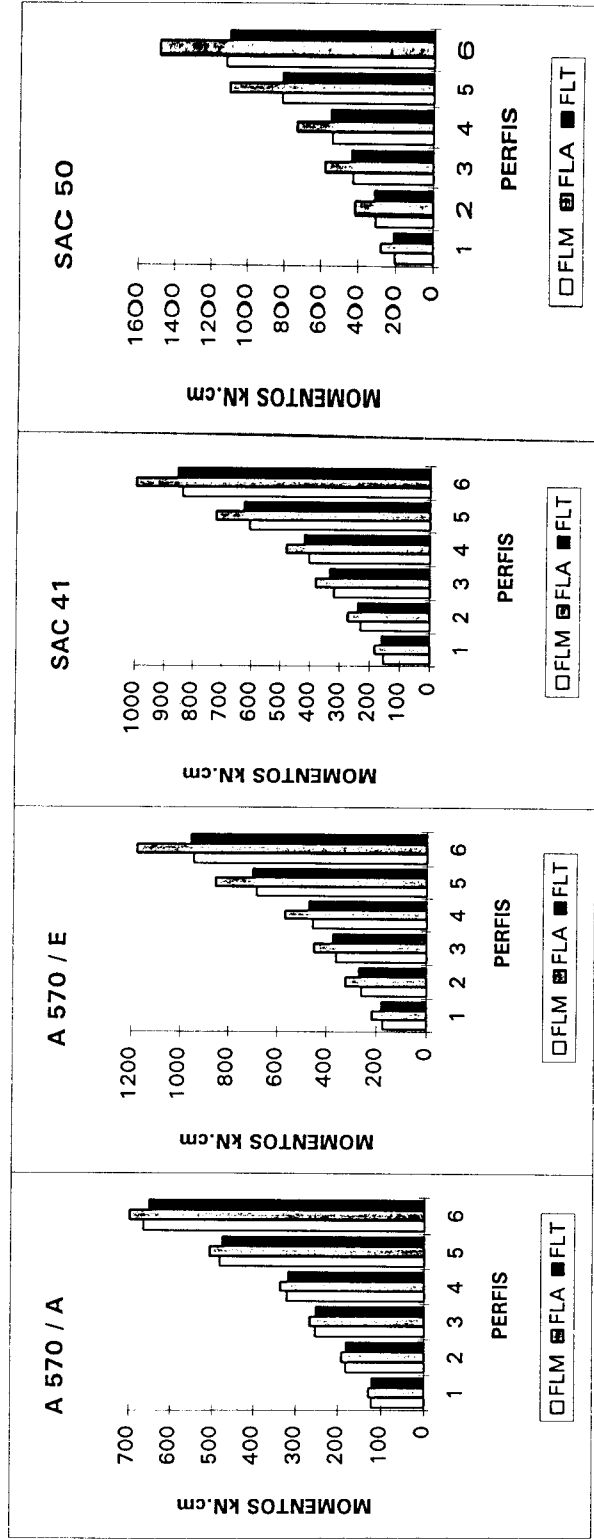


TABELA 63 "U" ENRIJECIDO

VALORES ADMISSÍVEIS DOS MOMENTOS PARA FLM, FLA e FLT em KN.cm

Lb = 200 esp = 3.04	TIPOS DE AÇO											
	A 570 / A			A 570 / E			SAC 41			SAC 50		
	FLM	FLA	FLT	FLM	FLA	FLT	FLM	FLA	FLT	FLM	FLA	FLT
U(75x50x25)	139	142	132	208	240	192	183	203	172	251	308	220
U(100x50x25)	208	213	197	312	359	288	273	303	298	375	462	329
U(127x50x25)	292	298	276	436	503	402	383	425	360	526	646	459
U(150x50x25)	369	377	349	552	636	506	484	537	454	665	818	577
U(200x50x25)	557	569	522	833	959	754	731	810	678	1003	1234	855
U(250x50x25)	771	788	717	1153	1328	1027	1011	1122	926	1389	1708	1155

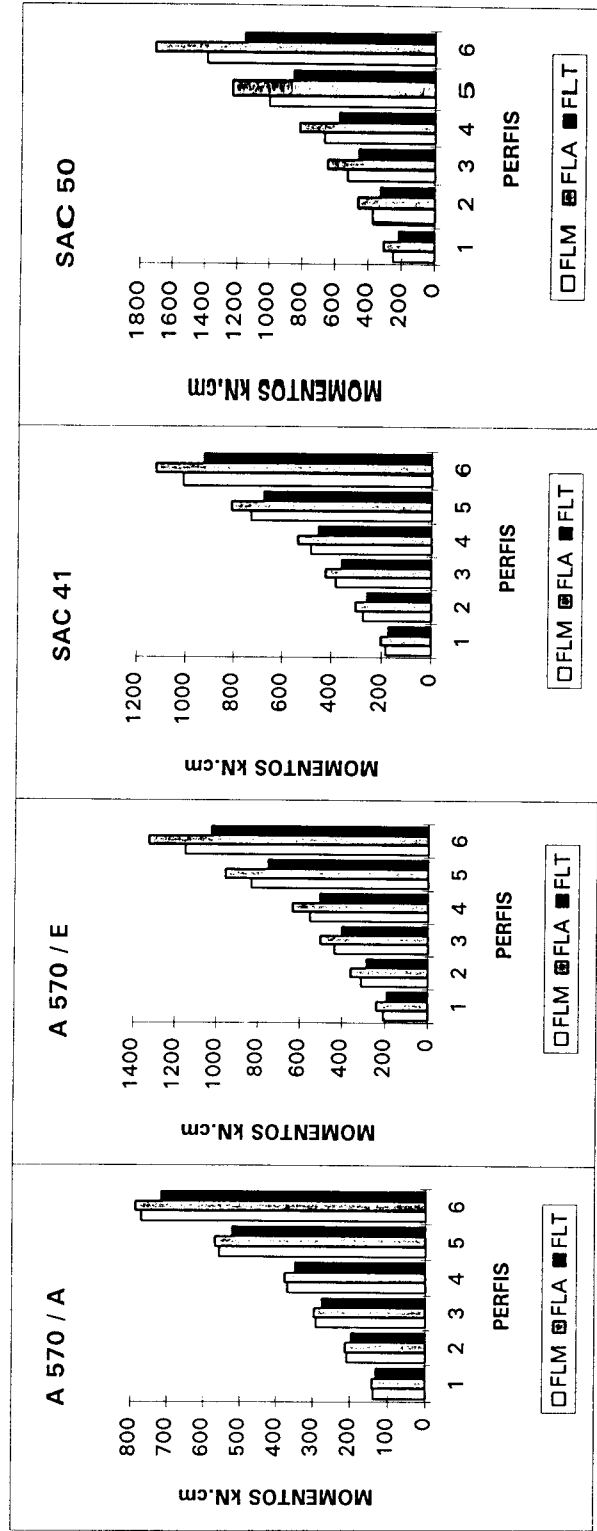


TABELA 64 "U" ENRIJECIDO

VALORES ADMISSÍVEIS DOS MOMENTOS PARA FLM, FLA e FLT em KN.cm

Lb = 200 esp = 3.80	TIPOS DE AÇO											
	A 570 / A			A 570 / E			SAC 41			SAC 50		
	FLM	FLA	FLT	FLM	FLA	FLT	FLM	FLA	FLT	FLM	FLA	FLT
U(75x50x25)	165	165	156	268	278	232	232	235	206	329	358	270
U(100x50x25)	251	251	237	407	423	352	353	357	313	500	544	409
U(127x50x25)	354	354	334	575	598	494	499	505	440	707	769	573
U(150x50x25)	451	451	424	731	761	626	634	643	557	899	978	724
U(200x50x25)	686	686	640	1112	1157	938	965	977	838	1367	1488	1079
U(250x50x25)	954	954	883	1547	1609	1283	1342	1359	1150	1902	2070	1465

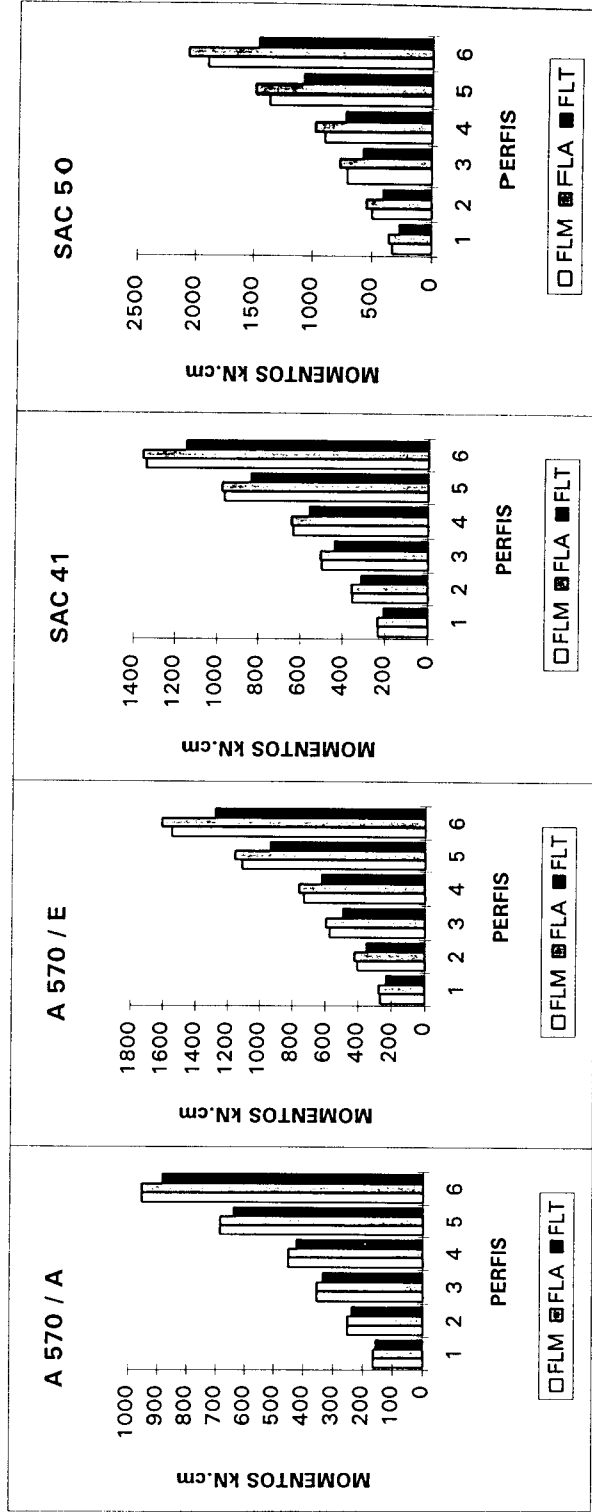


TABELA 65 "U" ENRIJECIDO

VALORES ADMISSÍVEIS DOS MOMENTOS PARA FLM, FLA e FLT em KN.cm

Lb = 200 esp = 4.25	TIPOS DE AÇO											
	A 570 / A			A 570 / E			SAC 41			SAC 50		
	FLM	FLA	FLT	FLM	FLA	FLT	FLM	FLA	FLT	FLM	FLA	FLT
U(75x50x25)	176	176	167	297	297	248	251	251	221	368	382	289
U(100x50x25)	270	270	255	456	456	379	385	385	337	565	586	440
U(127x50x25)	384	384	362	649	648	535	548	548	476	804	834	620
U(150x50x25)	491	491	461	829	828	679	699	699	605	1026	1065	784
U(200x50x25)	750	750	698	1266	1265	1021	1069	1069	913	1568	1627	1171
U(250x50x25)	1047	1047	965	1768	1766	1399	1492	1492	1256	2189	2271	1592

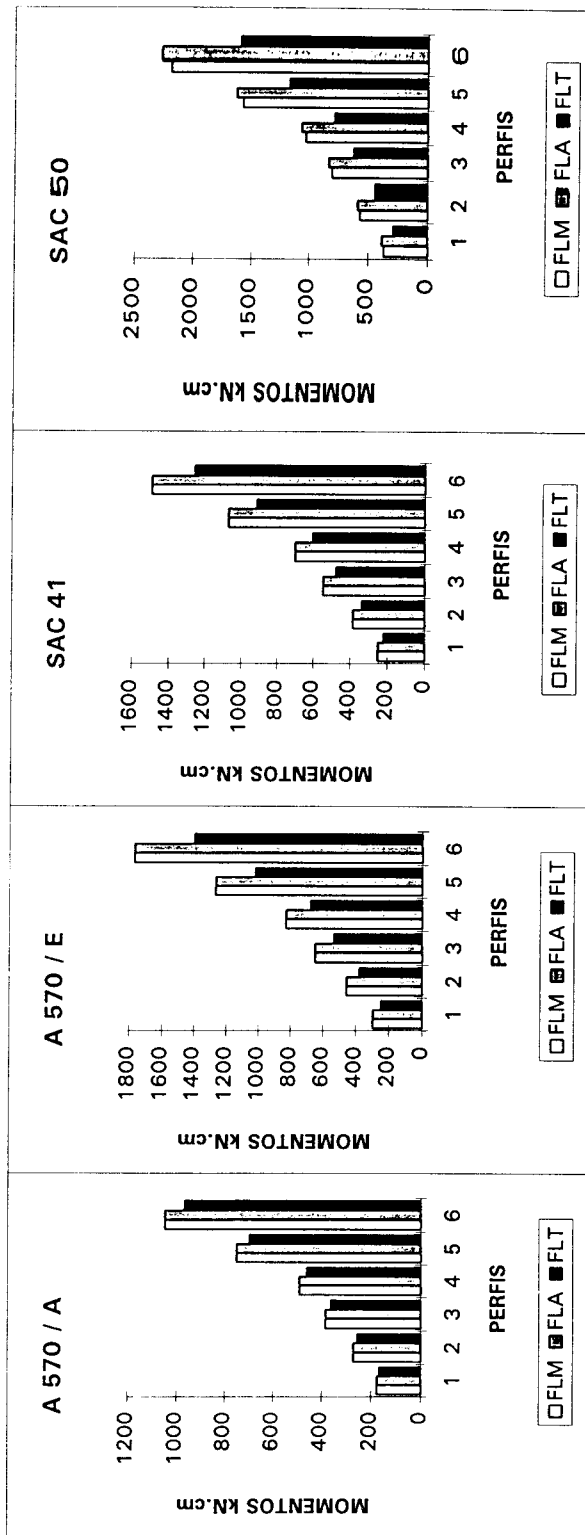


TABELA 66 "U" ENRIJECIDO

VALORES ADMISSÍVEIS DOS MOMENTOS PARA FLM, FLA e FLT em KN.cm

	TIPOS DE AÇO											
	A 570 / A			A 570 / E			SAC 41			SAC 50		
	FLM	FLA	FLT	FLM	FLA	FLT	FLM	FLA	FLT	FLM	FLA	FLT
Lb = 200	Fy = 172 MPa Fu = 310MPa			Fy = 290 MPa Fu = 400 MPa			Fy = 245 MPa Fu = 400 MPa			Fy = 373MPa Fu = 500 MPa		
esp = 4.80	176	176	167	297	297	248	251	251	221	368	382	289
U(75x50x25)	270	270	255	456	456	379	385	385	337	565	586	440
U(100x50x25)	384	384	362	649	648	535	548	548	476	804	834	620
U(127x50x25)	491	491	461	829	828	679	699	699	605	1026	1065	784
U(150x50x25)	750	750	698	1266	1265	1021	1069	1069	913	1568	1627	1171
U(200x50x25)	1047	1047	965	1768	1766	1399	1492	1492	1256	2189	2271	1592

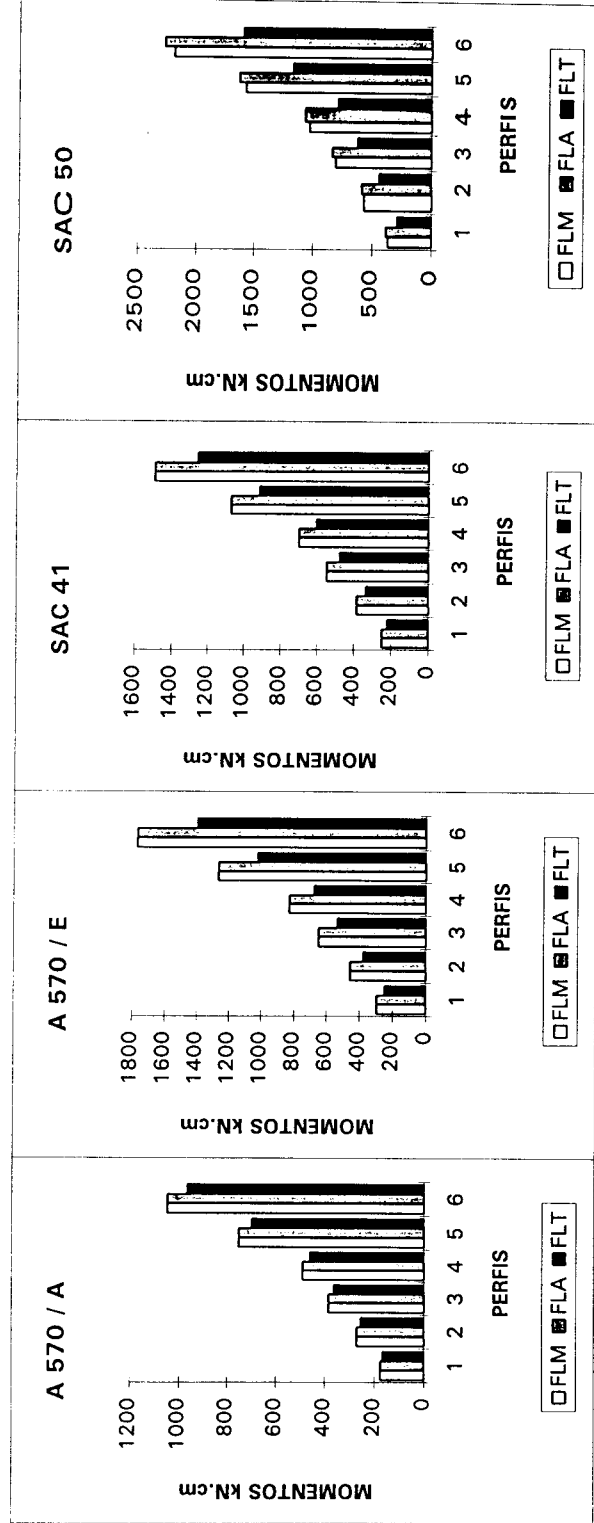


TABELA 67 "U" ENRIJECIDO

VALORES ADMISSÍVEIS DOS MOMENTOS PARA FLM, FLA e FLT em KN.cm

Lb = 250 esp = 1.90	TIPOS DE AÇO											
	A 570 / A			A 570 / E			SAC 41			SAC 50		
	FLM	FLA	FLT	FLM	FLA	FLT	FLM	FLA	FLT	FLM	FLA	FLT
U(75x50x25)	85	98	84	89	166	111	89	140	104	89	213	116
U(100x50x25)	125	144	123	131	243	165	131	206	153	131	313	174
U(127x50x25)	172	199	171	180	336	229	180	284	212	180	433	241
U(150x50x25)	216	251	214	227	422	287	227	357	266	227	543	302
U(200x50x25)	323	374	318	338	619	422	338	533	393	338	772	441
U(250x50x25)	444	509	432	465	801	568	465	693	532	465	987	587

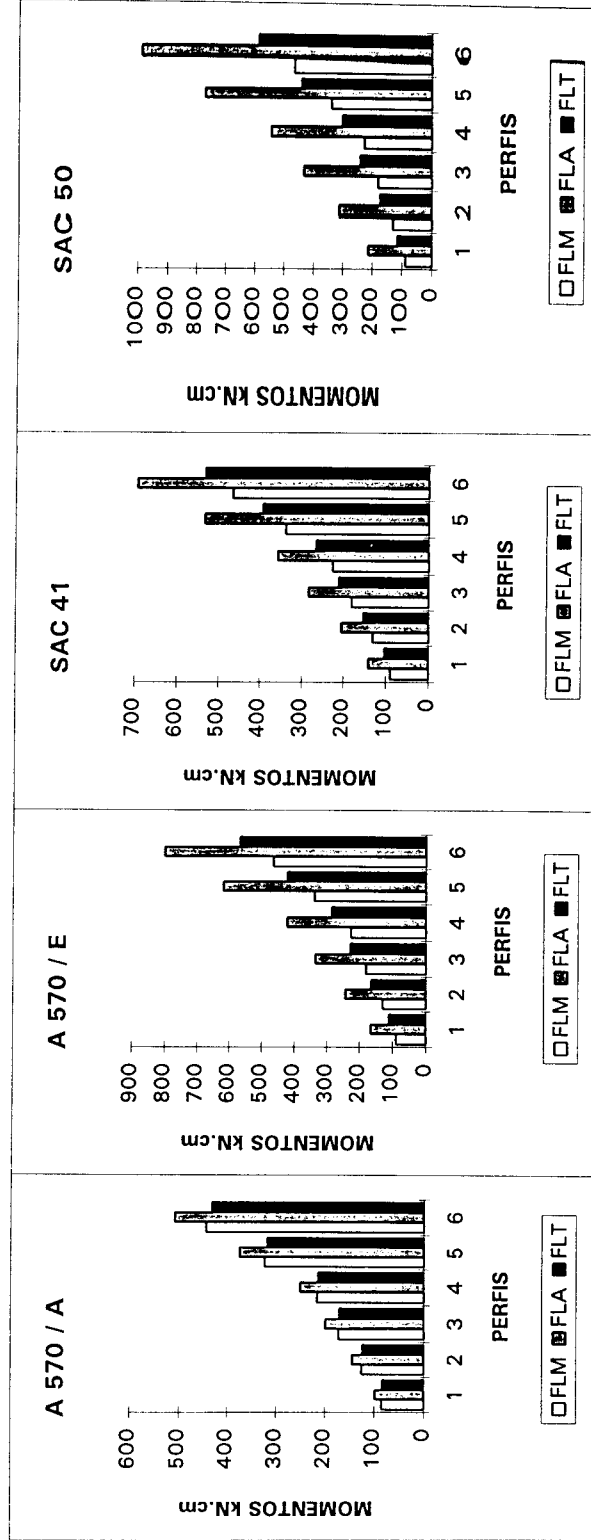


TABELA 68 "U" ENRIJECIDO

VALORES ADMISSÍVEIS DOS MOMENTOS PARA FLM, FLA e FLT em KN.cm

Lb = 250 esp = 2.66	TIPOS DE AÇO											
	A 570 / A			A 570 / E			SAC 41			SAC 50		
	FLM	FLA	FLT	FLM	FLA	FLT	FLM	FLA	FLT	FLM	FLA	FLT
U(75x50x25)	123	129	110	174	217	146	154	184	136	206	280	153
U(100x50x25)	182	192	163	259	323	218	229	273	203	307	416	229
U(127x50x25)	254	267	228	361	450	304	319	380	282	427	579	318
U(150x50x25)	321	337	286	455	568	381	403	480	355	539	731	399
U(200x50x25)	482	507	427	685	854	563	606	722	526	810	1 099	583
U(250x50x25)	666	700	583	946	1 180	757	837	997	712	1 119	1 485	776

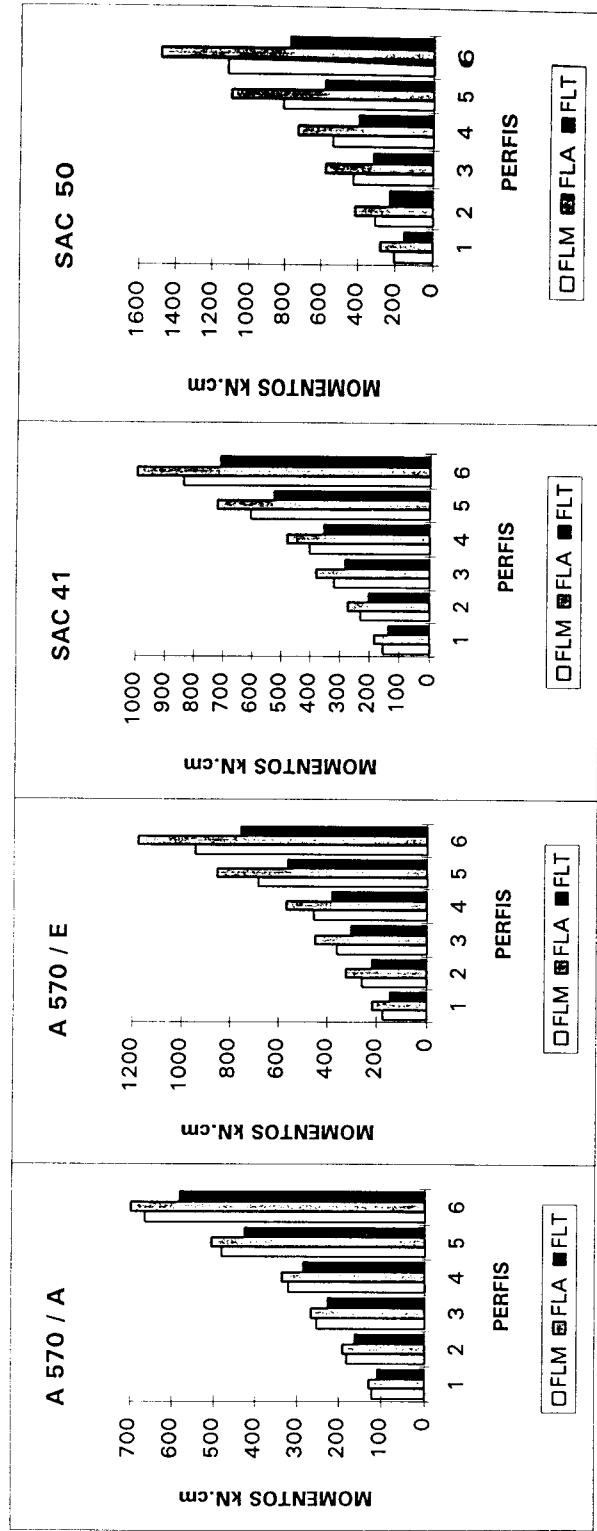


TABELA 69 "U" ENRIJECIDO

VALORES ADMISSÍVEIS DOS MOMENTOS PARA FLM, FLA e FLT em KN.cm

Lb = 250 esp = 3.04	TIPOS DE AÇO											
	A 570 / A			A 570 / E			SAC 41			SAC 50		
	FLM	FLA	FLT	FLM	FLA	FLT	FLM	FLA	FLT	FLM	FLA	FLT
U(75x50x25)	139	142	121	208	240	162	183	203	150	251	308	169
U(100x50x25)	208	213	181	312	359	242	273	303	225	375	462	254
U(127x50x25)	292	298	254	436	503	338	383	425	314	526	646	353
U(150x50x25)	369	377	320	552	636	424	484	537	396	665	818	442
U(200x50x25)	557	569	478	833	959	627	731	810	587	1003	1234	647
U(250x50x25)	771	788	653	1153	1328	843	1011	1122	795	1389	1708	861

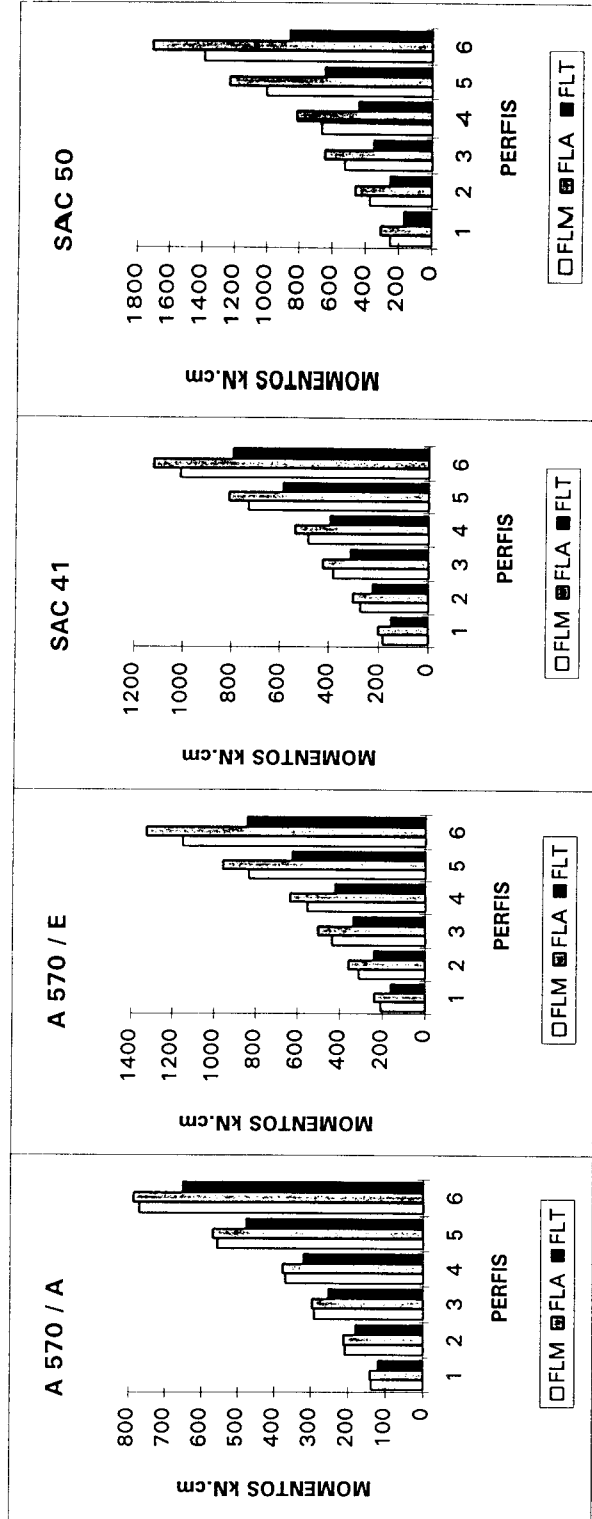


TABELA 70 "U" ENRIJECIDO

VALORES ADMISSÍVEIS DOS MOMENTOS PARA FLM, FLA e FLT em KN.cm

	TIPOS DE AÇO											
	A 570 / A			A 570 / E			SAC 41			SAC 50		
	FLM	FLA	FLT	FLM	FLA	FLT	FLM	FLA	FLT	FLM	FLA	FLT
Lb = 250 esp = 3.80												
U(75x50x25)	165	165	141	268	278	189	232	235	175	329	358	199
U(100x50x25)	251	251	214	407	423	285	353	357	265	500	544	298
U(127x50x25)	354	354	301	575	598	399	499	505	372	707	769	415
U(150x50x25)	451	451	381	731	761	502	634	643	469	899	978	521
U(200x50x25)	686	686	572	1112	1157	743	955	977	699	1367	1488	762
U(250x50x25)	954	954	783	1547	1609	1000	1342	1359	948	1902	2070	1014

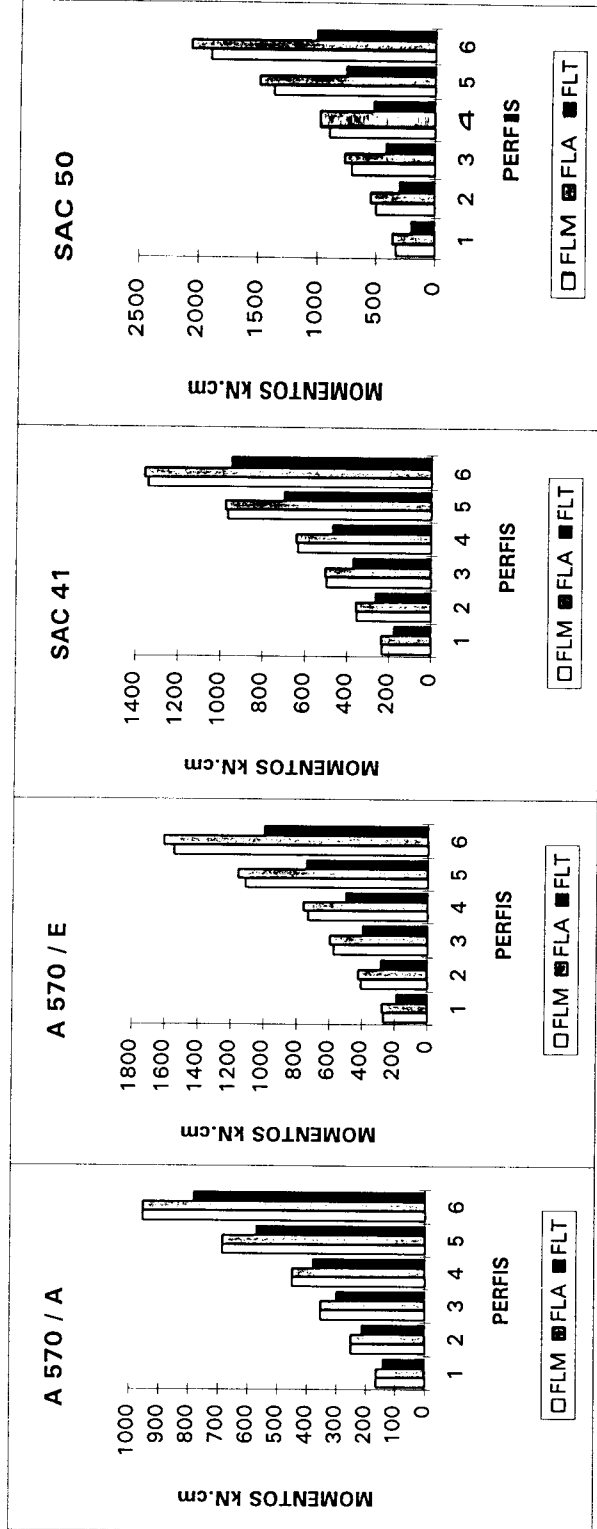


TABELA 71 "U" ENRIJECIDO

VALORES ADMISSÍVEIS DOS MOMENTOS PARA FLM, FLA e FLT em KN.cm

lb = 250 esp = 4,25	TIPOS DE AÇO															
	A 570 / A				A 570 / E				SAC 41				SAC 50			
	FLM	FLA	FLT	Fy = 172 MPa Fu = 310MPa	FLM	FLA	FLT	Fy = 290 MPa Fu = 400 MPa	FLM	FLA	FLT	Fy = 245 MPa Fu = 400 MPa	FLM	FLA	FLT	Fy = 373MPa Fu = 500 MPa
U(75x50x25)	176	176	151		297	297	203		251	251	188		368	382	214	
U(100x50x25)	270	270	230		456	456	307		385	385	285		565	586	321	
U(127x50x25)	384	384	325		649	649	431		548	548	402		804	834	448	
U(150x50x25)	491	491	413		829	829	543		699	699	508		1026	1065	561	
U(200x50x25)	750	750	622		1266	1266	804		1069	1069	758		1568	1627	822	
U(250x50x25)	1047	1047	854		1768	1768	1082		1492	1492	1030		2189	2271	1094	

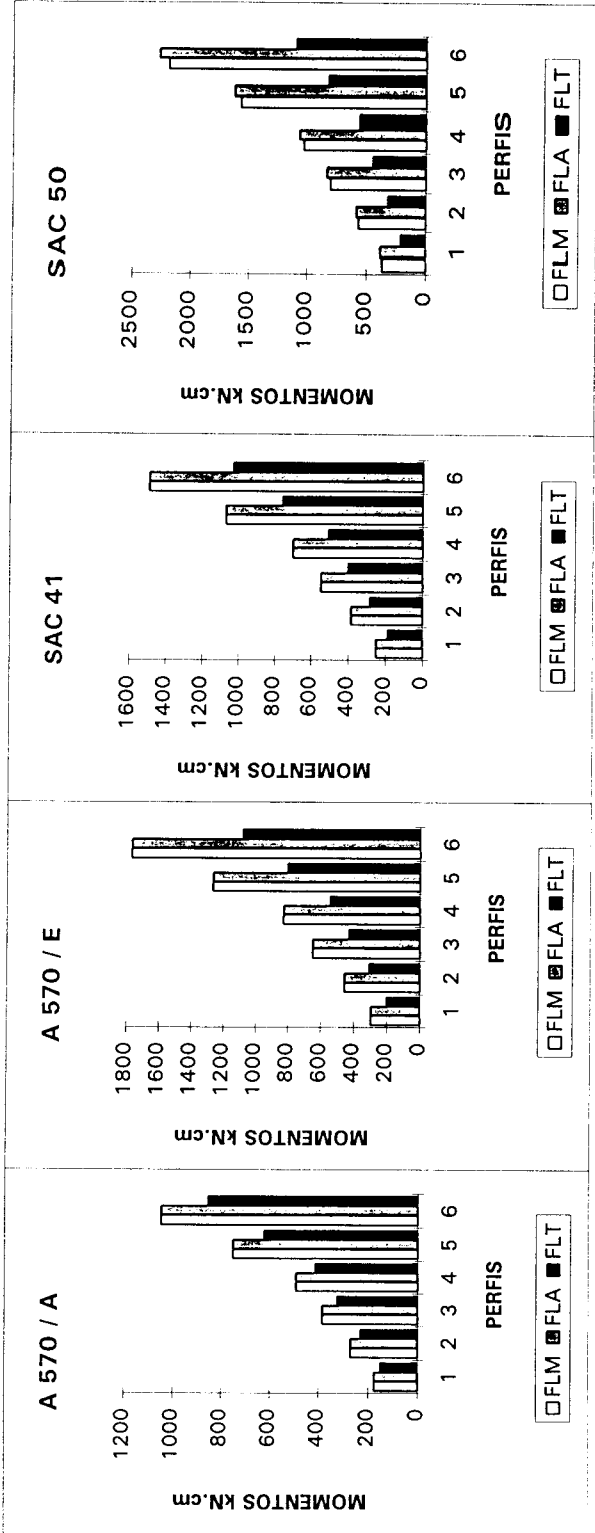
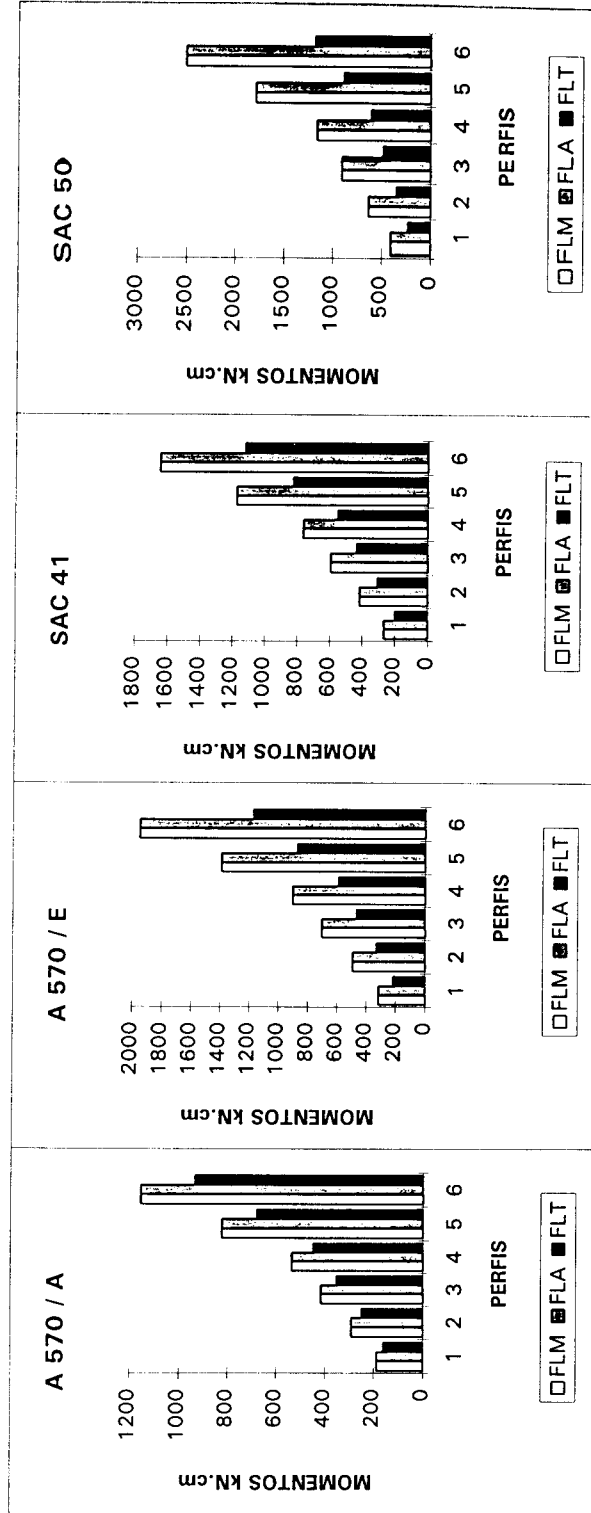


TABELA 72 "U" ENRIJECIDO

VALORES ADMISSÍVEIS DOS MOMENTOS PARA FLM, FLA e FLT em KN.cm

Lb = 250 esp = 4.80	TIPOS DE AÇO											
	A 570 / A			A 570 / E			SAC 41			SAC 50		
	FLM	FLA	FLT	FLM	FLA	FLT	FLM	FLA	FLT	FLM	FLA	FLT
U(75x50x25)	187	187	161	316	316	217	267	267	201	406	406	230
U(100x50x25)	291	291	248	491	491	331	415	415	308	631	631	346
U(127x50x25)	417	417	352	704	704	466	595	595	435	905	905	483
U(150x50x25)	536	536	449	903	903	588	763	763	551	1161	1161	606
U(200x50x25)	824	824	679	1389	1389	872	1174	1174	825	1787	1787	887
U(250x50x25)	1155	1155	934	1947	1947	1172	1645	1645	1120	2504	2504	1181



REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

AMERICAN IRON AND STEEL INSTITUTE (1986). *Cold formed steel design manual*. Washington, AISI.

AMERICAN IRON AND STEEL INSTITUTE. (1991). LRFD - *Cold formed steel design manual*. Washington, AISI.

ANDERSON, J. M.; TRAHAIR, N. S. (1972). Stability of monosymmetric beams and cantilevers. *Journal of the Structural Division*, ASCE, v.98 n.ST1, p.269-286, Jan.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (1983). *NBR 8681 - Ações e segurança nas estruturas*. Rio de Janeiro.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. (1967). *NB 143 - Cálculo de estruturas de aço constituídas por perfis leves*. Rio de Janeiro.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (1986). *NBR 8800 - Projeto e execução de estruturas de aço de edifícios*. Rio de Janeiro.

BASLER, K. (1961). Strength of plate girders in shear. *Journal of the Structural Division*, ASCE, v.87, n.ST7, p.151-180, Oct.

BELLEI, I. H. (1994). *Edifícios industriais em aço, projeto e cálculo*. São Paulo, Pini.

BLEICH, F. (1952). *Buckling strength of metal structures*. New York, McGraw-Hill.

- CANADIAN STANDARDS ASSOCIATION (1984). *CAN3-S136-M84 - Cold formed steel structural members*, Toronto.
- CHAJES, A.; BRITVEC, S. J.; WINTER, G. (1963). Effects of cold-straining on structural sheet steels. *Journal of the Structural Division*, ASCE, v.89, n.ST2, p.1-32, Apr.
- CLARK, J. W.; HILL, H. N. (1960). Lateral buckling of beams. *Journal of the Structural Division*, ASCE, v.86, n.ST7, p.175-196, July
- CULVER, C. G. (1965). Exact solution of the biaxial bending equations. *Journal of the Structural Division*, ASCE, v.92, n.ST2, p.63-83, Apr.
- DESMOND, T. P.; PEKOZ, T.; WINTER, G. (1981a). Edge stiffeners for thin-walled members. *Journal of the Structural Division*, ASCE, v.107, n.2, p.329-353, Feb.
- DESMOND, T. P.; PEKOZ, T.; WINTER, G. (1981b). Intermediate stiffeners for thin-walled members. *Journal of the Structural Division*, ASCE, v.107, n.ST4, p.627-649, Apr.
- GALAMBOS, T. V. (1963). Inelastic lateral buckling of beams. *Journal of the Structural Division*, ASCE, v.89, n.ST5, p.217-242, Oct.
- GALAMBOS, T. V. (1988). *Guide to stability design criteria for metal structures*. 4.ed. New York, Wiley-Interscience.
- HAUSSLER, R. W. (1964). Strength of elastically stabilized beams. *Journal of the Structural Division*, ASCE, v.90, n.ST3, p.219-163, June.
- HILL, H. N. (1954). Lateral buckling of channels and z beams. *Transactions*, ASCE, v.119, p.829-841.
- HSIAO, L.; YU, W. W.; GALAMBOS, T. V. (1990). AISI LRFD method for cold-formed steel structural members. *Journal of the Structural Engineering*, ASCE, v.116, n.2, p.500-517, Feb.

- JAVARONI, C. E. (1993). *Perfis de aço conformados a frio por dobramento de chapa fina: fundamentos teóricos para o dimensionamento de barras*. São Carlos. 1v. Dissertação (Mestrado) - EESC, USP.
- KALYANARAMAN, V.; PEKOZ, T.; WINTER, G. (1977a) Overall column stability after local buckling. In: INTERNATIONAL COLLOQUIUM ON STABILITY OF STRUCTURES UNDER STATIC AND DYNAMIC LOADS, Washington, 1977. *Proceedings*. New York, ASCE. p.757-771.
- KALYANARAMAN, V; PEKOZ, T; WINTER, G. (1977b). Unstiffened compression elements. *Journal of the Structural Division*, ASCE, v.103, n.8, p.1833-1848, Sept.
- KARREN, K. W. (1967). Corner properties of cold-formed steel shapes. *Journal of the Structural Division*, ASCE, v.93, n.ST1, p.401-432, Feb.
- KARREN, K. W. ; WINTER, G. (1967). Effects of cold-forming on light-gage steel members. *Journal of the Structural Division*, ASCE, v.93, n.ST1, p.433-469, Feb.
- KARREN, K. W. ; WINTER, G.; GOHIL, M. M. (1974). Strain hardening and aging in cold-formed steel. *Journal of the Structural Division*, ASCE, v.101, nST1, p.187-200, Mar.
- KETTER, R. L. (1961). Further studies of the strength of beam-columns. *Journal of the Structural Division*, ASCE, v.87, nST6, p.244-266, Aug.
- KOROL, R. M.; HUDOBA, J. (1972). Plastic behavior of hollow structural sections. *Journal of Structural Engineering*, ASCE, v.98, n.5, p.1007-1023, May.
- LaBOUBE, R. A. (1991). Uplift capacity of z-purlins. *Journal of the Structural Engineering*, ASCE, v.117, n.4, p.1159-1166, Apr.
- LaBOUBE, R. A. (1992). Estimating uplift capacity of light steel roof system. *Journal of Structural Engineering*, ASCE, v.118, n.3, p.848-852, Mar.

- LIND, N. C.; SCHROFF, D. K. (1975). Utilization of cold formed steel. *Journal of Structural Division*, ASCE, v.101, n.ST1, p67-78, Jan.
- MOLITERNO, A. (1989). *Elementos para projetos em perfis leves de aço*. São Paulo, Edgard Blücher.
- MULLIGAN, G. P. ; PEKOZ, T. (1984). Locally buckled thin-walled columns. *Journal of Structural Engineering*, ASCE, v.110, n.11, p2634-2654, Nov.
- MULLIGAN, G. P. ; PEKOZ, T. (1987). Local buckling interaction in cold-formed columns. *Journal of Structural Engineering*, ASCE, v.113, n.3, p.604-620, Mar.
- PARAMI, S. R. ; LIND, N. C. (1974). Limit states basis for cold-formed steel design. *Journal of the Structural Division*, ASCE, v.102, n.ST3, p.475-486, Mar.
- POLYZOIS, D. (1987). Sag rods lateral supports for girts and purling. *Journal of the Structural Engineering*, ASCE, v.113, n.7, p.1521-1531, July.
- POLYZOIS, D.; BIRKEMOE, P. C. (1985). Z- sections girts under negative loading. *Journal of Structural Engineering*, ASCE, v.111, n.3, p.528-544, Mar.
- RACHID, M. (1975). *Instabilidade de barras de seção delgada*. São Carlos. Tese (Doutorado) - EESC, USP.
- RACHID, M. (1992). *Instabilidade das Estruturas*. São Carlos, EESC, USP. (Notas de aula).
- RACHID, M.; MORI, D. D. (1989). *Instabilidade: Conceitos - Aplicação na flambagem por flexão*. São Carlos, EESC, USP.
- RECK, P. H.; PEKOZ, T.; WINTER, G. (1975). Inelastic strength of cold-formed steel beams. *Journal of Structural Division*, ASCE, v.101, n.ST11, p.2193-2203, Nov.
- SÁLES, J. J.; MALITE, M. (1993). *Estruturas de aço constituídas por perfis de chapa dobrada: dimensionamento de barras*. EESC, USP.

- SÁLES, J. J.; MALITE, M. (1993). *Sistemas estruturais: ações e segurança*. São Carlos, EESC, USP.
- SÁLES, J. J.; MALITE, M.; PRELORENTZOU, P. A.; GONÇALVES, R. M. (1994). *Construções em aço: projeto*. São Carlos, EESC, USP.
- SÁLES, J. J.; MALITE, M.; GONÇALVES, R. M. (1996). *Edifício industrial em perfis de chapa dobrada - exemplo de cálculo*. São Carlos, EESC, USP.
- SCHULTE, H.; YAGUI, T. (1977). *Estruturas de aço, elementos básicos*. São Carlos, EESC, USP.
- TIMOSHENKO, S. P.; GERE, J. M. (1961). *Theory of elastic stability*. 2. ed. New York, McGraw-Hill.
- VLASOV, V. Z. (1961). *Thin-walled elastic beams*. 2.ed. Jerusalem, Israel Program for Scientific Translations. (translated from Russian).
- WENG, C. C. (1991). Effect of residual stress on cold-formed steel strength. *Journal of Structural Engineering*, ASCE, v.117, n.6, p.1622-1640, June.
- WENG, C. C. ; PEKOZ, T. (1990a). Compression tests of cold formed steel columns. *Journal of Structural Engineering*, ASCE, v.116, n.5, p.1230-1246, May.
- WENG, C. C.; PEKOZ, T. (1990b) Residual stresses in cold formed steel members. *Journal of Structural Engineering*, ASCE, v.116, n.6, p.1611-1625, June.
- WINTER, G. (1959). Cold-formed, light-gage steel construction. *Journal of the Structural Division*, ASCE, v.85, n.ST9, p.151-173, Nov.
- WINTER, G. (1987). Cold-formed steel construction. In: WHITE, R. N.; SALMON, C. G. *Building structural design handbook*. New York, John Wiley & Sons. cap.20, p.633-659.
- YENER, M. ; PEKOZ, T. (1985a). Partial moment redistribution in cold-formed steel. *Journal of Structural Engineering*, ASCE, v.111, n.6, p.1187-1203, June.

- YENER, M. ; PEKOZ, T. (1985b). Partial stress redistribution in cold-formed steel.
Journal of Structural Engineering, ASCE, v.111, n.6, p.1169-1186, June.
- YU, W. W. (1985). *Cold-formed steel design*. New York, John Wiley & Sons.