

UNIVERSIDADE FEDERAL DE OURO PRETO - ESCOLA DE MINAS
DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA CIVIL
PROGRAMA DE PÓS – GRADUAÇÃO EM ENGENHARIA CIVIL

SEGURANÇA DE ESTRUTURAS EM PERFIS FORMADOS A FRIO

ANDRÉ LUÍS RIQUEIRA BRANDÃO

ORIENTADOR: Prof. Dr. Marcílio Sousa da Rocha Freitas

Dissertação apresentada ao Programa de Pós-Graduação do Departamento de Engenharia Civil da Escola de Minas da Universidade Federal de Ouro Preto, como parte integrante dos requisitos para obtenção do título de Mestre em Engenharia Civil, área de concentração: Construção Metálica.

Ouro Preto, março de 2007.

SEGURANÇA DE ESTRUTURAS EM PERFIS FORMADOS A FRIO

AUTOR: ANDRÉ LUÍS RIQUEIRA BRANDÃO

Esta dissertação foi apresentada em sessão pública e aprovada em 12 de março de 2007, pela Banca Examinadora composta pelos seguintes membros:

Prof. Dr. Marcílio Sousa da Rocha Freitas (Orientador / UFOP)

Prof^{da}. Dr^a. Arlene Maria Sarmanho Freitas (UFOP)

Prof. Dr. Maximiliano Malite (EESC/USP)

*À minha linda filha Eloá,
que nasceu durante a execução deste trabalho*

Agradecimentos

A Deus, em primeiro lugar, por tudo.

Aos meus pais, Brandão e Tunica por todo incentivo que me deram ao longo dos anos.

Aos meus irmãos, Marcelo e Patrícia por todo apoio e incentivo e confiança e ao meu sobrinho Israel pelos momentos de lazer e descontração.

À minha esposa Erly, pelo amor, paciência e incentivo durante a realização deste trabalho e à minha filha Eloá, sem a qual, com certeza, este trabalho chegaria ao fim mais rapidamente, porém eu me sentiria muito menos realizado.

À República Taranóia, pela amizade, consideração e por ter me abrigado durante a realização deste trabalho.

Ao Prof. Marcílio por sua orientação, incentivo e amizade, além de toda confiança depositada durante a realização deste trabalho.

À Prof^a. Arlene pelo incentivo, principalmente nos momentos iniciais do curso, quando atuava na coordenação do curso.

Aos professores Ernani Carlos Araújo (UFOP) e Francisco Carlos Gomes (UFLA) por me apresentarem ao curso de mestrado.

Aos professores e funcionários da Escola de Minas, pela convivência e auxílio prestado.

Aos colegas de mestrado Aldo, Gustavo, José Maria, Maila, Manoel, Marcelo, Michel e Róvia, pela grande ajuda prestada, principalmente nos momentos iniciais do curso de mestrado.

Aos amigos Aparecida Mucci Castanheira, Alisson Pinto Chaves e Alessandro Estevam, pelas contribuições diretas e indiretas para a realização deste trabalho.

Ao Engenheiro Artur Bolivar Moreira, pela amizade e ensinamentos relacionados aos aspectos mais variados da engenharia.

À Fundação Gorceix, pelo apoio financeiro.

Resumo

As estruturas devem oferecer segurança e boas condições de utilização. Segurança significa que a estrutura não irá se romper ou falhar, durante sua vida útil, de modo que a integridade da vida de seus usuários seja obtida, ou ainda provocar um grande prejuízo econômico. Em um projeto estrutural, procura-se a solução mais econômica e segura possível. Isto significa que a estrutura deve apresentar-se resistente, estável, duradoura e com o menor custo.

Durante várias décadas as estruturas foram projetadas segundo normas em tensões admissíveis. A partir da década de 1980, as normas brasileiras para o dimensionamento de estruturas metálicas passaram a ser baseadas no método dos estados limites. Nestas normas são utilizados coeficientes de ponderação das ações e da resistência de forma a se obter níveis de segurança nelas definidos.

Neste trabalho apresenta-se um estudo da segurança de elementos de barras e ligações de perfis formados a frio, para vários estados limites, abordados em alguns códigos de projeto. Os objetivos deste estudo são a avaliação do índice de confiabilidade, β , para diversas relações ação permanente/ação variável, bem como, comparar os valores encontrados considerando diversas combinações de ações. O estudo comparativo inclui o procedimento de calibração, com a avaliação dos coeficientes de minoração, ϕ , para as combinações de carga definidas. Os dados experimentais e a metodologia foram os mesmos utilizados na calibração da norma AISI-LRFD.

Abstract

The structure should offer safety and good conditions of usefulness. Security means that the structure won't snap or fail during its useful life in a way that it would kill or hurt its users or even cause a large economic loss. The study of structural reliability is concerned with the assessment of the probability of limit state violation for structural system. It includes safety against structural failure or collapse of structural components, known as ultimate limit state, and disruption of normal use, known as serviceability limit state.

Once the limit states are defined by the designer, the safety level can be assessed. The identification of the uncertainties present in the project establishes the initial step of this process of calculation. Traditionally, the structural design codes have used factors of safety to deal with the presence of uncertainties. Although, the use of partial coefficients of security doesn't allow the knowledge of real chances of failure to occur. In the scientific point of view, a consistent approach is necessary for a better quantitative of security in the structures. At this point, the theory of probabilities and reliability appear to resolve the problem, so it allows us to consider in a relatively simple way, the random character of the involved variables in the project.

This work shows a study of the level of reliability of cold-formed steel members and connections, for some limit states, approached by the main codes. The aim of this study is the assessment of index of reliability β for a variation of the dead to live load ratios, as well as to compare the value found considering the different load combinations. The comparative study includes the calibration proceedings with the assessment of the resistance factors ϕ for the load combinations defined. The experimental data and the methodology were the same as used in the calibration of the *Specification AISI*.

Sumário

<i>AGRADECIMENTOS</i>	IV
<i>RESUMO</i>	V
<i>ABSTRACT</i>	VI
<i>SUMÁRIO</i>	VII
<i>LISTA DE TABELAS</i>	XI
<i>LISTA DE SÍMBOLOS</i>	XIX
<i>CAPÍTULO 1</i>	1
INTRODUÇÃO	1
1.1 Generalidades.....	1
1.2 Objetivos.....	4
1.3 Metodologia	4
1.4 Estrutura do trabalho	4
<i>CAPÍTULO 2</i>	6
ANÁLISE DE CONFIABILIDADE ESTRUTURAL	6
2.1 Introdução	6
2.2 Identificação das incertezas	8
2.3 Normas de projeto	11
2.4 Classificação dos métodos de confiabilidade	13
2.5 Considerações de Segurança nas Normas.....	14
2.5.1 Método das Tensões Admissíveis	16
2.5.2 Método dos Estados Limites.....	16
2.5.3 Ações	18
2.5.4 O Processo de Calibração de Normas	19
2.6 Métodos para análise da confiabilidade.....	21

2.6.1 Problema básico da confiabilidade.....	21
2.6.2 Método do segundo momento.....	26
2.6.2.1 Função desempenho	28
2.6.2.2 Índice de confiabilidade	29
CAPÍTULO 3	39
PERFIS FORMADOS A FRIO	39
3.1 Considerações Gerais	39
3.2 Materiais e Fabricação.....	42
3.3 Considerações de Projeto.....	44
3.4 Particularidades do comportamento mecânico dos perfis formados a frio.....	47
3.5 Histórico e Desenvolvimento das Normas de Projeto.....	47
3.6 Comentário Sobre a Especificação AISI-LRFD para Perfis Formados a Frio	49
3.6.1 Norma AISI	49
3.6.2 Conceitos probabilísticos.....	50
3.6.3 Fundamentos para o <i>Método dos Estados Limites</i> para perfis formados a frio	59
3.6.4 Coeficientes de ponderação e combinações das ações.....	60
3.6.5 Coeficientes de ponderação da resistência	62
CAPÍTULO 4	65
DESCRIÇÃO ESTATÍSTICA DAS VARIÁVEIS BÁSICAS	65
4.1 Variáveis básicas	65
4.2 Variabilidade na resistência	65
4.2.1 Barras submetidas à flexão simples	66
4.2.1.1 Momento fletor	66
4.2.1.2 Força cortante	70

4.2.1.3	Momento fletor e força cortante combinados.....	72
4.2.1.4	Enrugamento da alma.....	72
4.2.1.5	Flexão e enrugamento da alma combinados.....	74
4.2.2	Barras submetidas à compressão centrada.....	76
4.2.3	Barras submetidas à flexão composta	77
4.2.4	Enrijecedores	79
4.2.4.1	Enrijecedores transversais em seções com força concentrada.....	79
4.2.4.2	Enrijecedores para força cortante.....	80
4.2.5	Ligações Soldadas.....	81
4.2.5.1	Ruptura do metal base	81
4.2.5.2	Tração em pontos de solda por arco.....	82
4.2.6	Ligações Parafusadas	82
4.3	Variabilidade das ações	85
	CAPÍTULO 5	86
	AVALIAÇÃO DA CONFIABILIDADE DE PERFIS FORMADOS A FRIO PARA	
	DIVERSAS COMBINAÇÕES DE CARGAS	86
5.1	Introdução	86
5.2	Barras submetidas à flexão simples.....	88
5.2.1	Momento fletor	88
5.2.1.1	Início do escoamento da seção efetiva	88
5.2.1.2	Flambagem lateral com torção.....	91
5.2.2	Enrugamento da Alma.....	93
5.2.3	Momento Fletor e Enrugamento da alma Combinados.....	96
5.3	Barras submetidas à Compressão Centrada	98
5.4	Barras submetidas à Flexão Composta.....	101

5.5 Enrijecedores.....	103
5.6 Ligações Soldadas	106
5.7 Ligações Parafusadas.....	110
<i>CAPÍTULO 6</i>	113
AVALIAÇÃO DO COEFICIENTE DE PODERAÇÃO DA RESISTÊNCIA.....	113
6.1 Introdução	113
6.2 Barras submetidas à flexão simples.....	113
6.2.1 Momento fletor	113
6.2.1.1 Início do escoamento da seção efetiva	113
6.2.1.2 Flambagem lateral com torção.....	116
6.2.2 Enrugamento da Alma.....	118
6.2.3 Momento Fletor e Enrugamento da alma Combinados.....	121
6.3 Barras submetidas à Compressão Centrada	122
6.4 Barras submetidas à Flexão Composta.....	125
6.5 Enrijecedores.....	127
6.6 Ligações Soldadas	131
6.7 Ligações Parafusadas.....	134
<i>CAPÍTULO 7</i>	138
CONCLUSÕES E SUGESTÕES	138
<i>REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS</i>	141

Lista de Tabelas

Tabela 2.1 – Principais causas de falha estrutural.....	10
Tabela 2.2 – Fatores de erro em casos de falha observados	10
Tabela 3.1 - Resumo dos efeitos das imperfeições em função do tipo de conformação utilizado (Freitas, 2003)	45
Tabela 4.1 – Comparação de momentos últimos de ensaio e momentos últimos preditos de perfis formados a frio com mesas enrijecidas (Mesas e alma efetivas)	67
Tabela 4.2 – Dados estatísticos para flexão simples de vigas baseada no início de escoamento da seção.....	67
Tabela 4.3 – Dados estatísticos para avaliação do índice de confiabilidade para flambagem lateral com torção ($\phi_b=0,90$)	69
Tabela 4.4 – Valores calculados e recomendados dos coeficientes de resistência ϕ_v para força cortante	71
Tabela 4.5 – Dados estatísticos para enrugamento da alma	74
Tabela 4.6 – Dados estatísticos para flexão enrugamento da alma combinados	75
Tabela 4.7 – Dados estatísticos para compressão centrada ($\phi_c = 0,85$).....	76
Tabela 4.8 – Dados estatísticos para flexão composta ($\phi_c = 0,85$).....	78
Tabela 4.9 – Dados estatísticos para enrijecedores transversais ($\phi_c = 0,85$)	80
Tabela 4.10 – Dados estatísticos para enrijecedores para força cortante ($\phi_v = 0,90$).....	80
Tabela 4.11 – Dados estatísticos para ruptura do metal base	81
Tabela 4.12 – Dados estatísticos para tração em pontos de solda por arco ($\phi = 0,65$)....	82
Tabela 4.13 – Dados estatísticos para ligações parafusadas.....	84

Tabela 5.1 - Coeficientes de ponderação das ações para combinações normais	87
Tabela 5.2 - Variação do índice de confiabilidade para o início do escoamento da seção efetiva.....	91
Tabela 5.3 - Variação do índice de confiabilidade para flambagem lateral com torção ($\phi_b = 0,90$)	93
Tabela 5.4 - Variação do índice de confiabilidade para enrugamento da alma	95
Tabela 5.5 - Variação do índice de confiabilidade para momento fletor e enrugamento da alma combinados.....	98
Tabela 5.6 - Variação do índice de confiabilidade para compressão centrada ($\phi_c = 0,85$)	100
Tabela 5.7 - Variação do índice de confiabilidade para flexão composta ($\phi_c = 0,85$) ..	103
Tabela 5.8 - Variação do índice de confiabilidade para enrijecedores transversais ($\phi_c = 0,85$)	105
Tabela 5.9 - Variação do índice de confiabilidade para enrijecedores para força cortante ($\phi_v = 0,90$).....	106
Tabela 5.10 - Variação do índice de confiabilidade para o estado limite ruptura do metal base	108
Tabela 5.11 - Variação do índice de confiabilidade para tração de pontos de solda por arco ($\phi = 0,65$)	109
Tabela 5.12 - Variação do índice de confiabilidade para ligações parafusadas.....	112
Tabela 6.2 - Variação do coeficiente de ponderação da resistência para o início do escoamento da seção efetiva.....	116

Tabela 6.3 - Variação do coeficiente de ponderação da resistência para flambagem lateral com torção	118
Tabela 6.4 - Variação do coeficiente de ponderação da resistência ϕ para enrugamento da alma	120
Tabela 6.5 - Variação do coeficiente de ponderação da resistência para momento fletor e enrugamento da alma combinados.....	122
Tabela 6.6 - Variação do coeficiente de ponderação da resistência para compressão centrada	124
Tabela 6.7 - Variação do coeficiente de ponderação da resistência para flexão composta	127
Tabela 6.8 - Variação do coeficiente de ponderação da resistência para enrijecedores transversais	129
Tabela 6.9 - Variação do coeficiente de ponderação da resistência para enrijecedores para força cortante	130
Tabela 6.10 - Variação do coeficiente de ponderação da resistência para ruptura do metal base em ligações soldadas	133
Tabela 6.11 - Variação do coeficiente de ponderação da resistência para tração de pontos de solda por arco.....	134
Tabela 6.12 - Variação do coeficiente de ponderação da resistência para ligações parafusadas	137

Lista de Figuras

Figura 2.1 – Elementos de confiabilidade dentro da vida útil da estrutura	7
Figura 2.2 – Evolução das normas de cálculo (Castro, 1997)	12
Figura 2.3 – Função densidade de probabilidade $f_R(r)$ e $f_Q(q)$ (Ang e Tang, 1990).....	23
Figura 2.4 – Efeito da posição relativa entre $f_R(r)$ e $f_Q(q)$ em P_f (Ang e Tang, 1990)....	24
Figura 2.6 – Função densidade de probabilidade da margem de segurança (Ang e Tang, 1990).	25
Figura 2.7 – Espaço das variáveis reduzidas (Ang e Tang, 1984).	27
Figura 2.8 – Região de falha e região de segurança no espaço das variáveis reduzidas (Ang e Tang, 1990).	29
Figura 2.9 – Problema linear no espaço das variáveis básicas (Hsiao, 1989)	38
Figura 2.10 – Problema linear no espaço das variáveis reduzidas (Hsiao, 1989).....	38
Figura 3.1 – Alguns tipos de seções transversais de perfis formados a frio.....	41
Figura 3.2 – Seções transversais dos perfis formados a frio de chapas corrugadas.....	41
Figura 3.3 – Processo de fabricação das chapas metálicas.....	42
Figura 3.4 – Roletes utilizados na conformação de perfis (Moliterno, 1998)	43
Figura 3.5 – Distribuição de tensões residuais em chapas (Freitas, 2003).....	45
Figura 3.6 – Gráfico de encruamento (Freitas, 2003)	46
Figura 3.9 – Definição das variáveis aleatórias Q e R	51
Figura 3.10 – Definição do índice de confiabilidade β	54
Figura 4.1 – Enrugamento da alma em perfis formados a frio	72

Figura 4.2 – Condições de carga para os ensaios de enrugamento da alma: (a) no extremo sobre uma mesa; (b) interior sobre uma mesa; (c) no extremo sobre duas mesas; (d) interior sobre duas mesas.	73
Figura 5.1 – Variação do índice de confiabilidade para o início do escoamento da seção efetiva (Caso FF. FW.; $\phi_b=0,95$)	89
Figura 5.2 – Variação do índice de confiabilidade para o início do escoamento da seção efetiva (Caso FF. FW.; $\phi_b=0,90$)	90
Figura 5.3 – Variação do índice de confiabilidade para flambagem lateral com torção (Caso 1).....	92
Figura 5.4 – Variação do índice de confiabilidade para flambagem lateral com torção (Caso 2).....	92
Figura 5.5 – Variação do índice de confiabilidade para enrugamento da alma de perfis de alma não reforçada (caso 1 – SF).....	94
Figura 5.6 – Variação do índice de confiabilidade para enrugamento da alma de perfis I (caso 1).....	94
Figura 5.7 – Variação do índice de confiabilidade para momento fletor e enrugamento da alma combinados de perfis de alma não reforçada (caso 1).....	96
Figura 5.8 – Variação do índice de confiabilidade para momento fletor e enrugamento da alma combinados de perfis I.....	97
Figura 5.9 – Variação do índice de confiabilidade para compressão centrada (caso 1)..	99
Figura 5.10 – Variação do índice de confiabilidade para compressão centrada (caso 2)	99
Figura 5.11 – Variação do índice de confiabilidade para flexão composta (caso 1)	101
Figura 5.12 – Variação do índice de confiabilidade para flexão composta (caso 2)	102

Figura 5.13 – Variação do índice de confiabilidade para enrijecedores transversais (caso 1)	104
Figura 5.14 – Variação do índice de confiabilidade para enrijecedores transversais (caso 2)	104
Figura 5.15 – Variação do índice de confiabilidade para enrijecedores para força cortante	105
Figura 5.16 – Variação do índice de confiabilidade para o estado limite ruptura do metal base (caso 1)	107
Figura 5.17 – Variação do índice de confiabilidade para ruptura do metal base (caso 3)	107
Figura 5.18 – Variação do índice de confiabilidade para tração de pontos de solda por arco	109
Figura 5.19 – Variação do índice de confiabilidade para ligações parafusadas (caso 1)	110
Figura 5.20 – Variação do índice de confiabilidade para ligações parafusadas (caso 7)	111
Figura 5.21 – Variação do índice de confiabilidade para ligações parafusadas (caso 10)	111
Figura 6.1 – Variação do coeficiente de ponderação da resistência para o início do escoamento da seção efetiva (Caso FF. FW. $\phi_b=0,95$)	114
Figura 6.2 – Variação do coeficiente de ponderação da resistência para o início do escoamento da seção efetiva (Caso FF. FW.; $\phi_b=0,90$)	115
Figura 6.3 – Variação do coeficiente de ponderação da resistência para flambagem lateral com torção (Caso 1)	117

Figura 6.4 – Variação do coeficiente de ponderação da resistência para flambagem lateral com torção (Caso 2)	117
Figura 6.5 – Variação do coeficiente de ponderação da resistência para enrugamento da alma (caso 1 - SF)	119
Figura 6.6 – Variação do coeficiente de ponderação da resistência para enrugamento da alma de perfis I (caso 1)	119
Figura 6.7 – Variação do coeficiente de ponderação da resistência para momento fletor e enrugamento da alma combinados (caso 1)	121
Figura 6.8 – Variação do coeficiente de ponderação da resistência para momento fletor e enrugamento da alma combinados de perfis I (caso 1)	121
Figura 6.9 – Variação do coeficiente de ponderação da resistência para compressão centrada (caso 1)	123
Figura 6.10 – Variação do coeficiente de ponderação da resistência para compressão centrada (caso 2)	123
Figura 6.11 – Variação do coeficiente de ponderação da resistência para flexão composta (caso 1)	125
Figura 6.12 – Variação do coeficiente de ponderação da resistência para flexão composta (caso 2)	126
Figura 6.13 – Variação do coeficiente de ponderação da resistência para enrijecedores transversais (caso 1)	128
Figura 6.14 – Variação do coeficiente de ponderação da resistência para enrijecedores transversais (caso 2)	128
Figura 6.15 – Variação do coeficiente de ponderação da resistência para enrijecedores para força cortante	130

Figura 6.16 – Variação do coeficiente de ponderação da resistência para ruptura do metal base em ligações soldadas (caso 1)	131
Figura 6.17 – Variação do coeficiente de ponderação da resistência para ruptura do metal base em ligações soldadas (caso 3)	132
Figura 6.18 – Variação do coeficiente de ponderação da resistência para tração de pontos de solda por arco (caso 1)	133
Figura 6.19 – Variação do coeficiente de ponderação da resistência para ligações parafusadas (caso 1).....	135
Figura 6.20 – Variação do coeficiente de ponderação da resistência para ligações parafusadas (caso 7).....	136
Figura 6.21 – Variação do coeficiente de ponderação da resistência para ligações parafusadas (caso 10).....	136

Lista de Símbolos

Letras Romanas Maiúsculas:

C_b	- coeficiente de majoração do M_{cr}
C_w	- constante de empenamento da seção transversal
D_n	- valor nominal do peso próprio
L_n	- valor nominal da sobrecarga
E	- módulo de elasticidade transversal do aço
E_m	- média do módulo de elasticidade transversal do aço
F	- domínio de falha
F_G	- ação permanente
F_Q	- ação variável
F_{Q1}	- ação variável principal
F_R	- função de distribuição cumulativa da variável R
F_x	- probabilidade acumulada
FS	- fator de segurança
G	- vetor gradiente, ação permanente
G^*	- vetor gradiente no ponto mais provável de falha
I_t	- momento de inércia à torção
J	- Momento de Inércia a Torção
K_v	- coeficiente de flambagem local por cisalhamento
M	- margem de segurança
$M(\mathbf{X})$	- momento resistente
M_{pred}	- momento resistente predito
M_{test}	- momento resistente obtido experimentalmente
P_f	- probabilidade de falha
P_s	- probabilidade de sobrevivência
R	- resistência
R_n	- resistência nominal
Q	- ações estruturais devido às cargas aplicadas
R_d	- resistência de cálculo

R_n	- resistência nominal
S	- combinação dos efeitos das ações
S_d	- ação de cálculo
W_e	- módulo de resistência elástico
\mathbf{X}	- vetor das variáveis básicas de projeto
\mathbf{X}_k	- vetor dos valores nominais das variáveis
\mathbf{X}'	- vetor das variáveis reduzidas
\mathbf{X}^{**}	- ponto mais provável de falha
X_i	- variável básica de projeto
X'_i	- variável reduzida
Z_x	- módulo de resistência plástico referente ao eixo x

Letras Romanas Minúsculas:

b_f	- largura da mesa
d	- distância da superfície de falha (linear) à origem no espaço das variáveis reduzidas
d_{\min}	- distância mínima
$f_Q(x)$	- função densidade de probabilidade da variável Q
f_r	- tensão residual do aço
f_y	- tensão de escoamento do aço
$f_M(m)$	- função densidade de probabilidade da variável M
$f_R(r)$	- função densidade de probabilidade da variável R
$f_{R,S}(r,s)$	- função densidade de probabilidade conjunta das variáveis R e S
$f_S(s)$	- função densidade de probabilidade da variável S
$g(.)$	- função do estado limite
$g(\mathbf{X})$	- função de desempenho
P_p	- carga de flambagem
t	- espessura da chapa ou do elemento
x^*	- coordenada no espaço original
\mathbf{x}^{**}	- coordenadas do ponto de projeto associado ao β_o no espaço original
z	- valor particular assumido por Z

- z^* - ponto de projeto no espaço gaussiano padrão
 \mathbf{z}^* - coordenadas do ponto de projeto associado ao β' no espaço gaussiano padrão

Letras Gregas Maiúsculas

- $\Phi(\cdot)$ - função de distribuição acumulada da variável normal padrão
 $\Phi(-)$ - função de distribuição acumulada da distribuição normal padrão
 Σ - somatório

Letras Gregas Minúsculas

- β - índice de confiabilidade
 β_o - índice de confiabilidade objetivo
 γ - coeficiente de ponderação das ações
 γ_g - coeficiente de majoração de ação permanente
 γ_m - coeficiente de minoração da resistência dos materiais
 γ_{q1} - coeficiente de majoração da ação variável principal
 γ_{qi} - coeficiente de majoração das demais ações variáveis
 γ_D - coeficiente de ponderação das ações permanentes
 γ_L - coeficiente de ponderação da ação variável
 λ - multiplicador de Lagrange
 μ_r - valor médio da resistência
 μ_s - valor médio da ação
 μ_{X_i} - valor médio da variável básica de projeto X_i
 μ_x - valor médio da variável X
 μ_y - valor médio da variável Y
 σ - tensão normal
 σ_{adm} - tensão admissível
 σ_{lim} - tensão limite do comportamento elástico linear

- σ_X - desvio padrão da variável X
 σ_Y - desvio padrão da variável Y
 σ_{x_i} - desvio padrão da variável básica
 ϕ - coeficiente de ponderação da resistência
 ψ_i - fatores para combinação de cargas

Lista de Abreviaturas e Siglas

- AISC - American Institute of Steel Construction
AISI - American Iron and Steel Institute
ASD - Allowable Stress Design
CDF - função cumulativa de probabilidade
FDP - função de densidade de probabilidade
FORM - First Order Reliability Method
AFORM - Advanced First Order Reliability Method
FOSM - First Order Second Moment
FLT - Flambagem Lateral por Torção
FS - Fator de Segurança
LRFD - Load and Resistance Factor Design
NBR - Norma Brasileira Registrada
SSRC - Structural Stability Research Council

Capítulo 1

Introdução

1.1 Generalidades

Em um projeto estrutural, procura-se a solução mais econômica e segura possível. Isto significa que a estrutura deve apresentar-se resistente, estável, duradoura e com o menor custo.

A estrutura deve, durante toda a sua vida útil, possuir resistência superior às solicitações, seja no âmbito da capacidade resistente dos materiais, bem como no seu aspecto global ou perda de equilíbrio. Com este intuito as normas de projeto definem uma série de restrições que se traduzem em critérios de segurança adotados para o projeto de estruturas. Tais critérios definem os estágios a partir dos quais a estrutura apresenta desempenho inadequado às finalidades para as quais foi projetada: são os chamados Estados Limites. Assim, as estruturas são projetadas com o uso de coeficientes parciais de segurança, aplicados sobre as resistências dos elementos e ações atuantes na estrutura, que tem como objetivo suprir todas as incertezas possíveis inerentes às variáveis de projeto.

Entretanto, a metodologia atual baseada em coeficientes parciais de segurança não permite o conhecimento adequado dos níveis de segurança de um projeto ou de uma estrutura em serviço.

Ocasionalmente, as estruturas podem deixar de desempenhar a função para qual foram projetadas. Percebe-se que o risco é inerente a um projeto estrutural, dado que as incertezas estão sempre presentes nas variáveis envolvidas, seja na avaliação das dimensões, dos valores das ações e das propriedades dos materiais, seja nas simplificações de hipóteses adotadas para o modelo estrutural. Considerando que incertezas estão sempre presentes, só é possível assegurar um desempenho adequado em termos probabilísticos, ou seja, em termos de uma probabilidade de falha.

A Teoria da Confiabilidade Estrutural é empregada com o objetivo de melhor avaliar a segurança estrutural. As variáveis de projeto são tratadas como aleatórias, com a modelagem de suas incertezas por meio de distribuições de probabilidade adequadas.

A partir dos trabalhos básicos de Freudenthal (1947, 1961 e 1966) e das contribuições posteriores de Moses (1967), Ang (1974), Cornell (1967), Pugsley (1966) e outros, a teoria e os métodos de avaliação da confiabilidade experimentaram um grande desenvolvimento.

A confiabilidade estrutural constitui-se, portanto, em uma ferramenta valiosa para a análise da segurança das estruturas, de alternativas de projeto, fornecendo uma medida mais precisa do grau de segurança, visto que se baseia na determinação de probabilidades de falha de eventos específicos traduzidos por estados limites. Também é possível, mediante o emprego dos conceitos de confiabilidade, determinar os estados limites mais críticos para uma determinada estrutura em função de seus elementos constituintes, propriedades de resistência e condições de carregamento.

A avaliação da confiabilidade tem exercido papel importante na engenharia estrutural, uma vez que a demanda por estruturas com melhor desempenho e menor custo está aumentando, associada ao requerimento de menor probabilidade de falha. Em regra geral pode-se afirmar que quanto menor o nível de confiabilidade, maior o risco de custos envolvidos com falhas, reparos e revisões de projeto (Lewis, 1987).

Alguns trabalhos relacionados a aplicação da teoria de confiabilidade estrutural em normas de projeto tem sido desenvolvidos no Brasil, tais como Santos (2000), Castanheira (2004) e Machado (2001), que analisaram sobre diferentes aspectos os níveis de confiabilidade de vigas metálicas e em concreto armado. Santos (2000) desenvolveu um trabalho sobre a confiabilidade na flexão de vigas de perfis I soldados, segundo a Norma Brasileira NBR 8800 “Projeto e Execução de Estruturas de Aço de Edifícios”. Ele utilizou a técnica de simulação numérica de Monte Carlo com Amostragem por Importância Adaptativa, fazendo uma análise qualitativa da variabilidade para um mesmo critério de dimensionamento (função de estado limite). Também foi apresentada uma metodologia prática para a uniformização da confiabilidade, permitindo o cálculo do coeficiente de resistência ϕ em função de um índice de confiabilidade pré-estabelecido. Castanheira (2004) analisou a confiabilidade

de perfis laminados para a mesma situação abordada por Santos (2000). Foram utilizados dois métodos de confiabilidade: método FORM e simulação de Monte Carlo. Os mesmos resultados foram obtidos com os dois métodos, e compatíveis com os resultados obtidos por Santos (2000).

No trabalho de Machado (2001) foi realizada a avaliação da confiabilidade de estruturas em concreto armado dimensionadas segundo critérios da NBR 6118 (1980) “Projeto e Execução de Obras de Concreto Armado” e NBR 8681 (1984) “Ações e Segurança nas Estruturas”, através do programa CALREL. Em Machado (2001) dois estados limites foram analisados: flexão simples e cisalhamento em vigas. Avaliou-se a adequação dos valores do índice de confiabilidade, β , associados à flexão e ao cisalhamento, bem como, a influência da resistência à compressão do concreto, das taxas de armaduras longitudinal e transversal, da geometria da seção transversal e da razão entre os carregamentos aplicados sobre o valor de β .

No que diz respeito ao projeto e dimensionamento de estruturas metálicas, muitos aspectos se modificaram ultimamente. Pode-se dizer que, a nível mundial, houve uma mudança conceitual, com a adoção de normas baseadas no Método dos Estados Limites. A simplicidade dos cálculos baseados no Método das Tensões Admissíveis foi substituída pelo maior volume de cálculos baseados no Método dos Estados Limites.

No Brasil, tendo em vista a introdução da NBR 8800 (1986) a partir do final da década de 80, houve uma grande resistência dos profissionais em adotarem uma nova metodologia de projeto, baseada no Método dos Estados Limites. Essa resistência só veio a ser quebrada de fato com a difusão da NBR 8800 (1986) no meio acadêmico e profissional nos anos 90. Somente na década seguinte ocorreu a publicação da nova norma brasileira NBR 14762 (2001) – *Dimensionamento de estruturas de aço constituídas por perfis formados a frio*, que, baseada no método dos estados limites, estabelece princípios gerais para o dimensionamento de perfis estruturais de aço formados a frio, constituídos por chapas ou tiras de aço-carbono ou aço de baixa liga, com espessura máxima igual a 8 mm, conectados por parafusos ou soldas e destinados a estruturas de edifícios.

1.2 Objetivos

Os principais objetivos deste trabalho foram: (1) avaliar o índice de confiabilidade para barras e ligações de perfis formados a frio para 6 combinações de carga e para os estados limites considerados, seguindo a mesma metodologia de calibração utilizada na norma AISI; (2) fazer um comparativo entre os valores obtidos dos índices de confiabilidade, principalmente para as relações peso próprio-sobrecarga de 0,2 e 0,33, empregadas na calibração das normas americana AISI e canadense S136; (3) avaliar o fator de resistência ϕ para os estados limites considerados.

Para a realização desta tarefa foi utilizado na análise da confiabilidade estrutural o Método do Segundo Momento de Primeira Ordem (FOSM), onde a incerteza, exemplificada pela variabilidade ou dispersão de uma variável, é expressa através da variância ou do coeficiente de variação.

1.3 Metodologia

Para cumprir estes objetivos, foram necessários: (1) estudar os critérios de dimensionamento e verificação de elementos de perfis formados a frio; (2) estudar os métodos de confiabilidade estrutural; (3) estudar a metodologia utilizada para calibração da norma AISI; (4) definir as combinações de carga utilizadas na análise; (5) calcular os índices de confiabilidade correspondentes a diversos estados limites; (6) calcular fatores de minoração de resistência para as combinações de carga e critérios adotados; e (7) Analisar os resultados obtidos.

1.4 Estrutura do trabalho

Este trabalho está dividido em 7 capítulos. No presente capítulo é apresentada uma visão geral do trabalho desenvolvido e seus objetivos. Além disso, este capítulo apresenta uma breve descrição do atual contexto da confiabilidade estrutural em normas de projeto de estruturas metálicas.

O capítulo 2 apresenta uma introdução ao assunto da confiabilidade estrutural, incluindo teoria e métodos de análise da confiabilidade, método das tensões admissíveis, método dos estados limites, calibração de normas e método do segundo momento.

O capítulo 3 apresenta algumas considerações sobre perfis formados a frio. Também apresenta um breve histórico sobre o desenvolvimento das normas de projeto. Em seguida são revistos alguns itens da especificação AISI LRFD para perfis formados a frio, abordando principalmente os conceitos probabilísticos.

No capítulo 4 são apresentadas as estatísticas das variáveis aleatórias básicas. As informações básicas apresentadas são a estimativa da média e coeficientes de variação de cada variável de ação e resistência.

O capítulo 5 trata da avaliação da confiabilidade de barras e ligações para diversos critérios de cálculo. O capítulo 6 trata da avaliação do fator de minoração da resistência, para valores fixados do índice de confiabilidade apresentados na literatura. Os casos analisados são os mesmos descritos no capítulo 5.

Conclusões acerca do trabalho realizado e sugestões para trabalhos futuros são dadas no capítulo 7.

Capítulo 2

Análise de Confiabilidade Estrutural

2.1 Introdução

Nas obras de engenharia, a principal preocupação é a segurança. Segurança que proporcione à estrutura capacidade de suportar as variadas ações que possam solicitá-las durante a vida útil, assim como as condições de funcionalidade a que foi destinada. Porém, dois outros aspectos também devem ser considerados, a utilidade e a economia.

O termo segurança significa que a estrutura não se romperá ou falhará, durante sua vida útil, de nenhuma maneira que possa matar ou ferir seus usuários ou causá-los grande perda econômica. O termo utilização cobre o requerimento que os ocupantes da estrutura não sintam desconforto ou perdas financeiras devidos aos esforços aos quais a estrutura fica sujeita. Uma estrutura bem projetada deve ser segura, útil e otimizada em termos de custos. Entretanto, na prática, não é fácil alcançar este princípio de otimização (Galambos, 1982).

Toda estrutura deve ser segura, útil e econômica, entretanto é muito difícil conseguir que engenheiros, proprietários e usuários entrem em acordo quanto aos critérios de dimensionamento a serem seguidos (Galambos, 1982). Neste sentido, normas de dimensionamento se tornaram necessárias no intuito de buscar uma maior uniformidade. Os critérios de dimensionamento devem ser tão simples quanto possíveis e desenvolvidos de maneira que possam ser usados pelos profissionais, sem incorrer em complicações desnecessárias. Independente do formato do critério adotado, este deve garantir a segurança estrutural. Para garantir a segurança das estruturas, as normas de cálculo especificam conjunto de regras que determinam limites para ações que ocorrem nessas estruturas.

Uma estrutura deve ser calculada prevendo-se uma sobrecarga, que pode surgir a partir de mudanças no uso para o qual foi proposta, subestimação dos efeitos das cargas, simplificação na análise estrutural e variações no processo construtivo. Além disso,

deve-se prever a possibilidade da resistência dos materiais ser menor do que a especificada, bem como desvios nas dimensões dos componentes estruturais (Salmon e Johnson, 1990).

A confiabilidade estrutural está relacionada com as variáveis que descrevem o sistema estrutural, mais precisamente com a variabilidade das mesmas. Esta variabilidade apresenta-se nos sistemas estruturais sob forma de incertezas. A medida da confiabilidade estrutural atinge todos os processos que constituem a vida útil da estrutura (fig.2.1) (Nowak and Collins, 2000)

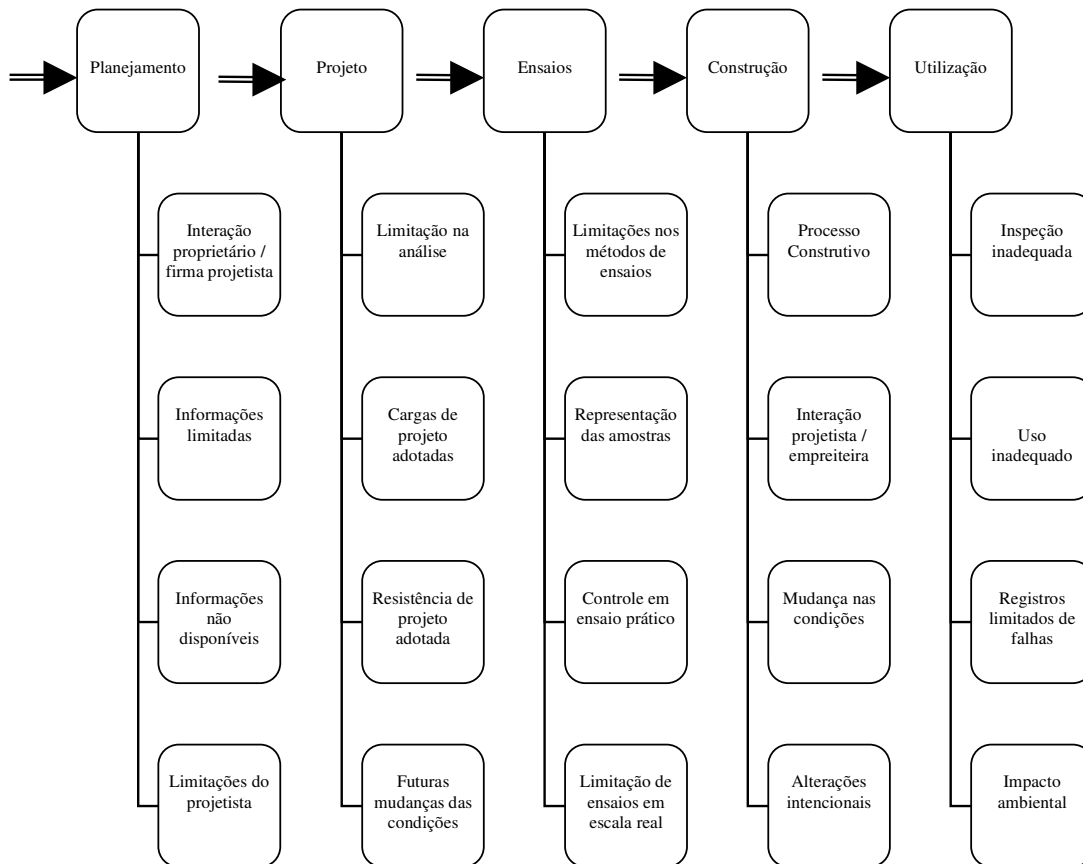


Figura 2.1 – Elementos de confiabilidade dentro da vida útil da estrutura

2.2 Identificação das incertezas

Uma vez definidos pelo projetista os estados limites relevantes ao sistema estrutural, deve-se calcular o nível de segurança com respeito aos mesmos. O primeiro passo é identificar as incertezas presentes no projeto.

Em geral, o desempenho de um sistema estrutural responde a leis complexas. Portanto, vários tipos de incertezas podem estar presentes no projeto deste sistema. As incertezas podem ser devidas à experiência não consolidada, à capacidade intelectual humana limitada e ao caráter incerto do futuro.

A definição de todas as incertezas envolvidas em projeto estrutural é praticamente impossível. Apesar desta limitação, existem várias maneiras de se classificar os tipos de incertezas. Uma delas classifica as incertezas em dois grandes grupos: (1) incertezas aleatórias ou intrínsecas, que se referem àquelas incertezas inerentes a um sistema; e (2) incertezas epistêmicas, aquelas que podem ser reduzidas com dados e informações adicionais, com modelos mais refinados e com melhor estimativa dos parâmetros.

Uma classificação mais detalhada das incertezas é apresentada por Melchers (1999):

- *Incetezas fenomenológicas*, associadas à ocorrência de eventos imprevisíveis, devidas ao desconhecimento de qualquer aspecto de um possível comportamento estrutural sob condições de serviço ou condições extremas;
- *Incetezas de avaliação*, associadas à definição e à quantificação do desempenho do sistema estrutural, bem como à caracterização dos estados limites;
- *Incetezas do modelo*, associadas às simplificações e às hipóteses adotadas no modelamento do sistema estrutural, ao emprego de novos materiais, ao uso de técnicas construtivas. Este tipo de incerteza é devido, em geral, à falta de conhecimento, mas pode ser reduzida com pesquisa ou aumento da informação disponível;
- *Incetezas estatísticas*, associadas à extrapolação dos parâmetros estatísticos extraídos de populações finitas;

- *Incertezas devidas a fatores humanos*, associadas aos erros humanos ou à intervenção humana no comportamento do sistema estrutural;
- *Incertezas físicas*, associadas à aleatoriedade inerente às variáveis de projeto. Podem ser reduzidas com aumento dos dados disponíveis, ou em alguns casos, com o controle de qualidade.

Como exemplo das incertezas físicas presentes em um projeto estrutural, cita-se, com relação:

1. Aos materiais
 - tensão de escoamento do aço,
 - módulo de elasticidade do aço;
2. Às dimensões
 - dimensões da seção transversal,
3. Ao carregamento
 - cargas permanentes,
 - cargas acidentais,
 - ações impostas (exemplos: temperatura, recalque).

Os métodos probabilísticos são requeridos para quantificar a participação destas diferentes variáveis aleatórias no projeto a fim de determinar a estabilidade de todo o sistema. As fontes de erros que podem afetar a confiabilidade de uma estrutura podem ser devido a fatores humanos (isto é, negligência, arredondamentos e aproximações, falta de conhecimento ou simplesmente ganância) ou fenômenos da natureza (isto é, neve, gelo, terremoto, tráfego ou outras ações). A tabela 2.1 apresenta as principais causas de falha estrutural (Melcher, 1999, adaptado de Walker, 1981).

Tabela 2.1 – Principais causas de falha estrutural

Causa	%
Consideração inadequada das condições de carregamento ou comportamento estrutural	43
Erros de detalhamentos ou cálculos	7
Informação inadequada em documentos contratuais ou instruções	4
Violação de cláusulas contratuais ou instruções	9
Execução inadequada de processos construtivos	13
Mau uso da estrutura, sabotagem, catástrofe, deterioração	7
Variação aleatória no carregamento, estrutura, materiais, ação humana	10
Outros	7

A tabela 2.2 apresenta as causas observadas de erros comuns, com a ignorância, descuido e negligência compreendendo o mais elevado dos fatores de erro (35%). Uma outra fonte crítica do erro humano vem da falta de conhecimento (25%). Este é um aspecto importante que precisa ser reconhecido. A maioria destes fatores de erro são difíceis de quantificar e são classificados como variáveis aleatórias. (Melcher, 1999, adaptado de Matousek e Schneider, 1976).

Tabela 2.2 – Fatores de erro em casos de falha observados

Fator	%
Ignorância, descuido, negligência	35
Esquecimento, erros, equívocos	9
Confiança depositada em outros, sem controle suficiente	6
Subestimação de influências	13
Conhecimento insuficiente	25
Situações imprevisíveis	4
Demais fatores	8

Para garantir a segurança estrutural, o projeto de uma estrutura requer o estabelecimento de estados limites para esclarecer estas prováveis fontes de erro.

Um estado limite, representado por uma função matemática, é o limite entre o desempenho desejado e o indesejado de uma estrutura. A confiabilidade estrutural

utiliza a quantificação probabilística destes estados limites para determinar a falha provável de uma estrutura em consequência do colapso de um componente ou do sistema estrutural. Os métodos probabilísticos requerem a quantificação de estatística das variáveis aleatórias que estão envolvidas na estabilidade do sistema. Fundamentalmente, considera-se falha em uma estrutura ou componente estrutural, se a ação (Q) exceder sua capacidade resistente (R).

Para estabelecer os estados limites, a variabilidade das diferentes variáveis aleatórias deve ser conhecida, no qual são explicadas tipicamente por um coeficiente de variação. Esta variação pode ser determinada coletando-se os dados nas ocorrências da variável e identificando os parâmetros estatísticos (desvio padrão e média).

2.3 Normas de projeto

O papel das normas de projeto é garantir a segurança de todas as estruturas construídas sob sua jurisdição. A função do calculista é então criar uma estrutura que atenda às exigências mínimas das normas para a segurança e que seja ao mesmo tempo prática e econômica. É necessário que a norma dê atenção à praticidade e à economia, mas sua principal função é a garantia da segurança (Castro, 1997).

Uma norma de projeto é um padrão comum a partir do qual todas as estruturas de um mesmo tipo são mensuradas. Na fase de projeto, a norma faz o papel de regulador para assegurar que todas as estruturas daquela população de edificações obedeçam aos mesmos critérios mínimos. A verificação da conformidade com a norma é um trabalho árduo, porém necessário. A conformidade com a norma protege os projetistas contra difamação, caso o que ocorra errado esteja coberto pela norma. Usualmente, conformidade com uma norma é imaginada pelos engenheiros, governo e sociedade, como segurança estrutural. Na realidade, isto não é totalmente verdade, porque conformidade com a norma assegura para sociedade que existe uma chance pequena, mas aceitável, que um mau funcionamento da estrutura ocorra (Galambos, 1982).

Uma norma pode ser interpretada também como uma ferramenta de previsão, no sentido em que o projetista, seguindo as prescrições contidas nas normas de projeto, pode esperar que a estrutura resultante seja suficientemente segura e útil, durante o

período de vida esperado. Entretanto, durante a fase de projeto, alguns problemas não são conhecidos com qualquer grau de certeza e apenas podem ser estimados. A maneira como uma norma é estruturada para incorporar estas incertezas afetará a utilidade esperada para qualquer estrutura projetada segundo seus critérios (Melchers, 1999).

A evolução das normas de cálculo é ilustrada na figura 2.2, onde o peso da estrutura, refletindo um aspecto do custo da construção, é expresso em função do tempo. Quando uma determinada estrutura é usada pela primeira vez, ela em geral resulta pesada, pois há falta de experiência e confiança. Se experiências bem sucedidas são conseguidas, os calculistas ficam mais confiantes e o peso tende a cair. Esta tendência às vezes continua até ocorrer uma falha, quando as exigências de peso aumentam novamente, muitas vezes mais do que o necessário. O peso eventualmente decresce gradualmente até que um nível de cálculo satisfatório, testado com o tempo, seja alcançado.

O processo descrito pelo esquema da figura 2.2 é lento, caro e algumas vezes até mesmo trágico. Muitas das pesquisas em cálculo probabilístico têm-se focalizado na redução deste tempo e no desenvolvimento de esquemas de calibração de normas que permitam evolução mais rápida de otimização.

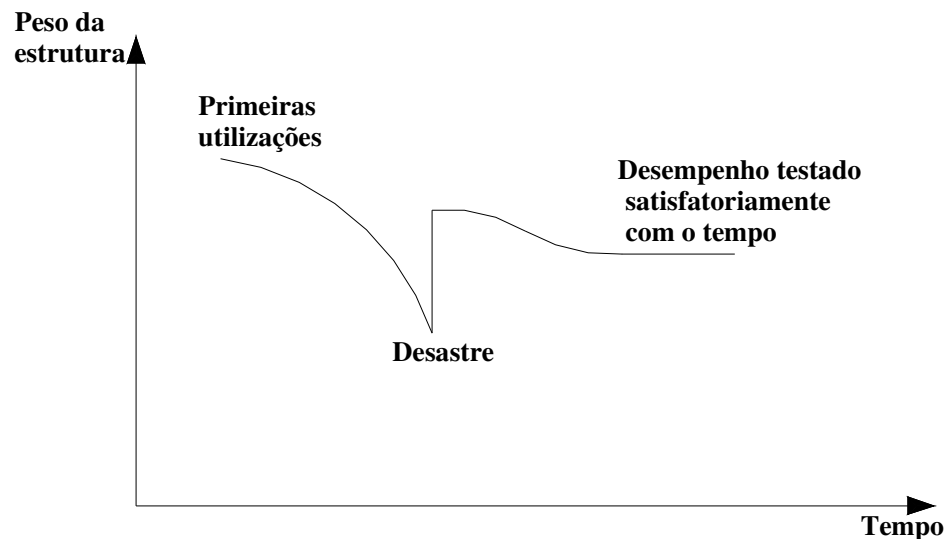


Figura 2.2 – Evolução das normas de cálculo (Castro, 1997)

A partir de 1960 surgem os estudos para o cálculo em estados limites e a idéia de que os parâmetros de cálculo podem ser racionalmente quantificados através da teoria da probabilidade. Do ponto de vista científico, é necessária uma abordagem mais consistente para uma melhor quantificação da segurança nas estruturas, o que pode ser feito através da teoria da confiabilidade.

2.4 Classificação dos métodos de confiabilidade

O estudo da confiabilidade estrutural se relaciona com a avaliação da probabilidade de violação de um estado limite para um sistema estrutural. Isto inclui tanto a segurança contra a falha estrutural ou colapso de parte da estrutura, conhecida como estado limite último, quanto à disfunção no uso da estrutura, conhecida como estado limite de serviço. Uma vez definidos pelo projetista os estados limites relevantes ao sistema estrutural, deve-se calcular o nível de segurança com respeito a esses estados. A identificação das incertezas presentes no projeto constitui o passo inicial deste processo de cálculo.

Devido à grande variedade de idealizações nos modelos de confiabilidade estrutural e às várias maneiras de combinar estas idealizações de modo a adequá-las a um tipo de dimensionamento, uma classificação faz-se necessária. Os métodos de confiabilidade estrutural são divididos em níveis, de acordo com a quantidade de informação usada e disponível sobre o problema estrutural.

Os métodos de confiabilidade que usam os princípios das “tensões admissíveis” são chamados *métodos do nível 0*. No método das tensões admissíveis todas as ações são tratadas similarmente e as tensões limites são reduzidas por um fator de segurança global.

Os métodos de confiabilidade que empregam um valor característico para cada valor “incerto” são chamados *métodos do nível I*. Como exemplos têm-se os formatos do tipo LRFD (Load and Resistance Factor Design) ou Método dos Estados Limites.

Os métodos de confiabilidade que empregam dois valores para cada parâmetro “incerto” (usualmente média e variância) e uma medida da correlação entre parâmetros

(usualmente covariância) são chamados *métodos do nível II*. Os métodos do índice de confiabilidade são exemplos de métodos do nível II.

Os métodos de confiabilidade que empregam a probabilidade de falha da estrutura como medida de sua confiabilidade, nos quais a função densidade de probabilidade das variáveis básicas é requerida, são chamados *métodos do nível III*.

Uma abordagem probabilística do problema da segurança estrutural combinada com processos de otimização é considerado um grande avanço para a engenharia.

O princípio de um método de confiabilidade é uma justificação em termos daquele método de nível mais elevado. Então um método de nível I pode ser justificado no nível II, no qual ele fornece um índice de confiabilidade que é próximo a um valor objetivo. Os parâmetros do método são determinados por calibração para aproximar o nível mais elevado. Os métodos do nível I nas novas normas de dimensionamento são rotineiramente calibrados pelos métodos do nível II ou nível III (Madsen et al., 1986).

2.5 Considerações de Segurança nas Normas

Para uma estrutura ser considerada segura, a mesma deve estar verificada tanto quanto aos possíveis estados limites últimos, bem como quanto aos estados limites de serviço.

A principal preocupação das normas é que na fase de projeto não são conhecidas com certeza as propriedades da estrutura nem a magnitude das cargas ao longo da vida útil. Para lidar com estas incertezas, tradicionalmente, as normas usam “fatores de segurança” (Galambos, 1992). A seguir, discutem-se os principais métodos para a incorporação de critérios de segurança nas normas técnicas, a saber: o “Método das Tensões Admissíveis” e o “Método dos Estados Limites”.

A metodologia de cálculo estrutural tradicional utilizada na maior parte do século XX foi a de tensões admissíveis. Ela teve origem na metade do século XIX quando os princípios de métodos viáveis de análise linear elástica foram formulados, o que levou convenientemente ao cálculo de tensões.

No método das tensões admissíveis a estrutura é investigada sob ações nominais, impondo-se que uma tensão admissível não seja excedida. As ações nominais são as

máximas ações esperadas para o tempo de vida útil da estrutura. As tensões resultantes são calculadas admitindo comportamento elástico e linear. A tensão admissível é uma fração de alguma tensão limitante, tal como a tensão de escoamento ou a tensão crítica de flambagem. A relação da tensão limitante para a tensão admissível é denominada fator de segurança. Este fator prevê a possibilidade de ocorrência de valores desfavoráveis das ações e propriedades dos materiais, assim como as incertezas do modelo teórico.

O cálculo em tensões admissíveis é muito atrativo, fácil de usar do ponto de vista computacional e é de fácil compreensão. O calculista verifica se a estrutura é segura sob ações que são fixadas em valores altos, usando uma tensão admissível substancialmente abaixo de um valor limitante. O método assegura que sob condições extremas de carregamento, que podem ser verificadas facilmente, a estrutura responde elasticamente. Não há problemas com a presença de múltiplas ações, podendo haver a superposição de efeitos. Assegurando a não superação de uma tensão admissível elástica, a maioria dos problemas de utilização são também levados em conta automaticamente.

Se existe um método tão prático, por que a mudança? Inicialmente, o método de cálculo em tensões admissíveis dá pouca informação sobre a capacidade real da estrutura. Para diferentes tipos de estruturas, a relação da ação limite baseada em tensões admissíveis para a resistência última é até certo ponto variável. Isto é especialmente verdade para estruturas indeterminadas estaticamente. Para muitas estruturas a suposição de linearidade entre tensões e deformações, esforços e ações, não é muito realista até mesmo sob níveis de ação de serviço. Ficou também evidente para muitos engenheiros, que o método de tensões admissíveis não foi uma ferramenta de cálculo muito econômica. Isto levou ao desenvolvimento de métodos de cálculo plástico para estruturas de aço no período de 1940 a 1950. Outros pesquisadores começaram a perceber a possibilidade de quantificar os juízos e incertezas que são a base dos fatores de segurança, usando teoria de probabilidade.

A partir de ampla pesquisa do comportamento de resistência última de vários tipos de estruturas e ligações, surgiu a primeira geração de normas de cálculo baseadas na capacidade última e, eventualmente, conhecidas como normas de cálculo em estados limites (Castro, 1997).

2.5.1 Método das Tensões Admissíveis

Um método bastante conhecido é o Método das Tensões Admissíveis, cujo dimensionamento estrutural, para garantir a segurança exige que, em estado de serviço, a máxima tensão atuante não ultrapasse determinado valor, considerado como admissível (Fusco, 1981).

O Método das Tensões Admissíveis é uma filosofia de projeto que evoluiu a partir da aplicação da teoria da elasticidade. Esta teoria assume linearidade entre tensões e deformações na estrutura. No método das tensões admissíveis, a filosofia de dimensionamento consiste em se calcular a tensão σ , no regime elástico-linear para o carregamento máximo esperado e compará-la à tensão admissível σ_{adm} , que é uma fração da tensão limite. A tensão limite define o nível de tensão a partir do qual o comportamento elástico-linear não mais se aplica.

Este critério de projeto pode ser definido como se segue:

$$\sigma \leq \sigma_{adm} = \frac{\sigma_{lim}}{FS} \quad (2.1)$$

onde FS é o fator de segurança.

A interpretação tradicional do método das tensões admissíveis é:

- sob cargas de serviço a estrutura tem um comportamento elástico-linear;
- resistência e carregamento são incertos, mas é postulado que, um limite superior para o carregamento e um limite inferior para a resistência (valores característicos) podem ser estabelecidos.

2.5.2 Método dos Estados Limites

Existem muitas objeções ao método das tensões admissíveis no tratamento do problema da segurança estrutural, tanto do ponto de vista científico quanto econômico. Tais objeções já eram, em sua maioria, conhecidas dos pesquisadores há décadas. Os esforços para desenvolver outro método de projeto que acomodaria estas objeções

começaram na década de 30 na União Soviética e, na década de 40 na Inglaterra e nos Estados Unidos (Galambos, 1992).

No sentido de minorar as objeções relativas ao Método das Tensões Admissíveis, foi desenvolvido o Método dos Estados Limites. Um estado limite é uma condição onde a estrutura ou elemento estrutural torna-se inadequado para desempenhar a função proposta. No Método dos Estados Limites, o projeto estrutural começará com a verificação da resistência última (para segurança humana), seguida da verificação do estado limite de utilização.

O Método dos Estados Limites é também conhecido como método semi-probabilístico, fundamentado em análise estatística com coeficientes ponderados aplicados tanto às ações quanto às resistências dos materiais, porém admitindo o comportamento estrutural como determinístico. Daí o nome semi-probabilístico.

A idéia central deste critério é que as resistências devem ser minoradas e as cargas devem ser majoradas.

O formato geral deste critério de projeto é (Galambos, 1992):

$$\phi R_n \geq \sum \gamma_i Q_i \quad (2.2)$$

onde $\phi < 1,0$ é o fator de minoração da resistência ou $\phi = 1/\gamma_m$, $\gamma_m > 1,0$ é o fator do material.

O lado do carregamento da Eq. (2.2) pode assumir outras alternativas, como o formato existente na NBR 8681 (1984):

$$\phi R_n \geq \sum_{i=1}^m \gamma_{gi} F_{Gi,k} + \gamma_q \left[F_{Q1,k} + \sum_{j=2}^n \psi_{oj} F_{Qj,k} \right] \quad (2.3)$$

onde $F_{Gi,k}$ representa o valor característico das ações permanentes, $F_{Q1,k}$ representa o valor característico da ação variável considerada como ação principal para a combinação e $\psi_{oj} F_{Qj,k}$ representa o valor reduzido de combinação de cada uma das demais ações variáveis. Em casos especiais devem ser consideradas duas combinações:

numa delas, admite-se que as ações permanentes sejam desfavoráveis e na outra que sejam favoráveis para a segurança.

As principais vantagens do método dos estados limites, em relação ao das tensões admissíveis são:

- confiabilidade mais uniforme, pois, os coeficientes de segurança, são determinados de modo a prevenir que algum estado limite seja ultrapassado;
- permite desmembrar as incertezas da avaliação das ações e do modelo de cálculo;
- controle da segurança, na determinação de efeitos das ações, cujos valores são reduzidos pelas ações permanentes.

2.5.3 Ações

As ações são as causas que provocam esforços ou deformações nas estruturas. Na prática, as forças e as deformações impostas pelas ações são consideradas como se fossem as próprias ações.

As ações a serem adotadas no projeto das estruturas de aço e seus componentes são as estipuladas pelas normas apropriadas e as decorrentes das condições a serem preenchidas pela estrutura. Essas ações devem ser tomadas como nominais, devendo ser considerados os seguintes tipos de ações nominais:

- Ações Permanentes: Têm pequena variação em torno da média, durante o tempo de vida da construção (Peso próprio, revestimentos, acabamentos).
- Ações Variáveis: Têm grandes variações em torno da média, durante a vida da construção (Sobrecarga, divisórias, equipamentos, vento).
- Ações Excepcionais: Têm durações extremamente curtas e de baixa ocorrência durante a vida da construção (Explosões, choques de veículos, terremotos, incêndio).

Na evolução do Método dos Estados Limites, logo se compreende que alguns tipos de ações são conhecidos mais precisamente do que outros. Por exemplo, o peso próprio tem uma menor variabilidade do que a sobrecarga ou ação de vento. O conceito de vários fatores de carga foi introduzido para levar em consideração este fato.

Uma vez introduzidos estes fatores, um outro problema necessita de atenção. Não é conveniente adotar para ações de pouca duração, tais como sobrecarga, vento ou terremoto, valores máximos de vida útil, simultaneamente. Têm-se tomado cuidado com este fenômeno, adotando-se os chamados fatores de combinação de cargas.

Os coeficientes de ponderação das cargas e das resistências são ajustados de tal maneira a se obter maior uniformidade da probabilidade de falha P_f , considerada aceitável para uma determinada classe de estruturas. O processo de ajuste dos fatores ϕ e γ é conhecido como calibração da norma.

2.5.4 O Processo de Calibração de Normas

Apesar de diferenças de detalhes, o procedimento geral para a calibração de norma é quase o mesmo, independente do refinamento da teoria da confiabilidade usada. Segundo Melchers (1987), os seguintes passos devem ser seguidos para a calibração da norma:

Passo 1: Definir o escopo

Uma vez que não podemos ainda contar com um formato de norma de projeto estrutural para representar todas as situações de projeto, é conveniente delimitar o escopo da norma a ser calibrada. Dessa forma, pode-se estabelecer o material (por exemplo, estruturas de aço), o tipo estrutural (por exemplo, estruturas de edifício), etc.

Passo 2: Selecionar os pontos de calibração

É escolhido um espaço de projeto, consistindo de todas as variáveis básicas, tais como comprimento da viga, área da seção transversal e propriedades, valores das tensões nominais permitidas, intervalo das cargas aplicadas e tipos de carregamentos. É então dividido em um conjunto de zonas discretas aproximadamente uniformes. Os pontos discretos resultantes são usados para calcular os valores do índice de confiabilidade β_o para a verificação do formato da norma existente.

Passo 3: Norma de cálculo em vigor

A norma de cálculo estrutural em vigor é usada para calcular o elemento (por exemplo, uma viga de 5 m). Isto é repetido para todas as combinações apropriadas dos pontos de calibração dentro de cada zona discreta.

Passo 4: Definir estados limites

A função de estado limite para cada modo de falha é então definida. Cada estado limite deve ser expresso em termos das variáveis básicas. A definição dos estados limites também requer uma decisão sobre os modelos de combinação de cargas que vai ser empregado. Para facilitar a calibração da norma, é usual escolher um modelo simples de combinação de cargas.

Passo 5: Determinar as propriedades estatísticas

Para a determinação do índice de confiabilidade β_o são necessárias para cada uma das variáveis básicas as propriedades estatísticas apropriadas (distribuições, médias, variâncias, valores médios).

Passo 6: Empregar métodos de análise de confiabilidade

Usando um método de análise de confiabilidade apropriado, juntamente com as funções de estados limites (passo 4) e os dados estatísticos (passo 5), cada uma das opções de projeto do passo 3 é analisada para determinar β_o para cada ponto de calibração dentro de cada zona. Os resultados podem ser convenientemente ajustados de modo que o carregamento aplicado torne-se o parâmetro independente.

Passo 7: Escolher o valor alvo β_o

A partir de diversas análises, tais como o passo 6 citado, torna-se evidente a variação de β_o e a partir desta informação, uma média ponderada de β_o pode ser determinada e usada como uma confiabilidade alvo β_o .

Passo 8: Selecionar os fatores parciais

Os fatores parciais não são constantes para um dado formato de verificação da segurança, e um dado valor alvo β_o . Como, por conveniência, utilizam-se fatores

parciais constantes, pelo menos para grandes grupos de situações de projetos, espera-se que ocorra algum desvio em relação ao valor alvo β_0 . Portanto, a seleção de fatores parciais apropriados envolve algum julgamento subjetivo.

2.6 Métodos para análise da confiabilidade

2.6.1 Problema básico da confiabilidade

Problemas de confiabilidade em engenharia podem ser definidos como a determinação da capacidade de um sistema que atenda a determinadas condições. Na consideração da segurança de uma estrutura, a preocupação é assegurar que a resistência da estrutura seja suficiente para suportar a atuação da máxima ação ou combinação de ações durante a sua vida útil.

Na realidade, a determinação da resistência disponível bem como da máxima solicitação da estrutura não são problemas simples. Estimativas e previsões são sempre necessárias para estes tipos de problemas, incertezas são inevitáveis pela simples razão de que as informações relativas aos problemas de engenharia são invariavelmente incompletas. Diante de tais incertezas, a resistência disponível e a solicitação real não podem ser determinadas precisamente, elas podem ser descritas como pertencentes a determinados intervalos, podendo ser modeladas como variáveis aleatórias. Nestes termos, portanto, a confiabilidade de um sistema pode ser mais realisticamente medida em termos de probabilidade. Para esta proposta, definem-se as seguintes variáveis aleatórias:

R = resistência

Q = solicitação

O objetivo da análise de confiabilidade é assegurar o evento ($R > Q$) durante toda a vida útil da estrutura. Esta garantia é possível somente em termos da probabilidade $P(R > Q)$. Esta probabilidade, portanto, representa a medida realista da confiabilidade do sistema (da estrutura); a probabilidade do evento complementar ($R < Q$) é a correspondente medida da não confiabilidade. Assim, a confiabilidade de uma

estrutura ou elemento pode ser avaliada quanto à probabilidade de falha $P(R < Q)$ ou quanto à probabilidade de sobrevivência $P(R > Q)$ (Ang e Tang, 1990).

Assumindo no momento, que as distribuições de probabilidade necessárias de R e Q são disponíveis, isto é, $F_R(r)$ ou $f_R(r)$ e $F_Q(q)$ ou $f_Q(q)$ são conhecidas. Se as variáveis R e Q são contínuas e não correlacionadas, as probabilidades desejadas podem então ser formuladas como segue (Ang e Tang, 1990):

$$P_f = P(R < Q) = \int_0^{\infty} F_R(q) f_Q(q) dq \quad (2.4)$$

ou

$$P_f = P(R < Q) = \int_0^{\infty} [1 - F_Q(r)] f_R(r) dr \quad (2.5)$$

onde:

$F_R(q)$ é a função de distribuição acumulada da variável R,

$f_Q(q)$ é a função densidade de probabilidade da variável Q.

$F_Q(r)$ é a função de distribuição acumulada da variável Q,

$f_R(r)$ é a função densidade de probabilidade da variável R.

A Eq. (2.4) pode ser interpretada graficamente pela figura 2.3. A correspondente probabilidade de sobrevivência, portanto, é:

$$P_s = 1 - P_f \quad (2.6)$$

Vale ressaltar que a ordem de grandeza da probabilidade de falha nas estruturas civis é de 10^{-2} a 10^{-6} . Isso significa que a confiabilidade ou probabilidade de sobrevivência varia de 0,99 a 0,999999. Usualmente, na engenharia de estruturas trabalha-se com a probabilidade de falha ao invés do valor da confiabilidade.

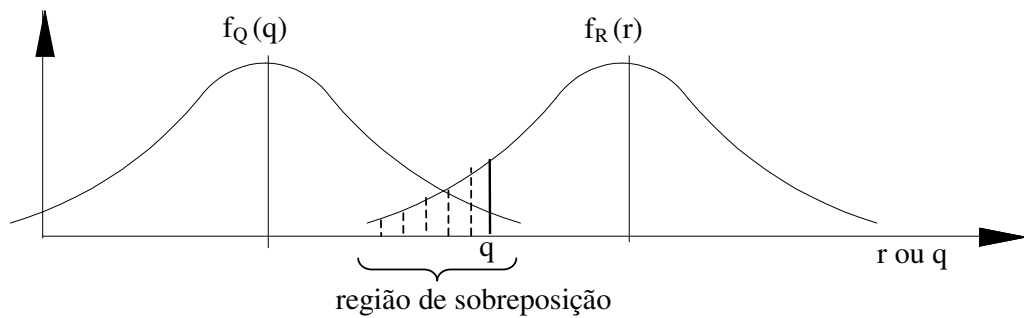


Figura 2.3 – Função densidade de probabilidade $f_R(r)$ e $f_Q(q)$ (Ang e Tang, 1990).

Como interpretado graficamente na Fig. 2.3, a sobreposição das curvas $f_R(r)$ e $f_Q(q)$ representa uma medida da probabilidade de falha. Com isto, observa-se que:

- a região de sobreposição depende das posições relativas de $f_R(r)$ e $f_Q(q)$, como mostra a Figura 2.4, isto é, quando as duas curvas se afastam, P_f diminui, quando as duas curvas se aproximam, P_f aumenta. A posição relativa entre $f_R(r)$ e $f_Q(q)$ pode ser medida pela diferença $(\mu_R - \mu_Q)$, chamada “margem de segurança média”; ou μ_R/μ_Q , conhecido como “fator de segurança central”.
- a região sobreposta também depende do grau de dispersão em $f_R(r)$ e $f_Q(q)$, como mostra a Figura 2.5. Mantidos os valores das médias e aumentando-se de $f_R(r)$, $f_Q(q)$, ou ambas, a dispersão, observa-se que a região de sobreposição aumenta.

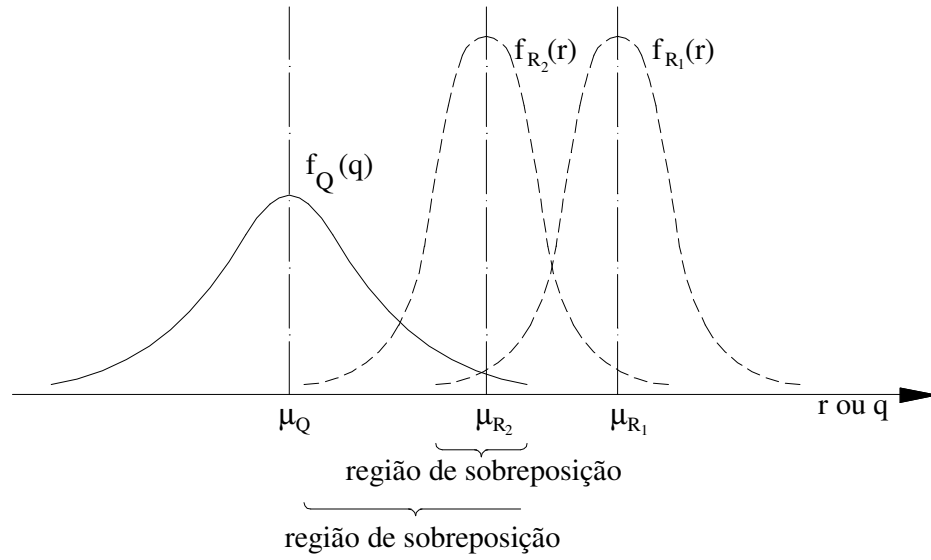


Figura 2.4 – Efeito da posição relativa entre $f_R(r)$ e $f_Q(q)$ em P_f (Ang e Tang, 1990).

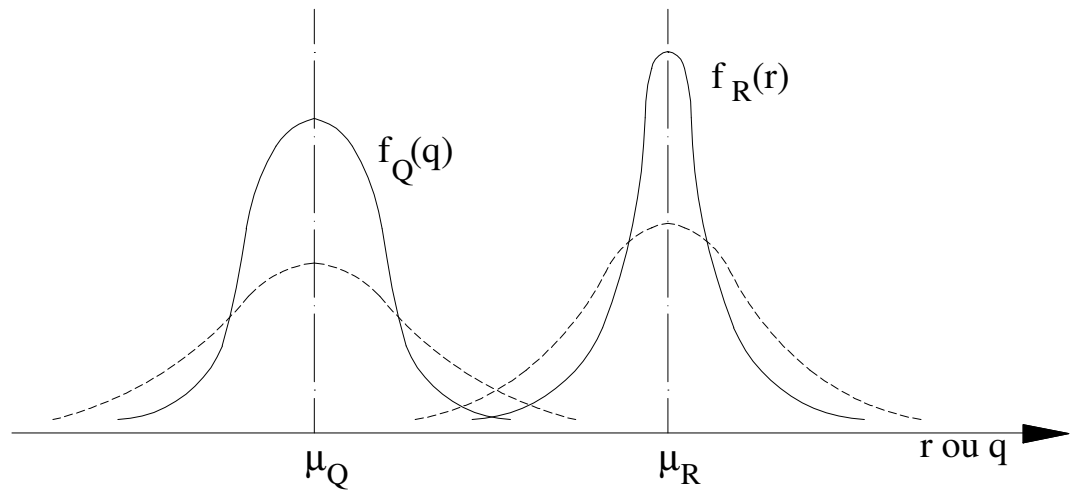


Figura 2.5 – Efeito da dispersão em $f_R(r)$ e $f_Q(q)$ em P_f (Ang e Tang, 1990).

Na equação 2.7 é assumido que R e Q são variáveis aleatórias não correlacionadas. Em geral, entretanto, estas variáveis podem ser correlacionadas e, para tais casos, a probabilidade de falha pode ser expressa em termos da função densidade de probabilidade conjunta como segue:

$$P_f = \int_0^{\infty} \left[\int_0^s f_{R,Q}(r,q) dr \right] dq \quad (2.7)$$

onde $f_{R,S}(r,s)$ é a função densidade de probabilidade conjunta das variáveis R e S ; ao passo que a probabilidade de sobrevivência (confiabilidade) é dada por:

$$P_s = \int_0^{\infty} \left[\int_0^r f_{R,Q}(r,q) dq \right] dr \quad (2.8)$$

A margem de segurança M é definida como $M = R - Q$. Dado que R e Q são variáveis aleatórias, M também é uma variável aleatória, com função densidade de probabilidade $f_M(m)$. Neste caso, o evento falha é ($M < 0$), e a probabilidade de falha é (Ang e Tang, 1990):

$$P_f = P(M < 0) = \int_{-\infty}^0 f_M(m) dm = F_M(0) \quad (2.9)$$

graficamente, representada na Fig. 2.6.

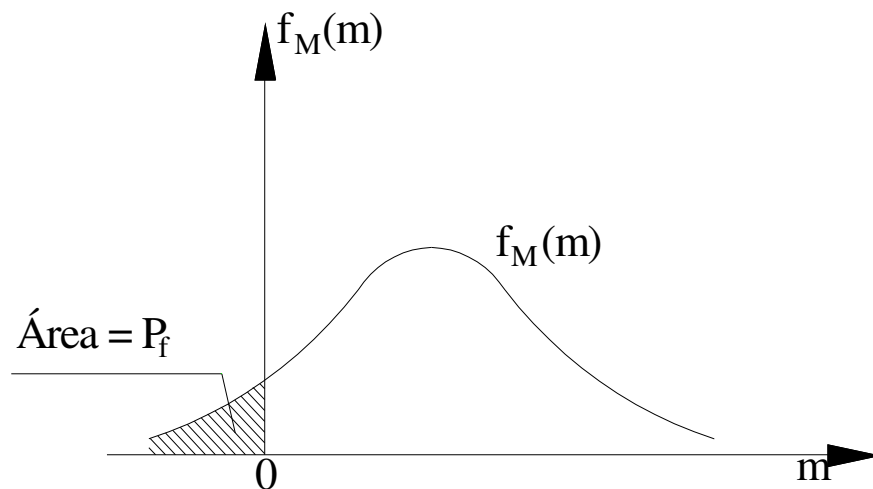


Figura 2.6 – Função densidade de probabilidade da margem de segurança (Ang e Tang, 1990).

2.6.2 Método do segundo momento

O cálculo da probabilidade de segurança ou probabilidade de falha, requer o conhecimento das funções densidade $f_R(r)$ e $f_Q(q)$, ou da função densidade conjunta $f_{R,Q}(r,q)$. Na prática, esta informação não está disponível ou é difícil de ser obtida devido à insuficiência de dados. Mas, mesmo quando as distribuições requeridas podem ser especificadas, o cálculo exato das probabilidades exigindo uma integração numérica das Eqs. (2.4) e (2.7) pode ser impraticável. Como uma alternativa prática, pode-se recorrer a aproximações para as distribuições normais equivalentes. Como alternativa, o *First Order Reliability Method* (FORM) pode ser utilizado (Ang e Tang, 1990).

Geralmente, as informações ou dados disponíveis podem ser suficientes apenas para estimar o primeiro e segundo momento (média e variância, respectivamente) das variáveis aleatórias. Medidas práticas de segurança e confiabilidade, portanto, devem ser limitadas a funções destes primeiros momentos. Sob esta condição, a implementação de conceitos de confiabilidade deve, necessariamente, ser limitada à formulação baseada nos primeiros e segundos momentos das variáveis aleatórias, ou seja, restrita à *formulação de segundo momento*. Pode ser enfatizado que a aproximação de segundo momento é consistente também com a representação normal equivalente de distribuições não normais.

Com a aproximação de segundo momento, a confiabilidade pode ser inteiramente medida como uma função dos primeiros e segundos momentos (média e variância, respectivamente) das variáveis de cálculo através do *índice de confiabilidade* β , que é definido como função destes primeiros momentos e equivalente a uma distância predeterminada da situação de falha.

Com relação à margem de segurança $M = X - Y$, o “estado seguro” de um sistema pode ser definido como ($M > 0$), e o “estado de falha” como ($M < 0$). O contorno que separa o estado seguro do estado de falha é o estado limite definido pela equação $M = 0$.

Introduzindo as variáveis reduzidas:

$$X' = \frac{X - \mu_X}{\sigma_X} \quad (2.10)$$

$$Y' = \frac{Y - \mu_Y}{\sigma_Y} \quad (2.11)$$

No espaço destas variáveis reduzidas o estado seguro e o estado de falha podem ser representados como mostrado na figura 2.6. Também, em termos das variáveis reduzidas, o estado limite $M = 0$, fica:

$$\sigma_X X' - \sigma_Y Y' + \mu_X - \mu_Y = 0 \quad (2.12)$$

que é uma linha reta como mostrado na figura 2.7. A distância da linha de falha (linear) à origem, O , é por si própria uma medida do índice de confiabilidade. Esta distância, d , é dada na geometria analítica como:

$$d = \frac{\mu_X - \mu_Y}{\sqrt{\sigma_X^2 + \sigma_Y^2}} \quad (2.13)$$

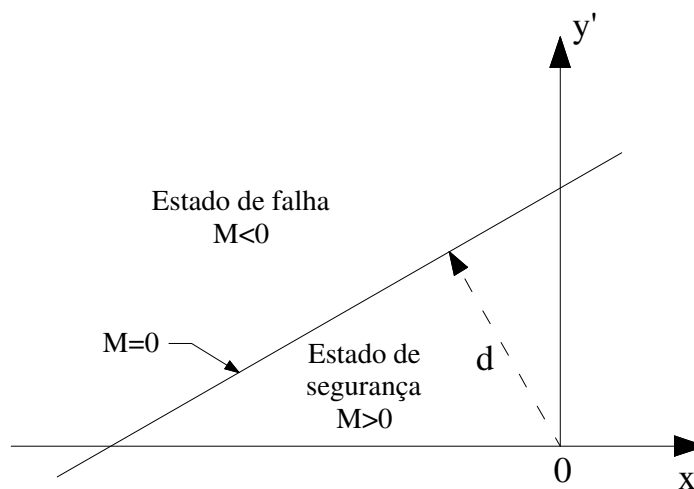


Figura 2.7 – Espaço das variáveis reduzidas (Ang e Tang, 1984).

2.6.2.1 Função desempenho

A confiabilidade de um sistema de engenharia pode envolver variáveis múltiplas. Em particular, a resistência e a solicitação podem ser, respectivamente, funções de várias outras variáveis. Para tais casos, o problema de duas variáveis R e Q do item 2.7.1 pode ser generalizado. Esta generalização é frequentemente necessária em engenharia, particularmente quando o problema deve ser formulado em termos das variáveis básicas de cálculo.

Num sentido mais amplo, a confiabilidade de um sistema de engenharia pode ser definida como a probabilidade que o mesmo apresenta de desempenhar suas funções ou missões pretendidas. O nível de desempenho de um sistema, obviamente dependerá das propriedades deste sistema. Neste contexto e para a proposta de uma formulação geral, define-se uma *função desempenho* ou *função estado*:

$$g(\mathbf{X}) = g(X_1, X_2, \dots, X_n) \quad (2.14)$$

onde $\mathbf{X} = (X_1, X_2, \dots, X_n)$ é um vetor de variáveis de cálculo básicas do sistema. A exigência de desempenho limitante pode ser definida como $g(\mathbf{X})=0$, que é o chamado *estado limite* do sistema (Ang e Tang, 1990).

Segue, portanto, que:

$$[g(\mathbf{X}) > 0] = \text{“estado seguro”}$$

e

$$[g(\mathbf{X}) < 0] = \text{“estado de falha”}$$

Geometricamente, a equação do estado limite, $g(\mathbf{X}) = 0$, é uma superfície n -dimensional, que pode ser chamada de “superfície de falha”. Em um lado desta superfície está o estado seguro, $g(\mathbf{X}) > 0$, ao passo que do outro lado, o estado de falha, $g(\mathbf{X}) < 0$ (Ang e Tang, 1990).

2.6.2.2 Índice de confiabilidade

Variáveis não correlacionadas

Seja o conjunto de variáveis reduzidas não correlacionadas. Introduzindo-se o conjunto de variáveis reduzidas não correlacionadas (Freudenthal, 1956):

$$X'_i = \frac{X_i - \mu_{X_i}}{\sigma_{X_i}}; i = 1, 2, \dots, n \quad (2.15)$$

Obviamente, o estado seguro e o estado de falha podem também ser interpretados no espaço reduzido das variáveis acima, separados pela equação de estado limite apropriada. No caso de duas variáveis, esta deverá ser como mostrado na Fig. 2.8. Em termos das variáveis reduzidas, X'_i , a função do estado limite será:

$$g(\sigma_{X_1} X'_1 + \mu_{X_1}, \dots, \sigma_{X_n} X'_n + \mu_{X_n}) = 0 \quad (2.16)$$

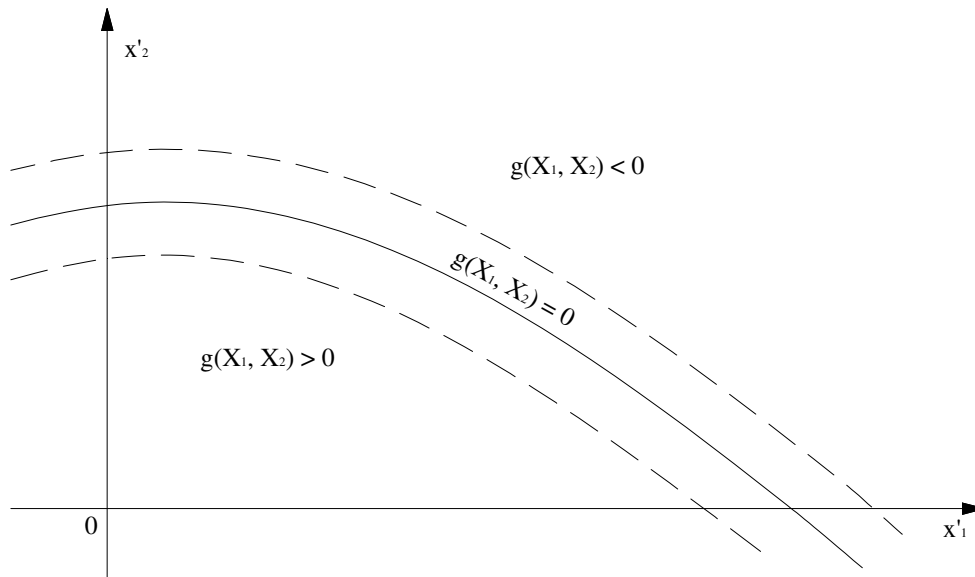


Figura 2.8 – Região de falha e região de segurança no espaço das variáveis reduzidas (Ang e Tang, 1990).

Observa-se, através da Figura 2.8, que a superfície de falha, $g(\mathbf{X}) = 0$, pode afastar-se ou aproximar-se da origem, fazendo com que a região de segurança aumente ou diminua. Desta forma, a posição da superfície de falha em relação à origem das variáveis reduzidas determina a confiabilidade do sistema. A posição da superfície de falha pode ser representada pela distância mínima da superfície $g(\mathbf{X}) = 0$ até a origem das variáveis reduzidas (Ang e Tang, 1990). Portanto, o ponto na superfície de falha com distância mínima até a origem é o *ponto mais provável de falha*.

Segundo Shinozuka (1983), a distância mínima requerida pode ser determinada como segue. A distância de um ponto $\mathbf{X}' = (X'_1, X'_2, \dots, X'_n)$ na superfície de falha $g(\mathbf{X}) = 0$ à origem de \mathbf{X}' é:

$$D = \sqrt{X_1'^2 + \dots + X_n'^2} = (\mathbf{X}'^t \mathbf{X}')^{1/2} \quad (2.17)$$

O ponto na superfície de falha, $(x_1'^*, x_2'^*, \dots, x_n'^*)$, cuja distância até a origem é mínima, pode ser determinado através da minimização da função D , obedecendo a limitação $g(\mathbf{X}) = 0$. Usando-se o método dos multiplicadores de Lagrange (λ é o multiplicador de Lagrange), tem-se:

$$L = D + \lambda g(\mathbf{X}) = (\mathbf{X}'^t \mathbf{X}')^{1/2} + \lambda g(\mathbf{X}) \quad (2.18)$$

Em notação escalar, (2.19)

$$L = \sqrt{X_1'^2 + X_2'^2 + \dots + X_n'^2} + \lambda g(X_1, X_2, \dots, X_n)$$

onde $X_i = \sigma_{X_i} X_i' + \mu_{X_i}$.

Derivando a Eq. (2.19) em relação a X_i' e ao multiplicador de Lagrange λ , obtém-se um sistema de $n + 1$ equações com $n + 1$ incógnitas

$$(2.20)$$

$$\frac{\partial L}{\partial X'_i} = \frac{X'_i}{\sqrt{X'^2_1 + X'^2_2 + \dots + X'^2_n}} + \lambda \frac{\partial g}{\partial X'_i} = 0; \quad i=1,2,\dots,n \quad (2.20)$$

$$\frac{\partial L}{\partial \lambda} = g(X_1, X_2, \dots, X_n) = 0$$

A solução do sistema de equações acima fornece o valor do ponto mais provável de falha ($x'^*_1, x'^*_2, \dots, x'^*_n$).

Introduzindo o vetor gradiente

$$\mathbf{G} = \left(\frac{\partial g}{\partial X'_1}, \frac{\partial g}{\partial X'_2}, \dots, \frac{\partial g}{\partial X'_n} \right) \quad (2.22)$$

onde $\frac{\partial g}{\partial X'_i} = \frac{\partial g}{\partial X_i} \frac{\partial X_i}{\partial X'_i} = \sigma_{x_i} \frac{\partial g}{\partial X_i}$

Escrevendo o sistema de equações, Eq. (2.20) em notação matricial e substituindo a Eq. (2.17), obtém-se:

$$\mathbf{X}' = -\lambda \mathbf{D} \mathbf{G} \quad (2.23)$$

Substituindo a Eq. (3.22) na Eq. (3.16), tem-se que

$$\lambda = (\mathbf{G}^t \mathbf{G})^{-1/2}$$

e usando este último resultado na Eq. (2.23), resulta

$$\mathbf{X}' = \frac{-\mathbf{G} \mathbf{D}}{(\mathbf{G}^t \mathbf{G})^{1/2}} \quad (2.24)$$

Pré-multiplicando a Eq.(2.24) por \mathbf{G}^t ,

$$D = \frac{-\mathbf{G}' X'}{(\mathbf{G}' \mathbf{G})^{1/2}} \quad (2.25)$$

Substituindo a Eq. (2.24) no sistema Eq. (2.20), obtém-se uma única equação com incógnita D , a solução desta equação é a distância mínima $d_{min} = \beta$, então

$$\beta = \frac{-\mathbf{G}^{*'} \mathbf{X}'^*}{(\mathbf{G}^{*'} \mathbf{G}^*)^{1/2}} \quad (2.26)$$

onde \mathbf{G}^* é o vetor gradiente no ponto mais provável de falha $(x'_{1^*}, x'_{2^*}, \dots, x'_{n^*})$. Então o ponto mais provável de falha é

$$\mathbf{X}'^* = \frac{-\mathbf{G}^* \beta}{(\mathbf{G}^{*'} \mathbf{G}^*)^{1/2}} \quad (2.27)$$

Em sua forma escalar, os componentes de \mathbf{X}'^* são

$$x_i'^* = -\alpha_i^* \beta ; i = 1, 2, \dots, n \quad (2.28)$$

onde

$$\alpha_i^* = \frac{\left(\frac{\partial g}{\partial X_i'} \right)}{\sqrt{\sum_i \left(\frac{\partial g}{\partial X_i'} \right)^2}} \quad (2.29)$$

são os cossenos diretores ao longo dos eixos x'_i .

Conhecidos os valores de β , a probabilidade de falha pode ser calculada através da seguinte relação:

$$P_f = \Phi(-\beta) \quad (2.30)$$

onde $\Phi(\cdot)$ é a função de distribuição acumulada da variável normal padrão.

Interpretação de primeira ordem

As Eqs. (2.27) e (2.27), podem ser interpretadas baseadas em aproximações de primeira ordem para função $g(\mathbf{X})$, como se segue.

Expandindo a função de desempenho $g(\mathbf{X})$ em série de Taylor no ponto \mathbf{x}^* , que está na superfície de falha $g(\mathbf{x}^*) = 0$, ou seja:

$$\begin{aligned} g(X_1, X_2, \dots, X_n) &= g(x_1^*, x_2^*, \dots, x_n^*) + \sum_{i=1}^n (X_i - x_i^*) \left(\frac{\partial g}{\partial X_i} \right)_* + \\ &+ \sum_{j=1}^n \sum_{i=1}^n (X_i - x_i^*) (X_j - x_j^*) \left(\frac{\partial^2 g}{\partial X_i \partial X_j} \right)_* + \dots \end{aligned} \quad (2.31)$$

onde as derivadas são calculadas em $(x_1^*, x_2^*, \dots, x_n^*)$. Como $g(x_1^*, x_2^*, \dots, x_n^*) = 0$ na superfície de falha, portanto,

$$\begin{aligned} g(X_1, X_2, \dots, X_n) &= \sum_{i=1}^n (X_i - x_i^*) \left(\frac{\partial g}{\partial X_i} \right)_* + \\ &+ \frac{1}{2} \sum_{j=1}^n \sum_{i=1}^n (X_i - x_i^*) (X_j - x_j^*) \left(\frac{\partial^2 g}{\partial X_i \partial X_j} \right)_* + \dots \end{aligned} \quad (2.32)$$

Lembrando que

$$X_i - x_i^* = (\sigma_{X_i} X'_i + \mu_{X_i}) - (\sigma_{X_i} x'_i + \mu_{X_i}) = \sigma_{X_i} (X'_i - x'_i)$$

e

$$\frac{\partial g}{\partial X_i} = \frac{\partial g}{\partial X'_i} \left(\frac{dX'_i}{dX_i} \right) = \frac{1}{\sigma_{X_i}} \left(\frac{\partial g}{\partial X'_i} \right)$$

Então,

$$g(X_1, X_2, \dots, X_n) = \sum_{i=1}^n (X_i' - x_i'^*) \left(\frac{\partial g}{\partial X_i'} \right)_* + \dots \quad (2.33)$$

Em uma aproximação de primeira ordem, isto é, truncando a série acima no termo de primeira ordem, o valor médio da função $g(X)$ é

$$\mu_g \cong - \sum_{i=1}^n x_i'^* \left(\frac{\partial g}{\partial X_i'} \right)_* \quad (2.34)$$

ao passo que a variância aproximada correspondente em primeira ordem (para variáveis não correlacionadas) é

$$\sigma_g^2 \cong \sum_{i=1}^n \sigma_{X_i'}^2 \left(\frac{\partial g}{\partial X_i'} \right)_*^2 = \sum_{i=1}^n \left(\frac{\partial g}{\partial X_i'} \right)_*^2 \quad (2.35)$$

das Eqs. (2.34) e (2.35), tem-se a razão

$$\frac{\mu_g}{\sigma_g} = \frac{- \sum_{i=1}^n x_i'^* \left(\frac{\partial g}{\partial X_i'} \right)_*}{\sqrt{\sum_{i=1}^n \left(\frac{\partial g}{\partial X_i'} \right)_*^2}} \quad (2.36)$$

Comparando a Eq. (2.36) com as Eq. (2.26) e (2.29), percebe-se que a razão acima é a mesma obtida através das Eq. (2.23) e (2.29). Assim μ_g/σ_g é também a distância do plano tangente à superfície de falha em x^* até a origem das variáveis reduzidas. Portanto, o índice de confiabilidade é também:

$$\beta = \mu_g / \sigma_g \quad (2.37)$$

Deve-se enfatizar que as aproximações de primeira ordem de μ_g e σ_g obtidas anteriormente devem ser calculadas em um ponto na superfície de falha $g(X) = 0$. Em estudos anteriores, as aproximações de primeira ordem eram calculadas com os valores médios $(\mu_{x_1}, \mu_{x_2}, \dots, \mu_{x_n})$, o que implicava em erros significativos para funções desempenho não-lineares. Por este motivo, a razão correspondente μ_g / σ_g calculada com valores médios pode não ser a distância da superfície de falha não-linear até a origem das variáveis reduzidas (Ang e Tang, 1990).

Além disso, aproximações de primeira ordem calculadas com os valores médios das variáveis básicas, fazem surgir o problema da invariância para estados limites equivalentes, isto é, o resultado dependerá de como o evento estado limite foi definido. Por exemplo, para eventos de estado limite equivalentes ($R - Q < 0$) e ($R / Q < 1$), o cálculo com a média resultará em índices de confiabilidade diferentes. Tal problema de invariância é contornado se as aproximações de primeira ordem são calculadas em um ponto na superfície de falha (Ang e Tang, 1990).

Distribuições Normais Equivalentes

Quando as informações sobre as distribuições de probabilidade de algumas ou de todas as variáveis básicas X_1, X_2, \dots, X_n estão disponíveis, o Método do Segundo Momento pode ainda ser usado para a determinação da probabilidade de falha P_f ou do índice de confiabilidade β , desde que cada distribuição seja primeiramente transformada em uma distribuição normal equivalente. Com a distribuição normal equivalente, o cálculo de P_f segue o mesmo procedimento usado para as variáveis normais (Ang e Tang, 1990). Esse procedimento é denominado como *Advanced First Order Reliability Method* (AFORM).

Para uma única variável, os parâmetros da distribuição normal equivalente de uma variável não normal podem ser obtidos uma vez que, a probabilidade acumulada bem como a ordenada densidade de probabilidade da distribuição normal equivalente

sejam iguais àquelas da distribuição não normal correspondente no ponto apropriado, X_i^* , na superfície de falha. Igualando as probabilidades acumuladas como descrito anteriormente no ponto de falha x_i^* , tem-se:

$$\Phi\left(\frac{x_i^* - \mu_{X_i}^N}{\sigma_{X_i}^N}\right) = F_{X_i}(x_i^*) \quad (2.38)$$

onde,

$\mu_{X_i}^N, \sigma_{X_i}^N$ = valor médio e desvio padrão, respectivamente, da distribuição normal equivalente para X_i ,

$F_{X_i}(x_i^*)$ = função de distribuição acumulada original de X_i calculada em x_i^* ,

$\Phi(-)$ = função de distribuição acumulada da distribuição normal padrão.

A igualdade acima então resulta:

$$\mu_{X_i}^N = x_i^* - \sigma_{X_i}^N \Phi^{-1}[F_{X_i}(x_i^*)] \quad (2.39)$$

ao passo que igualando as ordenadas de densidade de probabilidade correspondentes em X_i^* significa:

$$\frac{1}{\sigma_{X_i}^N} \phi\left(\frac{x_i^* - \mu_{X_i}^N}{\sigma_{X_i}^N}\right) = f_{X_i}(x_i^*) \quad (2.40)$$

onde $\phi(-)$ = função de distribuição de probabilidade da distribuição normal padrão. Daí resulta:

$$\sigma_{x_i}^N = \frac{\phi\{\Phi^{-1}[F_{x_i}(x_i^*)]\}}{f_{x_i}(x_i^*)} \quad (2.41)$$

Como exemplo do método avançado de confiabilidade, o problema com duas variáveis R e Q , análogo ao considerado anteriormente, é apresentado a seguir:

$$g = \ln\left(\frac{R}{Q}\right) = \ln(R) - \ln(Q) = 0 \quad (2.42)$$

onde $\ln(R)$ e $\ln(Q)$ têm distribuições normais.

Introduzindo as variáveis reduzidas:

$$r = \frac{\{\ln(R) - [\ln(R)]_m\}}{\sigma_{\ln(R)}} \quad (2.43)$$

$$q = \frac{\{\ln(Q) - [\ln(Q)]_m\}}{\sigma_{\ln(Q)}} \quad (2.44)$$

Em termos das variáveis reduzidas o estado limite fica assim:

$$r\sigma_{\ln(R)} + [\ln(R)]_m - q\sigma_{\ln(Q)} + [\ln(Q)]_m = 0 \quad (2.45)$$

O critério de falha nos sistemas de coordenadas das variáveis básicas ($\ln(R)$, $\ln(Q)$) e reduzidas (r, q) são apresentadas nos figuras 2.9 e 2.10 (Hsiao, 1989).

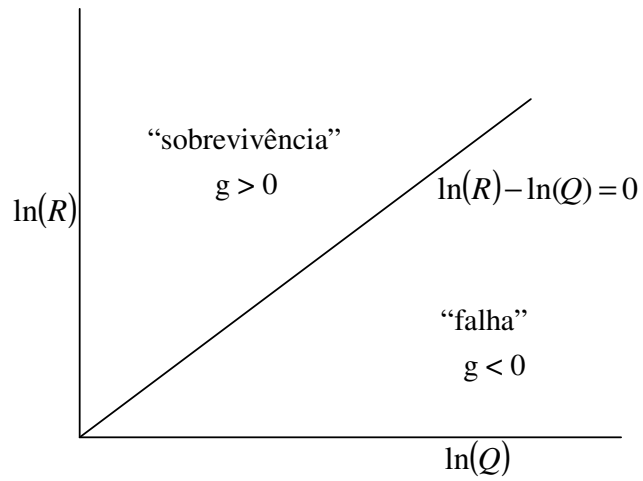


Figura 2.9 – Problema linear no espaço das variáveis básicas (Hsiao, 1989)

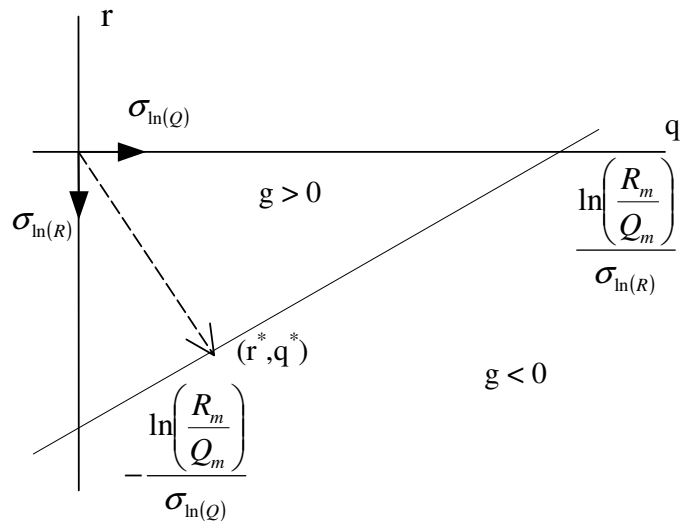


Figura 2.10 – Problema linear no espaço das variáveis reduzidas (Hsiao, 1989)

Capítulo 3

Perfis Formados a Frio

3.1 Considerações Gerais

As estruturas metálicas são compostas por duas grandes “famílias” de elementos estruturais: uma composta pelos perfis laminados, soldados e eletrosoldados e a outra composta por perfis formados a frio.

O uso dos perfis formados a frio na construção civil, começou aproximadamente em 1850, quase que simultaneamente nos Estados Unidos e na Inglaterra. Todavia, tais perfis só passaram a ser largamente utilizados a partir de 1940. Dessa data em diante, a aplicação desses perfis tem crescido bastante, impulsionada pela publicação de normas tanto na América do Norte como na Europa. No entanto, esse tipo de perfil teve seu uso ampliado a partir dos anos 90.

Os perfis formados a frio têm sido amplamente empregados em vários segmentos da construção metálica, ganhando espaço até mesmo em setores antes dominados pelos perfis laminados, como por exemplo, em edificações de pequeno porte. Os perfis formados a frio têm aplicação também em edifícios industriais, edifícios de andares múltiplos, silos reservatórios, racks, sinalização e proteção rodoviária, indústria mecânica, etc (Hancock, Murray e Ellifritt, 2001).

A carência de produtos de aço não-planos (perfis laminados) no mercado brasileiro conduziu as empresas a adotarem soluções alternativas a partir da utilização de produtos de aço planos (chapas), daí a intensificação do uso dos perfis soldados, em substituição aos perfis laminados de médias dimensões, e os perfis formados a frio em substituição aos laminados de pequenas dimensões.

A utilização dos perfis formados a frio na construção civil, em muitos casos representa uma solução econômica e elegante, isto devido ao fato desses perfis possuírem maior esbeltez que os perfis laminados, conduzindo dessa forma a estruturas mais leves.

Em geral, a utilização de perfis formados a frio como elementos estruturais na construção de edificações, possui as seguintes vantagens:

- Os perfis formados a frio são econômicos para carregamentos mais leves e para menores vãos;
- Inúmeras seções podem ser fabricadas pelas operações de dobramento a frio, obtendo-se dessa forma ótimas relações de resistência em função do peso;
- Painéis estruturais de paredes e pisos podem facilmente ser executados com tais perfis, facilitando a passagem de dutos de eletricidade e encanamentos das instalações hidráulicas, além de resistirem a carregamentos;
- Esses painéis além de suportarem os carregamentos normais, também atuam estruturalmente como painéis diafragmas, resistindo a esforços de cisalhamento em seus próprios planos.

Comparados com outros tipos de materiais como a madeira e o concreto, as estruturas de perfis formados a frio, principalmente as estruturas residenciais, ou estruturas “Steel-Frame”, possuem muitas vantagens, a saber (Freitas, 2003; Freitas e Crasto, 2006, Rodrigues, 2006):

- Menor peso e conseqüente alívio das fundações;
- Alta resistência;
- Produção em escala e pré-fabricação, diminuindo os custos;
- Velocidade de montagem na obra;
- Economia no manuseio e no transporte;
- Qualidade uniforme das peças;
- Material totalmente reciclável.

Para os perfis formados a frio, existe uma grande quantidade de tipos de seções transversais. Porém, pode-se dividir essas seções em dois grandes grupos: o dos perfis estruturais individuais e o dos perfis de chapas corrugadas.

Embora o dobramento a frio permita para o grupo dos perfis estruturais individuais uma larga gama de seções transversais (figura 3.1), os tipos de seções mais freqüentemente encontradas no mercado, são as seções cantoneiras, U, U enrijecido, Z, Z enrijecido e cartola.

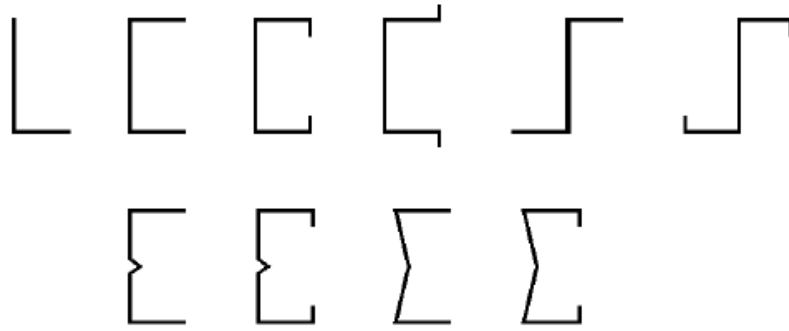


Figura 3.1 – Alguns tipos de seções transversais de perfis formados a frio

Já para o grupo dos perfis classificados como chapas corrugadas, as seções mais comuns são as de telhas, utilizadas geralmente como tapamentos laterais e coberturas de edificações industriais e comerciais, e as seções de “Steel-Deck”, que são utilizadas para a fabricação de lajes mistas, atuando como forma para a concretagem, e como a armadura positiva das lajes após a cura do concreto.

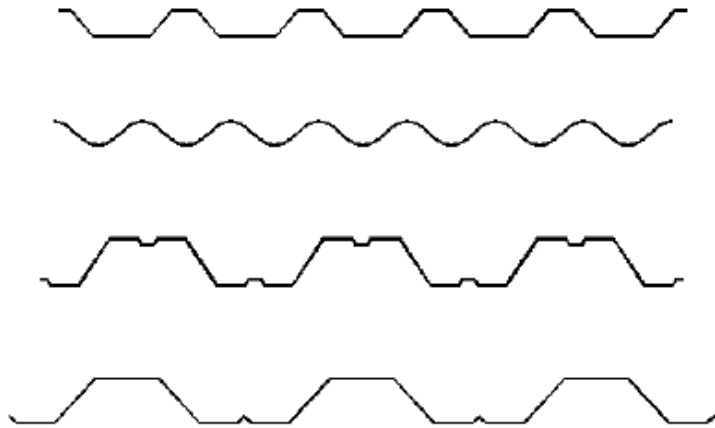


Figura 3.2 – Seções transversais dos perfis formados a frio de chapas corrugadas

3.2 Materiais e Fabricação

Os perfis formados a frio são normalmente fabricados a partir de bobinas de chapas finas laminadas a frio ou a quente. A figura 3.3 ilustra o processo de fabricação dessas bobinas (Catálogo Técnico, CSN, 2001).

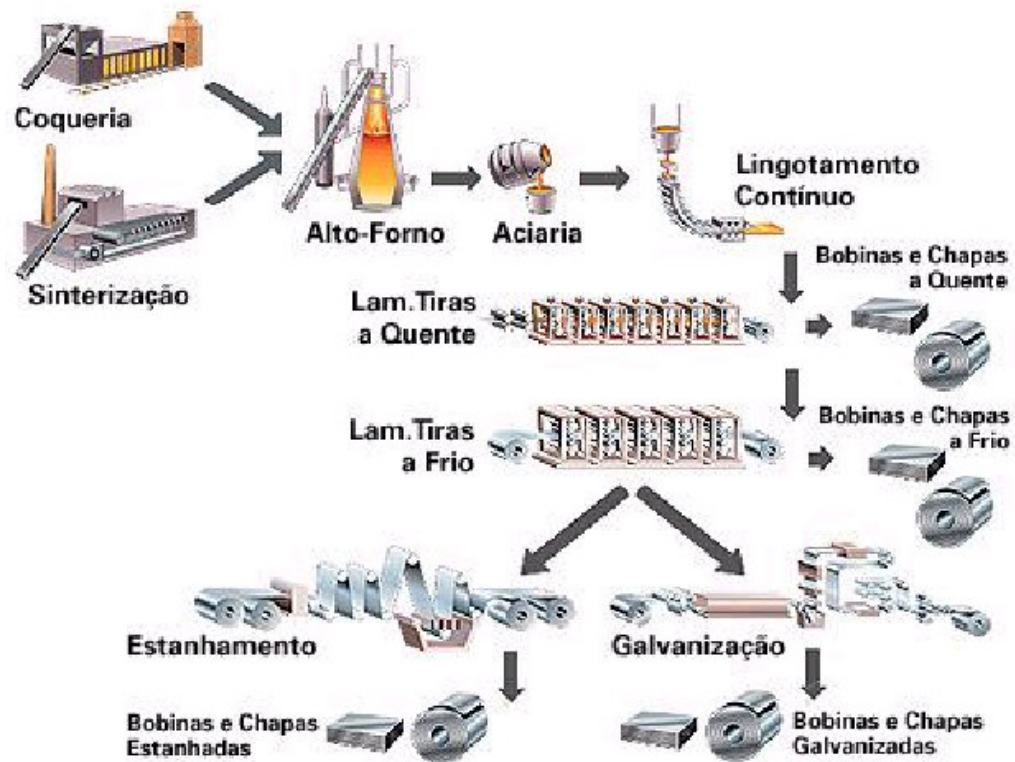


Figura 3.3 – Processo de fabricação das chapas metálicas

Geralmente as espessuras dessas chapas variam entre 0,32mm e 6,40mm, no entanto, as espessuras mais utilizadas são aquelas padronizadas pelas usinas.

Os processos de fabricação podem ser em mesas de roletes ou dobradeira. As principais diferenças entre os processos é o limite de comprimento das peças, a distribuição das tensões residuais, os custos de aquisição dos equipamentos de fabricação e o volume de produção aliado a variedade de seções.

O processo de conformação de um perfil estrutural em mesa de roletes ou matriz rotativa (figura 3.4) segue diversas etapas até a sua forma final. As etapas do processo de fabricação e conformação da seção transversal são:

- a) Corte da bobina em rolos da largura necessária;
- b) Planagem na chapa, para entrada na mesa de conformação;
- c) Conformação do perfil na mesa de roletes;
- d) Corte do perfil no comprimento desejado.

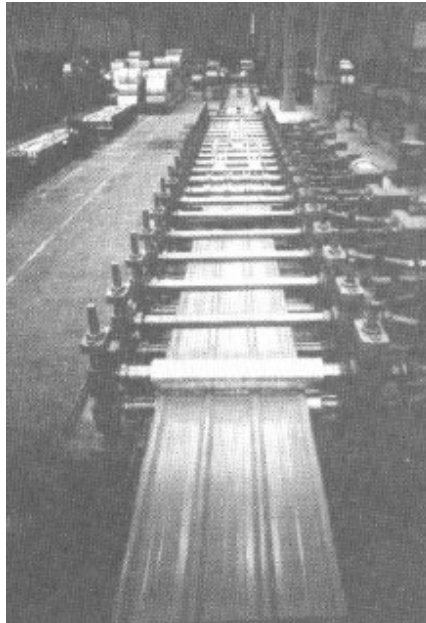


Figura 3.4 – Roletes utilizados na conformação de perfis (Moliterno, 1998)

No caso da conformação por dobradeira, utiliza-se lâminas para a confecção da seção transversal do perfil a ser utilizada. Estas lâminas são fabricadas a partir da configuração da seção transversal que se deseja.

3.3 Considerações de Projeto

É do conhecimento de todos, que na natureza não existe carregamento perfeitamente centrado, material perfeitamente homogêneo ou um eixo perfeitamente reto, o que significa na prática a inexistência de um perfil industrial de aço sem imperfeições. Essas imperfeições são tais, que contribuem diretamente para os fenômenos de instabilidade estrutural. Para os perfis formados a frio, existem basicamente três tipos de imperfeições que os afetam, a saber:

- Imperfeições geométricas;
- Tensões residuais;
- Variação das propriedades mecânicas do aço em decorrência do trabalho a frio.

As imperfeições geométricas longitudinais apresentadas por esses perfis são dadas pelas suas flechas iniciais. No entanto, os métodos de fabricação apresentados anteriormente, conduzem a resultados muito satisfatórios, ou seja, a obtenção de peças praticamente “retas”.

Um outro tipo de imperfeição comumente encontrada nos perfis formados a frio, são as tensões residuais. Para o caso da família dos perfis laminados, sabe-se que essas tensões se desenvolvem na direção longitudinal do perfil, e que são ocasionadas em grande parte pelo processo de resfriamento sofrido. Ou seja, como o resfriamento das regiões superficiais se dá mais rapidamente do que nas regiões internas, o gradiente de tensão assim criado, conduz ao aparecimento das tensões residuais.

Já para o caso dos perfis formados a frio, a indução das tensões residuais acontece em duas fases: primeiramente na fabricação da chapa bobinada, e posteriormente no processo de dobramento a frio para a fabricação do perfil. No caso das chapas finas fabricadas a quente, o aspecto da distribuição das tensões residuais pode ser representado pela parábola indicada na figura 3.5. Naturalmente, a resultante das tensões residuais deve ser nula, o que implica nas áreas dos diagramas de tensões de tração ($\sigma > 0$) e de compressão ($\sigma < 0$) serem iguais. Já as tensões residuais induzidas no processo de conformação a frio, são distintas para cada um dos processos listados anteriormente.

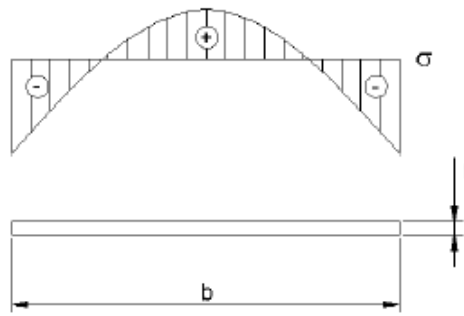


Figura 3.5 – Distribuição de tensões residuais em chapas (Freitas, 2003)

O processo de conformação em dobradeiras induz o aparecimento de tensões residuais importantes nas faces das paredes do perfil, originadas pela sua flexão. Já no processo de conformação em mesa de roletes, essas tensões são menores. No entanto, em ambos os processos de fabricação as tensões residuais máximas ocorrem nos cantos arredondados.

Na tabela 3.1, tem-se um resumo das imperfeições em função do trabalho de conformação.

Tabela 3.1 - Resumo dos efeitos das imperfeições em função do tipo de conformação utilizado (Freitas, 2003)

Tipo de Imperfeições	Conformação em dobradeiras	Conformação em mesa de roletes
Geométricas (deformadas iniciais referentes ao modo global - flechas iniciais)	Menos importantes - mais "perfeitos" ou mais "retos"	Mais importantes - perfis menos "perfeitos" ou menos "retos"
Variações das características mecânicas dos materiais: f_y ou f_u	Concentradas nas regiões vizinhas dos cantos arredondados	Distribuída ao longo das paredes que constituem a seção transversal do perfil
Tensões residuais longitudinais	De menor importância	De maior importância

Finalmente, considera-se a imperfeição no perfil de chapa dobrada causada pela variação nas características mecânicas do aço. O trabalho de conformação a frio encrua o aço e modifica suas características mecânicas. Esse encruamento do aço, ou seja, a plastificação a frio, ocasiona uma elevação do limite elástico do material assim como de sua tensão última (Yu, 2000). O gráfico da figura 3.6 ilustra esse efeito qualitativamente.

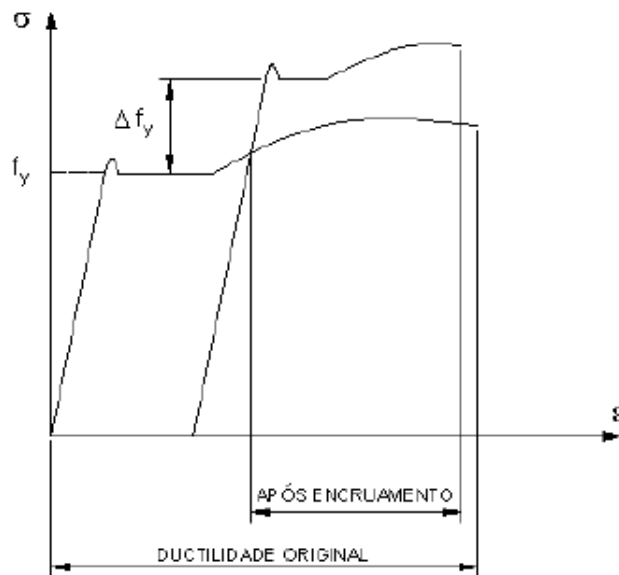


Figura 3.6 – Gráfico de encruamento (Freitas, 2003)

Resumidamente, pode-se afirmar que as imperfeições podem contribuir favoravelmente ao comportamento estrutural dos perfis formados a frio, como é o caso do encruamento, assim como contribuem desfavoravelmente, como é o caso das imperfeições de origem geométricas e as tensões residuais.

3.4 Particularidades do comportamento mecânico dos perfis formados a frio

As principais características dos perfis formados a frio se destacam na seqüência:

a) Os perfis formados a frio, caracterizam-se por terem uma grande esbeltez local, dada pela relação elevada de b/t , sendo b a largura de suas paredes e t a espessura das mesmas. Isto faz com que, modos de colapso por flambagem local de placa ou flambagem distorcional, sejam críticos no dimensionamento destes tipos de elementos.

b) Em geral, os perfis formados por chapa dobrada são monossimétricos, abertos e com baixa rigidez à torção. Isto faz com que os modos de flambagem globais por flexo-torção tenham que ser analisados.

c) As características da fabricação do perfil fazem com que nas dobras, o material que forma o perfil tenha encruamento e, por esta razão, o valor da tensão de escoamento aumenta, devido ao efeito do trabalho a frio, o que pode ser considerado no dimensionamento. Porém esse processo também provoca uma perda de ductilidade do aço. A redução de ductilidade significa uma menor capacidade do material deformar-se. Por essa razão, a chapa deve ser conformada com raio de dobramento adequado ao material e à sua espessura, a fim de se evitar o aparecimento de fissuras.

d) Os perfis formados a frio, em geral, são pouco compactos, o que conduz a afirmar que a reserva de resistência plástica, deste tipo de perfis, não seja significativa.

3.5 Histórico e Desenvolvimento das Normas de Projeto

O emprego de perfis formados a frio em construções teve início por volta de 1850 nos Estados Unidos e Grã-Bretanha, porém, com uma utilização limitada e ausente de informações técnicas sobre o comportamento estrutural destes elementos (Yu, 2000).

Somente a partir de 1939 é que as pesquisas foram efetivamente iniciadas, por iniciativa e financiamento do *American Iron and Steel Institute* (AISI). Em 1946, os resultados destas pesquisas deram origem à primeira especificação para projetos de elementos estruturais formados a frio, publicado pelo AISI (1946). A partir deste ano,

houve um grande impulso na utilização dos perfis formados a frio. Várias edições da especificação AISI foram publicadas, sendo que a edição de 1986 foi a última a incorporar o tradicional método das tensões admissíveis.

Em 1991 foi publicada a primeira edição em estados limites AISI-LRFD (1991), e em 1996 a segunda, incorporando também o método das tensões admissíveis como alternativa. Em 2001 foi publicada a norma norte americana – North American Specification for the Design of Cold-formed Steel Structural Members, válida nos Estados Unidos, Canadá e México (NAS, 2001).

No Brasil, o emprego dos perfis formados a frio teve início praticamente no final da década de 60. Em 1967, foi publicada a norma ABNT/NB-143 – Cálculo de estruturas de aço, constituídas por perfis leves, voltada ao projeto de estruturas em perfis formados a frio, cujo texto foi elaborado com base na edição de 1962 da especificação AISI. Esta norma não foi adequadamente divulgada e pouco utilizada, não sofrendo revisões ao longo do tempo. A obsolescência da NB-143, vinculada a antiga NB-14 (tensões admissíveis), praticamente obrigava os calculistas a adotarem normas estrangeiras.

Em 1980 foi publicada a norma NBR 6355 – Perfis estruturais, de aço, formados a frio, a qual estabelece uma padronização de perfis formados a frio, apresentando simbologia, nomenclatura, dimensões e tolerâncias a serem respeitadas pelos perfis e com propósito estrutural. Essa norma também foi pouco divulgada e utilizada. Em dezembro de 2001 foram iniciados os trabalhos de revisão da NBR 6355 (1980), com o propósito de padronizar perfis adequados ao nosso mercado, estabelecer tolerâncias de fabricação compatíveis com a indústria local e conferir a compatibilidade com a nova norma de dimensionamento.

A falta de uma norma para cálculo de estruturas em perfis formados a frio levou os projetistas a adotar uma norma estrangeira, muitas vezes gerando incompatibilidade principalmente quando é utilizada simultaneamente nos projetos à NBR 8800 – Projeto e execução de estruturas de aço de edifícios, para os perfis laminados e soldados. Os coeficientes de ponderação das ações e os coeficientes de resistência diferem de norma para norma, portanto adotar as combinações de ações previstas na NBR 8800 (1986) ou na NBR 8681 (1984) – Ações e segurança nas estruturas, e os respectivos esforços

solicitantes de cálculo aos esforços resistentes de cálculo estabelecidos por outra norma é, claramente, uma incompatibilidade (Chodraui, 2003).

No entanto, adotar a NBR 8800 (1986) simultaneamente com outras normas em tensões admissíveis constitui uma incompatibilidade ainda maior, pois envolve dois métodos distintos para introdução da segurança.

A solução encontrada foi a publicação de uma norma brasileira voltada para o projeto de estruturas em perfis formados a frio, sendo os coeficientes de ponderação das ações e das resistências, além da nomenclatura e simbologia, adequadamente calibrados e ajustados com outras normas brasileiras, proporcionando uniformidade de critérios e maior coerência nos projetos.

Em 1997 foi constituído pela ABCEM (Associação Brasileira da Construção Metálica) e com o apoio da USIMINAS, um Grupo de Trabalho para a elaboração de um texto-base para norma brasileira. Como um desfecho para tal trabalho, foi publicada, a nova norma brasileira NBR 14762 (2001) – Dimensionamento de estruturas de aço constituídas por perfis formados a frio.

Diferentemente da situação que se apresenta no Brasil, no exterior as pesquisas têm se desenvolvido com uma rapidez maior, principalmente na Austrália e nos Estados Unidos, além de outros centros que apresentam notório desenvolvimento relativo ao estudo dos perfis formados a frio.

3.6 Comentário Sobre a Especificação AISI-LRFD para Perfis Formados a Frio

3.6.1 Norma AISI

Durante os anos 1970-1980 foi desenvolvido um amplo projeto de pesquisa envolvendo University of Missouri-Rolla, Washigton University e University of Minnesota com o financiamento do American Iron and Steel Institute – AISI. Os resultados iniciais foram apresentados em diversas publicações (Rang, Galambos e Yu,

1979a, 1979b, 1979c, 1979d; Supornsilaphachai, Galambos e Yu, 1979; Galambos e Yu, 1980, 1985; Snyder, Pan e Yu, 1984).

Baseado na edição de 1986 da Especificação AISI-ASD, foi continuado o projeto anterior que forneceu o arcabouço da primeira edição da Especificação AISI-LRFD de 1991. Esta segunda etapa pode ser resumida pelas seguintes publicações: Hsiao, Yu e Galambos, 1988a, 1988b, 1988c; Hsiao, Yu e Galambos, 1989a, 1988b.

3.6.2 Conceitos probabilísticos

Um estado limite é a condição na qual a utilidade estrutural de um elemento estrutural se vê afetada a tal ponto que deixa de ser seguro para os ocupantes da estrutura, ou na qual o elemento não é capaz de satisfazer a função para a qual foi projetado. Os estados limites típicos para os membros de perfis formados a frio são o escoamento da seção, a flambagem e deformações excessivas. Estes estados limites têm sido estabelecidos com base na experiência prática ou em laboratório e têm sido amplamente pesquisados.

No Método dos Estados Limites são considerados dois tipos de estados limites: (1) o estado limite de resistência requerido para resistir as cargas extremas durante a vida útil da estrutura, e (2) o estado limite da capacidade da estrutura de desempenhar a função para a qual foi projetada durante toda sua vida útil. Estes dois estados limites geralmente são conhecidos como *estado limite último* e *estado limite de serviço*.

Os fatores de segurança ou fatores de carga consideram as incertezas e variabilidades inerentes ao processo de projeto e de construção. O cálculo estrutural consiste em comparar os valores de cálculo dos efeitos das ações, Q , com os valores de cálculo das resistências, R , pois tanto Q como R são parâmetros aleatórios (Figura 3.9).

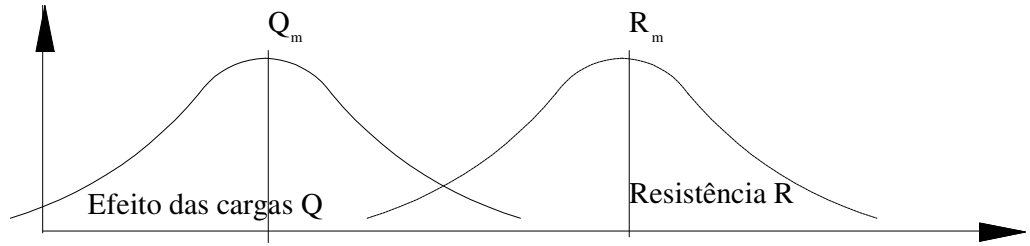


Figura 3.9 – Definição das variáveis aleatórias Q e R

Um estado limite está sendo violado quando $R < Q$. Visto que a possibilidade de ocorrência deste evento nunca é nula, um projeto bem sucedido deve contar com uma probabilidade aceitavelmente pequena disto acontecer. Quando as distribuições reais das probabilidades de R e Q são conhecidas é possível determinar com precisão a probabilidade de que $(R - Q) < 0$ para qualquer projeto.

Em geral as distribuições de R e Q são desconhecidas, e só podemos conhecer os valores médios, Q_m e R_m , e os desvios padrão, σ_Q e σ_R . É conveniente escrever a distribuição normal de $\ln(R/Q)$, de modo que, a probabilidade de falha pode ser escrita como:

$$P_f = P(g < 0) = P\left[\ln\left(\frac{R}{Q}\right) < 0\right] \quad (3.1)$$

onde $g = R - Q$

Padronizando a variável $\ln\left(\frac{R}{Q}\right)$, a equação 3.1 pode ser reescrita como a seguir:

$$P_f = P\left[\frac{\ln\left(\frac{R}{Q}\right) - \left[\ln\left(\frac{R}{Q}\right)\right]_m}{\sigma_{\ln(R/Q)}} < -\frac{\left[\ln\left(\frac{R}{Q}\right)\right]_m}{\sigma_{\ln(R/Q)}}\right] \quad (3.2)$$

De outro modo,

$$P_f = F_U \left[- \frac{\left[\ln \left(\frac{R}{Q} \right) \right]_m}{\sigma_{\ln(R/Q)}} \right] \quad (3.3)$$

onde F_U = função de distribuição acumulada da distribuição lognormal.

Para a equação 3.3 pode-se observar que:

$$\mu_g = \left[\ln \left(\frac{R}{Q} \right) \right]_m \quad (3.4)$$

e

$$\sigma_g = \sigma_{\ln(R/Q)} \quad (3.5)$$

Aplicando as equações 2.37, 3.4 e 3.5, pode-se reescrever como a seguir:

$$P_f = F_U(-\beta) \quad (3.6)$$

onde,

$$\beta = \frac{\left[\ln \left(\frac{R}{Q} \right) \right]_m}{\sigma_{\ln(R/Q)}} \quad (3.7)$$

Por aproximação, a equação 3.4 pode ser reescrita da seguinte forma:

$$\mu_g = \left[\ln\left(\frac{R}{Q}\right) \right]_m \cong \ln\left(\frac{R_m}{Q_m}\right) \quad (3.8)$$

Reescrevendo a equação 3.5, tem-se:

$$\sigma_g = \sigma_{\ln(R/Q)} \cong \sqrt{\left(\frac{\sigma_R}{R_m}\right)^2 + \left(\frac{\sigma_Q}{Q_m}\right)^2} \quad (3.9)$$

Colocando a equação 3.9 em função dos coeficientes de variação da resistência e da carga, tem-se:

$$\sigma_g \cong \sqrt{V_R^2 + V_Q^2} \quad (3.10)$$

A equação 3.7 pode ser reescrita como a seguir:

$$\beta = \frac{\ln\left(\frac{R_m}{Q_m}\right)}{\sqrt{V_R^2 + V_Q^2}} \quad (3.11)$$

O índice de confiabilidade β constitui uma medida relativa da segurança do projeto. Quando se comparam dois ou mais projetos, o mais confiável será o que tiver o maior valor de β . É possível determinar as confiabilidades relativas de vários projetos mediante o esquema ilustrado na Figura 3.10. Pela curva de distribuição para $\ln(R/Q)$ mostrada na figura, observa-se que um estado limite é atingido quando $\ln(R/Q) \leq 0$. A área abaixo da curva $\ln(R/Q) \leq 0$ é a probabilidade de se violar o estado limite. O tamanho desta área depende da distância entre a origem e o valor médio $\ln[(R/Q)]_m$.

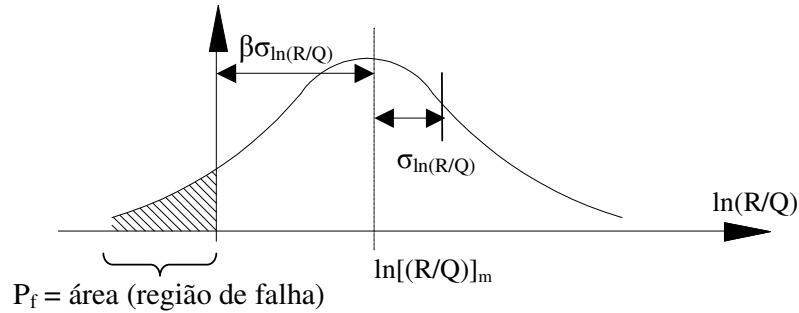


Figura 3.10 – Definição do índice de confiabilidade β

O conceito de índice de confiabilidade pode ser utilizado para determinar a confiabilidade relativa inerente ao projeto em questão, e pode ser utilizado para testar a confiabilidade de novos formatos de projeto, como é ilustrado no exemplo de vigas biapoimadas, contidas lateralmente, submetidas à carga permanente (D_n) e sobrecarga (L_n).

O critério de cálculo para o Método das Tensões Admissíveis da norma AISI para este tipo de vigas é:

$$\frac{W_e F_y}{FS} = \frac{L_s^2 s}{8} (D_n + L_n) \quad (3.12)$$

onde,

W_e = módulo elástico da seção efetiva

$FS = 5/3$ = fator de segurança para flexão

F_y = limite de escoamento especificado

L_s = comprimento do tramo

s = espaçamento das vigas

D_n e L_n são as intensidades especificadas na norma para a carga permanente e a sobrecarga, respectivamente.

A resistência média é definida como (Ravindra e Galambos, 1978)

$$R_m = R_n (P_m M_m F_m) \quad (3.13)$$

Na equação anterior R_n é a resistência nominal, que neste caso é

$$R_n = W_e F_y \quad (3.14)$$

ou seja, é o momento nominal esperado definido com base na resistência de pós-flambagem da mesa comprimida e da alma. Os valores médios P_m , M_m e F_m , e os correspondentes coeficientes de variação V_P , V_M e V_F são os parâmetros estatísticos que definem a variabilidade da resistência:

P_m = relação média entre o momento resistente determinado experimentalmente e o momento resistente esperado para as propriedades do material e a seção transversal real das amostras ensaiadas

M_m = relação média entre o limite de escoamento real e o valor mínimo especificado

F_m = relação média entre o módulo resistente real da seção e o valor especificado (nominal)

V_P = coeficiente de variação da relação entre os resultados experimental e calculado do momento resistente

V_M = coeficiente de variação que reflete incertezas das propriedades materiais

V_F = coeficiente de variação que reflete incertezas geométricas

O coeficiente de variação de R é igual a

$$V_R = \sqrt{V_P^2 + V_M^2 + V_F^2} \quad (3.15)$$

Para as Eqs. (3.13) e (3.15) pode-se observar que os dados estatísticos necessários para determinação de R_m e V_R são P_m , M_m , F_m , V_P , V_M e V_F . Os valores de P_m e V_P podem ser determinados comparando as cargas de colapso de ensaios e as cargas últimas preditas calculadas a partir da cláusula de norma selecionada.

Para M_m e V_M , dados estatísticos sobre limite de escoamento de aços sem encruamento, usados para perfis formados a frio foram estudados por Rang (1979a). Os valores médios e coeficientes de variação recomendados são:

Para tensão de escoamento da chapa virgem:

$$(F_y)_m = 1,10 F_y$$

$$V_{F_y} = 0,10$$

Para tensão de escoamento média considerando o trabalho a frio:

$$(F_{y_a})_m = 1,10 F_{y_a}$$

$$V_{F_{y_a}} = 0,11$$

Para tensão última da chapa virgem:

$$(F_u)_m = 1,10 F_u$$

$$V_{F_u} = 0,08$$

Para módulo de elasticidade:

$$E_m = 1,00 E$$

$$V_E = 0,06$$

Conseqüentemente, os valores médios e coeficientes de variação definidos como M_m e V_M são:

Para tensão de escoamento da chapa virgem:

$$M_m = 1,10$$

$$V_M = 0,10$$

Para tensão de escoamento usual considerando o trabalho a frio:

$$M_m = 1,10$$

$$V_M = 0,11$$

Para tensão última chapa virgem:

$$M_m = 1,10$$

$$V_M = 0,08$$

Para módulo de elasticidade:

$$M_m = 1,00$$

$$V_M = 0,06$$

Os valores dos dados deste exemplo foram obtidos examinando os ensaios disponíveis de vigas com diferentes casos de mesas comprimidas, com mesas e almas parcial e totalmente efetivas, e analisando os dados do limite de escoamento obtidos experimentalmente e as dimensões das seções transversais obtidas de várias medições. Estas informações foram obtidas em Hsiao, Yu e Galambos, 1988a e 1990; Hsiao 1989), e são apresentadas a seguir:

$$P_m = 1,11; V_P = 0,09$$

$$M_m = 1,10; V_M = 0,10$$

$$F_m = 1,0; V_F = 0,05$$

$$\text{Portanto, } R_m = 1,22 R_n \text{ e } V_R = 0,14.$$

O efeito da carga média é igual a

$$Q_m = \frac{L^2 s}{8} (D + L) \quad (3.16)$$

e

$$V_Q = \frac{\sqrt{(D_m V_D)^2 + (L_m V_L)^2}}{D_m + L_m} \quad (3.17)$$

onde D_m e L_m são as intensidades médias da carga permanente e da sobrecarga, respectivamente, e V_D e V_L são os coeficientes de variação correspondentes.

Os dados estatísticos das cargas foram analisados (Ellingwood, 1980) e foi obtido que $D_m = 1,05 D_n$; $V_D = 0,1$; $L_m = L_n$; $V_L = 0,25$. Substituindo os dados estatísticos das cargas nas Equações (3.16) e (3.17) obtém-se:

$$Q_m = \frac{L^2 s}{8} \left(\frac{1,05 D_n}{L_n} + 1 \right) L_n \quad (3.18)$$

$$V_Q = \frac{\sqrt{\left(1,05 \frac{D_n}{L_n} \right)^2 V_D^2 + V_L^2}}{\left(1,05 \frac{D_n}{L_n} + 1 \right)} \quad (3.19)$$

Portanto Q_m e V_Q dependem da relação entre a carga permanente e a sobrecarga. Geralmente as vigas de perfis formados a frio possuem relações D_n/L_n pequenas, e com a finalidade de se verificar a confiabilidade destes critérios da *LRFD*, supôs-se que $D_n/L_n = 0,2$ e então $Q_m = 1,21 L_n (L^2 s/8)$ e $V_Q = 0,21$.

Das Equações 3.12 e 3.14 pode-se obter a resistência nominal, R_n , para $D_n/L_n = 1/5$ e $FS = 5/3$ da seguinte maneira:

$$R_n = 2L \left(\frac{L_s^2 S}{8} \right) \quad (3.20)$$

Para determinar o índice de confiabilidade, β , da Equação 3.11 precisa-se da relação R_m/Q_m , considerando $R_m = 1,22R_n$:

$$\frac{R_m}{Q_m} = \frac{(1,22)(2,0)L_n \left(\frac{L_s^2 S}{8} \right)}{1,21L_n \left(\frac{L_s^2 S}{8} \right)} = 2,02 \quad (3.21)$$

Portanto, da Equação 3.11,

$$\beta = \frac{\ln(2,02)}{\sqrt{0,14^2 + 0,21^2}} = 2,79 \quad (3.22)$$

Por si só o fato de que $\beta = 2,79$ para vigas que possuem diferentes casos de mesas comprimidas, com mesas e almas parcial e totalmente efetivas projetadas conforme a norma AISI (1986), não tem significado algum. Entretanto, quando se compara este valor com os valores β correspondentes a outros tipos de barras de perfis formados a frio e com os valores β correspondentes a diferentes tipos de projetos que utilizam perfis laminados ou ainda para outros materiais, é possível dizer que este tipo particular de viga de perfis formados a frio possui uma confiabilidade média (Galambos et al., 1982).

3.6.3 Fundamentos para o *Método dos Estados Limites* para perfis formados a frio

Tem-se investido muito para determinar o índice de confiabilidade β inerente ao projeto tradicional como atestam as atuais especificações para o cálculo estrutural como a norma AISC para perfis laminados, a norma AISI para perfis formados a frio, a norma ACI para membros de concreto armado, etc. Os estudos correspondentes aos perfis laminados foram resumidos numa série de artigos (Galambos, Ellingwood, Ravindra, 1978 e 1982). A determinação de β para perfis formados a frio foram apresentados em diferentes trabalhos da Universidade de Missouri-Rolla (Hsiao, Yu e Galambos, 1988a; Rang, Galambos e Yu, 1979a, 1979b, 1979c e 1979d; Supornsilaphachai, Galambos e Yu, 1979), nos quais são apresentados detalhadamente tanto os dados estatísticos básicos dos estudos como os valores de β inerentes à norma AISI.

Ellingwood, Galambos, MacGregor e Cornell (Ellingwood et al., 1980; Galambos et al., 1982; Ellingwood et al., 1982) analisaram novamente a totalidade do conjunto de dados para projetos de perfis laminados e perfis formados a frio, e também os dados correspondentes ao concreto armado, alumínio, madeira laminada e alvenaria, utilizando estatísticas disponíveis das cargas e um nível mais avançado de análise probabilística com o qual se podem incorporar as distribuições de probabilidade e descrever as distribuições de maneira mais realista. Os detalhes desta extensa análise são apresentados pelos pesquisadores, bem como o resumo das conclusões finais da pesquisa.

Os valores do índice de confiabilidade β variam consideravelmente para os diferentes tipos de cargas, diferentes tipos de construções e diferentes tipos de barras dentro de uma especificação de projeto para um determinado material. Para obter uma confiabilidade mais consistente Ellingwood et al. (1982) sugeriram que os seguintes valores de β proporcionariam esta maior consistência uma vez que, em geral, permitiria obter pelo método LRFD essencialmente o mesmo nível de confiabilidade para todos os materiais de construção. Estas confiabilidades alvo β_o recomendadas pela ANSI 1982 são:

- Para cargas de gravidade: $\beta_o = 3,0$

- Para ligações: $\beta_o = 4,5$
- Para cargas de vento: $\beta_o = 2,5$
- Para cargas sísmicas: $\beta_o = 1,75$
- Para cargas de efeito contrário: $\beta_o = 2,0$

Para as vigas biapoiadas, de perfis formados a frio com mesas enrijecidos que são projetados de acordo com o método das tensões admissíveis da AISI (1986) ou com versões anteriores desta especificação, foi mostrado que para a relação *carga permanente-sobrecarga* D_n/L_n igual a 0,2, o índice de confiabilidade β é igual a 2,79. Considerando que para outras relações de cargas ou para outros tipos de barras o índice de confiabilidade inerente à construção metálica utilizando perfis formados a frio poderia ser maior ou menor que este valor de 2,79 recomendou-se adotar um índice de confiabilidade alvo β_o de 2,5 como limite inferior para a nova norma AISI-LRFD. Os fatores de resistência ϕ foram selecionados de maneira tal que $\beta_o = 2,5$ seja o limite inferior dos β reais dos membros. A fim de garantir que a falha de uma estrutura não se inicie nas ligações, recomenda-se um índice de confiabilidade alvo β_o igual a 3,5 para as ligações. Estes valores alvo de 2,5 e 3,5 para barras e ligações, respectivamente, são menores que os recomendados pela ANSI 1982 (isto é, 3,0 e 4,5 respectivamente), mas são essencialmente os mesmos alvos utilizados na Especificação AISC LRFD (1993).

3.6.4 Coeficientes de ponderação e combinações das ações

Baseado na norma ANSI 1982, os seguintes coeficientes de ponderação das ações são recomendados na AISI LRFD para seis combinações de cargas.

- 1) $1,4 D_n + L_n$
- 2) $1,2 D_n + 1,6 L_n + 0,5 (L_m \text{ ou } S_n \text{ ou } R_m)$
- 3) $1,2 D_n + (1,4 L_m \text{ ou } 1,6 S_n \text{ ou } 1,6 R_m) + (0,5 L_n \text{ ou } 0,8 W_n)$
- 4) $1,2 D_n + 1,3 W_n + 0,5 L_n + 0,5 (L_m \text{ ou } S_n \text{ ou } R_m)$
- 5) $1,2 D_n + 1,5 E_n + (0,5 L_n \text{ ou } 0,2 S_n)$
- 6) $0,9 D_n - (1,3 W_n \text{ ou } 1,5 E_n)$

onde,

D_n = ação permanente

E_n = efeito sísmico

L_n = sobrecarga devido à ocupação; peso do concreto fresco no caso de construção mista.

L_m = sobrecarga da cobertura

R_m = ação de chuva sobre a cobertura

S_n = ação de neve

W_n = ação de vento

Deve-se observar que na norma AISI foram introduzidas ligeiras modificações nos fatores de carga e nas combinações de carga em relação à norma ANSI (1982), a saber:

(a) Considerando o fato de que a ação permanente das estruturas de perfis formados a frio geralmente é menor que a da construção pesada, a primeira combinação das ações incluída na norma AISI é $(1,4 D_n + L_n)$ em vez do valor da ANSI igual a $1,4 D_n$. Quando $L_n = 0$ este requisito de AISI é idêntico ao da norma ANSI.

(b) Para a terceira combinação de cargas da norma AISI o coeficiente de ponderação utilizado para a sobrecarga nominal da cobertura, L_m , é igual a 1,4 em vez do valor da ANSI igual a 1,6 quando a sobrecarga da cobertura se deve à presença de operários e materiais durante as obras de reparos, já que este tipo de sobrecarga pode ser considerada como uma espécie de carga de construção.

(c) Para a construção de coberturas e divisórias, o coeficiente de ponderação para ação de vento W_n a ser utilizado para o dimensionamento de painéis de vedação e *decks* metálicos deve ser multiplicado por um coeficiente de 0,9 porque estes elementos são membros secundários submetidos a uma ação de vento de curta duração e, portanto é possível projetar para uma menor confiabilidade que os membros primários tais como vigas e colunas. Por exemplo, com este coeficiente o índice de confiabilidade de um painel de vedação exclusivamente submetido à ação de vento é aproximadamente igual a 1,5. Com este coeficientes de ponderação são obtidos projetos comparáveis com as práticas atuais.

Além das modificações mencionadas anteriormente, os seguintes critérios de LRFD se aplicam para pisos e lajes mistas que utilizam perfis formados a frio:

$$1,2 D_n + 1,6 C_{wn} + 1,4 C_n$$

onde,

C_{wn} = peso de concreto fresco durante a construção

C_n = carga de construção, incluindo equipamentos e operários, porém desconsiderando o peso de concreto fresco

Com esta combinação de ações obtêm-se um processo construtivo seguro para os *decks* e painéis de perfis formados a frio que de outro modo poderiam resultar em danos durante a obra. O fator de carga utilizado para o peso de concreto fresco é igual a 1,6 devido aos métodos de lançamento do mesmo, concentrando a carga ou causando impacto. O uso de um fator de 1,4 para a carga de construção reflete em uma prática comum do enfoque do método por tensões admissíveis que consiste em incrementar a resistência em uns 33 % no caso de cargas concentradas.

3.6.5 Coeficientes de ponderação da resistência

Apresenta-se agora a forma para a determinação dos coeficientes de ponderação da resistência ϕ recomendados para os diferentes tipos de barras e ligações. Os coeficientes ϕ são determinados em conformidade com os coeficientes de ponderação das ações apresentados anteriormente para obter um índice de confiabilidade alvo β_o aproximadamente igual a 2,5 para barras e 3,5 para ligações, respectivamente, para a combinação de cargas $1,2D_n+1,6L_n$. Por questões práticas é conveniente ter relativamente poucos coeficientes de ponderação da resistência diferentes e, desta forma os valores reais de β serão diferentes dos valores alvo calculados. Tem-se então:

$$\phi R_n = c(1,2D_n + 1,6L_n) = \left(1,2 \frac{D_n}{L_n} + 1,6\right) cL_n \quad (3.23)$$

onde c é o coeficiente de influência determinístico que transforma as intensidades das cargas em efeitos das cargas.

Supondo que $D_n/L_n = 0,2$, as Equações 3.23 e 3.18 podem ser reescritas da seguinte maneira:

$$R_n = 1,84 \left(\frac{cL_n}{\phi} \right) \quad (3.24)$$

$$Q_m = \left(1,05 \frac{D_n}{L_n} + 1 \right) cL_n = 1,21 cL_n \quad (3.25)$$

Portanto,

$$\frac{R_m}{Q_m} = \left(\frac{1,521}{\phi} \right) \left(\frac{R_m}{R_n} \right) \quad (3.26)$$

O coeficiente ϕ pode ser calculado a partir da Equação 3.28 com base nas Equações 3.11, 3.13, 3.26 e 3.27 (Hsiao, Yu e Galambos, 1988a):

$$\beta_o = \frac{\ln \left(\frac{R_m}{Q_m} \right)}{\sqrt{V_R^2 + V_Q^2}} \quad (3.27)$$

$$\phi = \frac{1,521 (P_m M_m F_m)}{e^{\beta_o \sqrt{V_R^2 + V_Q^2}}} \quad (3.28)$$

onde β_o é o índice de confiabilidade alvo. Os demais parâmetros já foram definidos anteriormente.

Conhecendo-se o coeficiente ϕ , o correspondente fator de segurança FS para o método das tensões admissíveis pode ser calculado para a combinação de cargas $1,2D_n + 1,6L_n$ da seguinte maneira:

$$FS = \frac{\left(1,2 \frac{D_n}{L_n} + 1,6\right)}{\phi \left(\frac{D_n}{L_n} + 1\right)} \quad (3.29)$$

A norma canadense S136 foi calibrada com a relação D_n/L_n de 0,33 e combinação de cargas $1,25D_n+1,5L_n$. O coeficiente ϕ neste caso pode ser definido pela Equação 3.30:

$$\phi = \frac{1,420(P_m M_m F_m)}{e^{\beta_o \sqrt{V_R^2 + V_Q^2}}} \quad (3.30)$$

Capítulo 4

Descrição estatística das variáveis básicas

Neste capítulo será apresentada a descrição estatística das variáveis necessárias à avaliação da confiabilidade de estruturas em perfis formados a frio. Serão apresentadas as informações utilizadas na calibração das várias versões da AISI-LRFD que estão disponíveis na literatura. Não serão apresentados dados brasileiros devido a dificuldade em sua obtenção e/ou falta dos mesmos.

4.1 Variáveis básicas

Numa análise de confiabilidade, o que se pretende é a avaliação da probabilidade de falha ou do índice de confiabilidade correspondente. Para o desenvolvimento dos critérios de cálculo baseados em probabilidade são requeridos dados das variáveis solicitação e resistência estrutural. A informação básica requerida é a distribuição de probabilidade de cada variável solicitação e resistência e estimativas de suas médias e coeficientes de variação.

As estatísticas das variáveis básicas, relacionadas à resistência e às ações envolvidas neste estudo, são apresentadas a seguir.

4.2 Variabilidade na resistência

Valores médios, coeficientes de variação e distribuições de probabilidade para resistências estruturais têm sido determinados através de dados de ensaios de resistência dos materiais, em testes de laboratório, de elementos em escala real sob condições de solicitação idealizadas.

4.2.1 Barras submetidas à flexão simples

4.2.1.1 Momento fletor

Apresenta-se neste item a descrição das variáveis básicas relacionadas à resistência ao escoamento da seção e flambagem lateral com torção. Para calcular a resistência nominal da seção dos membros fletidos, a norma AISI considera dois procedimentos, o Procedimento I baseado no início do escoamento da seção e o Procedimento II, que considera a capacidade de reserva inelástica.

A calibração da norma AISI foi realizada considerando o procedimento I, e será objeto de estudo do presente trabalho. As cargas de colapso, obtidas experimentalmente em vigas, M_{test} , foram obtidas de várias publicações e foram apresentadas em Hsiao (1989). O valor predito de M_{pred} foi computado de acordo com as fórmulas de projeto. Hsiao, Yu, e Galambos (1988a, 1988b, 1988c) apresentaram os valores de momento último e de momento predito. Deste modo, os seguintes valores foram usados neste estudo: $M_m = 1,10$, $V_M = 0,10$, $F_m = 1,0$ e $V_F = 0,05$. Na tabela 4.1 apresenta-se os valores dos momentos últimos de ensaio e momentos últimos preditos de perfis formados a frio com mesas enrijecidas (Mesas e alma efetivas).

A tabela 4.2 apresenta os dados estatísticos considerados na análise da confiabilidade de seis casos relacionados aos tipos de compressão nas mesas do perfil, onde foi usado $\phi_b = 0,95$ para mesas comprimidas enrijecidas ou parcialmente enrijecidas e $\phi_b = 0,90$ para mesas comprimidas não enrijecidas. Observa-se que os valores de P_m e V_P são definidos a partir da relação $(Mu)_{test}/(Mu)_{pred}$, como apresentado na tabela 4.1.

Tabela 4.1 – Comparação de momentos últimos de ensaio e momentos últimos preditos de perfis formados a frio com mesas enrijecidas (Mesas e alma efetivas)

Especificação	b/t	f_y (MPa)	$(Mu)_{pred}$ (KNm)	$(Mu)_{test}$ (KNm)	$(Mu)_{test}/(Mu)_{pred}$
4-2.5-10/1	13,4	246,1	12,717	13,586	1,0683
6-3-9/1	15,8	228,2	25,528	28,788	1,1277
8-3-9/1	16,0	228,2	37,656	42,386	1,1256
4-2.5-12/1	17,7	242,0	10,365	12,230	1,1798
8-3-12/1	22,0	249,6	31,621	32,971	1,0427
6-3-12/1	22,4	242,0	20,714	22,493	1,0859
8-4-9/1	22,5	228,2	44,017	49,733	1,1298
4-2-16/1	27,6	208,2	4,495	4,871	1,0836
Número de especificações	N = 8				
Média	$P_m = 1,10543$				
Coeficiente de variação	$V_P = 0,03928$				

Tabela 4.2 – Dados estatísticos para flexão simples de vigas baseada no início de escoamento da seção

Caso	No. de Ensaio	M_m	V_M	F_m	V_F	P_m	V_P
Mesas comprimidas enrijecidas ou parcialmente enrijecidas ($\phi_b=0,95$)							
FF.FW.	8	1,10	0,10	1,0	0,05	1,10543	0,03928
PF.FW.	30	1,10	0,10	1,0	0,05	1,11400	0,08889
PF.PW.	5	1,10	0,10	1,0	0,05	1,08162	0,09157
Mesas comprimidas não enrijecidas ($\phi_b=0,90$)							
FF.FW.	3	1,10	0,10	1,0	0,05	1,43330	0,04337
PF.FW.	40	1,10	0,10	1,0	0,05	1,12384	0,13923
PF.PW.	10	1,10	0,10	1,0	0,05	1,03162	0,05538

Nota:

FF. = Mesas efetivas

PF. = Mesas parcialmente efetivas

FW. = Alma efetiva

PW. = Alma parcialmente efetiva

A resistência à flexão de vigas está limitada não somente pela resistência da seção transversal como também está limitada pela resistência a flambagem lateral da barra, se esta não está contida lateralmente de forma adequada. A flambagem lateral com torção – FLT ocorre quando, na flexão, as fibras submetidas à compressão, flambam.

Na calibração da norma AISI para FLT, um total de 74 ensaios de perfis formados a frio foram utilizados. As dimensões e propriedades da seção transversal de 47 vigas I relativamente longas que falharam por flambagem elástica foram as seguintes:

- Espessura: 0,15 cm
- Altura: 10,16 cm
- Largura: 5,08 cm
- Área: 2,537 cm²
- Momento de Inércia em relação ao eixo x: 62,240 cm⁴
- Momento de Inércia em relação ao eixo y: 3,321 cm⁴
- Momento de Inércia à torção: 0,1082 cm⁴
- Raio de giração em relação ao eixo y: 0,858 cm
- Comprimentos das vigas: variando de 156,21 a 350,52 cm

Além da fórmula de projeto AISI, a aproximação teórica e a aproximação do *Structural Stability Research Council* (SSRC) foram usadas na calibração (Galambos, 1988). O momento teórico crítico, M_{cr} , pode ser determinado pela seguinte equação:

$$M_{cr} = \frac{\pi^2 E}{L^2} \sqrt{I_y C_w} \sqrt{1 + \frac{GJL^2}{\pi^2 EC_w}} \quad (4.1)$$

Para a aproximação SSRC, a carga de flambagem, P_p , para viga submetida à carga concentrada pode ser predita pelo uso da seguinte equação:

$$P_p = \frac{1}{L^3} \left[2\pi^2 EC_b I_y d \right] \left[\sqrt{1 + C_2^2 + \frac{4GJL^2}{\pi^2 EI_y d^2}} - C_2 \right] \quad (4.2)$$

onde os valores C_b e C_2 são adotados como 1,35 e 0,55, respectivamente.

Hsiao, Yu, e Galambos (1988a) listaram as cargas de colapso, P_{test} , obtidas experimentalmente, os valores preditos, P_{pred} , os valores médios e coeficientes de variação para a relação P_{test}/P_{pred} .

Tendo em vista que todos os ensaios desta calibração falharam no regime elástico, somente o módulo de elasticidade foi considerado na incerteza das propriedades dos materiais. Conseqüentemente, $M_m = 1,00$ e $V_M = 0,06$. O valor médio do fator fabricação F_m foi adotado igual a 1,00 com o coeficiente de variação $V_F = 0,05$. Os dados estatísticos de cinco diferentes casos com $\phi_b = 0,90$, são apresentados na tabela 4.3.

Tabela 4.3 – Dados estatísticos para avaliação do índice de confiabilidade para flambagem lateral com torção ($\phi_b=0,90$)

Caso	No. de Ensaios	M_m	V_M	F_m	V_F	P_m	V_P
1	47	1,0	0,06	1,0	0,05	2,5213	0,30955
2	47	1,0	0,06	1,0	0,05	1,2359	0,19494
3	47	1,0	0,06	1,0	0,05	1,1800	0,19000
4	47	1,0	0,06	1,0	0,05	1,7951	0,21994
5	47	1,0	0,06	1,0	0,05	1,8782	0,20534

Nota:

Caso 1: aproximação AISI

Caso 2: aproximação teórica com $J = 0,1082 \text{ cm}^4$

Caso 3: aproximação SSRC com $J = 0,1082 \text{ cm}^4$

Caso 4: aproximação teórica com $J = 0,0341851 \text{ in}^4$

Caso 5: aproximação SSRC com $J = 0,0341851 \text{ in}^4$

4.2.1.2 Força cortante

A resistência a força cortante da alma de vigas é governada ou pelo escoamento ou pela flambagem, depende da relação h/t e das propriedades mecânicas do aço. Para alma de viga com baixa relação h/t , a resistência nominal à força cortante é governada pelo escoamento ao corte, ou seja,

$$V_n = A_w \tau_y = 0,577 F_y h t \quad (4.3)$$

onde A_w é a área da alma da viga calculada como (ht) e τ_y é o limite de escoamento do aço à força cortante, que pode ser calculado como $F_y / \sqrt{3}$.

Para vigas com relação h/t elevada, a resistência nominal à força cortante é governada pela flambagem elástica, ou seja,

$$V_n = A_w \tau_{cr} = \frac{k_v \pi^2 E A_w}{12(1 - \mu^2)(h/t)^2} \quad (4.4)$$

onde τ_{cr} é a tensão crítica de flambagem à força cortante no regime elástico, k_v é o coeficiente de flambagem local por cisalhamento, E é o módulo de elasticidade, μ é o coeficiente de Poisson, h é a largura da alma (altura da parte plana da alma) e t é a espessura da alma. Usando $\mu = 0,30$ a resistência à força cortante, V_n , pode ser determinada da seguinte maneira:

$$V_n = 0,905 E k_v t^3 / h \quad (4.5)$$

Para alma de viga com relação h/t moderada, a resistência nominal à força cortante se baseia na flambagem inelástica, ou seja,

$$V_n = 0,64 t^2 \sqrt{k_v F_y E} \quad (4.6)$$

Na falta de dados apropriados de ensaios relativos à força cortante (LaBoube e Yu, 1978), o fator ϕ_v usado no método LRFD foi obtido considerando que a resistência nominal para o método LRFD é a mesma para o método ASD. Deste modo,

$$(R_n)_{LRFD} = (R_n)_{ASD} \quad (4.7)$$

como

$$(R_n)_{LRFD} \geq c(1,2D_n + 1,6L_n)/\phi_v \quad (4.8)$$

$$(R_n)_{ASD} \geq c(FS)(D_n + L_n) \quad (4.9)$$

o fator de resistência pode ser calculado pela seguinte fórmula:

$$\phi_v = \frac{1,2D_n + 1,6L_n}{(FS)(D_n + L_n)} = \frac{1,2(D_n/L_n) + 1,6}{(FS)(D_n/L_n + 1)} \quad (4.10)$$

Com o uso da relação D_n/L_n igual a 0,2, os coeficientes ϕ_v calculados estão listados na tabela 4.4 para três diferentes intervalos da relação h/t . Os fatores de segurança FS adotados foram os indicados pela especificação AISI para o método das tensões admissíveis.

Tabela 4.4 – Valores calculados e recomendados dos coeficientes de resistência ϕ_v para força cortante

Relação h/t	FS para ASD	ϕ_v para eq. (4.10)	ϕ_v recomendado
$h/t \leq (Ek_v/f_y)^{0,5}$	1,44	1,06	1,00
$(Ek_v/f_y)^{0,5} < h/t \leq 1,415(Ek_v/f_y)^{0,5}$	1,67	0,92	0,90
$h/t > 1,415(Ek_v/f_y)^{0,5}$	1,71	0,90	0,90

4.2.1.3 Momento fletor e força cortante combinados

Devido ao reduzido número de ensaios de perfis formados a frio submetidos à momento fletor e força cortante combinados, a calibração desta condição de projeto não foi possível. Contudo, os resultados obtidos da calibração de flexão e enrugamento da alma, e da calibração de flexão composta, indicam que fatores de resistência apropriados obtidos para a calibração de momento e força cortante podem ser utilizados.

4.2.1.4 Enrugamento da alma

A figura 4.1 ilustra os tipos de falha provocados pelo enrugamento da alma de vigas de alma simples não reforçadas (Figura 4.1(a)) e de vigas de seção I (Figura 4.1(b)).

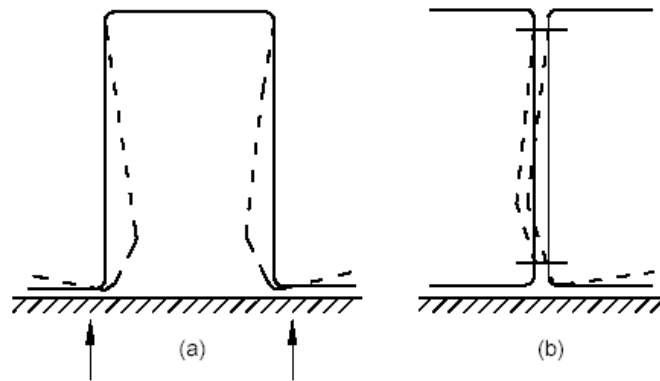


Figura 4.1 – Enrugamento da alma em perfis formados a frio

Os requisitos da AISI para enrugamento da alma se baseiam em extensas investigações experimentais. Os ensaios de enrugamento da alma foram realizados em vigas com alma simples não reforçada e vigas I para quatro condições de carga: (1) Carga na extremidade sobre uma mesa, (2) Carga intermediária sobre uma mesa, (3) Carga na extremidade sobre duas mesas e (4) Carga intermediária sobre duas mesas.

Todas as condições de carga são ilustradas na Figura 4.2. Nas Figuras (a) e (b) as distâncias entre as placas de suporte se mantiveram maiores que 1,5 vezes a altura da alma para evitar a ação correspondente à carga sobre duas mesas.

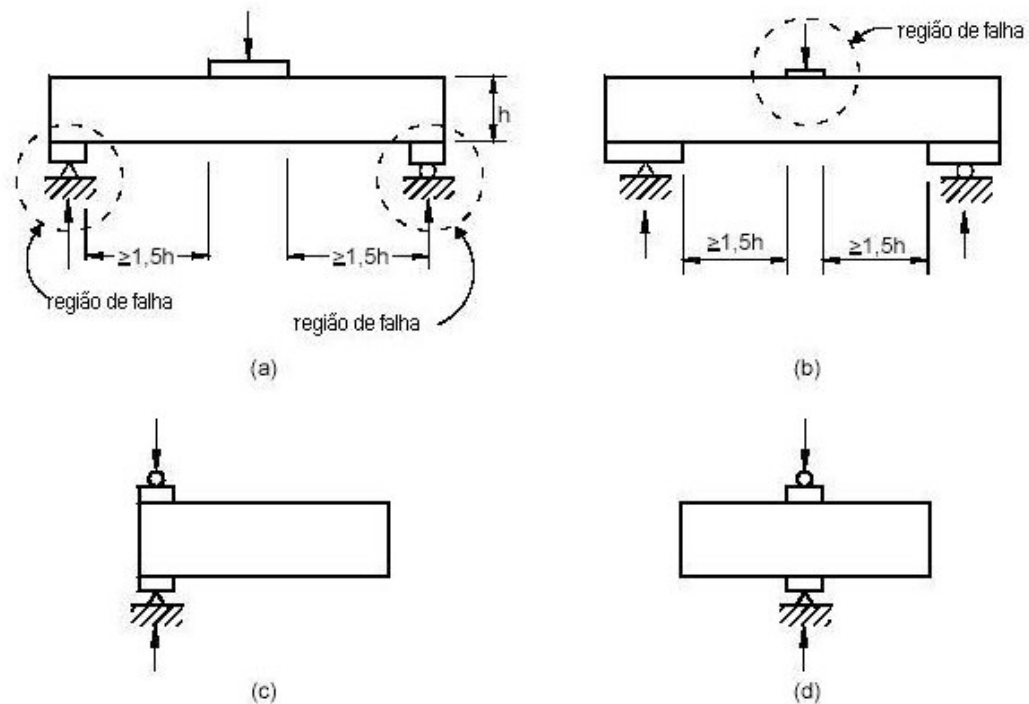


Figura 4.2 – Condições de carga para os ensaios de enrugamento da alma: (a) no extremo sobre uma mesa; (b) interior sobre uma mesa; (c) no extremo sobre duas mesas; (d) interior sobre duas mesas.

Hetrakul e Yu (1978), Wing e Shuster (1981a, 1981b) analisaram experimentalmente perfis submetidos a enrugamento da alma. As cargas preditas, P_{pred} , foram calculadas por fórmulas teóricas. Hsiao, Yu, e Galambos (1988a) apresentaram os dados estatísticos para a calibração da norma AISI. A tabela 4.5 apresenta os valores de M_m , V_M , F_m e V_F de 15 casos diferentes, onde foram usados $\phi_w = 0,75$ e $\phi_w = 0,80$ para perfis com almas simples não reforçadas e perfis I, respectivamente.

Tabela 4.5 – Dados estatísticos para enrugamento da alma

Caso	No. de Ensaios	M_m	V_M	F_m	VF	V_F	V_P
Perfis com almas simples não reforçadas ($\phi_w = 0,75$)							
1(SF)	68	1,10	0,10	1,0	0,05	1,00	0,12
1(UF)	30	1,10	0,10	1,0	0,05	1,00	0,16
2(UMR)	54	1,10	0,10	1,0	0,05	0,99	0,11
2(CA)	38	1,10	0,10	1,0	0,05	0,86	0,14
2(SUM)	92	1,10	0,10	1,0	0,05	0,94	0,14
3(UMR)	26	1,10	0,10	1,0	0,05	0,99	0,09
3(CA)	63	1,10	0,10	1,0	0,05	1,72	0,26
3(SUM)	89	1,10	0,10	1,0	0,05	1,51	0,34
4(UMR)	26	1,10	0,10	1,0	0,05	0,98	0,10
4(CA)	70	1,10	0,10	1,0	0,05	1,04	0,16
4(SUM)	96	1,10	0,10	1,0	0,05	1,02	0,23
Perfis I ($\phi_w = 0,80$)							
1	72	1,10	0,10	1,0	0,05	1,00	0,19
2	27	1,10	0,10	1,0	0,05	0,96	0,13
3	53	1,10	0,10	1,0	0,05	1,01	0,13
4	62	1,10	0,10	1,0	0,05	1,02	0,11

Nota:

Caso 1: carga na extremidade sobre uma mesa

Caso 2: carga em um ponto intermediário sobre uma mesa

Caso 3: carga na extremidade sobre duas mesas

Caso 4: carga em um ponto intermediário sobre duas mesas

SF: mesas enrijecidas

UF: mesas não enrijecidas

UMR: ensaios da Universidade de Missouri-Rolla e Universidade de Cornell

CA: ensaios canadenses

SUM: ensaios da UMR e ensaios canadenses combinados

4.2.1.5 Flexão e enrugamento da alma combinados

No processo de calibração da norma AISI, um total de 551 ensaios foi realizado no processo de calibração para flexão e enrugamento da alma combinados, sendo 445

ensaios para vigas com alma não reforçadas e 106 ensaios para perfis I. Em ambos os perfis, a carga foi considerada intermediária e sobre uma mesa. As cargas de falha obtidas nos ensaios, P_{test} , foram obtidas de diversas publicações (Hetrakul e Yu, 1978; Wing e Shuster, 1981a e 1981b, Ratliff, 1975; Hoglung, 1973). Os valores preditos P_{pred} foram computados conforme fórmulas de interação de projeto. Hsiao, Yu e Galambos (1988a) listaram as cargas de falha, P_{test} , cargas preditas, P_{pred} , e suas relações P_{test}/P_{pred} , os valores médios e os coeficientes de variação, P_m e V_P . A tabela 4.6 apresenta os dados estatísticos para almas simples não reforçadas ($\phi_w = 0,75$) e para perfis I ($\phi_w = 0,80$).

Tabela 4.6 – Dados estatísticos para flexão enrugamento da alma combinados

Caso	No. de Ensaios	M_m	V_M	F_m	V_F	P_m	V_P
Perfis de almas simples não reforçadas ($\phi_w = 0,75$)							
1	74	1,10	0,10	1,0	0,05	1,01	0,07
2	202	1,10	0,10	1,0	0,05	0,87	0,13
3	103	1,10	0,10	1,0	0,05	0,95	0,10
4	66	1,10	0,10	1,0	0,05	1,03	0,18
5	445	1,10	0,10	1,0	0,05	0,94	0,14
Perfis I ($\phi_w = 0,80$)							
1	106	1,10	0,10	1,0	0,05	1,06	0,12

Nota:

Caso 1: Ensaios da Universidade de Missouri-Rolla e Universidade de Cornell

Caso 2: Ensaios canadenses de perfis produzidos por dobramento

Caso 3: Ensaios canadenses de perfis produzidos por perfiladeira

Caso 4: Ensaios de Hoglund

Caso 5: Todos os ensaios combinados

4.2.2 Barras submetidas à compressão centrada

As barras submetidas à compressão centrada devem ser projetadas para os seguintes estados limites dependendo da configuração de sua seção transversal, espessura, comprimento destravado e condições de apoio:

- (1) escoamento da seção;
- (2) flambagem global (por flexão, por torção ou por flexo-torção);
- (3) flambagem local de elementos individuais.

Um total de 264 ensaios experimentais para a obtenção da carga de colapso, P_{test} , obtidas de diversas publicações, além de relatórios internos da Universidade de Cornell e as cargas previstas, P_{pred} , foram calculadas por fórmulas de projeto, bem como as relações P_{test}/P_{pred} e os valores médios e os coeficientes de variação desta relação foram apresentados em Hsiao Yu e Galambos (1988a).

Baseado nos valores M_m , V_M , F_m e V_F , apresentados na tabela 4.7, diferentes casos foram analisados de acordo com o tipo de coluna, os tipos de mesas comprimidas (enrijecidas ou não), e os modos de falha (flexão, torção ou flexo-torção). O fator de resistência $\phi_c = 0,85$ foi considerado para todos os casos analisados.

Tabela 4.7 – Dados estatísticos para compressão centrada ($\phi_c = 0,85$)

Caso	No. de Ensaios	M_m	V_M	F_m	V_F	P_m	V_P
1	5	1,10	0,10	1,0	0,05	1,14610	0,10452
2	24	1,10	0,10	1,0	0,05	1,05053	0,07971
3	15	1,10	0,10	1,0	0,05	1,05523	0,07488
4	3	1,10	0,10	1,0	0,05	1,10550	0,07601
5	28	1,10	0,10	1,0	0,05	1,04750	0,11072
6	25	1,10	0,10	1,0	0,05	1,22391	0,21814
7	9	1,00	0,06	1,0	0,05	0,96330	0,04424
8	41	1,10	0,10	1,0	0,05	1,19620	0,09608
9	18	1,10	0,10	1,0	0,05	1,02900	0,08131
10	12	1,10	0,11	1,0	0,05	1,06180	0,11062
11	8	1,00	0,06	1,0	0,05	1,15290	0,10544
12	30	1,10	0,10	1,0	0,05	1,07960	0,15061
13	14	1,10	0,10	1,0	0,05	1,07930	0,08042
14	32	1,10	0,10	1,0	0,05	1,08050	0,10772

Nota:

Caso 1: topo da coluna de mesas não enrijecidas com largura plenamente efetiva

Caso 2: topo da coluna de mesas não enrijecidas com largura parcialmente efetiva

Caso 3: placas finas com largura parcialmente efetiva

Caso 4: topo da coluna de mesas comprimidas enrijecidas com mesas e alma plenamente efetivas

Caso 5: topo da coluna de mesas comprimidas enrijecidas com mesas parcialmente efetivas e alma plenamente efetiva

Caso 6: topo da coluna de mesas comprimidas enrijecidas com mesas e alma parcialmente efetivas

Caso 7: colunas longas com mesas comprimidas não enrijecidas sujeitas a flambagem elástica por flexão

Caso 8: colunas longas com mesas comprimidas não enrijecidas sujeitas a flambagem inelástica por flexão

Caso 9: colunas longas com mesas comprimidas enrijecidas sujeitas a flambagem inelástica por flexão

Caso 10: colunas longas sujeitas a flambagem inelástica por flexão (influindo efeito de tensões residuais)

Caso 11: colunas longas sujeitas a flambagem elástica por flexo-torção

Caso 12: colunas longas sujeitas a flambagem inelástica por flexo-torção

Caso 13: colunas curtas com perfuração circular

Caso 14: colunas longas com perfuração circular

4.2.3 Barras submetidas à flexão composta

Para membros de perfis formados a frio, submetidos à flexão composta, a capacidade resistente foi avaliada para interação entre uma viga e uma coluna. Dois critérios de interação são considerados no método LRFD:

- (a) critério de interação de estabilidade;
- (b) critério de interação de escoamento.

Um total de 144 ensaios de vigas-coluna foram utilizados durante o processo de calibração da norma AISI. As cargas de falha obtidas nos ensaios, P_{test} , foram obtidas de várias publicações. As cargas previstas, P_{pred} , foram calculadas por fórmulas de projeto. Hsiao, Yu, e Galambos (1988) apresentou as cargas de falha e as cargas previstas, P_{test} e P_{pred} , bem como as relações P_{test}/P_{pred} .

Tendo em vista que o módulo de elasticidade é o parâmetro material dominante para flambagem elástica e o limite de escoamento do aço é o parâmetro material dominante para flambagem inelástica, assume-se que $M_m = 1,05$ e $V_M = 0,10$. Estes valores se baseiam em $E_m = E$, $V_E = 0,06$, $(\sigma_y)_m = 1,10 F_y$ e $V_{\sigma_y}/F_y = 0,10$, onde σ_y e F_y são os limites de escoamento, real e especificado, respectivamente.

A tabela 4.8 apresenta os valores dos dados estatísticos para 9 casos analisados de acordo com o tipo de seção (perfil cartola e perfil U enrijecido), condições de estabilidade (estabilidade e instabilidade local) e de carregamento. O valor do fator de resistência adotado foi de $\phi_c = 0,85$.

Tabela 4.8 – Dados estatísticos para flexão composta ($\phi_c = 0,85$)

Caso	No. de Ensaios	M_m	V_M	F_m	V_F	P_m	V_P
1	18	1,05	0,10	1,0	0,05	1,0367	0,06619
2	13	1,05	0,10	1,0	0,05	1,0509	0,07792
3	33	1,05	0,10	1,0	0,05	1,1028	0,09182
4	18	1,05	0,10	1,0	0,05	1,1489	0,10478
5	6	1,05	0,10	1,0	0,05	1,1600	0,13000
6	17	1,05	0,10	1,0	0,05	1,1200	0,09000
7	10	1,05	0,10	1,0	0,05	1,2300	0,08000
8	17	1,05	0,10	1,0	0,05	1,0910	0,07950
9	12	1,05	0,10	1,0	0,05	1,1110	0,11450

Nota:

Caso 1: viga-coluna estável localmente, perfil cartola de Pekoz e Winter (1967)

Caso 2: viga-coluna instável localmente, perfil U enrijecido de Thomasson (1978)

Caso 3: viga-coluna instável localmente, perfil U enrijecido de Loghlan (1979)

Caso 4: viga-coluna instável localmente, perfil U enrijecido de Mulligan e Pekoz (1983)

Caso 5: viga-coluna estável localmente, perfil U enrijecido de Loh e Pekoz (1985) com $e_x \neq 0$ e $e_y = 0$

Caso 6: viga-coluna estável localmente, perfil U enrijecido de Loh e Pekoz (1985) com $e_x = 0$ e $e_y \neq 0$

Caso 7: viga-coluna estável localmente, perfil U enrijecido de Loh e Pekoz (1985) com $e_x \neq 0$ e $e_y \neq 0$

Caso 8: viga-coluna instável localmente, perfil U enrijecido de Loh e Pekoz (1985) com $e_x = 0$ e $e_y \neq 0$

Caso 9: viga-coluna instável localmente, perfil U enrijecido de Loh e Pekoz (1985) com $e_x \neq 0$ e $e_y \neq 0$

4.2.4 Enrijecedores

Para o projeto em perfis formados a frio, a máxima relação altura-espessura h/t para vigas com alma não reforçada é de 200. Para h/t acima desse limite, são necessários enrijecedores. Quando enrijecedores transversais são fornecidos somente a apoios e/ou abaixo de cargas concentradas, a relação h/t pode ser limitado a 260. Quando enrijecedores transversais e enrijecedores para força cortante são usados simultaneamente, a relação h/t pode ser limitada a 300.

4.2.4.1 Enrijecedores transversais em seções com força concentrada

Os critérios de projeto para enrijecedores transversais inclinados e para enrijecedores de corte foram agregados na *Especificação* AISI de 1980 e foram mantidas as mesmas equações de projeto na *Especificação* de 1996. Devem ser previstos enrijecedores transversais nas seções dos apoios e nas seções intermediárias sujeitas à forças concentradas, exceto nos casos em que se demonstre que tais enrijecedores não sejam necessários, ou ainda nos casos onde as almas sejam ligadas a outras vigas ou pilares.

Phung e Yu (1978) analisaram o comportamento estrutural de enrijecedores e obtiveram as cargas de colapso, P_{test} . As cargas previstas P_{pred} foram calculadas por fórmulas de projeto. Hsiao, Yu, e Galambos (1988a) apresentaram as cargas de colapso e as cargas previstas, P_{test} e P_{pred} , as relações P_{test}/P_{pred} , os valores médios e os

coeficientes de variação desta relação para 61 ensaios utilizados na calibração. A tabela 4.9 apresenta os valores de M_m , V_M , F_m e V_F , utilizados no processo de calibração. O fator de resistência $\phi_c = 0,85$ foi considerado na análise.

Tabela 4.9 – Dados estatísticos para enrijecedores transversais ($\phi_c = 0,85$)

Caso	No. de Ensaios	M_m	V_M	F_m	V_F	P_m	V_P
1	33	1,10	0,10	1,0	0,05	1,1762	0,08658
2	28	1,10	0,10	1,0	0,05	1,2099	0,09073
3	61	1,10	0,10	1,0	0,05	1,1916	0,08897

Nota:

Caso 1: enrijecedores transversais no apoio interno e abaixo da carga concentrada

Caso 2: enrijecedores transversais no apoio da extremidade

Caso 3: soma dos casos 1 e 2

4.2.4.2 Enrijecedores para força cortante

Os dados experimentais disponíveis sobre a resistência ao corte das almas de vigas com enrijecedores de corte foram avaliados por Hsiao, Yu e Galambos (1988a).

Phung e Yu (1978) analisaram o comportamento estrutural de enrijecedores e obtiveram as cargas de falha, V_{test} . Devido a grande quantidade de resistência de pós-flambagem obtida na análise experimental, somente 22 ensaios foram usados na análise estatística. As cargas previstas V_{pred} foram calculadas por fórmulas teóricas. Hsiao, Yu e Galambos (1988) apresentaram as cargas de colapso e previstas, V_{test} e V_{pred} , as relações V_{test}/V_{pred} , os valores médios e os coeficientes de variação desta relação. A tabela 4.10 apresenta os dados estatísticos utilizados na avaliação dos índices de confiabilidade.

Tabela 4.10 – Dados estatísticos para enrijecedores para força cortante ($\phi_v = 0,90$)

Caso	No. de Ensaios	M_m	V_M	F_m	V_F	P_m	V_P
1	22	1,00	0,06	1,0	0,05	1,5982	0,0915

4.2.5 Ligações Soldadas

As soldas utilizadas em ligações de perfis formados a frio podem ser classificadas como solda por fusão (ou solda por arco) e solda de resistência. As soldas por fusão são utilizadas para conectar entre si elementos de perfis formados a frio e também para conectar os mesmos a pórticos de perfis laminados (como nas ligações de painéis que formam as lajes às vigas de um pórtico de aço). Utiliza-se em soldas de entalhe, pontos de solda por arco, cordões de solda por arco, soldas de filete e soldas de entalhe chanfradas.

A seguir serão apresentados os dados estatísticos para ruptura do metal base para solda de filete e tração em pontos de solda por arco, necessários para análise da segurança estrutural.

4.2.5.1 Ruptura do metal base

Em ligações com solda de filete em perfis formados a frio há a possibilidade de ocorrência de falha por ruptura (rasgamento) da chapa adjacente à solda. Supornsilaphachai (1980) apresenta os dados estatísticos para análise da ruptura do metal base para solda de filete. A tabela 4.11 apresenta os valores de P_m , M_m , F_m , V_P , V_M , V_F e ϕ utilizados na avaliação dos índices de confiabilidade.

Tabela 4.11 – Dados estatísticos para ruptura do metal base

Caso	M_m	V_M	F_m	V_F	P_m	V_P	ϕ
Pontos de solda por arco							
1	1,10	0,08	1,0	0,15	1,10	0,17	0,60
2	1,10	0,08	1,0	0,15	0,98	0,18	0,50
Solda de filete							
3	1,10	0,08	1,0	0,15	1,00	0,08	0,60
4	1,10	0,08	1,0	0,15	1,00	0,09	0,55
5	1,10	0,08	1,0	0,15	1,05	0,11	0,60

Nota:

Caso 1: para $d_a/t \leq 0,815 (E/F_u)^{0,5}$

Caso 2: para $d_a/t > 1,397 (E/F_u)^{0,5}$

Caso 3: carga longitudinal, $L/t < 25$

Caso 4: carga longitudinal, $L/t \geq 25$

Caso 5: carga transversal

4.2.5.2 Tração em pontos de solda por arco

Os pontos de solda por arco utilizados em ligações de chapas finas são análogos às soldas de tampão utilizadas em chapas relativamente grossas. A diferença entre esses tipos de solda é que as soldas de tampão são efetuadas com furos já existentes enquanto que para os pontos de solda por arco não são necessários estes furos. No entanto, o arco cria um furo na chapa superior que logo se enche com metal fundido para estabelecer a ligação com a chapa inferior ou com um elemento da estrutura (Comentários da especificação AISI, 1996).

Albrecht (1988) e Fung (1978) analisaram experimentalmente ligações do tipo pontos de solda por arco e avaliaram as cargas de falha, P_{test} . Os valores preditos, P_{pred} , foram calculados com as fórmulas teóricas. As cargas ensaiadas e cargas preditas, P_{test} e P_{pred} , as relações $P_{\text{test}}/P_{\text{pred}}$, o valor médio e coeficiente de variação desta relação, foram listados por Albrecht (1988) e Fung (1978). Um total de 103 testes foi utilizado no processo de calibração. Os valores de P_m , M_m , F_m , V_P , V_M , e V_F são apresentados na tabela 4.12, para a combinação $1,2D_n + 1,6L_n$, com $\beta_o = 3,5$

Tabela 4.12 – Dados estatísticos para tração em pontos de solda por arco ($\phi = 0,65$)

Caso	No. de Ensaios	M_m	V_M	F_m	V_F	P_m	V_P
1	103	1,10	0,08	1,00	0,15	1,54050	0,29490

4.2.6 Ligações Parafusadas

No projeto de ligações parafusadas, quatro condições são incluídas no método dos estados limites para perfis formados a frio: (1) Rasgamento entre furos ou entre furo

e borda, (2) Ruptura por tração na seção líquida, (3) Pressão de contato (esmagamento) e (4) Força cortante em parafusos.

Para a calibração do modo de falha (1), o valor médio M_m calculado pela relação $(F_u)_{test}/(F_u)_{specific}$ foi considerado igual 1,10, onde $(F_u)_{test}$ é a tensão última real e $(F_u)_{specific}$ é a tensão última especificada. F_m foi adotado igual a 1,00 e P_m determinado de acordo com a relação P_t/P_p , onde P_t é a carga de colapso do ensaio, e P_p é a carga de colapso teórica. Os valores utilizados foram obtidos de diversas publicações além de relatórios internos. Hsiao, Yu, e Galambos (1988a) listaram os valores obtidos em ensaios e os valores teóricos.

Para a calibração do modo de falha (2), o valor médio M_m , calculado foi considerado igual 1,10. F_m foi assumido igual a 1,00 e P_m determinado de acordo com a relação $(\sigma_{net})_t/(\sigma_{net})_p$, onde $(\sigma_{net})_t$ é a carga de colapso obtida através do ensaio, e $(\sigma_{net})_p$ é a carga de colapso teórica. Os valores utilizados foram obtidos de diversas publicações além de relatórios internos. Hsiao, Yu, e Galambos (1988a) listaram os valores obtidos em ensaios e os valores teóricos.

Para a calibração do modo de falha (3), o valor médio M_m , calculado foi considerado igual 1,10. F_m foi assumido igual a 1,00 e P_m determinado de acordo com a relação P_t/P_p , onde P_t é a carga de colapso do ensaio, e P_p é a carga de colapso teórica. Os valores utilizados foram obtidos de diversas publicações além de relatórios internos. Hsiao, Yu, e Galambos (1988a) listaram os valores obtidos em ensaios e os valores teóricos. A calibração do modo de falha (4) não será objeto de estudo deste trabalho.

A tabela 4.13 apresenta os dados estatísticos utilizados na avaliação dos índices de confiabilidade de ligações parafusadas em perfis formados a frio.

Tabela 4.13 – Dados estatísticos para ligações parafusadas

Caso	M_m	V_M	F_m	V_F	P_m	V_P	φ
Rasgamento entre furos ou entre furo e borda							
1	1,10	0,08	1,0	0,05	1,13	0,12	0,70
2	1,10	0,08	1,0	0,05	1,18	0,14	0,70
3	1,10	0,08	1,0	0,05	0,84	0,05	0,60
4	1,10	0,08	1,0	0,05	0,94	0,09	0,60
5	1,10	0,08	1,0	0,05	1,06	0,11	0,70
6	1,10	0,08	1,0	0,05	1,14	0,19	0,60
Ruptura por tração na seção líquida							
7	1,10	0,08	1,0	0,05	1,14	0,20	0,65
8	1,10	0,08	1,0	0,05	0,95	0,21	0,55
9	1,10	0,08	1,0	0,05	1,04	0,14	0,65
Pressão de contato (esmagamento)							
10	1,10	0,08	1,0	0,05	1,08	0,23	0,55
11	1,10	0,08	1,0	0,05	0,97	0,07	0,65
12	1,10	0,08	1,0	0,05	1,02	0,20	0,60
13	1,10	0,08	1,0	0,05	1,05	0,13	0,60
14	1,10	0,08	1,0	0,05	1,01	0,04	0,70
15	1,10	0,08	1,0	0,05	0,93	0,05	0,65

Nota:

Caso 1: simples corte, com arruelas, $F_u/F_y \geq 1,15$

Caso 2: duplo corte, com arruelas, $F_u/F_y \geq 1,15$

Caso 3: simples corte, com arruelas, $F_u/F_y < 1,15$

Caso 4: duplo corte, com arruelas, $F_u/F_y < 1,15$

Caso 5: simples corte, sem arruelas, $F_u/F_y \geq 1,15$

Caso 6: simples corte, sem arruelas, $F_u/F_y < 1,15$

Caso 7: $t < 3/16$ in, duplo corte, com arruelas

Caso 8: $t < 3/16$ in, simples corte, com arruelas

Caso 9: $t < 3/16$ in, simples corte, sem arruelas

Caso 10: $0,024 \leq t < 3/16$ in, duplo corte, com arruelas, $F_u/F_y \geq 1,15$

Caso 11: $0,024 \leq t < 3/16$ in, duplo corte, com arruelas, $F_u/F_y < 1,15$

Caso 12: $0,024 \leq t < 3/16$ in, simples corte, com arruelas, $F_u/F_y \geq 1,15$

Caso 13: $0,024 \leq t < 3/16$ in, simples corte, com arruelas, $F_u/F_y < 1,15$

Caso 14: $0,036 \leq t < 3/16$ in, simples corte, sem arruelas, $F_u/F_y \geq 1,15$

Caso 15: $0,036 \leq t < 3/16$ in, duplo corte, sem arruelas, $F_u/F_y \geq 1,15$

4.3 Variabilidade das ações

A maioria das combinações de cargas envolvendo cargas gravitacionais é representada pela soma do peso próprio com a sobrecarga. As combinações de ações gravitacionais governam os projetos em muitas situações práticas e são particularmente importantes (Galambos, 1982).

As ações devidas ao peso próprio apresentam pequena variabilidade ao longo da vida útil da estrutura. Em geral, assume-se para este tipo de ação uma distribuição normal, tipicamente com média igual à ação nominal e um coeficiente de variação de 0,05-0,10. Entretanto, há evidências que as ações devidas ao peso próprio são subestimadas e uma média ligeiramente maior que o valor nominal da ação, seja 5%, seria apropriada (Melchers, 1999). Os dados estatísticos adotados para as ações consideradas, peso próprio (D) e sobrecarga (L), foram $D_m = 1,05D$; $V_D = 0,10$; $L_m = L$; $V_L = 0,25$ (Ellingwood, 1980)

Capítulo 5

Avaliação da Confiabilidade de Perfis Formados a Frio para diversas combinações de cargas

5.1 Introdução

Neste capítulo é avaliada a confiabilidade de perfis formados a frio, segundo a metodologia adotada por Hsiao (1989). A análise consiste em avaliar o índice de confiabilidade, considerando uma variação da relação D_n/L_n , para as seguintes combinações de carga:

- A) $1,2D_n + 1,6L_n$
- B) $1,35D_n + 1,5L_n$
- C) $1,25D_n + 1,5L_n$
- D) $1,2D_n + 1,5L_n$
- E) $1,4D_n + 1,4L_n$
- F) $1,3D_n + 1,4L_n$

As combinações A, B e C foram adotadas procurando abranger os critérios de calibração das normas AISI, EUROCODE e S136, respectivamente. A combinação C deverá ser a utilizada na NBR 8800, conforme projeto de revisão de setembro de 2006.

As combinações E e F referem-se a combinações normais para perfis formados a frio dimensionados segundo a NBR 14762 (2001), conforme a tabela 5.1 que apresenta os coeficientes de ponderação das ações adotados pela norma brasileira. A combinação D foi adotada como uma outra alternativa.

Tabela 5.1 - Coeficientes de ponderação das ações para combinações normais

Combinações	Ações permanentes		Ações variáveis		
	Grande Variabilidade	Pequena Variabilidade	Recalques Diferenciais	Variação de Temperatura	Ações variáveis em geral, incluindo as decorrentes do uso
	$\gamma_g^{a)}$	$\gamma_g^{a) b)}$	γ_q	γ_q	γ_q
Normais	1,4 (0,9)	1,3 (1,0)	1,2	1,2	1,4

Nota:

a) Os valores entre parênteses correspondem aos coeficientes para as ações permanentes favoráveis à segurança; ações variáveis e excepcionais favoráveis à segurança não devem ser incluídas nas combinações.

b) Todas as ações permanentes podem ser consideradas de pequena variabilidade quando o peso próprio da estrutura superar 75% da totalidade das ações permanentes. Também podem ser consideradas ações permanentes de pequena variabilidade os pesos próprios de componentes metálicos e pré-fabricados em geral, com controle rigoroso de peso. Excluem-se os revestimentos feitos *in loco* desses componentes.

O coeficiente de ponderação da resistência e os dados estatísticos das propriedades dos materiais e das propriedades geométricas são fixados para cada caso analisado.

Para uma análise mais racional dos resultados, o foco principal será a comparação das curvas para as relações D_n/L_n iguais a 0,2 e 0,33, tendo em vista que esses valores foram utilizados na calibração das principais normas de perfis formados à frio. O índice de confiabilidade alvo considerado na análise é 2,5 e 3,5, para barras e ligações, respectivamente.

5.2 Barras submetidas à flexão simples

5.2.1 Momento fletor

5.2.1.1 Início do escoamento da seção efetiva

Nas figuras 5.1 e 5.2 são apresentados os valores do índice de confiabilidade β para o caso de mesas e almas plenamente efetivas (FF. FW.). São analisados perfis com mesas comprimidas enrijecidas ou parcialmente enrijecidas ($\phi_b=0,95$) e perfis com mesas comprimidas não enrijecidas ($\phi_b=0,90$). Os dados estatísticos dos casos analisados foram apresentados no item 4.2.1.

Na figura 5.1, verifica-se que usando D_n/L_n de 0,2 e para as combinações A, B, C e D, os valores de β variaram de 2,55 a 2,79, relativamente superiores quando comparados ao índice de confiabilidade alvo β_o de 2,5. Observa-se ainda que, usando D_n/L_n de 0,33 e para todas as combinações, os valores de β variaram de 2,49 a 2,89, sendo satisfatórios quando comparados ao β_o .

Na figura 5.2, verifica-se que os valores de β foram consideravelmente maiores que o valor alvo de 2,5, tanto para a relação D_n/L_n de 0,2 quanto para 0,33. Os valores de β variaram de 3,66 a 4,09 para a relação D_n/L_n de 0,20 e 3,90 a 4,29 para a relação D_n/L_n de 0,33.

Como pode ser observado nas figuras 5.1 e 5.2, o índice de confiabilidade β aumenta à medida que a relação D_n/L_n aumenta.

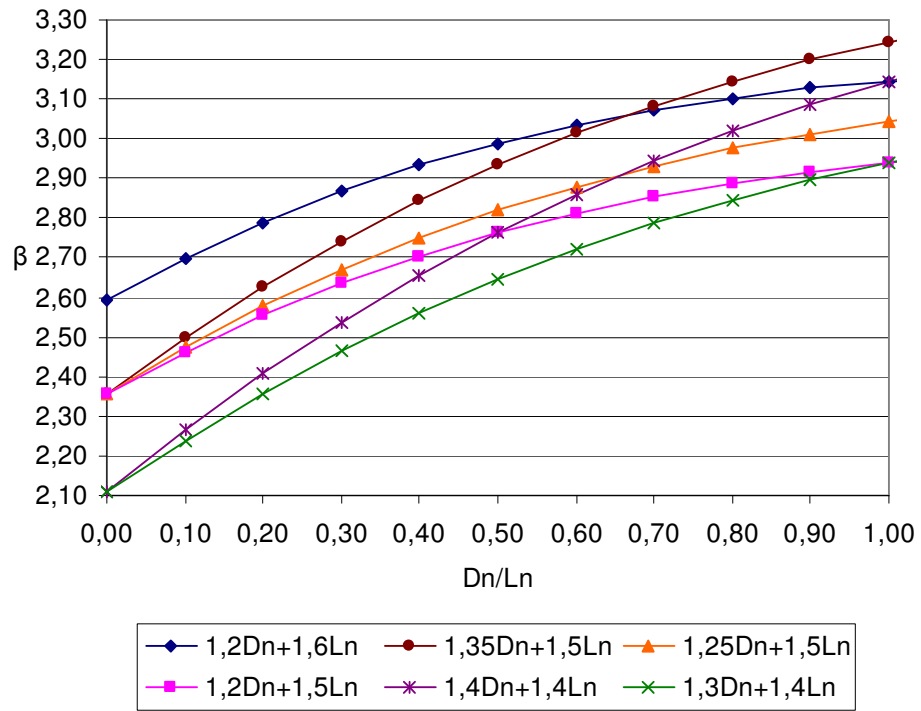


Figura 5.1 – Variação do índice de confiabilidade para o início do escoamento da seção efetiva (Caso FF. FW.; $\phi_b=0,95$)

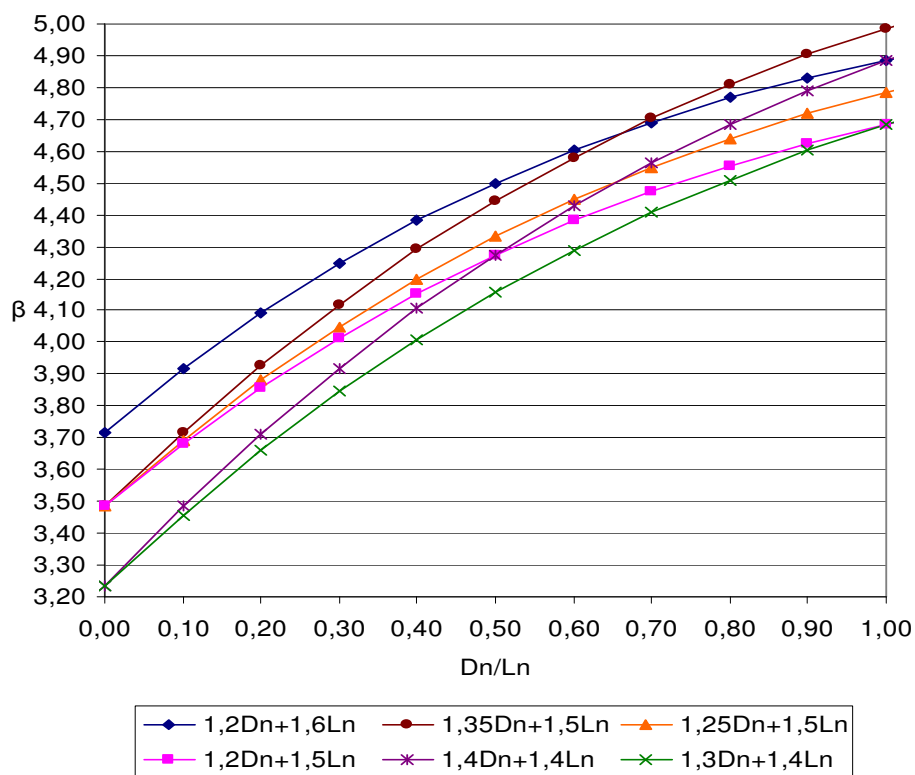


Figura 5.2 – Variação do índice de confiabilidade para o início do escoamento da seção efetiva (Caso FF. FW.; $\phi_b=0,90$)

A seguir são mostrados na tabela 5.2 os resultados consolidados dos demais casos. Os valores do índice de confiabilidade da primeira coluna foram importantes para a verificação da consistência da análise, pois a combinação A e a relação D_n/L_n de 0,2 foi empregada por Hsiao (1989). Neste caso os valores encontrados foram bem próximos dos valores encontrados por Hsiao (1989).

A tabela 5.2 apresenta a variação do índice de confiabilidade para o estado limite início do escoamento da seção efetiva de todos os casos considerados na análise. Analisando-se os resultados, pode-se dizer que os valores de β obtidos são adequados, porém o caso FF.FW de perfis com mesas comprimidas enrijecidas ou parcialmente enrijecidas possui a maior parte dos valores superiores ao índice de confiabilidade alvo de 2,5. Observa-se ainda que para cada relação D_n/L_n analisada os valores de β estão em

ordem decrescente da combinação A para a combinação F, dada a maior influência da variabilidade da sobrecarga sobre β .

Tabela 5.2 - Variação do índice de confiabilidade para o início do escoamento da seção efetiva

Índice de confiabilidade β												
Caso	COMB. A		COMB. B		COMB. C		COMB. D		COMB. E		COMB. F	
	1,2Dn + 1,6Ln		1,35Dn + 1,5Ln		1,25Dn + 1,5Ln		1,2Dn + 1,5Ln		1,4Dn + 1,4Ln		1,3Dn + 1,4Ln	
	Dn/Ln = 0,2	Dn/Ln = 0,33	Dn/Ln = 0,2	Dn/Ln = 0,33	Dn/Ln = 0,2	Dn/Ln = 0,33	Dn/Ln = 0,2	Dn/Ln = 0,33	Dn/Ln = 0,2	Dn/Ln = 0,33	Dn/Ln = 0,2	Dn/Ln = 0,33
Mesas Comprimidas Enrijecidas ou Parcialmente Enrijecidas ($\phi_b = 0,95$)												
FF. FW.	2,79	2,89	2,63	2,77	2,58	2,70	2,55	2,66	2,41	2,57	2,36	2,49
PF. FW.	2,68	2,75	2,52	2,64	2,48	2,57	2,45	2,53	2,31	2,46	2,27	2,38
PF.PW.	2,55	2,61	2,40	2,51	2,35	2,43	2,33	2,40	2,19	2,32	2,14	2,24
Mesas Comprimidas não Enrijecidas ($\phi_b = 0,90$)												
FF. FW.	4,09	4,29	3,93	4,17	3,88	4,10	3,86	4,06	3,71	3,98	3,66	3,90
PF. FW.	2,69	2,75	2,55	2,65	2,51	2,58	2,49	2,55	2,36	2,48	2,32	2,41
PF.PW.	2,69	2,78	2,53	2,66	2,48	2,59	2,46	2,55	2,31	2,47	2,26	2,39

Nota: os casos estão definidos na Tabela 4.2

5.2.1.2 Flambagem lateral com torção

Nas figura 5.3 e 5.4 são apresentados os valores do índice de confiabilidade β dos casos 1 e 2 para seis combinações de carga, sendo variada a relação D_n/L_n . O coeficiente de minoração da resistência ϕ_b utilizado na análise foi de 0,90. Os dados estatísticos dos casos analisados foram apresentados no item 4.2.1.

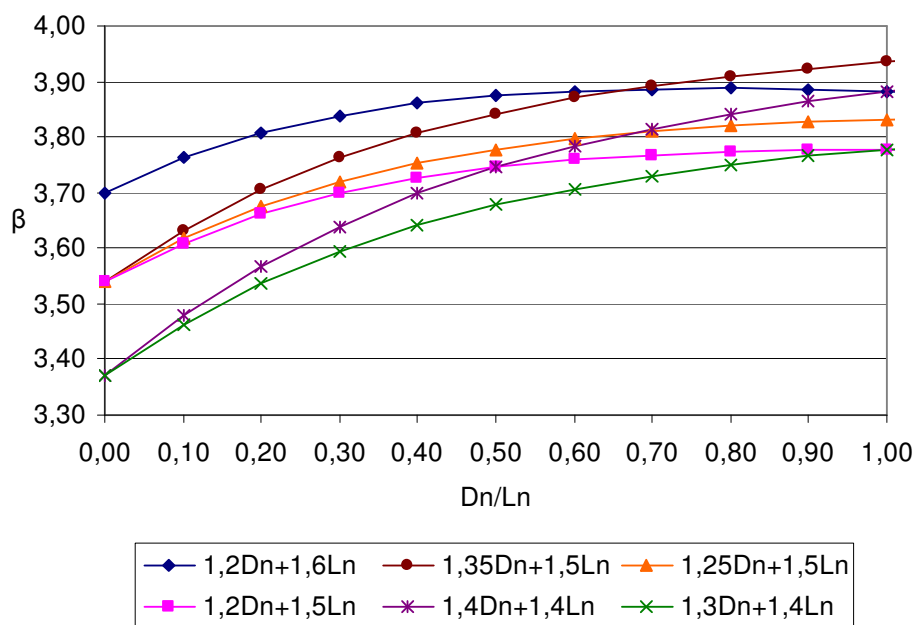


Figura 5.3 – Variação do índice de confiabilidade para flambagem lateral com torção (Caso 1)

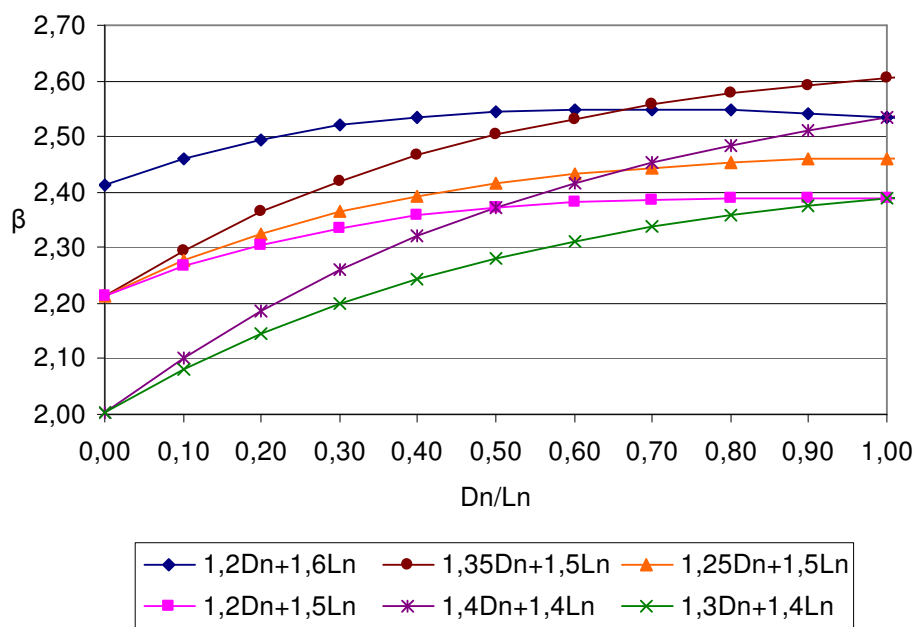


Figura 5.4 – Variação do índice de confiabilidade para flambagem lateral com torção (Caso 2)

A tabela 5.3 apresenta a variação do índice de confiabilidade para o estado limite flambagem lateral com torção de todos os casos considerados na análise. Observa-se que os casos 1, 4 e 5 possuem valores bem superiores ao índice de confiabilidade alvo de 2,5 pois, de acordo com a Tabela 4.3, os valores de P_m e V_P apresentam-se bem elevados quando comparados aos demais casos, onde a maioria dos valores de β se encontram abaixo do índice de confiabilidade alvo.

Tabela 5.3 - Variação do índice de confiabilidade para flambagem lateral com torção ($\phi_b = 0,90$)

Índice de confiabilidade β												
Caso	COMB. A 1,2Dn + 1,6Ln		COMB. B 1,35Dn + 1,5Ln		COMB. C 1,25Dn + 1,5Ln		COMB. D 1,2Dn + 1,5Ln		COMB. E 1,4Dn + 1,4Ln		COMB. F 1,3Dn + 1,4Ln	
	Dn/Ln = 0,2	Dn/Ln = 0,33	Dn/Ln = 0,2	Dn/Ln = 0,33	Dn/Ln = 0,2	Dn/Ln = 0,33	Dn/Ln = 0,2	Dn/Ln = 0,33	Dn/Ln = 0,2	Dn/Ln = 0,33	Dn/Ln = 0,2	Dn/Ln = 0,33
1	3,82	3,85	3,72	3,78	3,68	3,73	3,66	3,71	3,57	3,66	3,54	3,61
2	2,50	2,52	2,36	2,43	2,33	2,37	2,31	2,35	2,19	2,28	2,15	2,22
3	2,36	2,39	2,23	2,30	2,19	2,24	2,17	2,21	2,05	2,15	2,01	2,07
4	3,55	3,63	3,43	3,55	3,39	3,47	3,38	3,45	3,26	3,39	3,22	3,33
5	3,82	3,91	3,69	3,83	3,66	3,77	3,64	3,73	3,52	3,57	3,48	3,60

Nota: os casos estão definidos na Tabela 4.3

5.2.2 Enrugamento da Alma

Apresenta-se nas figuras 5.5 e 5.6 a variação do índice de confiabilidade β para o estado limite enrugamento da alma. O coeficiente de minoração da resistência ϕ_w para o método LRFD iguais a 0,75 e 0,80, para perfis com almas simples não reforçadas e para perfis I, respectivamente, foram avaliados a partir de dados estatísticos. Os dados estatísticos dos casos analisados foram apresentados no item 4.2.1.

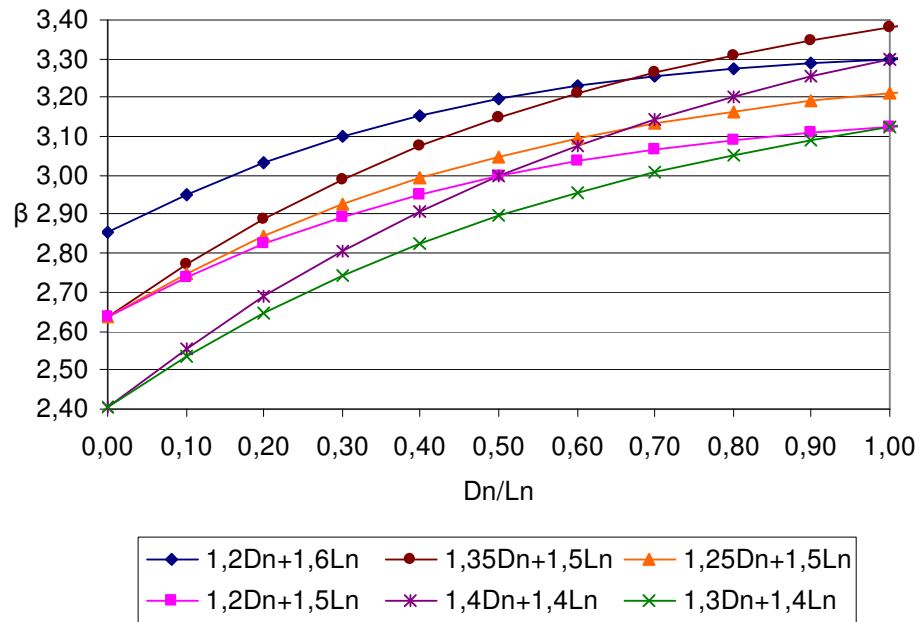


Figura 5.5 – Variação do índice de confiabilidade para enrugamento da alma de perfis de alma não reforçada (caso 1 – SF)

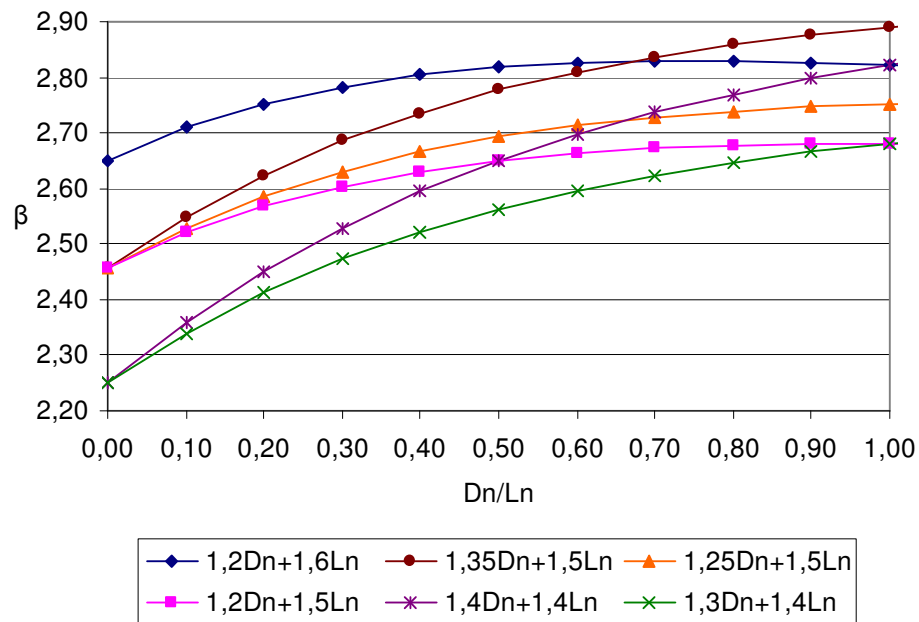


Figura 5.6 – Variação do índice de confiabilidade para enrugamento da alma de perfis I (caso 1)

A tabela 5.4 apresenta a variação do índice de confiabilidade para o estado limite enrugamento da alma. Observa-se que há uma grande variação de valores nos casos de perfis com alma simples não reforçados em relação aos casos de perfis I. Nos casos 1(UF), 2(SUM) e 3(SUM) os valores de β obtidos são próximos ao valor alvo 2,5. Os demais casos possuem grande desvio em relação ao índice de confiabilidade alvo, tanto para mais quanto para menos. Nos casos de perfis I a maior parte dos valores de β obtidos são adequados.

Tabela 5.4 - Variação do índice de confiabilidade para enrugamento da alma

Índice de confiabilidade β												
Caso	COMB. A		COMB. B		COMB. C		COMB. D		COMB. E		COMB. F	
	1,2Dn + 1,6Ln		1,35Dn + 1,5Ln		1,25Dn + 1,5Ln		1,2Dn + 1,5Ln		1,4Dn + 1,4Ln		1,3Dn + 1,4Ln	
	Dn/Ln = 0,2	Dn/Ln = 0,33	Dn/Ln = 0,2	Dn/Ln = 0,33	Dn/Ln = 0,2	Dn/Ln = 0,33	Dn/Ln = 0,2	Dn/Ln = 0,33	Dn/Ln = 0,2	Dn/Ln = 0,33	Dn/Ln = 0,2	Dn/Ln = 0,33
Perfis com Almas Simples não Reforçadas ($\phi_w = 0,75$)												
1(SF)	3,03	3,12	2,89	3,01	2,84	2,95	2,82	2,92	2,69	2,73	2,64	2,67
1(UF)	2,82	2,87	2,68	2,77	2,64	2,71	2,62	2,68	2,50	2,61	2,46	2,54
2(UMR)	3,05	3,13	2,90	3,02	2,85	2,96	2,83	2,93	2,70	2,85	2,65	2,77
2(CA)	2,38	2,42	2,24	2,32	2,19	2,25	2,17	2,22	2,04	2,15	2,00	2,08
2(SUM)	2,70	2,76	2,56	2,66	2,52	2,59	2,50	2,56	2,37	2,49	2,22	2,42
3(UMR)	3,14	3,25	2,99	3,14	2,94	3,07	2,92	3,03	2,78	2,95	2,73	2,88
3(CA)	3,83	3,89	3,72	3,81	3,69	3,76	3,67	3,73	3,57	3,68	3,54	3,63
3(SUM)	2,94	2,94	2,84	2,88	2,81	2,84	2,80	2,82	2,72	2,77	2,69	2,73
4(UMR)	3,06	3,15	2,90	3,04	2,86	2,97	2,84	2,94	2,70	2,86	2,65	2,79
4(CA)	2,40	2,40	2,29	2,33	2,26	2,28	2,24	2,25	2,14	2,20	2,10	2,15
4(SUM)	2,50	2,51	2,38	2,43	2,34	2,38	2,33	2,35	2,22	2,29	2,18	2,24
Perfis I ($\phi_w = 0,80$)												
1	2,75	2,79	2,62	2,70	2,59	2,65	2,57	2,63	2,45	2,55	2,41	2,49
2	2,59	2,64	2,45	2,53	2,40	2,47	2,38	2,44	2,25	2,36	2,21	2,30
3	2,78	2,84	2,63	2,74	2,59	2,68	2,57	2,65	2,44	2,56	2,40	2,50
4	2,91	2,99	2,76	2,89	2,72	2,82	2,70	2,78	2,56	2,71	2,52	2,64

Nota: os casos estão definidos na Tabela 4.5

5.2.3 Momento Fletor e Enrugamento da alma Combinados

Apresenta-se nas figuras 5.7 e 5.8 a variação do índice de confiabilidade β para o estado limite momento fletor e enrugamento da alma combinados. O coeficiente de minoração da resistência ϕ_w adotado é de 0,75 para perfis de alma simples não reforçadas e 0,80 para perfis I. Considera-se o ponto de aplicação da carga concentrada em um ponto intermediário. Os dados estatísticos dos casos analisados foram apresentados no item 4.2.1.

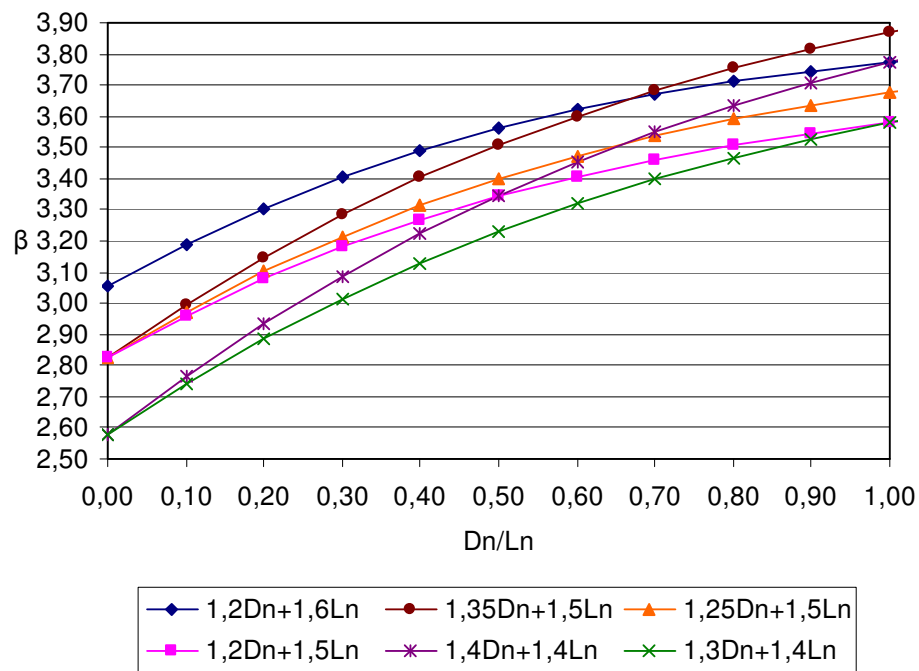


Figura 5.7 – Variação do índice de confiabilidade para momento fletor e enrugamento da alma combinados de perfis de alma não reforçada (caso 1)

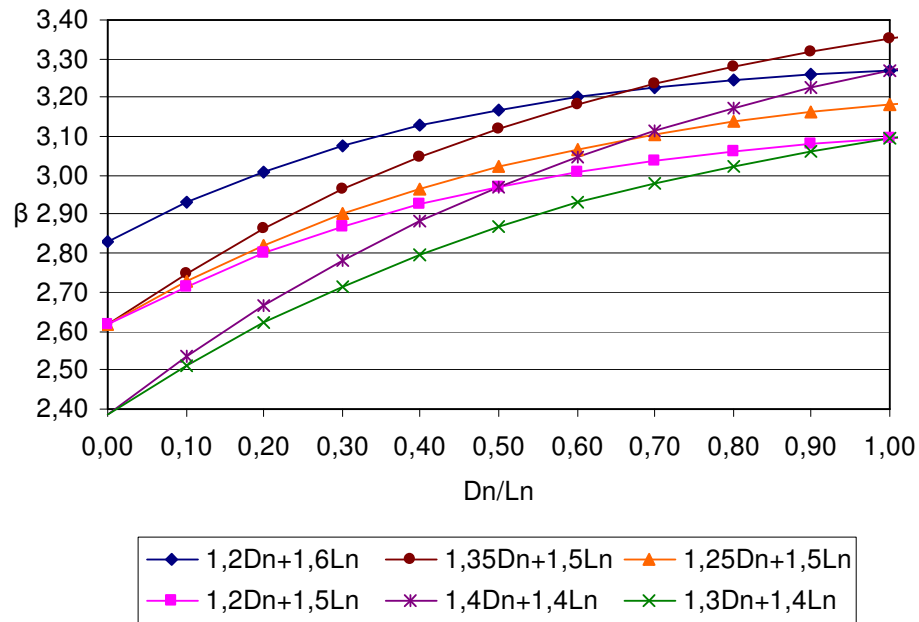


Figura 5.8 – Variação do índice de confiabilidade para momento fletor e enrugamento da alma combinados de perfis I

A tabela 5.5 apresenta a variação do índice de confiabilidade para o estado limite momento fletor e enrugamento da alma combinados enrugamento da alma. Observa-se que grande parte dos valores de β obtidos neste estudo são adequados, porém os casos 1 e 2 dos perfis com almas simples apresentam grande desvio em relação ao índice de confiabilidade alvo de 2,5. O caso de perfis I possui valores de β relativamente altos, porém adequados.

Tabela 5.5 - Variação do índice de confiabilidade para momento fletor e enrugamento da alma combinados

Índice de confiabilidade β												
Caso	COMB. A 1,2Dn + 1,6Ln		COMB. B 1,35Dn + 1,5Ln		COMB. C 1,25Dn + 1,5Ln		COMB. D 1,2Dn + 1,5Ln		COMB. E 1,4Dn + 1,4Ln		COMB. F 1,3Dn + 1,4Ln	
	Dn/Ln = 0,2	Dn/Ln = 0,33	Dn/Ln = 0,2	Dn/Ln = 0,33	Dn/Ln = 0,2	Dn/Ln = 0,33	Dn/Ln = 0,2	Dn/Ln = 0,33	Dn/Ln = 0,2	Dn/Ln = 0,33	Dn/Ln = 0,2	Dn/Ln = 0,33
	Perfis com Almas Simples não Reforçadas ($\phi_w = 0,75$)											
1	3,30	3,43	3,15	3,32	3,10	3,25	3,08	3,21	2,93	3,13	2,89	3,05
2	2,46	2,51	2,32	2,41	2,28	2,34	2,26	2,31	2,13	2,24	2,08	2,17
3	2,93	3,02	2,78	2,91	2,74	2,84	2,72	2,81	2,58	2,73	2,53	2,66
4	2,81	2,85	2,67	2,76	2,64	2,70	2,62	2,67	2,50	2,60	2,46	2,54
5	2,70	2,76	2,56	2,66	2,52	2,59	2,50	2,56	2,37	2,49	2,33	2,42
Perfis I ($\phi_w = 0,80$)												
1	3,01	3,09	2,86	2,99	2,82	2,92	2,80	2,89	2,67	2,81	2,62	2,74

Nota: os casos estão definidos na Tabela 4.6

5.3 Barras submetidas à Compressão Centrada

Apresenta-se nas figuras 5.9 e 5.10 a variação do índice de confiabilidade β para o estado limite compressão centrada de barras. O coeficiente de minoração da resistência ϕ_c adotado é de 0,85. Os dados estatísticos dos casos analisados foram apresentados no item 4.2.2.

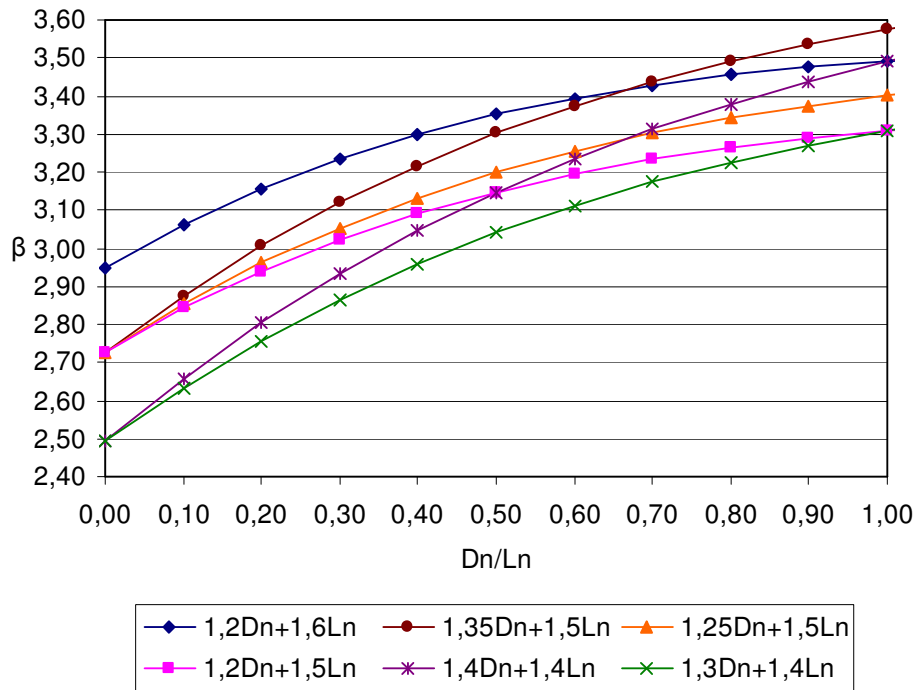


Figura 5.9 – Variação do índice de confiabilidade para compressão centrada (caso 1)

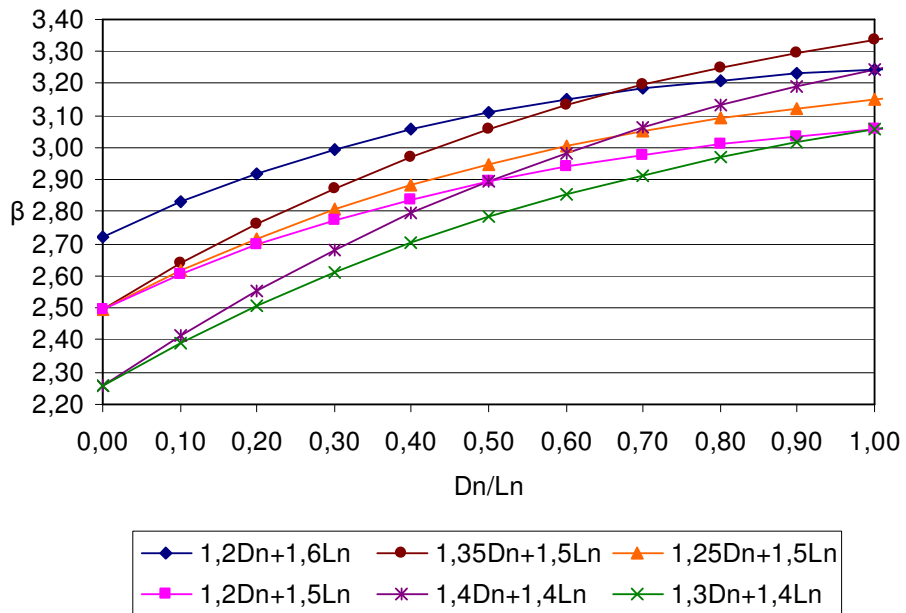


Figura 5.10 – Variação do índice de confiabilidade para compressão centrada (caso 2)

A tabela 5.6 apresenta a variação do índice de confiabilidade para o estado limite compressão centrada. Observa-se que há uma grande variabilidade dos valores de β obtidos neste estudo, porém a maioria dos valores são superiores a 2,5, ressaltando a segurança na calibração deste estado limite. Apenas o caso 7 e as combinações E e F de todos os casos apresentam valores menores que o valor alvo 2,5.

Tabela 5.6 - Variação do índice de confiabilidade para compressão centrada
($\phi_c = 0,85$)

Índice de confiabilidade β												
Caso	COMB. A 1,2Dn + 1,6Ln		COMB. B 1,35Dn + 1,5Ln		COMB. C 1,25Dn + 1,5Ln		COMB. D 1,2Dn + 1,5Ln		COMB. E 1,4Dn + 1,4Ln		COMB. F 1,3Dn + 1,4Ln	
	Dn/Ln = 0,2	Dn/Ln = 0,33	Dn/Ln = 0,2	Dn/Ln = 0,33	Dn/Ln = 0,2	Dn/Ln = 0,33	Dn/Ln = 0,2	Dn/Ln = 0,33	Dn/Ln = 0,2	Dn/Ln = 0,33	Dn/Ln = 0,2	Dn/Ln = 0,33
	1	3,16	3,26	3,01	3,15	2,96	3,08	2,94	3,04	2,80	2,97	2,76
2	2,92	3,02	2,76	2,91	2,72	2,83	2,70	2,79	2,55	2,72	2,51	2,64
3	2,96	3,06	2,73	2,87	2,75	2,83	2,54	2,68	2,59	2,76	2,80	2,95
4	3,14	3,25	2,98	3,14	2,94	3,07	2,91	3,03	2,77	2,95	2,72	2,87
5	2,78	2,85	2,63	2,75	2,59	2,68	2,56	2,64	2,43	2,57	2,38	2,49
6	2,74	2,77	2,62	2,68	2,58	2,63	2,56	2,60	2,45	2,54	2,42	2,48
7	2,41	2,50	2,24	2,37	2,19	2,29	2,16	2,25	2,01	2,16	1,95	2,08
8	3,37	3,48	3,21	3,38	3,17	3,30	3,15	3,27	3,01	3,19	2,96	3,12
9	2,83	2,92	2,68	2,81	2,63	2,74	2,61	2,70	2,47	2,62	2,42	2,54
10	2,79	2,86	2,64	2,75	2,60	2,69	2,58	2,65	2,44	2,58	2,40	2,51
11	2,95	3,05	2,79	3,94	2,75	2,87	2,72	2,83	2,58	2,75	2,53	2,67
12	2,70	2,75	2,56	2,65	2,52	2,58	2,50	2,55	2,37	2,48	2,33	2,42
13	3,03	3,13	2,87	3,02	2,82	2,95	2,80	2,91	2,66	2,83	2,61	2,75
14	2,91	2,99	2,76	2,89	2,72	2,82	2,70	2,78	2,56	2,71	2,52	2,64

Nota: os casos estão definidos na Tabela 4.7

5.4 Barras submetidas à Flexão Composta

Apresenta-se nas figuras 5.11 e 5.12 a variação do índice de confiabilidade β para o estado limite flexão composta. O coeficiente de minoração da resistência ϕ_c adotado é de 0,85. Os dados estatísticos dos casos analisados foram apresentados no item 4.2.3.

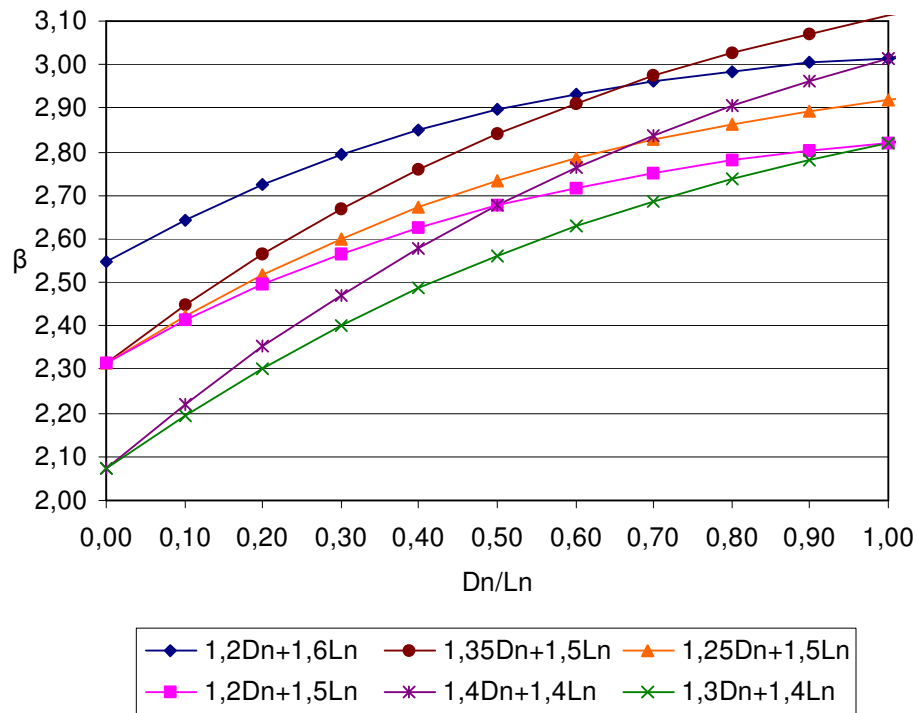


Figura 5.11 – Variação do índice de confiabilidade para flexão composta (caso 1)

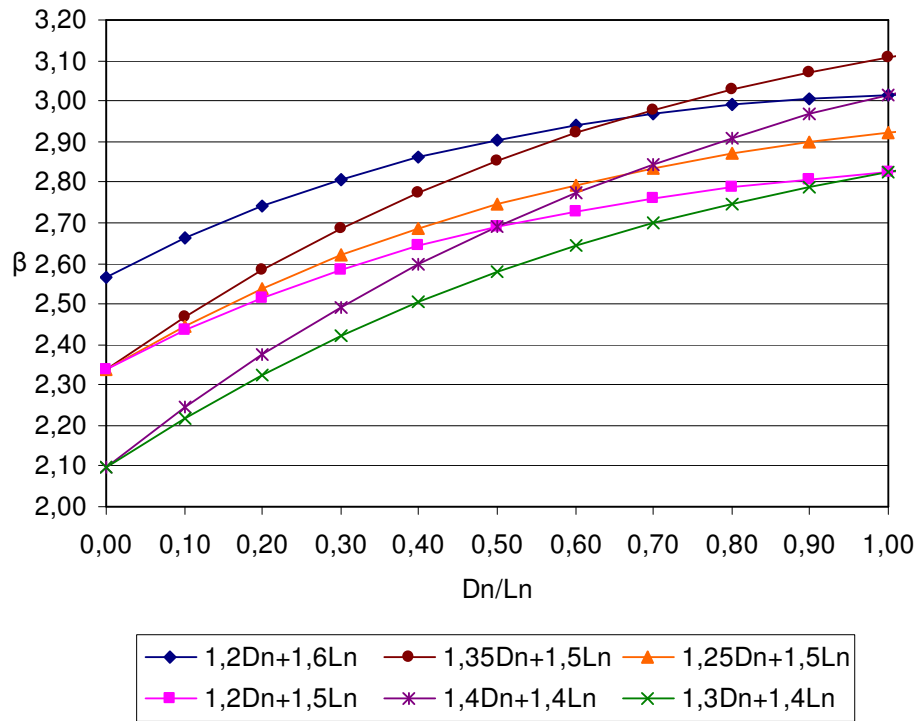


Figura 5.12 – Variação do índice de confiabilidade para flexão composta (caso 2)

A tabela 5.7 apresenta a variação do índice de confiabilidade para o estado limite flexão composta. A análise dos valores revela que o índice de confiabilidade β , apesar dos desvios, tem forte tendência ao valor alvo de 2,5. Entretanto, o caso 7 apresenta valores bem superiores à β_o . Valores inferiores a 2,5 podem ser observados para as combinações *E* e *F*.

Tabela 5.7 - Variação do índice de confiabilidade para flexão composta ($\phi_c = 0,85$)

Índice de confiabilidade β												
Caso	COMB. A		COMB. B		COMB. C		COMB. D		COMB. E		COMB. F	
	1,2Dn + 1,6Ln		1,35Dn + 1,5Ln		1,25Dn + 1,5Ln		1,2Dn + 1,5Ln		1,4Dn + 1,4Ln		1,3Dn + 1,4Ln	
	Dn/Ln = 0,2	Dn/Ln = 0,33	Dn/Ln = 0,2	Dn/Ln = 0,33	Dn/Ln = 0,2	Dn/Ln = 0,33	Dn/Ln = 0,2	Dn/Ln = 0,33	Dn/Ln = 0,2	Dn/Ln = 0,33	Dn/Ln = 0,2	Dn/Ln = 0,33
1	2,72	2,81	2,57	2,70	2,52	2,62	2,50	2,59	2,35	2,51	2,30	2,43
2	2,74	2,82	2,58	2,71	2,54	2,64	2,52	2,60	2,37	2,52	2,33	2,45
3	2,88	2,97	2,73	2,86	2,68	2,79	2,66	2,75	2,52	2,67	2,47	2,60
4	2,98	3,07	2,83	2,97	2,79	2,90	2,77	2,86	2,63	2,79	2,58	2,71
5	2,89	2,97	2,75	2,86	2,71	2,80	2,69	2,76	2,56	2,69	2,51	2,62
6	2,95	3,04	2,80	2,93	2,75	2,86	2,73	2,82	2,59	2,75	2,54	2,67
7	3,37	3,49	3,21	3,38	3,16	3,31	3,14	3,27	3,00	3,19	2,95	3,12
8	2,88	2,98	2,73	2,87	2,68	2,79	2,66	2,75	2,52	2,68	2,47	2,60
9	2,81	2,88	2,66	2,78	2,62	2,71	2,60	2,67	2,42	2,60	2,42	2,53

Nota: os casos estão definidos na Tabela 4.2

5.5 Enrijecedores

Apresenta-se nas figuras 5.13 e 5.14 a variação do índice de confiabilidade β para enrijecedores transversais. O coeficiente de minoração da resistência ϕ_c adotado é de 0,85.

Na figura 5.15 apresenta-se a variação do índice de confiabilidade β para enrijecedores de força cortante. O coeficiente de minoração da resistência ϕ_v adotado igual a 0,90. Os dados estatísticos dos casos analisados foram apresentados no item 4.2.4.

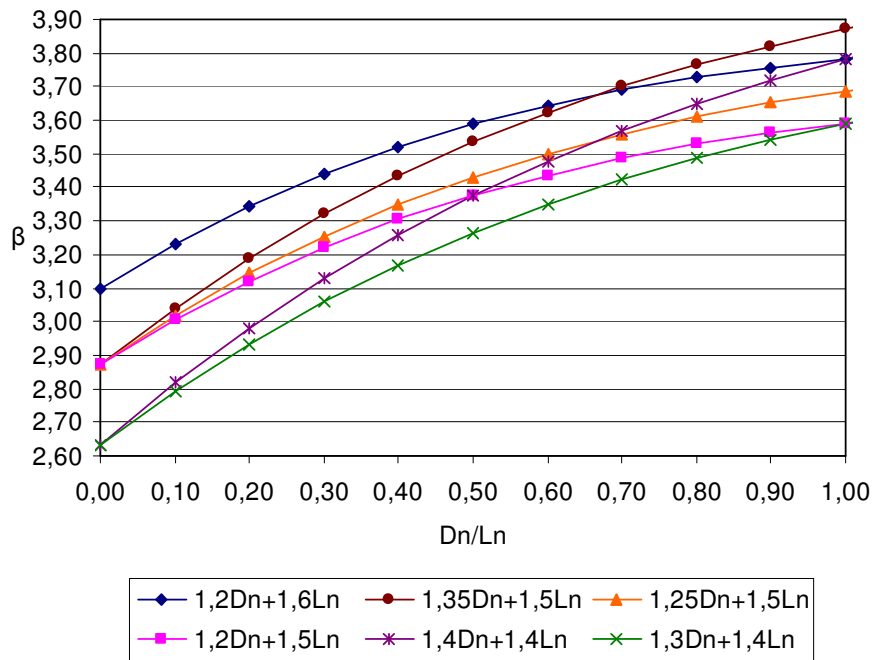


Figura 5.13 – Variação do índice de confiabilidade para enrijecedores transversais (caso 1)

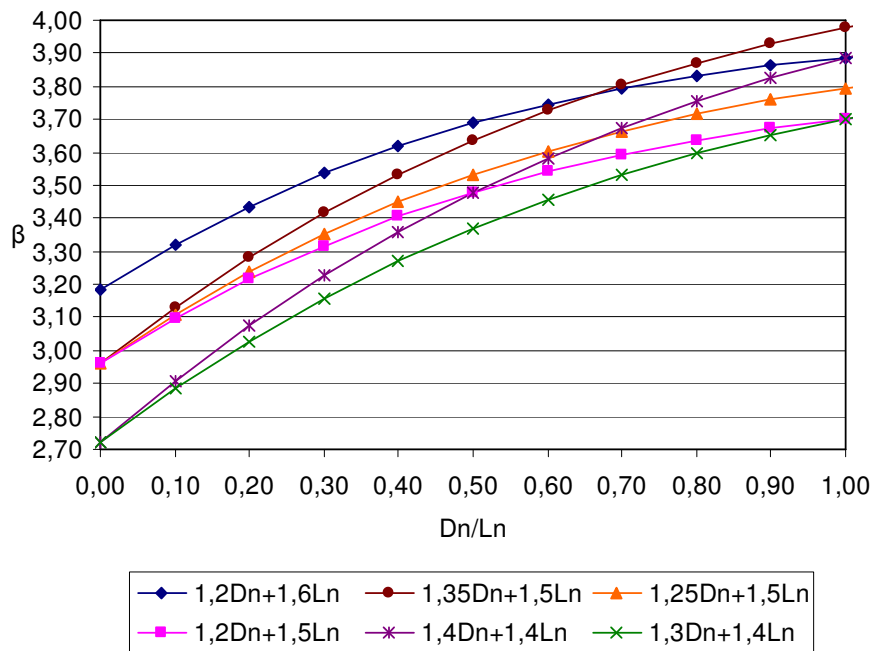


Figura 5.14 – Variação do índice de confiabilidade para enrijecedores transversais (caso 2)

A tabela 5.8 apresenta a variação do índice de confiabilidade para enrijecedores transversais. Observa-se que os valores de β obtidos neste estudo são bem superiores ao índice de confiabilidade alvo.

Tabela 5.8 - Variação do índice de confiabilidade para enrijecedores transversais
($\phi_c = 0,85$)

Índice de confiabilidade β												
Caso	COMB. A		COMB. B		COMB. C		COMB. D		COMB. E		COMB. F	
	1,2Dn + 1,6Ln		1,35Dn + 1,5Ln		1,25Dn + 1,5Ln		1,2Dn + 1,5Ln		1,4Dn + 1,4Ln		1,3Dn + 1,4Ln	
	Dn/Ln = 0,2	Dn/Ln = 0,33	Dn/Ln = 0,2	Dn/Ln = 0,33	Dn/Ln = 0,2	Dn/Ln = 0,33	Dn/Ln = 0,2	Dn/Ln = 0,33	Dn/Ln = 0,2	Dn/Ln = 0,33	Dn/Ln = 0,2	Dn/Ln = 0,33
1	3,34	3,47	3,19	3,36	3,14	3,28	3,12	3,25	2,98	3,17	2,93	3,09
2	3,44	3,56	3,28	3,45	3,24	3,38	3,22	3,34	3,08	3,27	3,03	3,19
3	3,38	3,51	3,23	3,40	3,19	3,33	3,16	3,29	3,02	3,21	2,98	3,14

Nota: os casos estão definidos na Tabela 4.9

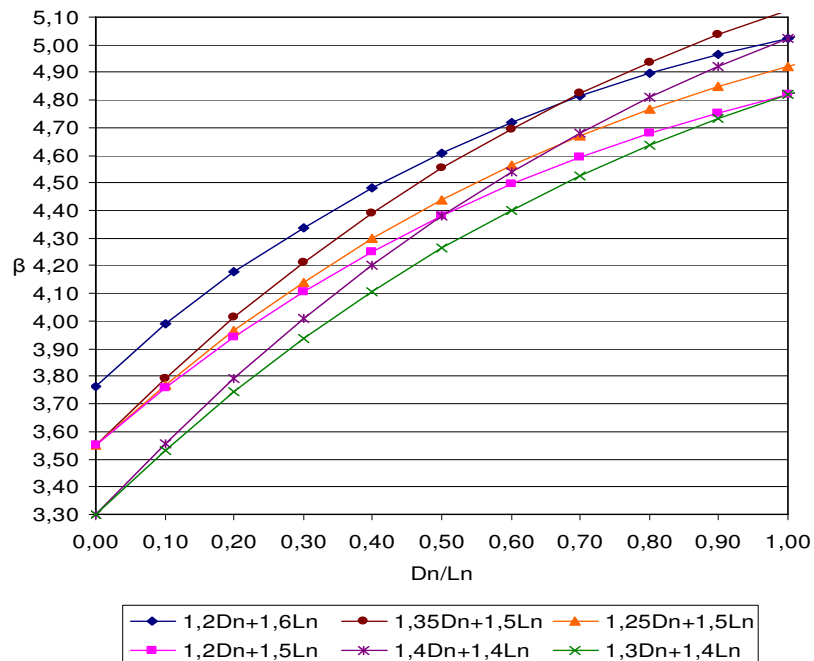


Figura 5.15 – Variação do índice de confiabilidade para enrijecedores para força cortante

A tabela 5.9 apresenta a variação do índice de confiabilidade para enrijecedores para força cortante (caso único). Observa-se que os valores de β obtidos neste estudo são bem superiores ao índice de confiabilidade alvo, tal como a variação do índice de confiabilidade para enrijecedores transversais apresentado na tabela 5.8.

Tabela 5.9 - Variação do índice de confiabilidade para enrijecedores para força cortante ($\phi_v = 0,90$)

Índice de confiabilidade β												
Caso	COMB. A 1,2Dn + 1,6Ln		COMB. B 1,35Dn + 1,5Ln		COMB. C 1,25Dn + 1,5Ln		COMB. D 1,2Dn + 1,5Ln		COMB. E 1,4Dn + 1,4Ln		COMB. F 1,3Dn + 1,4Ln	
	Dn/Ln = 0,2	Dn/Ln = 0,33	Dn/Ln = 0,2	Dn/Ln = 0,33	Dn/Ln = 0,2	Dn/Ln = 0,33	Dn/Ln = 0,2	Dn/Ln = 0,33	Dn/Ln = 0,2	Dn/Ln = 0,33	Dn/Ln = 0,2	Dn/Ln = 0,33
	1	4,18	4,38	3,79	4,01	3,77	3,97	3,76	3,94	3,56	4,07	3,53

Nota: os casos estão definidos na Tabela 4.10

5.6 Ligações Soldadas

Apresenta-se nas figuras 5.16 e 5.17 a variação do índice de confiabilidade β para o estado limite ruptura do metal base e na figuras 5.18 a variação do índice de confiabilidade β para o estado limite tração em pontos de solda por arco. Os dados estatísticos dos casos analisados, bem como os valores de ϕ foram apresentados no item 4.2.5.

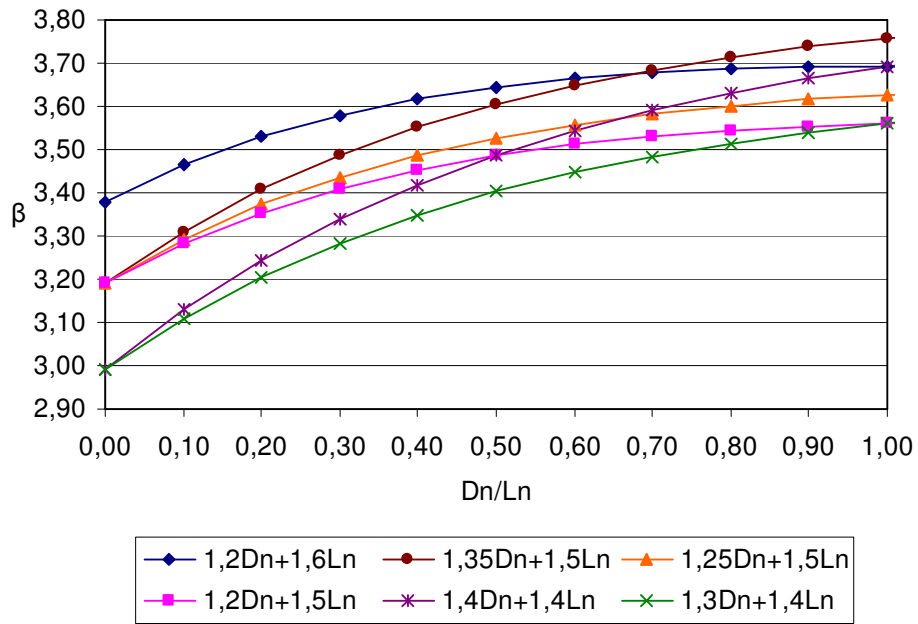


Figura 5.16 – Variação do índice de confiabilidade para o estado limite ruptura do metal base (caso 1)

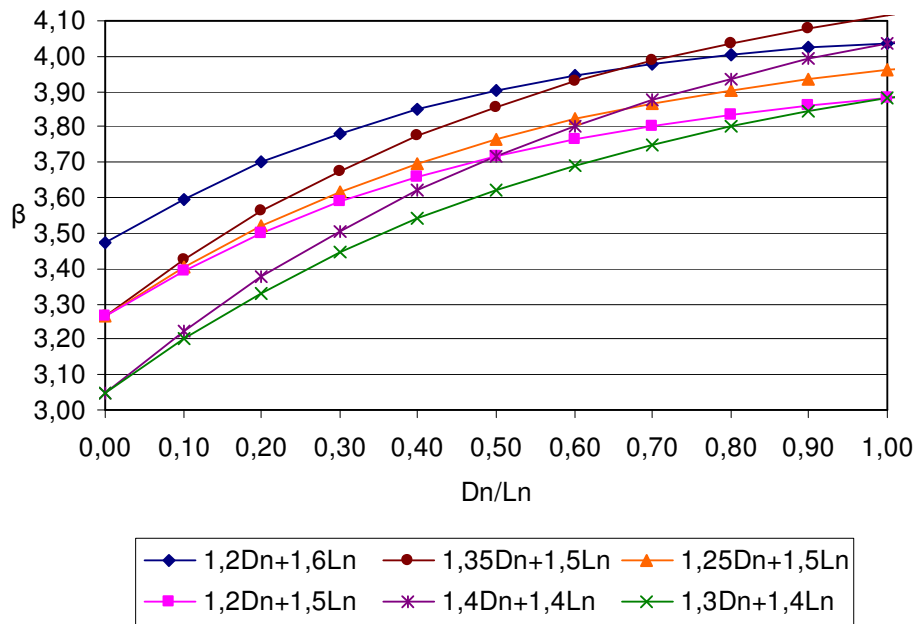


Figura 5.17 – Variação do índice de confiabilidade para ruptura do metal base (caso 3)

A tabela 5.10 apresenta a variação do índice de confiabilidade para o estado limite ruptura do metal base em ligações soldadas, de todos os casos considerados na análise. Nos casos 1, 3 e 5, o fator de resistência ϕ foi considerado igual a 0,60. No caso 2 ϕ foi considerado 0,50 e no caso 4 igual a 0,55.

Tabela 5.10 - Variação do índice de confiabilidade para o estado limite ruptura do metal base

Índice de confiabilidade β												
Caso	COMB. A 1,2Dn + 1,6Ln		COMB. B 1,35Dn + 1,5Ln		COMB. C 1,25Dn + 1,5Ln		COMB. D 1,2Dn + 1,5Ln		COMB. E 1,4Dn + 1,4Ln		COMB. F 1,3Dn + 1,4Ln	
	Dn/Ln = 0,2	Dn/Ln = 0,33	Dn/Ln = 0,2	Dn/Ln = 0,33	Dn/Ln = 0,2	Dn/Ln = 0,33	Dn/Ln = 0,2	Dn/Ln = 0,33	Dn/Ln = 0,2	Dn/Ln = 0,33	Dn/Ln = 0,2	Dn/Ln = 0,33
	Pontos de Solda por Arco											
1	3,53	3,59	3,41	3,51	3,37	3,45	3,35	3,42	3,24	3,36	3,21	3,31
2	3,68	3,74	3,56	3,66	3,52	3,60	3,50	3,58	3,40	3,52	3,36	3,46
Solda de Filete												
3	3,70	3,80	3,56	3,71	3,52	3,64	3,50	3,61	3,37	3,54	3,33	3,48
4	3,52	3,61	3,38	3,52	3,34	3,45	3,32	3,42	3,20	3,35	3,16	3,29
5	3,71	3,80	3,57	3,71	3,53	3,65	3,51	3,61	3,39	3,55	3,35	3,48

Nota: os casos estão definidos na Tabela 4.11

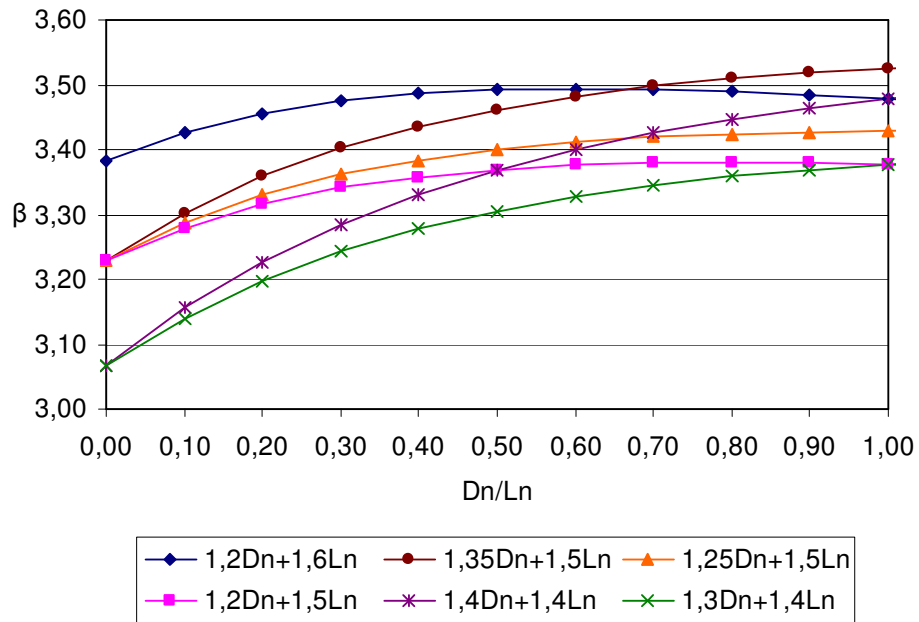


Figura 5.18 – Variação do índice de confiabilidade para tração de pontos de solda por arco

A tabela 5.11 apresenta a variação do índice de confiabilidade para o estado limite tração de pontos de solda por arco, de todos os casos considerados na análise. Observa-se que todos os casos apresenta valores inferiores ao índice de confiabilidade alvo de 3,5.

Tabela 5.11 - Variação do índice de confiabilidade para tração de pontos de solda por arco ($\phi = 0,65$)

Índice de confiabilidade β												
Caso	COMB. A 1,2Dn + 1,6Ln		COMB. B 1,35Dn + 1,5Ln		COMB. C 1,25Dn + 1,5Ln		COMB. D 1,2Dn + 1,5Ln		COMB. E 1,4Dn + 1,4Ln		COMB. F 1,3Dn + 1,4Ln	
	Dn/Ln = 0,2	Dn/Ln = 0,33	Dn/Ln = 0,2	Dn/Ln = 0,33	Dn/Ln = 0,2	Dn/Ln = 0,33	Dn/Ln = 0,2	Dn/Ln = 0,33	Dn/Ln = 0,2	Dn/Ln = 0,33	Dn/Ln = 0,2	Dn/Ln = 0,33
	1	3,46	3,48	3,36	3,41	3,33	3,37	3,32	3,35	3,23	3,30	3,20

Nota: os casos estão definidos na Tabela 4.12

5.7 Ligações Parafusadas

Apresenta-se nas figuras 5.19 a 5.21 a variação do índice de confiabilidade β para ligações parafusadas. Os dados estatísticos dos casos analisados, bem como os valores de ϕ foram apresentados no item 4.2.6.

A figura 5.19 apresenta um caso de rasgamento entre furos ou entre furo e borda, a figura 5.20 um caso de ruptura por tração na seção líquida e a figura 5.21 um caso de esmagamento.

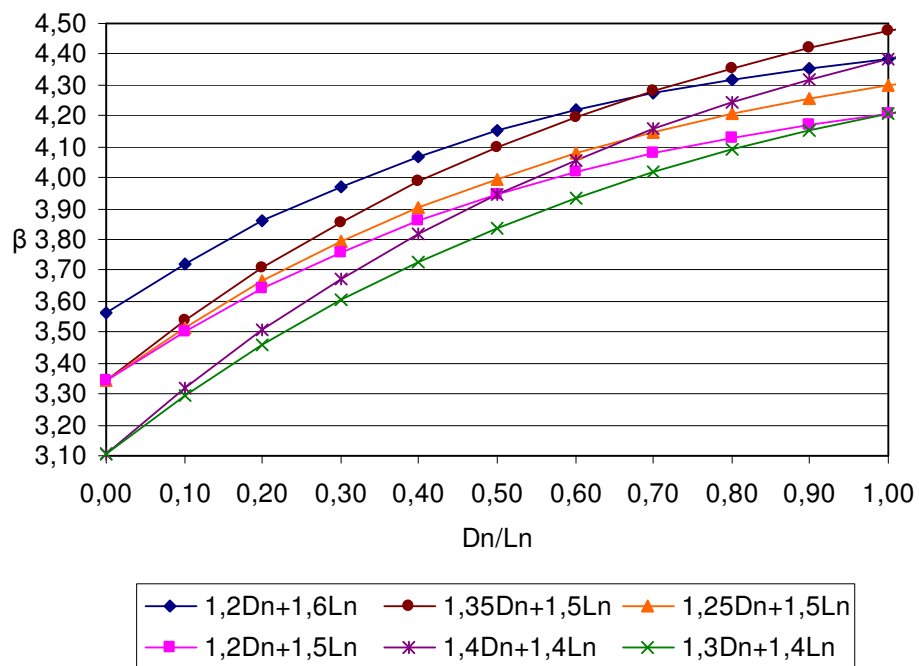


Figura 5.19 – Variação do índice de confiabilidade para ligações parafusadas (caso 1)

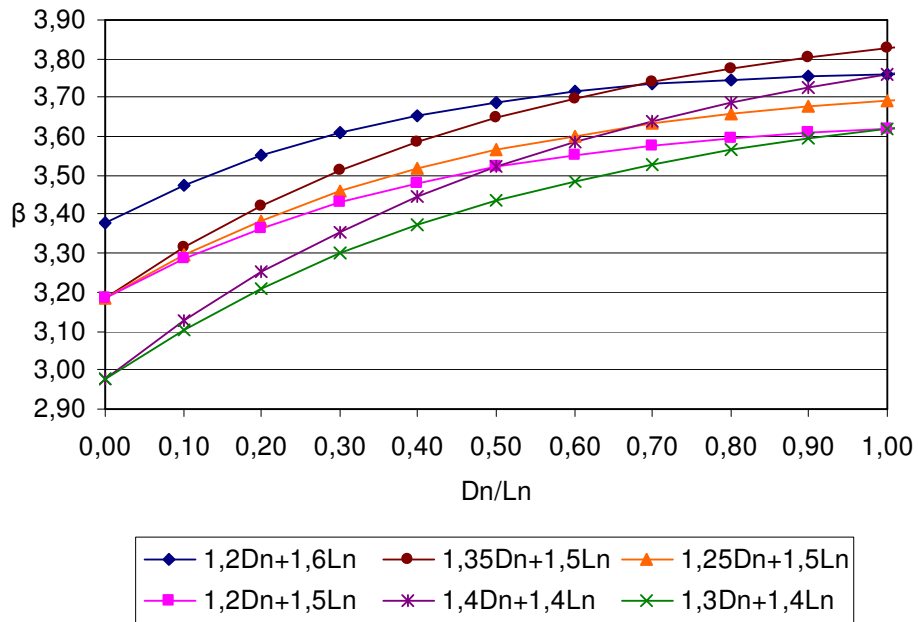


Figura 5.20 – Variação do índice de confiabilidade para ligações parafusadas (caso 7)

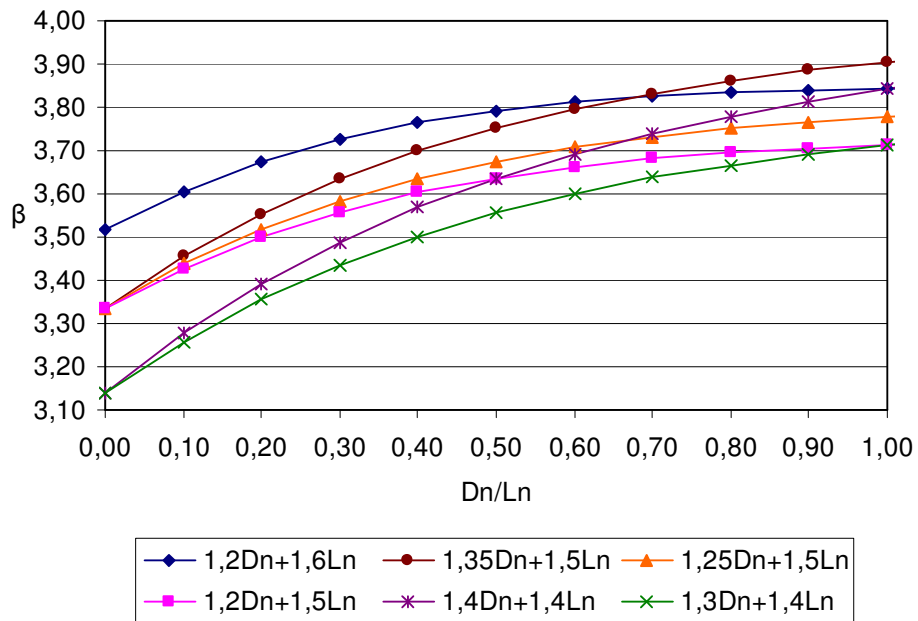


Figura 5.21 – Variação do índice de confiabilidade para ligações parafusadas (caso 10)

A tabela 5.12 apresenta a variação do índice de confiabilidade para ligações parafusadas, de todos os casos considerados na análise. Os dados estatísticos e valores de ϕ de cada caso podem ser visualizados na tabela 4.13. Observa-se que, de um modo geral, os valores são adequados em relação ao índice de confiabilidade alvo para ligações. Apenas os caso 8 e 12 apresentaram a maioria dos valores inferiores ao valor alvo.

Tabela 5.12 - Variação do índice de confiabilidade para ligações parafusadas

Índice de confiabilidade β												
Caso	COMB. A 1,2Dn + 1,6Ln		COMB. B 1,35Dn + 1,5Ln		COMB. C 1,25Dn + 1,5Ln		COMB. D 1,2Dn + 1,5Ln		COMB. E 1,4Dn + 1,4Ln		COMB. F 1,3Dn + 1,4Ln	
	Dn/Ln = 0,2	Dn/Ln = 0,33	Dn/Ln = 0,2	Dn/Ln = 0,33	Dn/Ln = 0,2	Dn/Ln = 0,33	Dn/Ln = 0,2	Dn/Ln = 0,33	Dn/Ln = 0,2	Dn/Ln = 0,33	Dn/Ln = 0,2	Dn/Ln = 0,33
	Rasgamento entre furos ou entre furo e borda											
1	3,86	4,00	3,71	3,90	3,66	3,83	3,64	3,79	3,50	3,72	3,46	3,64
2	3,88	4,01	3,73	3,91	3,69	3,84	3,67	3,80	3,54	3,73	3,49	3,66
3	3,65	3,83	3,48	3,71	3,43	3,63	3,41	3,59	3,26	3,50	3,21	3,42
4	3,93	4,11	3,78	4,00	3,73	3,92	3,71	3,88	3,56	3,80	3,51	3,72
5	3,67	3,82	3,52	3,71	3,48	3,63	3,45	3,60	3,31	3,52	3,27	3,45
6	3,90	3,99	3,77	3,90	3,73	3,84	3,71	3,81	3,59	3,75	3,55	3,69
Ruptura por tração na secção líquida												
7	3,55	3,62	3,42	3,54	3,39	3,48	3,37	3,45	3,25	3,38	3,21	3,32
8	3,42	3,49	3,30	3,40	3,26	3,34	3,24	3,31	3,13	3,25	3,09	3,19
9	3,68	3,80	3,54	3,70	3,49	3,63	3,47	3,60	3,34	3,53	3,30	3,46
Pressão de contato (Esmagamento)												
10	3,67	3,74	3,55	3,66	3,52	3,60	3,50	3,57	3,39	3,51	3,36	3,46
11	3,84	4,02	3,68	3,90	3,63	3,83	3,60	3,79	3,46	3,71	3,41	3,63
12	3,45	3,52	3,32	3,43	3,28	3,37	3,26	3,34	3,15	3,28	3,11	3,22
13	4,10	4,25	3,95	4,14	3,90	4,07	3,88	4,06	3,75	3,97	3,70	3,89
14	3,81	4,01	3,64	3,89	3,59	3,81	3,57	3,76	3,42	3,68	3,36	3,60
15	3,74	3,93	3,58	3,81	3,53	3,73	3,50	3,69	3,35	3,61	3,30	3,52

Nota: os casos estão definidos na Tabela 4.13

Capítulo 6

Avaliação do coeficiente de ponderação da resistência

6.1 Introdução

Neste capítulo é avaliado o valor do coeficiente de ponderação da resistência. A análise consiste em realizar os procedimentos de calibração da norma de acordo com a metodologia utilizada por Hsiao (1989). Será considerada nesta análise a variação da relação D_n/L_n , para as mesmas combinações de carga e dados estatísticos citados no capítulo anterior. O índice de confiabilidade alvo considerado na análise é 2,5 para barras e 3,5 para ligações.

Para uma análise mais racional dos resultados, o foco principal será a comparação das curvas para as relações D_n/L_n iguais a 0,2 e 0,33, tendo em vista que esses valores foram utilizados na calibração das normas de perfis formados a frio do AISI e do CSA.

6.2 Barras submetidas à flexão simples

6.2.1 Momento fletor

6.2.1.1 Início do escoamento da seção efetiva

Nas figuras 6.1 e 6.2 são apresentados os valores do coeficiente de ponderação da resistência ϕ de dois casos: perfis com mesas comprimidas enrijecidas ou parcialmente enrijecidas e perfis com mesas comprimidas não enrijecidas.

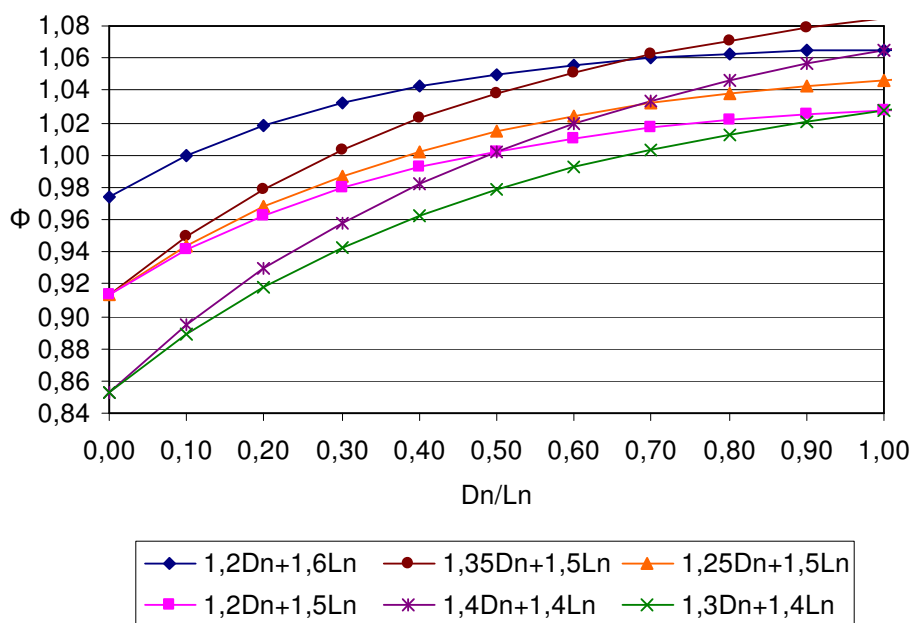


Figura 6.1 – Variação do coeficiente de ponderação da resistência para o início do escoamento da seção efetiva (Caso FF. FW. $\phi_b=0,95$)

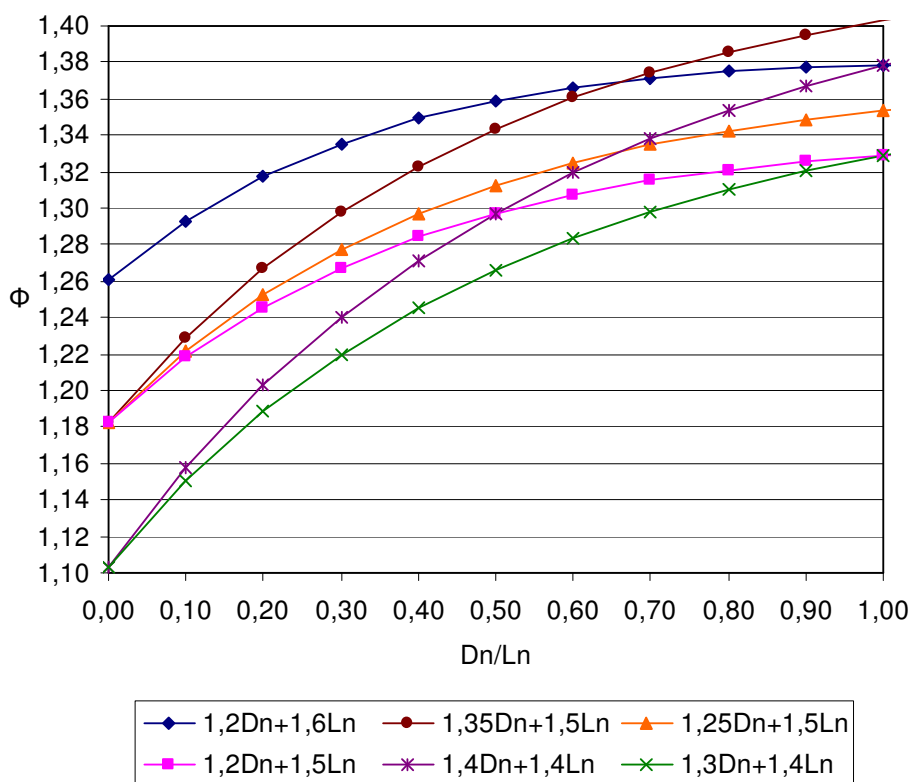


Figura 6.2 – Variação do coeficiente de ponderação da resistência para o início do escoamento da seção efetiva (Caso FF. FW.; $\phi_b=0,90$)

A tabela 6.2 apresenta os valores do coeficiente de ponderação da resistência ϕ para a confiabilidade alvo $\beta = 2,5$. No caso de Mesas Comprimadas Enrijecidas ou Parcialmente Enrijecidas, as combinações A e B apresentaram resultados satisfatórios quando comparados ao valor $\phi_b = 0,95$. Porém para as combinações C, D, E e F é viável utilizar ϕ_b na faixa de 0,85 a 0,90. Também é possível adotar um maior rigor, nos casos em que a alma ou a mesa do perfil não trabalhe plenamente efetiva.

No caso de Mesas Comprimadas não Enrijecidas, as combinações A, B, C e D, apresentaram resultados satisfatórios quando comparados ao valor $\phi_b=0,95$. Porém para as combinações E e F é viável utilizar $\phi_b = 0,85$.

Verifica-se ainda, a consistência da análise com os valores encontrados na combinação A e relação $D_n/L_n = 0,2$, ou seja, os mesmos critérios utilizados por Hsiao (1989). Neste caso os valores $\phi_b=0,95$ e $\phi_b=0,90$ são apropriados.

Tabela 6.2 - Variação do coeficiente de ponderação da resistência para o início do escoamento da seção efetiva

Fator de resistência ϕ												
Caso	COMB. A 1,2Dn + 1,6Ln		COMB. B 1,35Dn + 1,5Ln		COMB. C 1,25Dn + 1,5Ln		COMB. D 1,2Dn + 1,5Ln		COMB. E 1,4Dn + 1,4Ln		COMB. F 1,3Dn + 1,4Ln	
	Dn/Ln = 0,2	Dn/Ln = 0,33	Dn/Ln = 0,2	Dn/Ln = 0,33	Dn/Ln = 0,2	Dn/Ln = 0,33	Dn/Ln = 0,2	Dn/Ln = 0,33	Dn/Ln = 0,2	Dn/Ln = 0,33	Dn/Ln = 0,2	Dn/Ln = 0,33
Mesas Comprimidas Enrijecidas ou Parcialmente Enrijecidas												
FF. FW.	1,02	1,04	0,98	1,01	0,97	0,99	0,96	0,98	0,93	0,97	0,92	0,95
PF. FW.	0,99	1,01	0,96	0,98	0,94	0,97	0,94	0,96	0,91	0,94	0,90	0,92
PF.PW.	0,96	0,95	0,93	0,96	0,91	0,94	0,91	0,93	0,88	0,91	0,87	0,89
Mesas Comprimidas não Enrijecidas												
FF. FW.	1,32	1,34	1,27	1,31	1,25	1,28	1,25	1,27	1,20	1,25	1,19	1,23
PF. FW.	0,95	0,96	0,91	0,94	0,90	0,92	0,90	0,91	0,87	0,89	0,86	0,88
PF.PW.	0,94	0,96	0,91	0,93	0,90	0,92	0,89	0,91	0,86	0,89	0,85	0,88

Nota: os casos estão definidos na Tabela 4.2

6.2.1.2 Flambagem lateral com torção

Nas figuras 6.3 e 6.4 são apresentados os valores do coeficiente de ponderação da resistência ϕ_b de dois casos: (1) aproximação AISI e (2) aproximação teórica com $J = 0,0026 \text{ in}^4$.

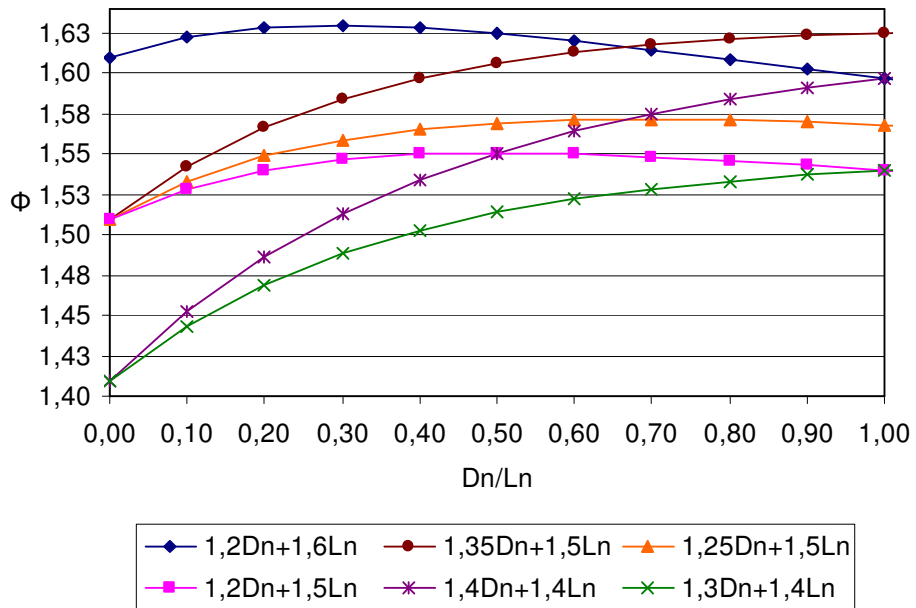


Figura 6.3 – Variação do coeficiente de ponderação da resistência para flambagem lateral com torção (Caso 1)

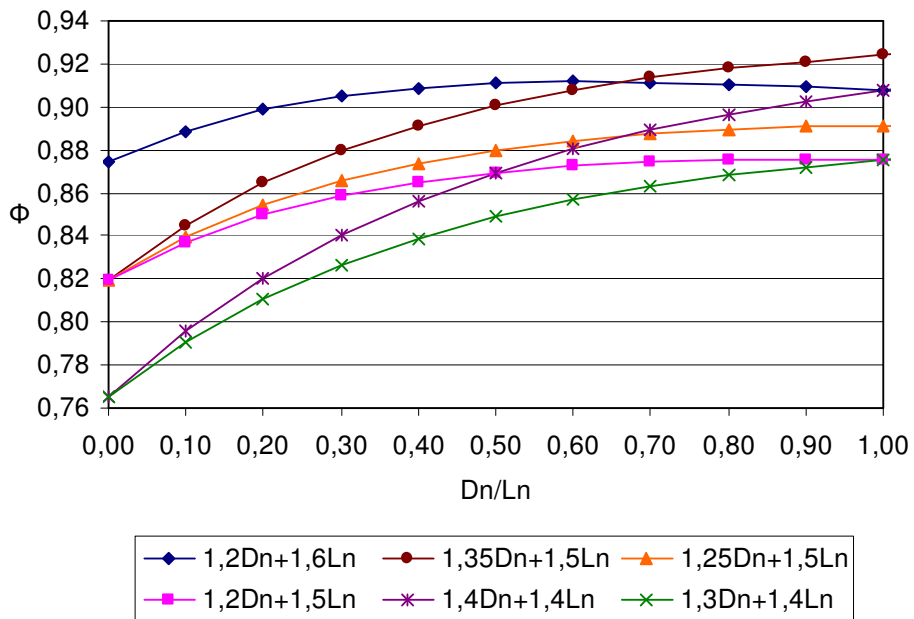


Figura 6.4 – Variação do coeficiente de ponderação da resistência para flambagem lateral com torção (Caso 2)

A tabela 6.3 apresenta os valores do coeficiente de ponderação da resistência ϕ_b para a confiabilidade alvo $\beta = 2,5$. Em todos os casos pode-se considerar $\phi_b = 0,90$. Uma análise mais rigorosa pode levar a uma redução desse valor para 0,85. Porém, pode-se concluir que a diferença nos valores avaliados de ϕ_b se deve principalmente à variação de P_m . Isto quer dizer que, quando existe uma proximidade entre o valor do momento determinado experimentalmente e o valor do momento predito, a confiança diminui e assim a tendência é de se adotar um coeficiente de ponderação da resistência menor.

Verifica-se ainda, a consistência da análise com os valores encontrados na combinação A e relação $D_n/L_n = 0,2$, ou seja, os mesmos critérios utilizados por Hsiao (1989). Neste caso o valor $\phi_b = 0,90$ é apropriado, já que o valor mínimo obtido foi de 0,87.

Tabela 6.3 - Variação do coeficiente de ponderação da resistência para flambagem lateral com torção

Fator de resistência ϕ												
Caso	COMB. A 1,2Dn + 1,6Ln		COMB. B 1,35Dn + 1,5Ln		COMB. C 1,25Dn + 1,5Ln		COMB. D 1,2Dn + 1,5Ln		COMB. E 1,4Dn + 1,4Ln		COMB. F 1,3Dn + 1,4Ln	
	Dn/Ln = 0,2	Dn/Ln = 0,33	Dn/Ln = 0,2	Dn/Ln = 0,33	Dn/Ln = 0,2	Dn/Ln = 0,33	Dn/Ln = 0,2	Dn/Ln = 0,33	Dn/Ln = 0,2	Dn/Ln = 0,33	Dn/Ln = 0,2	Dn/Ln = 0,33
	1	1,63	1,63	1,57	1,59	1,55	1,56	1,54	1,55	1,49	1,52	1,47
2	0,90	0,91	0,86	0,88	0,85	0,87	0,85	0,86	0,82	0,85	0,81	0,83
3	0,87	0,87	0,83	0,85	0,82	0,84	0,82	0,83	0,79	0,81	0,78	0,80
4	1,25	1,26	1,20	1,23	1,19	1,21	1,18	1,20	1,14	1,17	1,13	1,15
5	1,34	1,35	1,29	1,32	1,28	1,30	1,27	1,28	1,23	1,26	1,21	1,24

Nota: os casos estão definidos na Tabela 4.3

6.2.2 Enrugamento da Alma

Apresenta-se nas figuras 6.5 e 6.6 a variação do coeficiente de ponderação da resistência ϕ_w de dois casos: (1) perfis de almas simples não reforçadas, com mesas

comprimadas enrijecidas e (2) perfis I. Ambos os casos são referentes à carga na extremidade sobre uma mesa.

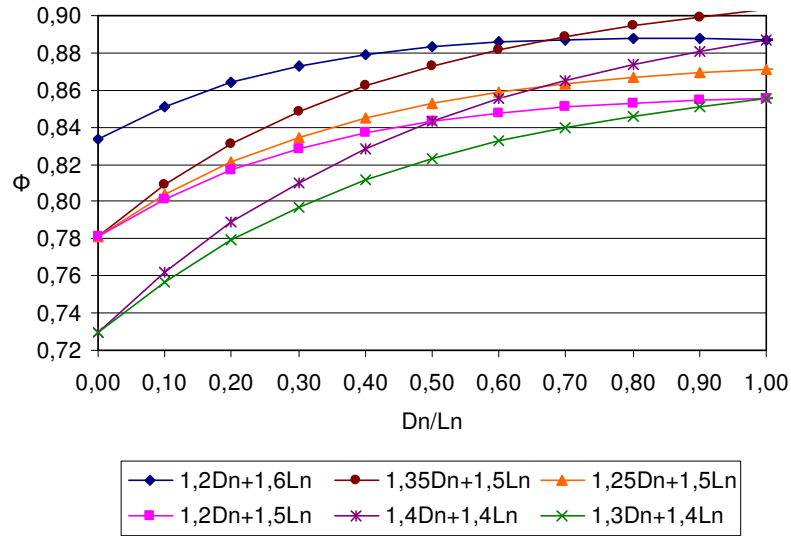


Figura 6.5 – Variação do coeficiente de ponderação da resistência para enrugamento da alma (caso 1 - SF)

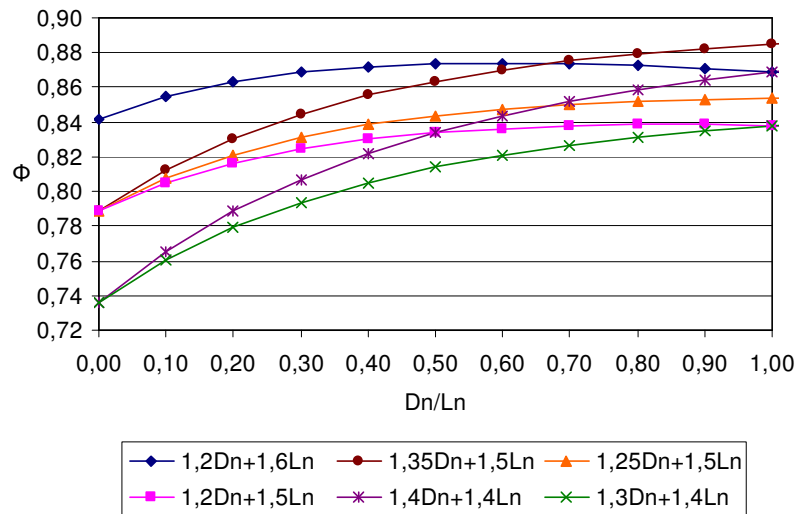


Figura 6.6 – Variação do coeficiente de ponderação da resistência para enrugamento da alma de perfis I (caso 1)

A tabela 6.4 apresenta os valores do coeficiente de ponderação da resistência ϕ_w para a confiabilidade alvo $\beta = 2,5$. Para perfis com almas simples não reforçadas, os valores de ϕ_w obtidos são satisfatórios quando comparados a 0,75, porém, quando a

ocorrência da carga concentrada se dá na região intermediária da viga, quase todos os valores são inferiores a 0,75.

Para perfis I, apenas as combinações *E* e *F* apresentaram-se insatisfatórios, ou seja, todos abaixo de 0,80. Portanto, seria adequado a adoção de um coeficiente $\phi_w = 0,75$ para as referidas combinações de carga.

Verifica-se ainda, a consistência da análise com os valores encontrados na combinação A e relação $D_n/L_n = 0,2$, ou seja, os mesmos critérios utilizados por Hsiao (1989). Neste caso os valores $\phi_w = 0,75$ e $\phi_w = 0,80$ são apropriados, apesar da ocorrência de 2 casos com valor inferior ao adotado por Hsiao (1989).

Tabela 6.4 - Variação do coeficiente de ponderação da resistência ϕ para enrugamento da alma

Fator de Resistência ϕ												
Caso	COMB. A		COMB. B		COMB. C		COMB. D		COMB. E		COMB. F	
	1,2Dn + 1,6Ln		1,35Dn + 1,5Ln		1,25Dn + 1,5Ln		1,2Dn + 1,5Ln		1,4Dn + 1,4Ln		1,3Dn + 1,4Ln	
	Dn/Ln = 0,2	Dn/Ln = 0,33	Dn/Ln = 0,2	Dn/Ln = 0,33	Dn/Ln = 0,2	Dn/Ln = 0,33	Dn/Ln = 0,2	Dn/Ln = 0,33	Dn/Ln = 0,2	Dn/Ln = 0,33	Dn/Ln = 0,2	Dn/Ln = 0,33
Perfis com Almas Simples não Reforçadas												
1(SF)	0,86	0,87	0,83	0,85	0,82	0,84	0,82	0,83	0,79	0,82	0,78	0,80
1(UF)	0,82	0,83	0,79	0,81	0,78	0,79	0,78	0,79	0,75	0,79	0,74	0,76
2(UMR)	0,86	0,88	0,83	0,85	0,82	0,84	0,82	0,83	0,79	0,82	0,78	0,80
2(CA)	0,73	0,73	0,70	0,71	0,69	0,70	0,69	0,70	0,66	0,68	0,65	0,67
2(SUM)	0,79	0,80	0,76	0,78	0,75	0,77	0,75	0,76	0,72	0,75	0,72	0,73
3(UMR)	0,88	0,89	0,85	0,87	0,84	0,86	0,83	0,85	0,80	0,83	0,80	0,82
3(CA)	1,20	1,20	1,15	1,17	1,14	1,15	1,13	1,14	1,09	1,12	1,08	1,10
3(SUM)	0,90	0,90	0,86	0,87	0,85	0,86	0,85	0,85	0,82	0,84	0,81	0,82
4(UMR)	0,86	0,88	0,83	0,85	0,82	0,84	0,82	0,83	0,79	0,82	0,78	0,80
4(CA)	0,72	0,73	0,70	0,71	0,69	0,70	0,68	0,69	0,66	0,68	0,65	0,67
4(SUM)	0,75	0,75	0,72	0,73	0,71	0,72	0,71	0,72	0,68	0,70	0,68	0,69
Perfis I												
1	0,86	0,87	0,83	0,85	0,82	0,83	0,82	0,83	0,79	0,81	0,78	0,82
2	0,82	0,83	0,79	0,81	0,78	0,79	0,78	0,79	0,75	0,77	0,74	0,76
3	0,86	0,87	0,83	0,85	0,82	0,84	0,82	0,83	0,79	0,81	0,78	0,81
4	0,89	0,90	0,86	0,88	0,85	0,87	0,84	0,86	0,81	0,84	0,80	0,83

Nota: os casos estão definidos na Tabela 4.5

6.2.3 Momento Fletor e Enrugamento da alma Combinados

Apresenta-se nas figuras 6.7 e 6.8 a variação do coeficiente de ponderação da resistência ϕ_w referentes aos ensaios realizados na Universidade de Missouri-Rolla e Universidade de Cornell.

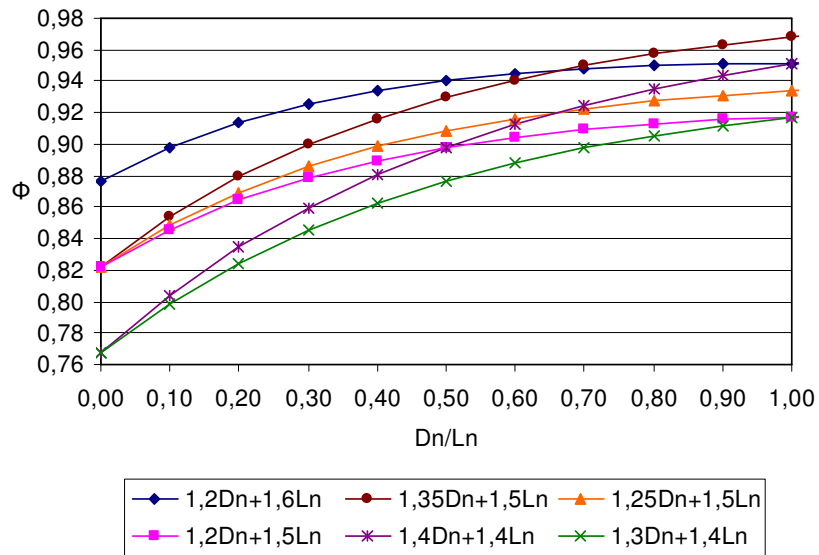


Figura 6.7 – Variação do coeficiente de ponderação da resistência para momento fletor e enrugamento da alma combinados (caso 1)

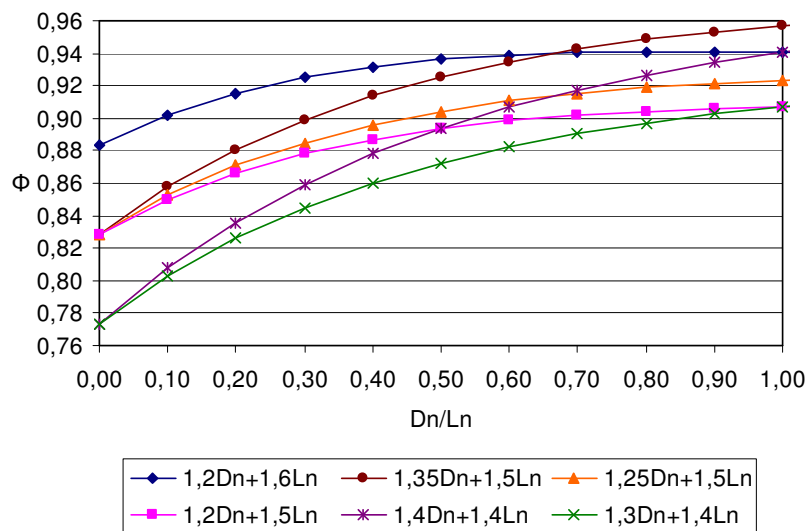


Figura 6.8 – Variação do coeficiente de ponderação da resistência para momento fletor e enrugamento da alma combinados de perfis I (caso 1)

A tabela 6.5 apresenta os valores do coeficiente de ponderação da resistência ϕ_w para a confiabilidade alvo $\beta = 2,5$. Para perfis com almas simples não reforçadas, os valores de ϕ_w obtidos são satisfatórios quando comparados a 0,75. Para perfis I, todas as combinações apresentaram valores de ϕ_w superiores a 0,80.

Verifica-se ainda, a consistência da análise com os valores encontrados na combinação A e relação $D_n/L_n = 0,2$, ou seja, os mesmos critérios utilizados por Hsiao (1989). O nível de segurança apresentado indica a possibilidade se adotar $\phi_w = 0,90$ para a combinação A.

Tabela 6.5 - Variação do coeficiente de ponderação da resistência para momento fletor e enrugamento da alma combinados

Fator de Resistência ϕ												
Caso	COMB. A		COMB. B		COMB. C		COMB. D		COMB. E		COMB. F	
	1,2Dn + 1,6Ln		1,35Dn + 1,5Ln		1,25Dn + 1,5Ln		1,2Dn + 1,5Ln		1,4Dn + 1,4Ln		1,3Dn + 1,4Ln	
	Dn/Ln = 0,2	Dn/Ln = 0,33	Dn/Ln = 0,2	Dn/Ln = 0,33	Dn/Ln = 0,2	Dn/Ln = 0,33	Dn/Ln = 0,2	Dn/Ln = 0,33	Dn/Ln = 0,2	Dn/Ln = 0,33	Dn/Ln = 0,2	Dn/Ln = 0,33
Perfis com Almas Simples não Reforçadas												
1	0,91	0,93	0,88	0,91	0,87	0,89	0,86	0,88	0,83	0,87	0,82	0,85
2	0,74	0,75	0,71	0,73	0,71	0,72	0,70	0,71	0,68	0,70	0,67	0,69
3	0,84	0,85	0,81	0,83	0,80	0,81	0,79	0,81	0,77	0,79	0,76	0,78
4	0,82	0,83	0,79	0,81	0,78	0,79	0,78	0,79	0,75	0,77	0,74	0,76
5	0,79	0,80	0,70	0,78	0,75	0,77	0,75	0,76	0,72	0,75	0,72	0,73
Perfis I												
1	0,92	0,93	0,88	0,90	0,87	0,89	0,87	0,88	0,84	0,87	0,83	0,85

Nota: os casos estão definidos na Tabela 4.6

6.3 Barras submetidas à Compressão Centrada

Apresenta-se nas figuras 6.9 e 6.10 a variação do coeficiente de ponderação da resistência ϕ_c de dois casos: (1) topo da coluna de mesas não enrijecidas com largura

plenamente efetiva e (2) topo da coluna de mesas não enrijecidas com largura parcialmente efetiva.

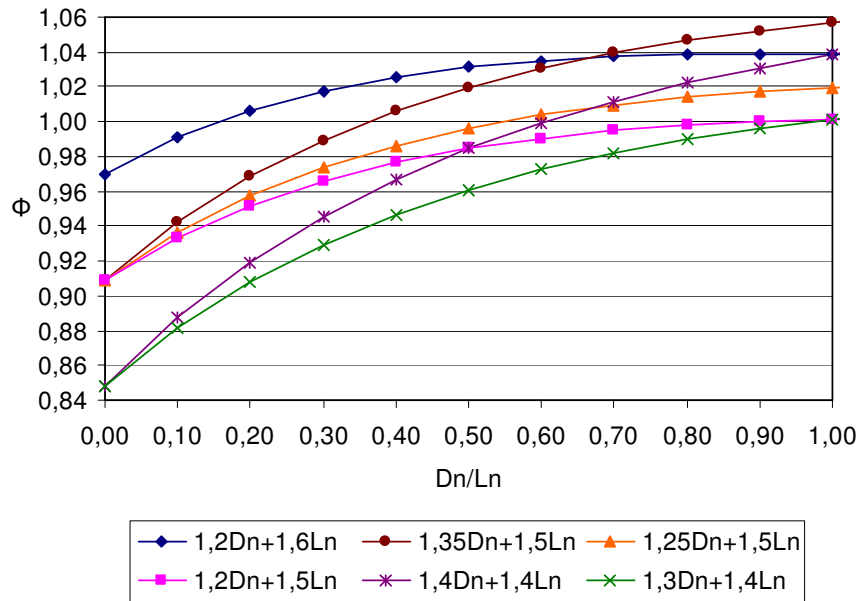


Figura 6.9 – Variação do coeficiente de ponderação da resistência para compressão centrada (caso 1)

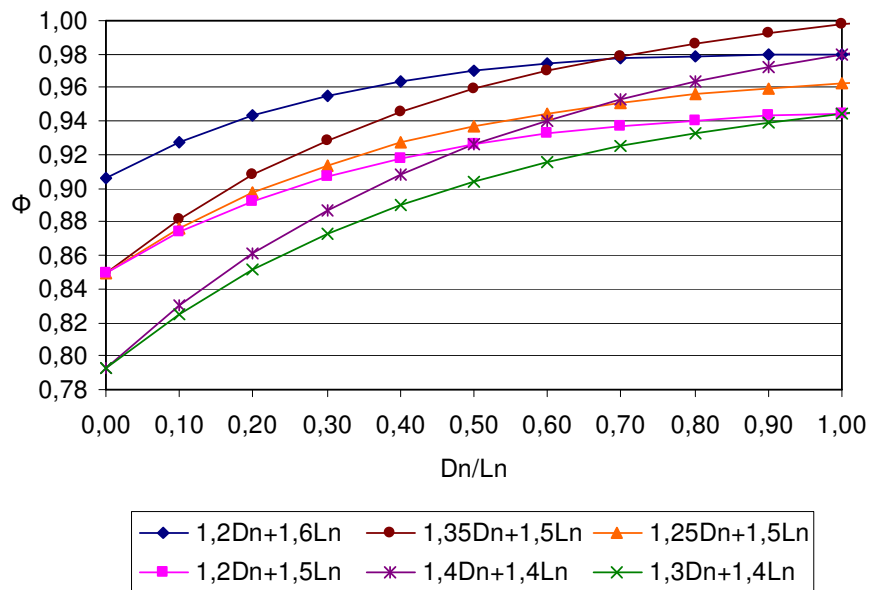


Figura 6.10 – Variação do coeficiente de ponderação da resistência para compressão centrada (caso 2)

A tabela 6.6 apresenta os valores do coeficiente de ponderação da resistência ϕ_c para a confiabilidade alvo $\beta = 2,5$. Os casos analisados, com exceção do caso 7, apresentaram valores de ϕ_c satisfatórios quando comparados a 0,85. O caso 7 refere-se à análise de colunas longas com mesas comprimidas não enrijecidas sujeitas a flambagem elástica por flexão.

Verifica-se ainda, a consistência da análise com os valores encontrados na combinação A e relação $D_n/L_n = 0,2$, ou seja, os mesmos critérios utilizados por Hsiao (1989). O nível de segurança apresentado indica a possibilidade se adotar $\phi_c = 0,90$ para a combinação A, com exceção do caso 7, cujo valor foi de 0,83. Vale ressaltar que no caso 7, a carga obtida experimentalmente é menor que a carga predita, tendo em vista que é P_m um valor menor que 1 ($P_m = 0,96330$), como se verifica na tabela 4.7.

Tabela 6.6 - Variação do coeficiente de ponderação da resistência para compressão centrada

Fator de resistência ϕ												
Caso	COMB. A		COMB. B		COMB. C		COMB. D		COMB. E		COMB. F	
	1,2Dn + 1,6Ln		1,35Dn + 1,5Ln		1,25Dn + 1,5Ln		1,2Dn + 1,5Ln		1,4Dn + 1,4Ln		1,3Dn + 1,4Ln	
	Dn/Ln = 0,2	Dn/Ln = 0,33	Dn/Ln = 0,2	Dn/Ln = 0,33	Dn/Ln = 0,2	Dn/Ln = 0,33	Dn/Ln = 0,2	Dn/Ln = 0,33	Dn/Ln = 0,2	Dn/Ln = 0,33	Dn/Ln = 0,2	Dn/Ln = 0,33
1	1,01	1,02	0,97	0,99	0,96	0,98	0,95	0,97	0,92	0,95	0,91	0,94
2	0,94	0,96	0,91	0,93	0,93	0,92	0,88	0,91	0,86	0,89	0,85	0,88
3	0,95	0,97	0,92	0,94	0,90	0,93	0,90	0,92	0,87	0,89	0,86	0,89
4	1,00	1,01	0,96	0,99	0,95	0,97	0,94	0,96	0,91	0,94	0,90	0,93
5	0,91	0,93	0,88	0,90	0,87	0,89	0,86	0,88	0,83	0,86	0,82	0,85
6	0,92	0,92	0,88	0,90	0,87	0,88	0,87	0,88	0,84	0,86	0,83	0,85
7	0,83	0,85	0,80	0,83	0,79	0,81	0,79	0,81	0,76	0,79	0,75	0,78
8	1,06	1,07	1,02	1,05	1,01	1,03	1,00	1,02	0,97	1,00	0,96	0,98
9	0,92	0,94	0,89	0,91	0,88	0,91	0,87	0,89	0,84	0,87	0,83	0,86
10	0,92	0,93	0,88	0,91	0,87	0,89	0,87	0,88	0,84	0,87	0,83	0,85
11	0,92	0,93	0,88	0,91	0,87	0,89	0,87	0,88	0,84	0,87	0,83	0,85
12	0,90	0,91	0,86	0,88	0,85	0,87	0,85	0,86	0,82	0,85	0,81	0,83
13	0,97	0,98	0,93	0,96	0,92	0,94	0,92	0,93	0,88	0,92	0,87	0,90
14	0,95	0,96	0,91	0,93	0,90	0,92	0,89	0,91	0,86	0,89	0,85	0,88

Nota: os casos estão definidos na Tabela 4.7

6.4 Barras submetidas à Flexão Composta

Apresenta-se nas figuras 6.11 e 6.12 a variação do coeficiente de ponderação da resistência ϕ_c de dois casos: (1) viga-coluna estável localmente, perfil cartola de Pekoz e Winter (1967) e (2) viga-coluna instável localmente, perfil U enrijecido de Thomasson (1978).

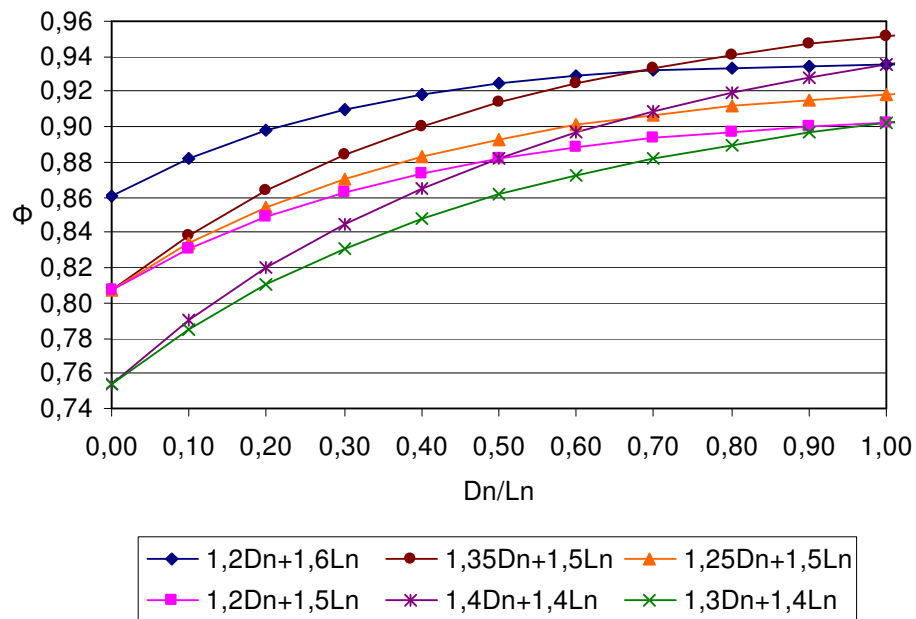


Figura 6.11 – Variação do coeficiente de ponderação da resistência para flexão composta (caso 1)

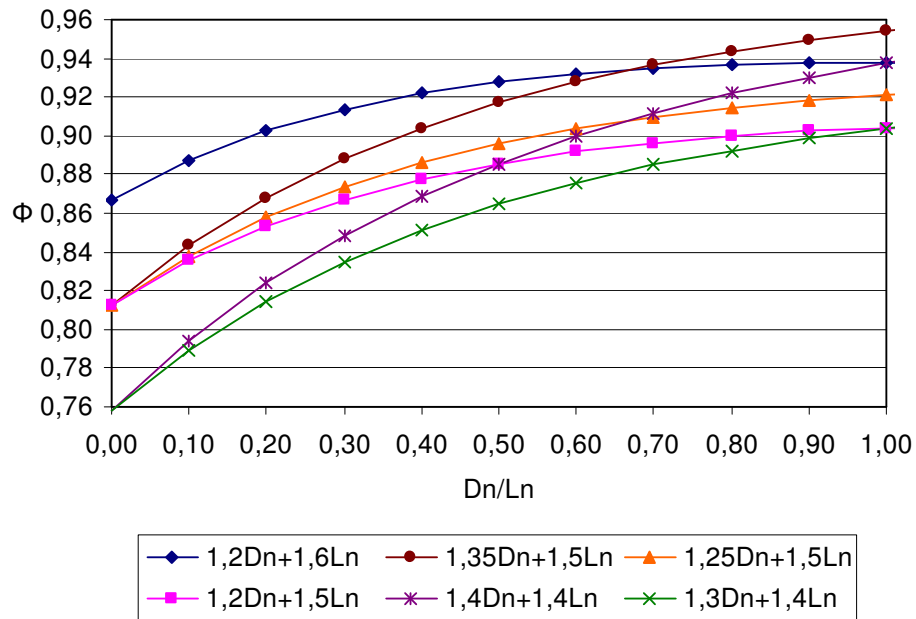


Figura 6.12 – Variação do coeficiente de ponderação da resistência para flexão composta (caso 2)

A tabela 6.7 apresenta os valores do fator de resistência ϕ_c para a confiabilidade alvo $\beta = 2,5$. Os casos analisados apresentaram valores de ϕ_c satisfatórios quando comparados a 0,85.

Verifica-se ainda, a consistência da análise com os valores encontrados na combinação A e relação $D_n/L_n = 0,2$, ou seja, os mesmos critérios utilizados por Hsiao (1989). O nível de segurança apresentado indica a possibilidade se adotar $\phi_w = 0,90$ para a combinação A.

Tabela 6.7 - Variação do coeficiente de ponderação da resistência para flexão composta

Fator de resistência ϕ												
Caso	COMB. A 1,2Dn + 1,6Ln		COMB. B 1,35Dn + 1,5Ln		COMB. C 1,25Dn + 1,5Ln		COMB. D 1,2Dn + 1,5Ln		COMB. E 1,4Dn + 1,4Ln		COMB. F 1,3Dn + 1,4Ln	
	Dn/Ln = 0,2	Dn/Ln = 0,33	Dn/Ln = 0,2	Dn/Ln = 0,33	Dn/Ln = 0,2	Dn/Ln = 0,33	Dn/Ln = 0,2	Dn/Ln = 0,33	Dn/Ln = 0,2	Dn/Ln = 0,33	Dn/Ln = 0,2	Dn/Ln = 0,33
	1	0,90	0,91	0,86	0,89	0,85	0,87	0,85	0,87	0,82	0,85	0,81
2	0,90	0,92	0,87	0,89	0,86	0,88	0,85	0,87	0,82	0,85	0,81	0,48
3	0,94	0,94	0,90	0,93	0,89	0,91	0,89	0,90	0,85	0,89	0,84	0,87
4	0,96	0,98	0,93	0,95	0,92	0,94	0,91	0,93	0,88	0,91	0,87	0,89
5	0,95	0,96	0,91	0,93	0,90	0,92	0,89	0,91	0,86	0,89	0,85	0,88
6	0,95	0,97	0,92	0,94	0,91	0,93	0,90	0,92	0,87	0,90	0,86	0,89
7	1,05	1,07	1,01	1,04	1,00	1,03	1,00	1,02	0,96	1,00	0,95	0,98
8	0,93	0,95	0,90	0,93	0,89	0,91	0,88	0,90	0,85	0,89	0,84	0,87
9	0,92	0,93	0,89	0,91	0,88	0,89	0,87	0,89	0,84	0,87	0,83	0,86

Nota: os casos estão definidos na Tabela 4.8

6.5 Enrijecedores

Apresenta-se nas figuras 6.13 e 6.14 a variação do coeficiente de ponderação da resistência ϕ de dois casos: (1) enrijecedores transversais no apoio interno e abaixo da carga concentrada e (2) enrijecedores transversais no apoio da extremidade

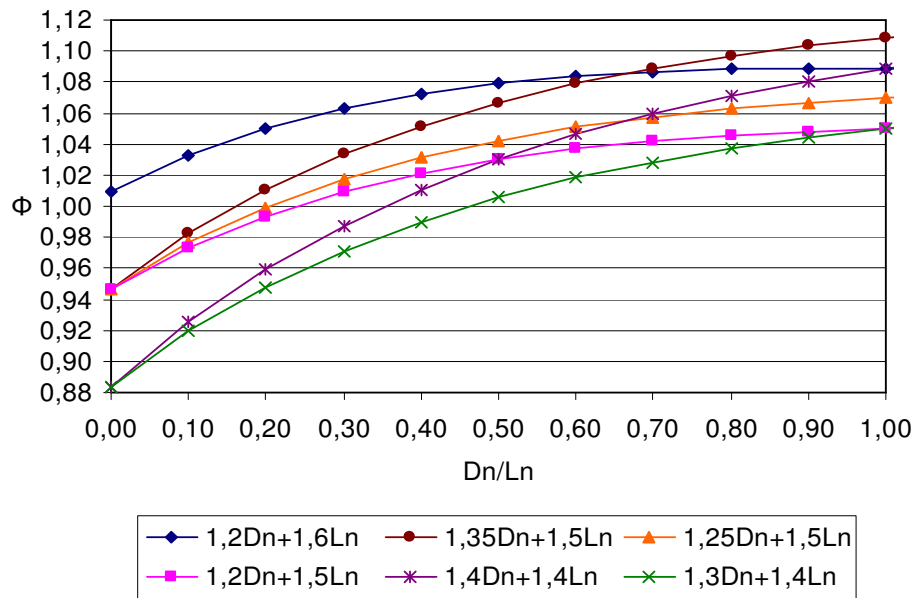


Figura 6.13 – Variação do coeficiente de ponderação da resistência para enrijecedores transversais (caso 1)

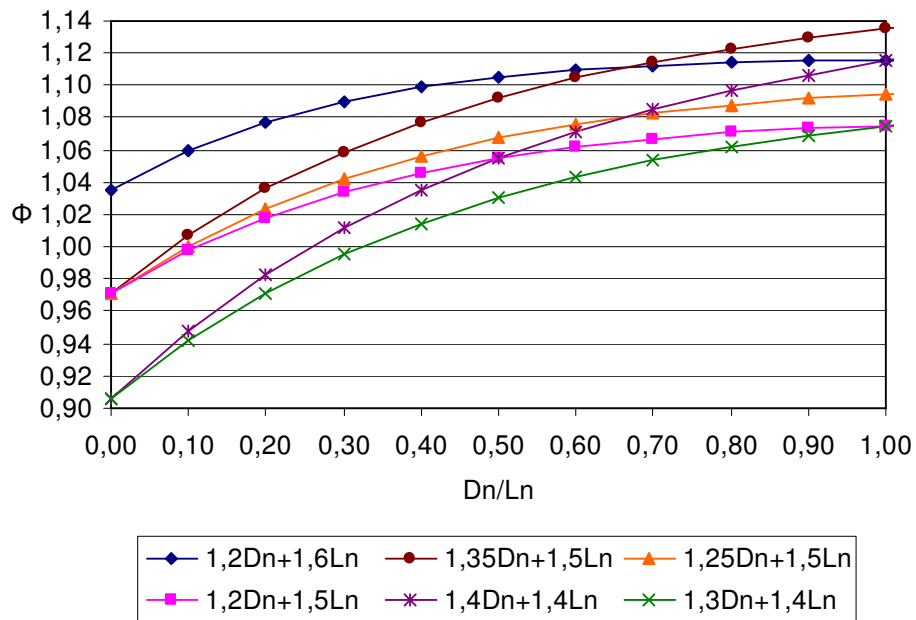


Figura 6.14 – Variação do coeficiente de ponderação da resistência para enrijecedores transversais (caso 2)

A tabela 6.8 apresenta os valores do coeficiente de ponderação da resistência ϕ_c para a confiabilidade alvo $\beta = 2,5$. Os casos analisados apresentaram valores de ϕ_c satisfatórios quando comparados a 0,85. O nível de confiança apresentado indica a possibilidade de se adotar um valor de $\phi_c = 0,95$ em todos os casos e combinações de carga.

Tabela 6.8 - Variação do coeficiente de ponderação da resistência para enrijecedores transversais

Fator de resistência ϕ												
Caso	COMB. A 1,2Dn + 1,6Ln		COMB. B 1,35Dn + 1,5Ln		COMB. C 1,25Dn + 1,5Ln		COMB. D 1,2Dn + 1,5Ln		COMB. E 1,4Dn + 1,4Ln		COMB. F 1,3Dn + 1,4Ln	
	Dn/Ln = 0,2	Dn/Ln = 0,33	Dn/Ln = 0,2	Dn/Ln = 0,33	Dn/Ln = 0,2	Dn/Ln = 0,33	Dn/Ln = 0,2	Dn/Ln = 0,33	Dn/Ln = 0,2	Dn/Ln = 0,33	Dn/Ln = 0,2	Dn/Ln = 0,33
	1	1,05	1,07	1,01	1,04	1,00	1,02	0,99	1,01	0,96	0,99	0,95
2	1,08	1,09	1,04	1,06	1,02	1,05	1,02	1,04	0,98	1,02	0,97	1,00
3	1,06	1,08	1,02	1,05	1,01	1,03	1,00	1,02	0,97	1,01	0,96	0,99

Nota: os casos estão definidos na Tabela 4.9

A figura 6.15 apresenta a variação do coeficiente de ponderação da resistência ϕ para enrijecedores para força cortante.

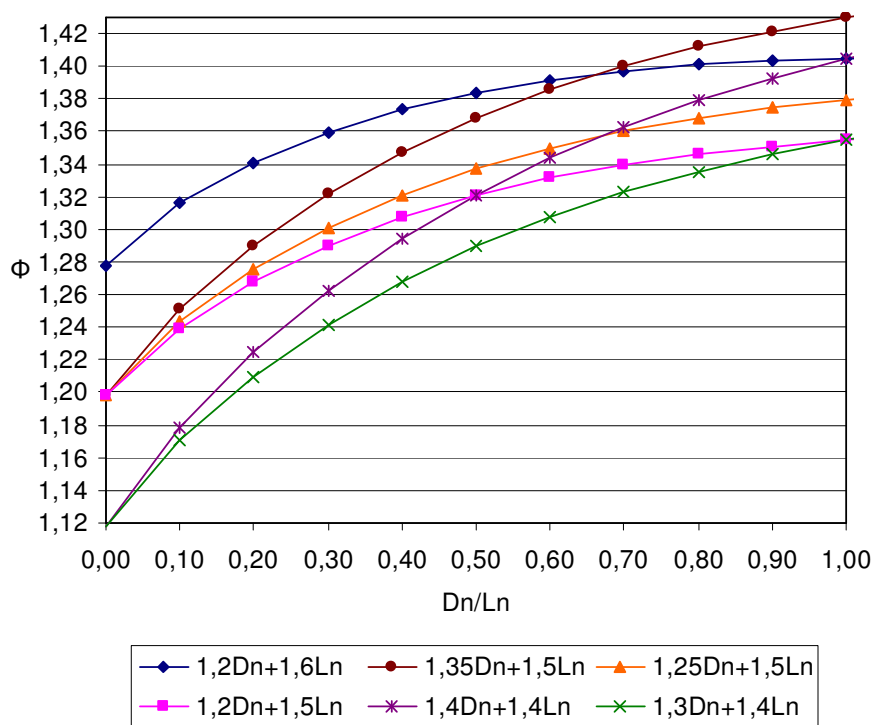


Figura 6.15 – Variação do coeficiente de ponderação da resistência para enrijecedores para força cortante

A tabela 6.9 apresenta os valores do coeficiente de ponderação da resistência ϕ_v para a confiabilidade alvo $\beta = 2,5$. Os casos analisados apresentaram valores de ϕ_v satisfatórios quando comparados a 0,90. O nível de confiança apresentado indica a possibilidade de se adotar um valor de $\phi_v = 0,95$ em todas as combinações de carga.

Tabela 6.9 - Variação do coeficiente de ponderação da resistência para enrijecedores para força cortante

Fator de resistência ϕ												
Caso	COMB. A 1,2Dn + 1,6Ln		COMB. B 1,35Dn + 1,5Ln		COMB. C 1,25Dn + 1,5Ln		COMB. D 1,2Dn + 1,5Ln		COMB. E 1,4Dn + 1,4Ln		COMB. F 1,3Dn + 1,4Ln	
	Dn/Ln = 0,2	Dn/Ln = 0,33	Dn/Ln = 0,2	Dn/Ln = 0,33	Dn/Ln = 0,2	Dn/Ln = 0,33	Dn/Ln = 0,2	Dn/Ln = 0,33	Dn/Ln = 0,2	Dn/Ln = 0,33	Dn/Ln = 0,2	Dn/Ln = 0,33
	1	1,34	1,36	1,29	1,33	1,28	1,21	1,27	1,30	1,22	1,27	1,21

Nota: os casos estão definidos na Tabela 4.10

6.6 Ligações Soldadas

Apresenta-se nas figuras 6.16 e 6.17 a variação do coeficiente de ponderação da resistência ϕ para ligações soldadas, dos casos 1 e 3, já definidos anteriormente.

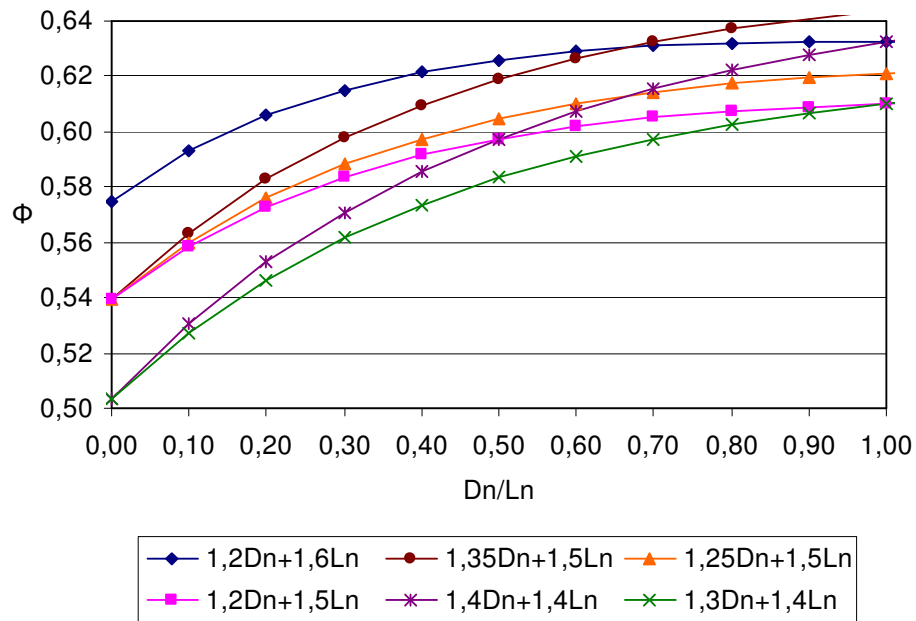


Figura 6.16 – Variação do coeficiente de ponderação da resistência para ruptura do metal base em ligações soldadas (caso 1)

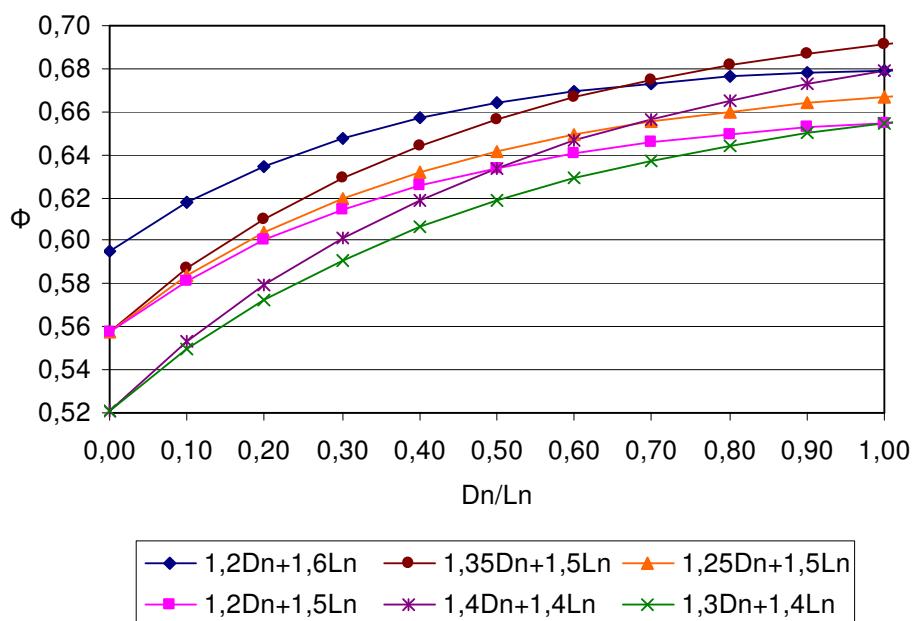


Figura 6.17 – Variação do coeficiente de ponderação da resistência para ruptura do metal base em ligações soldadas (caso 3)

A tabela 6.10 apresenta os valores do coeficiente de ponderação da resistência ϕ para a confiabilidade alvo $\beta = 3,5$. Para este critério de projeto, as pesquisas de Hsiao (1989) foram adotadas valores de ϕ específicos para cada um dos casos. Seguindo este raciocínio, é conveniente adotar os valores de ϕ em cada caso e para cada combinação de cargas.

Verifica-se ainda, a consistência da análise com os valores encontrados na combinação A e relação $D_n/L_n = 0,2$, ou seja, os mesmos critérios utilizados por Hsiao (1989).

Tabela 6.10 - Variação do coeficiente de ponderação da resistência para ruptura do metal base em ligações soldadas

Fator de resistência ϕ												
Caso	COMB. A 1,2Dn + 1,6Ln		COMB. B 1,35Dn + 1,5Ln		COMB. C 1,25Dn + 1,5Ln		COMB. D 1,2Dn + 1,5Ln		COMB. E 1,4Dn + 1,4Ln		COMB. F 1,3Dn + 1,4Ln	
	Dn/Ln = 0,2	Dn/Ln = 0,33	Dn/Ln = 0,2	Dn/Ln = 0,33	Dn/Ln = 0,2	Dn/Ln = 0,33	Dn/Ln = 0,2	Dn/Ln = 0,33	Dn/Ln = 0,2	Dn/Ln = 0,33	Dn/Ln = 0,2	Dn/Ln = 0,33
	Pontos de Solda por Arco											
1	0,61	0,62	0,58	0,60	0,58	0,59	0,57	0,59	0,55	0,58	0,55	0,57
2	0,53	0,54	0,51	0,53	0,50	0,52	0,50	0,51	0,48	0,50	0,48	0,49
Solda de Filete												
3	0,63	0,65	0,61	0,63	0,60	0,62	0,60	0,62	0,58	0,61	0,57	0,60
4	0,55	0,57	0,53	0,55	0,53	0,54	0,52	0,54	0,51	0,53	0,50	0,52
5	0,64	0,65	0,61	0,64	0,61	0,62	0,60	0,62	0,58	0,61	0,57	0,60

Nota: os casos estão definidos na Tabela 4.11

Na figura 6.18 é apresentada a variação do coeficiente de ponderação da resistência para tração de pontos de solda por arco para o caso de combinação de cargas gravitacionais ($1,2 D_n + 1,6 L_n$).

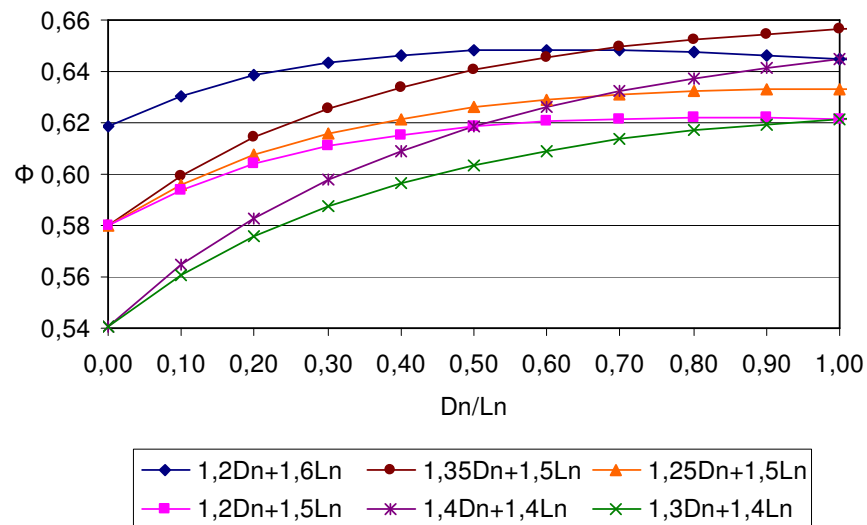


Figura 6.18 – Variação do coeficiente de ponderação da resistência para tração de pontos de solda por arco (caso 1)

A tabela 6.11 apresenta os valores do coeficiente de ponderação da resistência ϕ para a confiabilidade alvo $\beta = 3,5$. Para este critério de projeto, nas pesquisas de Hsiao (1989) o valor de ϕ adotado foi de 0,65. Observe que todas as combinações de carga apresentam valores inferiores quando comparados a 0,65, apesar da combinação A apresentar um valor bem próximo, de 0,64. Portanto, pode-se considerar $\phi = 0,60$ para as demais combinações de carga.

Tabela 6.11 - Variação do coeficiente de ponderação da resistência para tração de pontos de solda por arco

Fator de resistência ϕ												
Caso	COMB. A 1,2Dn + 1,6Ln		COMB. B 1,35Dn + 1,5Ln		COMB. C 1,25Dn + 1,5Ln		COMB. D 1,2Dn + 1,5Ln		COMB. E 1,4Dn + 1,4Ln		COMB. F 1,3Dn + 1,4Ln	
	Dn/Ln = 0,2	Dn/Ln = 0,33	Dn/Ln = 0,2	Dn/Ln = 0,33	Dn/Ln = 0,2	Dn/Ln = 0,33	Dn/Ln = 0,2	Dn/Ln = 0,33	Dn/Ln = 0,2	Dn/Ln = 0,33	Dn/Ln = 0,2	Dn/Ln = 0,33
	1	0,64	0,64	0,61	0,63	0,61	0,62	0,60	0,61	0,58	0,60	0,58

Nota: os casos estão definidos na Tabela 4.12

Este mesmo procedimento continua sendo utilizado na calibração da norma NAS (2001), com respeito a ligações soldadas (Tangorra et al, 2001)

6.7 Ligações Parafusadas

Apresenta-se nas figuras 6.19 a 6.21 a variação do coeficiente de ponderação da resistência ϕ dos casos 1, 7 e 10 definidos anteriormente.

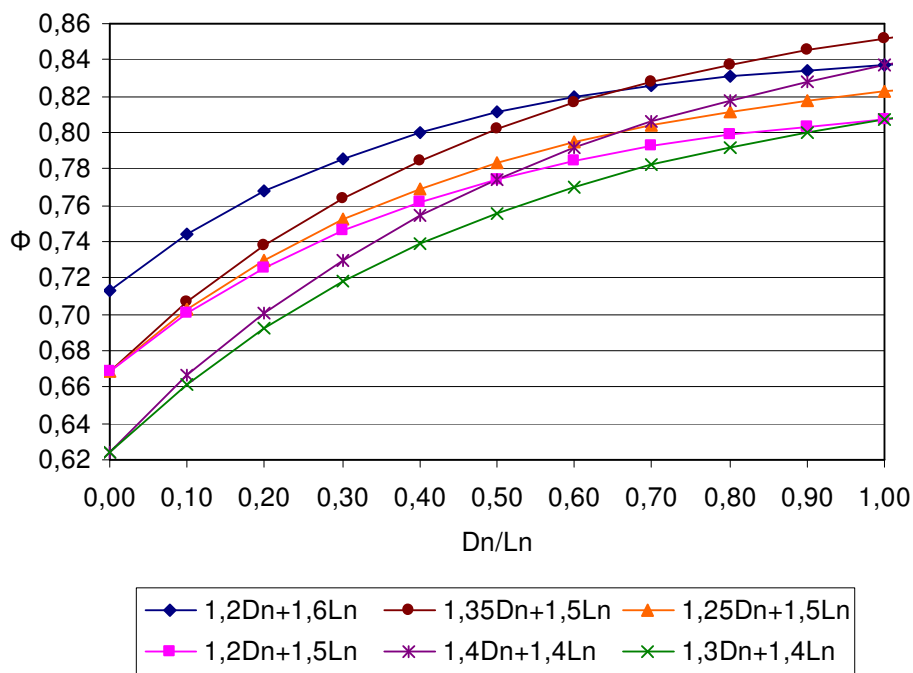


Figura 6.19 – Variação do coeficiente de ponderação da resistência para ligações parafusadas (caso 1)

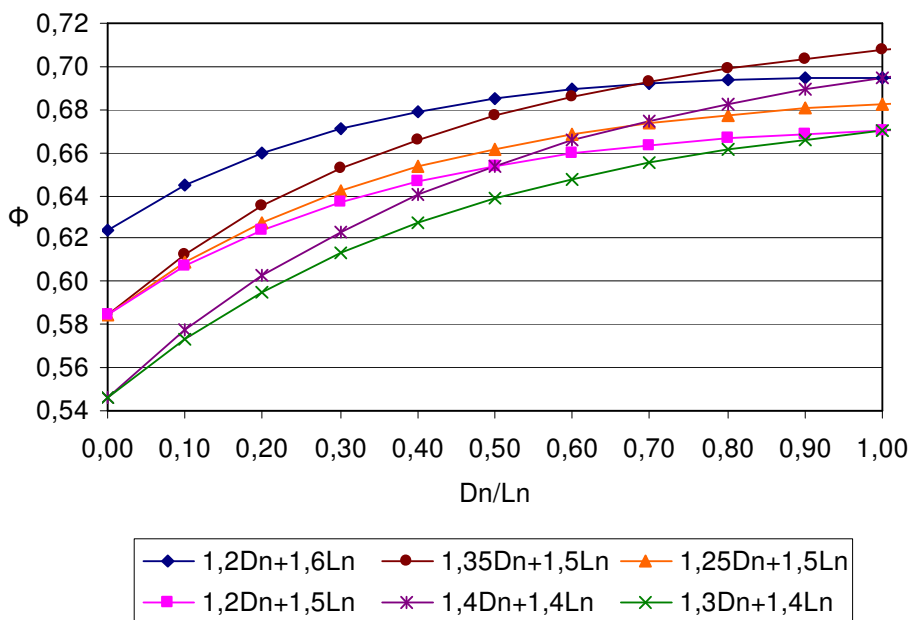


Figura 6.20 – Variação do coeficiente de ponderação da resistência para ligações parafusadas (caso 7)

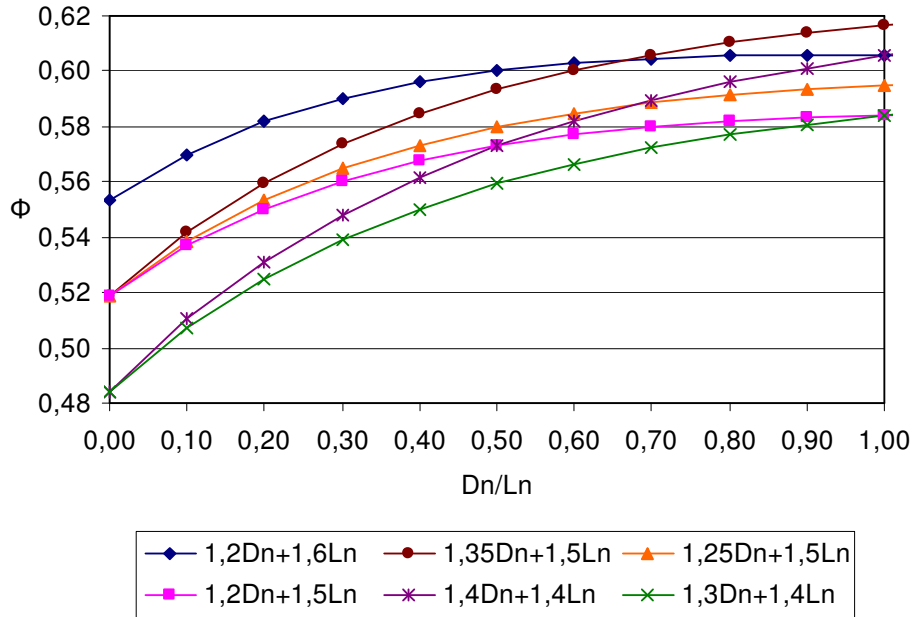


Figura 6.21 – Variação do coeficiente de ponderação da resistência para ligações parafusadas (caso 10)

A tabela 6.12 apresenta os valores do coeficiente de ponderação da resistência ϕ para a confiabilidade alvo $\beta = 3,5$. Para este critério de projeto, Hsiao (1989) adotou valores de ϕ específicos para cada um dos casos. Seguindo este raciocínio, é conveniente considerar os valores de ϕ em cada caso e para cada combinação de cargas.

Verifica-se ainda, a consistência da análise com os valores encontrados na combinação A e relação $D_n/L_n = 0,2$, ou seja, os mesmos critérios utilizados por Hsiao (1989).

Tabela 6.12 - Variação do coeficiente de ponderação da resistência para ligações parafusadas

fator de resistência ϕ												
Caso	COMB. A		COMB. B		COMB. C		COMB. D		COMB. E		COMB. F	
	1,2Dn + 1,6Ln		1,35Dn + 1,5Ln		1,25Dn + 1,5Ln		1,2Dn + 1,5Ln		1,4Dn + 1,4Ln		1,3Dn + 1,4Ln	
	Dn/Ln = 0,2	Dn/Ln = 0,33	Dn/Ln = 0,2	Dn/Ln = 0,33	Dn/Ln = 0,2	Dn/Ln = 0,33	Dn/Ln = 0,2	Dn/Ln = 0,33	Dn/Ln = 0,2	Dn/Ln = 0,33	Dn/Ln = 0,2	Dn/Ln = 0,33
Rasgamento entre furos ou entre furo e borda												
1	0,77	0,79	0,74	0,77	0,73	0,76	0,73	0,75	0,70	0,74	0,69	0,72
2	0,77	0,80	0,74	0,78	0,74	0,76	0,79	0,76	0,71	0,74	0,70	0,73
3	0,62	0,64	0,60	0,63	0,59	0,62	0,59	0,62	0,57	0,60	0,56	0,59
4	0,67	0,69	0,64	0,67	0,63	0,66	0,63	0,65	0,61	0,64	0,60	0,63
5	0,73	0,75	0,70	0,74	0,70	0,72	0,69	0,72	0,67	0,70	0,66	0,69
6	0,68	0,69	0,65	0,67	0,64	0,66	0,64	0,66	0,62	0,64	0,61	0,63
Ruptura por tração na secção líquida												
7	0,66	0,67	0,63	0,66	0,63	0,65	0,62	0,64	0,60	0,63	0,60	0,62
8	0,54	0,55	0,52	0,53	0,51	0,53	0,51	0,52	0,49	0,51	0,48	0,50
9	0,68	0,70	0,66	0,68	0,65	0,67	0,65	0,67	0,62	0,65	0,62	0,64
Pressão de contato (Esmagamento)												
10	0,58	0,59	0,56	0,58	0,55	0,57	0,55	0,56	0,53	0,55	0,52	0,54
11	0,70	0,73	0,68	0,71	0,67	0,70	0,67	0,69	0,64	0,68	0,64	0,67
12	0,59	0,60	0,57	0,59	0,56	0,58	0,59	0,57	0,54	0,56	0,53	0,55
13	0,70	0,72	0,67	0,70	0,67	0,69	0,66	0,69	0,64	0,67	0,63	0,66
14	0,75	0,78	0,72	0,76	0,72	0,75	0,71	0,74	0,69	0,73	0,68	0,71
15	0,69	0,71	0,66	0,69	0,65	0,68	0,65	0,68	0,63	0,66	0,62	0,65

Nota: os casos estão definidos na Tabela 4.13

Este mesmo procedimento continua sendo utilizado na calibração das normas AISI e S136, com respeito a ligações parafusadas (Wallace et al, 2001)

Capítulo 7

Conclusões e Sugestões

Neste trabalho foi feito um estudo sobre o processo de calibração do nível de segurança de estruturas de perfis formados a frio, dimensionados segundo normas em estados limites.

Para isto foi feita uma introdução ao assunto da confiabilidade estrutural, incluindo teoria e métodos de análise da confiabilidade, método das tensões admissíveis, método dos estados limites, calibração de normas e método do segundo momento. Em seguida foram apresentadas algumas considerações sobre perfis formados a frio bem como um breve histórico sobre o desenvolvimento das normas de projeto. Em seguida foram revistos alguns itens da especificação AISI-LRFD para perfis formados a frio, abordando principalmente os conceitos probabilísticos.

No capítulo 4 foram apresentadas as estatísticas das variáveis aleatórias básicas. As informações básicas apresentadas são a estimativa da média e coeficientes de variação de cada variável ação e resistência.

No capítulo 5 foi apresentada uma série de gráficos para cada estado limite considerado, onde é possível observar a variação do índice de confiabilidade, para seis combinações de carga e relação D_n/L_n variando no intervalo de 0 a 1. Os resultados foram resumidos em tabelas a fim de facilitar uma análise voltada para a comparação dos índices de confiabilidade com os valores alvo, focando nas relações D_n/L_n de 0,2, adotada na calibração da norma da AISI, e 0,33, adotada na calibração da norma S136. A análise da confiabilidade revelou que a tendência das curvas plotadas nos gráficos de $\beta \times D_n/L_n$ são similares para os diversos estados limites considerados. No capítulo 6 apresentou-se o cálculo dos coeficientes de ponderação da resistência dos mesmos estados limites analisados no capítulo anterior.

Algumas conclusões podem ser enumeradas:

- A utilização das combinações de ações de $1,2 D_n + 1,6 L_n$ para o AISI e de $1,25 D_n + 1,5 L_n$ para a S136, e relações D_n/L_n de 0,2 para o AISI e de 0,33 para a S136, resultaram em índices de confiabilidade muito próximos em todas as situações analisadas.
- Algumas variações no coeficiente de ponderação da resistência entre as normas AISI e S136 ocorrem devido à utilização de índices de confiabilidade alvo diferentes para o caso de ligações, 3,5 para o AISI e 4,0 para a S136.
- A partir da análise do índice de confiabilidade para cada estado limite, verifica-se um mesmo aspecto para todas as curvas plotadas.
- No caso do estado limite correspondente ao início do escoamento da seção efetiva, observa-se um maior nível de segurança em barras fletidas, cujas seções tendem a trabalhar plenamente efetiva.
- O aumento da razão do carregamento D_n/L_n resulta em um maior índice de confiabilidade, dada à maior variabilidade da sobrecarga ($V_L = 0,25$) comparada à variabilidade do peso próprio ($V_D = 0,10$);
- Observa-se uma uniformidade com relação à seqüência das curvas em todos os gráficos.
- Verifica-se que o índice de confiabilidade varia de acordo com o material, tipo de elemento, modo de falha e combinação das ações.
- As combinações E e F , apresentaram com bastante freqüência valores inferiores ao índice de confiabilidade alvo, tanto para membros quanto ligações.

Foram mostrados neste trabalho todos os procedimentos que vem sendo adotados na calibração das normas AISI-LRFD, S136 e NAS. Sugere-se a utilização dos mesmos procedimentos para a calibração das normas brasileiras de estruturas metálicas. Para tal, é necessária a definição pelos comitês de revisão dos níveis de segurança desejado, das combinações de ações e da relação ação permanente/ação variável a serem utilizados. É importante que os dados experimentais sejam complementados principalmente com a incorporação de resultados brasileiros ao conjunto de dados.

Métodos avançados de avaliação da confiabilidade estrutural apresentados neste trabalho podem ser utilizados em substituição ao procedimento adotado. Diversas aplicações destes métodos no processo de calibração de normas de dimensionamento já foram realizadas, e devem ser avaliadas como uma alternativa possível.

Um dos objetivos anunciados do cálculo em estados limites tem sido a uniformidade da confiabilidade de todos os elementos e ligações. Este objetivo não tem sido completamente alcançado, sendo uma das razões para esta variação a utilização de um único valor do coeficiente de ponderação da resistência para determinado critério de projeto, independente do tipo de estado limite. A introdução de um número maior de coeficientes de ponderação da resistência ϕ em edições futuras das novas normas de perfis formados a frio pode aumentar a uniformidade do índice de confiabilidade.

Referências Bibliográficas

Aços laminados a Frio – Catálogo Técnico, 2001, CSN – Companhia Siderúrgica Nacional.

AISI (1986). Specification for the design of Cold-Formed Steel Structural Members.

AISI (1996). Specification for the design of Cold-Formed Steel Structural Members.

ANSI A58.1 (1982). Minimum Design Loads for Buildings and Others Structures. American Nat. Standards Inst., New York, N. Y.

American Society of Civil Engineers (1996). Minimum Design Loads for Buildings and Other Structures (ANSI/ASCE 7-95), 214p, EUA.

Albrecht, R. E., “Developments and Future Needs in Welding Cold Formed Steel,” Proceedings of the Ninth International Specialty Conference on Cold-Formed Steel Structures, University of Missouri-Rolla, Missouri, 1988.

Ang, A. H-S. e Cornell, C. A. (1974). Reliability Bases of Structural Safety and Design. Journal of the Structural Division, ASCE, Vol. 100, Número 9, pp. 1755-1769.

Ang, A. H-S. e Tang, W. H. (1990). Probability Concepts in Engineering Planning and Design – Decision, risk and reliability, Vol. II, John Wiley & Sons, 562p, EUA.

CALREL User Manual (1992). Report UCB/SEMM/89/18, University of California at Berkeley.

Castanheira, A. M. (2004). Avaliação da confiabilidade de vigas metálicas dimensionadas pela NBR 8800, Dissertação de Mestrado – UFOP.

Castro, L.A. (1997). Análise de segurança no projeto de estruturas: método dos estados limites, Dissertação de Mestrado – EESC/USP.

Chodraui, G.M. (2003). Flambagem por Distorção da seção transversal em perfis formados a frio submetidos a compressão centrada e à flexão, Dissertação de Mestrado – EESC/USP.

Cornell, C. A. (1967). “Bounds on the Reliability of Structural Systems”, Journal of the Structural Division, ASCE, Vol. 93, Número, pp. 171-200.

Ellingwood, B., et. al. (1980). Development of a Probability Based Load Criterion for American National Standard A58. National Bureau of Standards, 577p.

Ellingwood, B., et. al. (1982), “Probability Based Load Criteria: Load Factor and Load Combinations”. Journal of the Structural Division, ASCE, Vol. 108, Número 5, pp. 978-997.

Freitas, A. M. S., (2003), Notas de Aulas de Perfis Leves, UFOP.

Freitas, A. M. S., Crasto, R. C. M. (2006) – Steel Framing: Arquitetura, IBS/CBCA, Rio de Janeiro.

Freudenthal, A. M. (1947). “The Safety of Structures”, Transactions of the ASCE, Vol. 112, pp. 125-159.

Freudenthal, A.M. (1956). Safety and the probability of structural failure. ASCE Transactions, v.121, p.1337-1397.

Freudenthal, A. M. (1961). “Safety, Reliability and Structures Design”, Journal of the Structural Division, ASCE, Vol. 87, pp. 1-16.

Freudenthal, A. M., Garrelts, J. M., Shinozuka, M. (1966). "The Safety of Structures", Transactions of the ASCE, Vol. 92, pp. 267-325.

Fung, C. (1978). "Final Report on Canadian Steel Industries Construction Council (CSICC) Industry Research Project 175, Strength of Arc-Spot Welds in Sheet Steel Construction," Wasteel-Rosco Limited.

Fusco, P. B. (1981). "Estruturas de Concreto – Solicitações Normais", Guanabara Dois, Rio de Janeiro, pp. 2-81.

Galambos, T. V. (1992). Design Codes. Engineering Safety, McGraw-Hill, Inglaterra, pp. 47-71.

Galambos, T. V. (1988). Guide to Stability Design Criteria for Metal Structures, 4th Edition, John Wiley and Sons, Inc., New York.

Galambos, T. V., et. al. (1982). Probability based load criteria: assessment of current design practice, Journal of the Structural Division, ASCE, vol. 108, 5, pp. 959-977.

Hancock, G. J. Murray, T. M., e Ellifritt, D. S. (2001). Cold-formed Steel Structures to the AISI Specification, Marcell-Dekker, New York.

Hetrakul, N. and Yu, W. W. (1978). "Webs for Cold Formed Steel Flexural Members – Structural Behavior of Beam Webs Subjected to Web Crippling and Combination of Web Crippling and Bending," Final Report, University of Missouri-Rolla.

Hoglung, T. (1973) "Design of Thin Plate I Girders in Shear and Bending with Special Reference to Web Buckling," Division of Building Statics and Structural Engineering, Royal Institute of Technology, Sweden, Bulletin N°. 94.

Hsiao, L.E. (1989), "Reliability Based Criteria for Cold-Formed Steel Members". Ph. D. Thesis, Universidade de Missouri-Rolla, Rolla, Missouri.

Hsiao, L. E., Yu, W. W., and Galambos, T. V. (1988a). "Load and Resistance Factor Design of Cold-Formed Steel: Calibration of the AISI Design Provisions," 9th Progress Report, University of Missouri-Rolla.

Hsiao, L. E., Yu, W. W., and Galambos, T. V. (1988b). "Load and Resistance Factor Design of Cold-Formed Steel: Load and resistance factor design specification for cold-formed steel structural members with commentary," 10th Progress Report, University of Missouri-Rolla.

Hsiao, L. E., Yu, W. W., and Galambos, T. V. (1988c). "Load and Resistance Factor Design of Cold-Formed Steel: Comparative study of design method for cold-formed steel," 11th Progress Report, University of Missouri-Rolla.

Laboub, R. A., and Yu, W. W. (1978). "Webs for Cold Formed Steel Flexural Members – Structural Behavior of Beam Webs Subjected Primarily to Shear Stress," Final Report, University of Missouri-Rolla.

Lewis, E. E. (1987). "Introduction to Reliability Engineering", John Wiley & Sons, EUA, 400p.

Machado, E.R. (2001). Avaliação da confiabilidade de estruturas em concreto armado, Dissertação de Mestrado – UFMG.

Madsen, H. O., Krenk, S. e Lind, N.C. (1986). "Methods of Structural Safety", Prentice-Hall, New Jersey, 403p.

Matousek, M. and Schneider, J. (1976). Untersuchungen zur Struktur des Sicherheitsproblems bei Bauwerken, Institut für Baustatik und Konstruktion, ETH Zürich, Bericht nr. 59

Melchers, R.E. (1999). Structural reliability analysis and prediction, John Wiley e Sons.

Mckinney, W. M., Liu, V. A. S. and Yu, W. W., (1975) “Study of Cold-Formed Steel Structural members Made of Thick Sheets and Plates,” Final Report, University of Missouri-Rolla.

Melchers, R. E. (1987). Structural Reliability: Analysis and Prediction. Ed. John Wiley & Sons. 400p.

Moliterno, A., 1998, Elementos para Projetos em Perfis Leves de Aço. 1 ed, São Paulo. Editora Edgard Blucher.

Moses, F. e Kinser, D. E. (1967). “Analysis of Structural Reliability”, Journal of the Structural Division, ASCE, Vol. 93, pp. 147-164.

NAS (2001). North American Specification for the Design of Cold-formed Steel Structural Members.

NBR 14762 (2001). Dimensionamento de estruturas de aço constituídas por perfis formados a frio – Procedimento.

NBR 8800 (1986). Projeto e Execução de Estruturas de Aço de Edifícios. ABNT – Associação Brasileira de Normas Técnicas, Rio de Janeiro.

NBR 8681 (1984). Ações e segurança nas estruturas. ABNT – Associação Brasileira de Normas Técnicas, Rio de Janeiro.

NBR 8681 (2003). Ações e segurança nas estruturas. ABNT – Associação Brasileira de Normas Técnicas, Rio de Janeiro.

NBR 6355 (2003). Perfis estruturais de aço formados a frio – Padronização. ABNT – Associação Brasileira de Normas Técnicas, Rio de Janeiro.

Nowak, A.S., and Collins, K.R. (2000) Reliability of Structures, McGraw-Hill.

Pereira Junior, C. J. (2004). Edifícios de Pequeno Porte Contraventados com Perfis de Chapa Fina de Aço, Dissertação de Mestrado – COPPE/UFRJ.

Phung, N. and Yu, W. W. (1978). "Structural Behavior of Transversely Reinforced Bem Webs," Final Report, University of Missouri-Rolla.

Pugsley, A. G. (1966). "The Safety of Structures", Edward Arnold (Publishers) Ltd., Londres, 156p.

Rang, T. N., T. V. Galambos, e W.W. Yu (1979a). "Load and Resistance Factor Design of Cold-Formed Steel: Study of Design Formats and Safety Index Combined with Calibration of the AISI Formulas for Cold Work and Effective Design Width," 1st Progress Report, University of Missouri-Rolla, Rolla, MO.

Rang, T. N., T. V. Galambos, e W.W. Yu (1979b). "Load and Resistance Factor Design of Cold-Formed Steel: Statistical Analysis of Mechanical Properties and Thickness of Material Combined with Calibration of the AISI Design Provisions on Unstiffened Compression Elements and Connections," 2nd Progress Report, University of Missouri-Rolla, Rolla, MO.

Rang, T.N., T.V. Galambos, e W.W. Yu (1979c). "Load and Resistance Factor Design of Cold-Formed Steel: Calibration of the Design Provisions on Connections and Axially Loaded Compression Members," 3rd Progress Report, University of Missouri-Rolla, Rolla, MO.

Rang, T.N., T.V. Galambos, e W.W. Yu (1979d). "Load and Resistance Factor Design of Cold-Formed Steel: Calibration of the Design Provisions on Laterally Unbraced Beams and Beam-Columns," 4th Progress Report, University of Missouri-Rolla, Rolla, MO.

Ratliff, G. D. (1975). "Interaction of Concentrated Loads and Bending in C-Shaped Beams," Proceedings of the Third International Specialty Conference on Cold-Formed Steel Structures, University of Missouri-Rolla, Missouri.

Ravindra, M. K. e Galambos, T.V. (1978). Load and Resistance factor design for steel, Journal of the structural division, ASCE, vol. 104, 9, pp. 1337-1353.

Rodrigues, F. C. (2006) – Steel Framing: Engenharia, IBS/CBCA, Rio de Janeiro.

Salmon, C. G. e Johnson, J. E. (1990). "Steel Structures – Design and Behavior", Harper Collins, EUA, 1086p.

Santos, L. L. (2000). Sobre a Confiabilidade de Vigas Segundo as Normas de Estruturas Metálicas, Dissertação de Mestrado, UFRGS, 131p.

S136 (1994). Canadian Standards Association. "Cold Formed Steel Structural Members," Rexdale (Toronto), Ontario, Canada.

Shinozuka, M. (1983). Basic Analysis of Structural Safety, Journal of Structural Engineering, ASCE, Vol. 109, N. 3, pp.721-740.

Snyder, B. K., Pan, L. C., and Yu, W. W. (1984). "Comparative study of load and resistance factor design versus allowable stress design." Proc. of the 7th Int. Specialty Conference on Cold-Formed Steel Structures, Universidade de Missouri-Rolla, Rolla, MO., 543-563

Supornsilaphachai, B., T.V. Galambos, e W.W. Yu (1979), "Load and Resistance Factor Design of Cold-Formed Steel: Calibration of the Design Provisions on Beam Webs," 5th Progress Report, Universidade de Missouri-Rolla, Rolla, MO.

Supornsilaphachai, B. (1980). "Load and Resistance Factor Design of Cold-Formed Steel Structural Members", Ph. D. Thesis, Universidade de Missouri-Rolla, Rolla, Missouri.

Tangorra, F. M., Schuster, R. M. e LaBoube, R. A. (2001), "Calibration of Cold-Formed Steel Welded Connections", Final Report, University of Waterloo, Waterloo, Canada.

Yu, W.W. (2000). Cold-Formed Steel Design. New York: Jonh Wiley e Sons. 756p.

Wallace, J. A., LaBoube, R. A. e Schuster, R. M. (2001), "Calibration of Bolted Cold-Formed Steel Connections in Bearing (with and without Washers)", Final Report, AISI.

Wing, B. A. and Shuster, R. M. (1981a). "Web Crippling and The Intection of Bending and Web Crippling of Unreinforced Mult-web Cold Formed Steel Sections," V. 1 – Text, University of Waterloo.

Wing, B. A. and Shuster, R. M. (1981b). "Web Crippling and The Intection of Bending and Web Crippling of Unreinforced Mult-web Cold Formed Steel Sections," V. 2 – Tables, University of Waterloo.