

**PROJETO DE ESTRUTURAS DE AÇO EM REGIME
PLÁSTICO – UM GUIA PELA NBR-8800, BS-5950 E EUROCODE-3**

JORGE MATHEUS RIBEIRO SANTOS

MONOGRAFIA DE PROJETO FINAL EM ESTRUTURAS

UNIVERSIDADE DE BRASÍLIA

FACULDADE DE TECNOLOGIA

DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA CIVIL E AMBIENTAL

BRASÍLIA, FEVEREIRO/ 2019

UNIVERSIDADE DE BRASÍLIA
FACULDADE DE TECNOLOGIA
DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA CIVIL E AMBIENTAL

**PROJETO DE ESTRUTURAS DE AÇO EM REGIME
PLÁSTICO – UM GUIA PELA NBR-8800, BS-5950 E
EUROCODE-3**

JORGE MATHEUS RIBEIRO SANTOS

ORIENTADOR: JOSÉ HUMBERTO MATIAS DE PAULA, MSc.

MONOGRAFIA DE PROJETO FINAL II EM ESTRUTURAS

BRASÍLIA, FEVEREIRO/ 2019

UNIVERSIDADE DE BRASÍLIA
FACULDADE DE TECNOLOGIA
DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA CIVIL E AMBIENTAL

**PROJETO DE ESTRUTURAS DE AÇO EM REGIME
PLÁSTICO – UM GUIA PELA NBR-8800, BS-5950 E
EUROCODE-3**

JORGE MATHEUS RIBEIRO SANTOS

MONOGRAFIA DE PROJETO FINAL SUBMETIDA AO DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA CIVIL E AMBIENTAL DA UNIVERSIDADE DE BRASÍLIA COMO PARTE DOS REQUISITOS NECESSÁRIOS PARA A OBTENÇÃO DO GRAU DE BACHAREL EM ENGENHARIA CIVIL.

APROVADA POR:

Eng.º Civil José Humberto Matias de Paula, MSc. – ENC/UnB
(Orientador)

Eng.º Civil Lenildo Santos da Silva, DSc. – ENC/UnB
(Examinador interno)

Eng.º Civil Marco Aurélio Souza Bessa, DSc. - UniCEUB
(Examinador externo)

BRASÍLIA, FEVEREIRO/ 2019

FICHA CATALOGRÁFICA

SANTOS, JORGE MATHEUS RIBEIRO

Projeto de Estruturas de Aço em Regime Plástico – Um Guia pela NBR-8800, BS-5950 e Eurocode-3

[Distrito Federal] 2019.

xxv, 206p., 297 mm (ENC/FT/UnB, Bacharel, Engenharia Civil, 2018)

Monografia de Projeto Final II - Universidade de Brasília. Faculdade de Tecnologia.

Departamento de Engenharia Civil e Ambiental.

1. Estruturas de Aço

2. Análise Plástica

3. Guia de Projeto

4. Dimensionamento

I. ENC/FT/UnB

II. Título (Bacharel)

REFERÊNCIA BIBLIOGRÁFICA

SANTOS, J.M.R. (2019). Projeto de Estruturas de Aço em Regime Plástico – Um Guia pela NBR-8800, BS-5950 e Eurocode-3. Monografia de Projeto Final em Engenharia Civil, Departamento de Engenharia Civil e Ambiental, Universidade de Brasília, Brasília, DF, 206p.

CESSÃO DE DIREITOS

AUTOR: Jorge Matheus Ribeiro Santos.

TÍTULO: Projeto de Estruturas de Aço em Regime Plástico – Um Guia pela NBR-8800, BS-5950 e Eurocode-3.

GRAU: Bacharel em Engenharia Civil ANO: 2019

É concedida à Universidade de Brasília a permissão para reproduzir cópias desta monografia de Projeto Final e para emprestar ou vender tais cópias somente para propósitos acadêmicos e científicos. O autor reserva outros direitos de publicação e nenhuma parte desta monografia de Projeto Final pode ser reproduzida sem a autorização por escrito do autor.

Jorge Matheus Ribeiro Santos
QI 5, Bloco S, Apartamento 102, Guará 1
CEP: 71.020-194 Guará / DF – Brasil
E-mail: jorge-mrs@hotmail.com

AGRADECIMENTOS

Aos meus pais, Jorge e Marilene, pelo apoio em todos os momentos de minha vida, pelo sacrifício em me proporcionar as ferramentas necessárias para me tornar um engenheiro e um ser humano melhor, pelo amor e carinho.

Aos meus irmãos, Gabriela e Danone, pelos momentos de compreensão, risadas, amor e carinho.

Aos meus amigos de UnB, pelas conversas e momentos de descontração, por fazerem da universidade um ambiente mais prazeroso.

A todos os professores que tive na graduação, em especial meu orientador José Humberto, por contribuírem com a excelente formação que tive e pelas lições que levarei por toda a vida.

*“Não se espante com a altura do vôo.
Quanto mais alto, mais longe do perigo.
Quanto mais você se eleva, mais tempo há
de reconhecer uma pane. É quando se está
próximo do solo que se deve desconfiar.”*

(SANTOS DUMONT)

RESUMO

Com base nas propriedades físicas e mecânicas do aço e nas pesquisas desenvolvidas a partir da década de 50 nas universidades inglesas, objetiva-se no presente projeto apresentar um guia que auxiliará no dimensionamento de galpões metálicos leves e edifícios de múltiplos pavimentos em regime plástico, apresentando as teorias que norteiam as diretrizes normativas bem como as devidas considerações práticas. Considerando tanto as vantagens como as limitações devido à complexidade de se projetar estruturas metálicas em regime plástico, busca-se associar as principais recomendações da NBR-8800, BS-5950 e Eurocode-3 que tratam do assunto estudado e as observações de projetos já executados adaptando-as às características técnicas e econômicas do cenário brasileiro, de modo a resultar no dimensionamento de estruturas que satisfazem os critérios de segurança e utilização dos usuários.

Palavras-chave: Estruturas de Aço; Análise plástica; Guia de Projeto; Dimensionamento

ABSTRACT

Based on the physical and mechanical properties of steel and the researches developed from the 1950s in English universities, the purpose of this project is present a guide that will help in the design of portal frames and multi-floor buildings in plastic regime, presenting theories that guide normative guidelines as well as the practical considerations. Considering both advantages and the limitations due to the complexity of designing steel structures in plastic regime, we seek to associate the main recommendations of NBR-8800, BS-5950 and Eurocode-3 that deal with the studied subject and the observations of projects already executed adapting them to the technical and economic characteristics of the Brazilian scenario, in order to result design of structures that meet the users' safety and utilization criteria.

Key words: Steel Structures; Plastic analysis; Design Guide; Sizing

SUMÁRIO

RESUMO	vi
ABSTRACT	vii
LISTA DE FIGURAS	xiv
LISTA DE TABELAS	xviii
LISTA DE SÍMBOLOS	xix
1. INTRODUÇÃO	1
2. MATERIAIS	4
2.1. Aços e perfis	4
2.2. Comportamento mecânico do aço	6
2.3. Conceitos iniciais de plasticidade	8
2.4. Fator de forma.....	19
2.5. Rótula plástica, redistribuição de momento e colapso plástico	20
2.6. Produtos e suas características	22
2.7. Perfis mais adequados para o dimensionamento	29
3. SEGURANÇA E DESEMPENHO	31
3.1. Considerações iniciais	31
3.2. Estados limites	33
3.2.1. Estados limites últimos	33
3.2.2. Estados limites de serviço	33
3.3. Ações e resistências	34
3.4. Índice de segurança	36
3.5. Métodos de dimensionamento	38

3.5.1. Método das Tensões Admissíveis	38
3.5.2. Método dos Estados Limites	38
3.6. Normas de dimensionamento	39
4. MÉTODOS DE ANÁLISE PLÁSTICA	40
4.1. Considerações iniciais	40
4.2. Método estático ou método do equilíbrio	42
4.3. Método dos mecanismos.....	45
4.4. Modelo elastoplástico incremental (Rótula-por-Rótula)	49
4.4.1. Parâmetros de cálculo	49
4.4.2. Parâmetros físicos	51
4.4.3. Instabilidade geométrica	55
4.4.4. Carga crítica de flambagem (λ_{cr})	62
4.4.5. Análise de 2ª ordem	63
4.4.6. Plasticidade distribuída	65
4.5. Análise de fibra – Plasticidade distribuída	69
4.6. Considerações adicionais sobre análise plástica.....	72
4.6.1. Acomodação plástica (<i>Shakedown</i>)	72
4.6.2. Recarga plástica e falsos mecanismos	73
5. FATORES QUE MODIFICAM O MOMENTO DE PLASTIFICAÇÃO	75
5.1. Influência dos esforços normais	75
5.1.1. Carregamento axial em seções I com mesas de mesmas dimensões	76
5.1.2. Considerações aproximadas para seções com mesas de mesmas dimensões	81
5.2. Influência dos esforços cortantes.....	82

6. INSTABILIDADE ESTRUTURAL	87
6.1. Considerações gerais	87
6.2. Critérios do Eurocode e BS-5950 - $\lambda_f = f(\lambda_p, \lambda_{cr})$	91
6.3. Verificação de instabilidade – Eurocode-3 (λ_{cr}/λ_f)	94
6.4. Critérios para verificação da instabilidade elástica - λ_{cr} (Eurocode-3 e BS-5950/2000 – Ações de cálculo/majoradas)	95
6.5. Critérios para verificação da instabilidade elástica - Eurocode-3 (a partir das combinações nominais/serviço – sem majoração)	96
6.6. Comentários sobre critérios do Eurocode-3 e BS-5950	96
6.7. Determinação do erro médio na avaliação de λ_f	99
6.8. Classificação das estruturas quanto a rigidez (a partir de combinações normais/serviço) – Eurocode-3	103
7. GALPÕES LEVES DE UM PAVIMENTO	104
7.1. Considerações iniciais	104
7.2. Materiais	105
7.2.1. Aço	105
7.2.2. Perfil	106
7.3. Considerações práticas	107
7.3.1. Imperfeições estruturais	107
7.3.2. Projeto do pilar	108
7.3.3. Projeto da viga	108
7.4. Ações	109
7.4.1. Ações permanentes	109
7.4.2. Ações variáveis	110
7.4.3. Ações excepcionais	111

7.4.4. Vento.....	111
7.4.4.1. Velocidade básica do vento	111
7.4.4.2. Fator S1	113
7.4.4.3. Fator S2.....	113
7.4.4.4. Fator S3.....	113
7.4.4.5. Velocidade característica	114
7.4.4.6. Pressão dinâmica	114
7.4.4.7. Força exercida pelo vento	114
7.4.5. Combinações de cargas.....	115
7.5. Acessórios estruturais	116
7.5.1. Terças	116
7.5.2. Espaçadores de terças	116
7.5.3. Travamentos.....	117
7.5.4. Espaçamento entre travamentos.....	119
7.5.5. Contraventamento	121
7.6. Análise estrutural	122
7.6.1. Estado limite último.....	122
7.6.2. Estado limite de serviço	123
8. EDIFÍCIOS DE MÚLTIPLOS PAVIMENTOS.....	125
8.1. Considerações iniciais	125
8.2. Materiais	125
8.3. Considerações práticas.....	126
8.3.1. Lançamento estrutural.....	126
8.3.2. Pórticos principais e secundários	126

8.3.3. Vigas mistas – Sistema estrutural em <i>Steel Deck</i>	128
8.4. Ações	130
8.5. Análise estrutural	130
8.5.1. Estado limite último	130
8.5.2. Estado limite de serviço	131
9. LIGAÇÕES	132
9.1. Aparelhos de apoio de pilares	132
9.1.1. Considerações iniciais.....	132
9.1.2. Projeto dos aparelhos de apoio submetidos à compressão centrada	134
9.2. Conexões no contexto teórico.....	141
9.2.1. Considerações iniciais.....	141
9.2.2. Comportamento geral.....	142
9.2.3. Requisitos para as conexões.....	144
9.2.4. Conexões diretas	145
9.2.5. Conexões por mísula.....	146
9.2.6. Conexões viga-pilar internas.....	147
9.3. Conexões no contexto prático.....	148
9.3.1. Conexão viga - pilar – Placa estendida (<i>Extended End-plate</i>).....	148
9.3.2. Conexão viga - pilar – Placa nivelada (<i>Flush End-plate</i>).....	150
9.3.3. Conexão viga - pilar soldada.....	153
10. FABRICAÇÃO E MONTAGEM	154
10.1. Considerações iniciais	154
10.2. Fabricação	155
10.2.1. Suprimento.....	155

10.2.2. Preparação da matéria-prima	155
10.2.3. Pré-montagem	155
10.2.4. Tratamento dos perfis	156
10.2.5. Controle de qualidade	156
10.3. Montagem	156
10.4. Considerações finais	157
11. FERRAMENTAS COMPUTACIONAIS	160
11.1. MASTAN2	160
11.2. Robot Structural Analysis	161
11.3. Viga Mista 3.0	162
11.4. STRAP	163
11.5. SAP2000	164
12. EXEMPLO DE DIMENSIONAMENTO: GALPÃO DE DUAS ÁGUAS	166
12.1. Considerações iniciais	166
12.2. Escolha dos materiais	166
12.3. Ações sobre a estrutura	167
12.4. Combinações de carga	169
12.5. Análises.....	170
12.5.1. Combinação a)	170
12.5.2. Combinação b)	172
12.5.3. Combinação c)	174
12.6. Apoios.....	176
12.7. Conexões e detalhes.....	177

13. EXEMPLO DE DIMENSIONAMENTO: EDIFÍCIO METÁLICO DE MÚLTIPLOS PAVIMENTOS	179
13.1. Considerações iniciais	179
13.2. Escolha dos materiais	183
13.3. Ações sobre a estrutura	183
13.4. Combinação de cargas	186
13.5. Dimensionamento das lajes	187
13.6. Dimensionamento vigas secundárias	188
13.7. Análise do pórtico central	190
13.8. Análise do pórtico de empena (único vão)	192
13.9. Apoios.....	194
14. CONSIDERAÇÕES FINAIS	196
15. REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS	197
ANEXO A – ESBELTEZ DOS PERFIS	200
ANEXO B – FATOR DE FORMA DOS PERFIS	203
ANEXO C – EXEMPLO DE DETALHAMENTO DE COBERTURA DE UM GALPÃO DE DUAS ÁGUAS	206

LISTA DE FIGURAS

Figura 2.1 – Geometria dos perfis laminados.....	5
Figura 2.2 – Geometria dos perfis soldados	6
Figura 2.3 – Gráfico tensão-deformação do aço.....	7
Figura 2.4 – Gráfico idealizado de tensão-deformação do aço	8
Figura 2.5 – Resultante da distribuição das tensões em uma seção retangular	9
Figura 2.6 – Gráfico teórico da relação adimensional momento-curvatura de uma seção transversal retangular.....	11
Figura 2.7 – Relação entre momento e curvatura.....	12
Figura 2.8 – Distribuição de tensões para M_y – segunda situação	13
Figura 2.9 – Parâmetros relacionados às dimensões da seção I	14
Figura 2.10 – Distribuição de tensões para M_y – terceira situação	14
Figura 2.11 – Curva teoria adimensional momento-curvatura de uma seção I.....	15
Figura 2.12 – Curva adimensional momento-curvatura para o perfil W 200mm x 15kg/m	17
Figura 2.13 – Formação de rótula plástica	20
Figura 2.14 – Viga bi-engastada e formação rótulas plásticas	22
Figura 2.15 – Efeito de flambagem local	23
Figura 2.16 – Comportamento dos perfis de diversas classes	25
Figura 2.17 – Esbeltez local da alma para perfis tipo I e classe 1 submetidos à flexocompressão	29
Figura 3.1 – Determinação dos valores de cálculo das ações e resistências	35
Figura 3.2 – Probabilidade de violação de um estado limite.....	37
Figura 3.3 – Variação da probabilidade de violação de um estado limite.....	37
Figura 4.1 – Relação do carregamento e deformação – viga bi-engastada	40

Figura 4.2 – Resumo dos teoremas de análise plástica	42
Figura 4.3 – Viga engastada e apoiada	43
Figura 4.4 – Distribuição do momento fletor - Método Estático.....	43
Figura 4.5 – Pórtico retangular – Método dos Mecanismos.....	46
Figura 4.6 – Mecanismo por empenamento	46
Figura 4.7 – Comportamento elastoplástico perfeito	52
Figura 4.8 – Comportamento elastoplástico pontual.....	52
Figura 4.9 – Curva de plastificação	54
Figura 4.10 – Curva de plastificação simplificada para flexão no eixo de maior e menor inércia, respectivamente	55
Figura 4.11 – Carga crítica de Euler.....	56
Figura 4.12 – Casos elementares de flambagem em barras.....	58
Figura 4.13 – Ábaco para obtenção do coeficiente k	59
Figura 4.14 – Teoria do módulo tangente.....	61
Figura 4.15 – Efeitos de 2ª ordem	64
Figura 4.16 – Distribuição de zonas plásticas, viga de seção retangular.....	65
Figura 4.17 – Análise de curvas carga-deslocamento para estruturas porticadas	66
Figura 4.18 – Modelos de análise e suas divisões	69
Figura 4.19 – Discretização em fibras	70
Figura 4.20 – Histórico de pesquisas sobre efeitos não-lineares em estruturas metálicas	72
Figura 5.1 – Resultado do ensaio de efeito normal	75
Figura 5.2 – Seção I sob atuação de esforço axial e momento fletor	76
Figura 5.3 – Seção I sob atuação de esforço axial e momento fletor com linha neutra deslocada	76
Figura 5.4 – Momento de plastificação reduzido no eixo de menor inércia	79

Figura 5.5 – Relação entre razão entre módulo plástico inicial e reduzido e n	81
Figura 5.6 – Seção I sob esforço cortante.....	83
Figura 5.7 – Seção I sob esforço cortante e fletida no eixo de menor inércia.....	84
Figura 5.8 – Efeito do cisalhamento no momento de plastificação.....	85
Figura 6.1 – Efeitos de segunda ordem – (a) antes do carregamento; (b) depois do carregamento	87
Figura 6.2 – Ensaio com edifícios de múltiplos andares de 3, 5 e 7 pavimentos	89
Figura 6.3 – Carga de ruína para edifícios de 3, 5 e 7 pavimentos.....	90
Figura 7.1 – Estrutura de um galpão e seus elementos.....	105
Figura 7.2 – Relação da carga permanente com o tempo.....	110
Figura 7.3 – Relação da carga variável com o tempo.....	111
Figura 7.4 – Isopletas da velocidade básica V_0 (m/s)	112
Figura 7.5 – Espaçadores de terça (EC) e travamentos (TV)	117
Figura 7.6 – Efeito prevenidos pelo travamento	119
Figura 7.7 – Sistema de contraventamento.....	121
Figura 8.1 – Exemplo de lançamento estrutural	127
Figura 8.2 – Exemplo de pórtico reforçado com sistema de contraventamento.....	127
Figura 8.3 – Detalhe do sistema estrutural com viga mista.....	128
Figura 8.4 – Largura efetiva de laje de concreto	129
Figura 8.5 – Esquema de laje <i>steel deck</i>	130
Figura 9.1 – Base para pilares engastados	132
Figura 9.2 – Aparelho de apoio para pilares centrados	133
Figura 9.3 – Base para pilares treliçados	133
Figura 9.4 – Apoio rotulado e apoio engastado.....	134
Figura 9.5 – Pressão de contato sobre apoios de concreto	135

Figura 9.6 – Placa de base do pilar	136
Figura 9.7 – Setores discretizados de placa de apoio	137
Figura 9.8 – Chapa de base sem reforço.....	139
Figura 9.9 – Distribuição de tensões na faixa da placa de largura 1,0 cm	140
Figura 9.10 – Conexões em estruturas usuais	142
Figura 9.11 – Conexões sem enrijecimento.....	143
Figura 9.12 – Comportamento de conexões diretas	143
Figura 9.13 – Comportamento de conexões enrijecidas.....	144
Figura 9.14 – Seções críticas	145
Figura 9.15 – Enrijecimento por placa rígida	145
Figura 9.16 – Enrijecimento diagonal	146
Figura 9.17 – Detalhe da conexão viga-viga	147
Figura 9.18 – (a) Conexão de topo; (b) Conexão de lado; e (c) Conexão interior	147
Figura 9.19 – Enrijecedores para momento fletor	148
Figura 9.20 – Conexão por <i>extended end-plate</i>	149
Figura 9.21 – Conexão por <i>flush end-plate</i>	151
Figura 9.22 – Zonas de uma conexão por <i>end-plate</i>	152
Figura 11.1 – Interface do MASTAN2.....	160
Figura 11.2 – Exemplo de resultado de uma análise inelástica de 2ª ordem com as respectivas rótulas plásticas formadas.....	161
Figura 11.3 – Interface do <i>Robot Structural Analysis</i>	162
Figura 11.4 – Interface do Viga Mista 3.0.....	163
Figura 11.5 – Interface do STRAP	164
Figura 11.6 – Interface do SAP2000	165

Figura 12.1 – Carregamento de vento de sucção mais crítico (kgf/m).....	169
Figura 12.2 – Carregamento de vento de pressão mais crítico (kgf/m).....	169
Figura 12.3 – Lançamento do pórtico no MASTAN2.....	170
Figura 12.4 – Cargas da combinação a) em kgf	170
Figura 12.5 – Análise plástica de 2ª ordem para a combinação a)	171
Figura 12.6 – Análise elástica de 1ª ordem para a combinação a)	172
Figura 12.7 – Cargas da combinação b) em kgf	172
Figura 12.8 – Análise plástica de 2ª ordem para a combinação b).....	173
Figura 12.9 – Análise plástica de 2ª ordem para a combinação b).....	173
Figura 12.10 – Análise elástica de 2ª ordem para a combinação b).....	174
Figura 12.11 – Cargas da combinação c) em kgf	174
Figura 12.12 – Análise plástica de 2ª ordem para a combinação c)	175
Figura 12.13 – Análise plástica de 1ª ordem para a combinação c)	175
Figura 12.14 – Análise elástica de 2ª ordem para a combinação c)	176
Figura 12.15 – Base do pilar do galpão	177
Figura 12.16 – Conexões do galpão	178
Figura 12.17 – Vista isométrica do galpão	178
Figura 13.1 – Planta baixa do pavimento tipo da edificação em estudo	180
Figura 13.2 – Esquema do pórtico principal	180
Figura 13.3 – Lançamento estrutural.....	182
Figura 13.4 – Viga suportando cargas pontuais de duas vigotas.....	183
Figura 13.5 – Vento a 90° atuando no pórtico de empena	186
Figura 13.6 – Vento a 90° atuando no pórtico central.....	186
Figura 13.7 – Viga de bordo submetida a cargas concentradas	189

Figura 13.8 – Análise plástica de 2ª ordem do pórtico central	191
Figura 13.9 – Sistema de contraventamento no pórtico secundário	192
Figura 13.10 – Análise plástica de 2ª ordem do pórtico de empena.....	193
Figura 13.11 – Apoio genérico simplificado de uma estrutura metálica.....	194
Figura 13.12 – Conexão dos pórticos centrais.....	195
Figura 13.13 – Conexão dos pórticos de empena.....	195

LISTA DE TABELAS

Tabela 2.1 – Alguns aços presentes no mercado nacional	5
Tabela 2.2 – Características geométricas do perfil escolhido para análise	16
Tabela 2.3 – Resultados obtidos para avaliação do momento-curvatura	16
Tabela 2.4 – Esbeltez máxima para flambagem local da mesa (FLM)	26
Tabela 2.5 – Esbeltez máxima para flambagem local da alma (FLA)	27
Tabela 2.6 – Esbeltez máxima para flambagem por flexocompressão.....	27
Tabela 2.7 – Resumo da variação entre os limites de esbeltez determinados por diferentes normas	28
Tabela 2.8 – Limite de esbeltez segundo a BS-5950/2000.....	30
Tabela 4.1 – Modelos físicos de análise	50
Tabela 6.1 – Critérios de instabilidade – Ações nominais/serviço.....	97
Tabela 7.1 – Requisitos para a escolha do aço	106
Tabela 7.2 – Limites recomendados para deslocamentos verticais	123
Tabela 7.3 – Limites recomendados para deslocamentos horizontais.....	124
Tabela 9.1 – Coeficiente para placa sobre apoios	137
Tabela 9.2 – Coeficiente para placa sobre três apoios.....	138
Tabela 9.3 – Coeficiente para placa sobre quatro apoios	139
Tabela 12.1 – Características do galpão exemplificado	166
Tabela 12.2 – Perfis escolhidos para o dimensionamento, sendo o primeiro para vigas e o segundo para os pilares.....	167
Tabela 12.3 – Elementos constituintes das ações permanentes.....	167
Tabela 12.4 – Parâmetros da ação do vento obtidos.....	168
Tabela 13.1 – Cargas das ações permanentes.....	183

Tabela 13.2 – Cargas das ações variáveis.....	184
Tabela 13.3 – Parâmetros para avaliação da ação do vento	184
Tabela 13.4 – Força resultante do vento em cada pavimento.....	185
Tabela 13.5 – Vãos máximos sem escoramento.....	187
Tabela 13.6 – Características da laje	188
Tabela 13.7 – Seção escolhida para viga secundária de apoio das lajes	189
Tabela 13.8 – Características da seção W 410 X 38,8	189
Tabela 13.9 – Características dos perfis do pórtico central	190
Tabela 13.10 – Características dos perfis do pórtico de empena.....	192

LISTA DE SÍMBOLOS

σ – Tensão

ε – Deformação

ΔL – Variação do comprimento da barra de aço

L_0 – Comprimento inicial da barra

F – Força aplicada

A_0 – Área da seção transversal inicial da barra

F_y – Tensão de escoamento

ε_y – Deformação no início do escoamento

ε_{st} – Deformação ao final do escoamento (início do encruamento)

F_u – Tensão de ruptura (tensão última)

M_p – Momento de plastificação

E – Modulo de elasticidade

M – Momento resistente

\emptyset - Curvatura

\emptyset_y – Curvatura no escoamento

Z – Módulo plástico

I – Momento de inércia

$y_{máx}$ – Distância entre a linha neutra e as fibras mais externas

W – Módulo elástico

b – Largura do perfil I

d – Altura do perfil I

t_w – Espessura da alma

t_f – Espessura da mesa

f – Fator de forma

M_y – Momento de escoamento

V_0 – Velocidade básica do vento

V_k – Velocidade característica do vento

q_v – Pressão dinâmica do vento

F_v – Força exercida pelo vento

C_e – Coeficiente de forma externo

C_i – Coeficiente de forma interno

C_{pi} – Coeficiente de pressão interna

λ – Fator de carga

S_n – Solicitações nominais

P_i – Ações permanente

V_p – Ação variável principal

$V_{s,i}$ – Ação variável secundária

λ_R – Fator de carga de ruína

λ_p – Fator de carga de colapso plástico; Índice de esbeltez de plastificação

λ_{CR} – Fator de carga de instabilidade elástica

$\lambda_f = \lambda_{R*}$ - Fator de carga de ruína modificado por Wood

F_{ry} – Tensão de escoamento fictício

α – Parâmetro adotado no cálculo de instabilidade global

S_d – Solicitação de cálculo

R_d – Resistência de cálculo

δ_V – Deslocamento vertical

δ_H – Deslocamento horizontal

H – Altura dos pilares

L_{stable} – Comprimento estável básico

L_m – Comprimento estável entre o travamento torcional na rótula plástica e o travamento lateral adjacente

L_k – Comprimento estável entre a localização de uma rótula plástica e o travamento torcional adjacente

L_s – Comprimento estável entre uma rótula plástica e o travamento torcional adjacente

P – Esforço normal

P_y – Esforço normal de escoamento

M_{pc} – Momento de plastificação reduzido

1. INTRODUÇÃO

Quando se discute sobre o comportamento de estruturas metálicas, bem como estruturas em concreto armado ou madeira, classicamente, o procedimento de cálculo se configura na análise das resistências de cálculo diante solicitações majoradas, além da avaliação do comportamento nos estados de utilização e, desta forma, estipula-se um conjunto de soluções estruturais que atendem tal demanda. A princípio, os procedimentos de cálculo supracitados atendem a uma variedade de soluções cotidianas, cujo comportamento estrutural foi extensamente estudado e coeficientes de segurança foram propostos antecipadamente. Porém, nas últimas décadas, observa-se a presença de estruturas progressivamente mais esbeltas, em que o comportamento linear clássico, historicamente empregado em projeto, distancia-se do comportamento real da estrutura. Assim, tal distância se constitui em síntese pelos efeitos de segunda ordem presentes nas estruturas.

Dito isso, segundo Matias de Paula (2018), objetiva-se basicamente em uma análise estrutural um comportamento relativo a uma “ruína segura e não seguro a ruína”. Isto é, ao compreender os efeitos decorrentes do material estrutural, bem como da tipologia estrutural adotada, verifica-se imprescindível incorporá-los à análise, no intuito de alcançar um maior grau de confiabilidade na estrutura e possivelmente um dimensionamento mais econômico. Não se caracteriza interessante uma composição estrutural que seja segura até o limite da sua ruína, onde qualquer carregamento acima do limite provoca um rompimento drástico da estrutura. Percebe-se, neste mesmo contexto, que o usuário deve ser devidamente sinalizado em relação a um possível mal-uso da edificação, afim de que medidas possam ser tomadas antes de um colapso abrupto da estrutura. Em outros termos, uma estrutura bem projetada deve sinalizar propriamente ao usuário que o uso atual não foi contemplado em projeto.

Nas últimas décadas, o dimensionamento estrutural provém gradualmente de diretrizes normativas que discorrem sobre os limites últimos dos materiais, em que se determina a escolha dos elementos estruturais diante sua capacidade máxima resistiva. No contexto do aço, a capacidade máxima para estruturas dúcteis se dá pela combinação dos efeitos de segunda ordem geométricos e do comportamento plástico. Ao atribuir o enfoque na resistência do sistema estrutural como um todo e não apenas ao limitar a resistência de determinados elementos estruturais diante a falha de um único membro, é possível aferir a resistência global de uma estrutura e aproveitar a resistência resultante da distribuição dos esforços para outros membros

que não falharam. Neste sentido, o conceito de análise de resistência global é nomeado como “análise avançada”, em que os efeitos não-lineares para seções dúcteis são incorporados diretamente ao cálculo e uma segurança global da estrutura é aferida.

Assim, uma “análise avançada” deve contemplar o seguinte: (a) estabilidade estrutural devido aos efeitos geométricos, como os efeitos intensificadores $P-\Delta$ e $P-\delta$ e (b) avaliação da plastificação de seções, acompanhado dos efeitos de distribuição da plastificação e redistribuição dos esforços ao longo da estrutura. No caso dos efeitos que interferem no comportamento estrutural estarem incorporados ao cálculo e a resistência mínima de projeto for atendida, como a estrutura apresenta uma resistência global necessária obtida por “análise avançada”, as especificações normativas para verificações de barra por barra são consequentemente atendidas. Inclusive, algumas das equações de verificação são calibradas diante metodologias de cálculo utilizadas nas “análises avançadas” (SUROVEK, 2013).

A teoria de análise plástica do aço tem seus conceitos básicos inicialmente estipulados no final do século 19 sendo que o princípio básico para a implementação em estruturas data do início do século 20. Posteriormente, verifica-se que desde a Segunda Guerra Mundial (1945) houve uma intensificação nas pesquisas relacionadas as estruturas plastificadas, sobretudo o comportamento diante a formação de rótulas plásticas no intuito de definir formalmente teorias a serem aplicadas no contexto real de projeto (ZIEMIAN, 1990). Teorias estas embasadas no julgamento da formação de mecanismos de colapso plástico e capacidade de plastificação das seções. Em seguida, com o advento de ferramentas computacionais, nas décadas de 70, 80 e 90 modelos incrementais surgem com o propósito de simplificar as rotinas de cálculo, diminuindo a variabilidade de julgamentos necessários e permitindo a análise de estruturas mais complexas. Junto com os modelos, prescrições normativas passam a adotar a análise plástica como um método factível de análise. Posteriormente, nas décadas de 90 até o presente momento, investiga-se parâmetros que possam adaptar os modelos incrementais para se aproximar mais do comportamento real da estrutura plastificada, isto é, seja por análises mais rigorosas como a discretização em fibras ou por elementos finitos, busca-se aperfeiçoar o modelo de cálculo sem maximizar o esforço computacional. Contudo, as diretrizes normativas acompanham de perto tais avanços, inclusive pela presença dos autores de muitas teorias vanguardistas nas comissões de elaboração das mesmas.

Antes mesmo do início dos estudos de plasticidade, Leonhard Euler em 1744 já discutia acerca dos efeitos de instabilidade em estruturas carregadas axialmente, em que um modelo de cálculo era proposto para a verificação do limite de estabilidade de uma barra. Posteriormente,

Friedrich Engesser, em 1889, contribuiu para o modelo de Euler com ponderações devido a presença de tensões residuais em estruturas metálicas. Dito isso, no século 20 as estruturas se tornam cada vez mais esbeltas e os efeitos de instabilidade levantam uma maior preocupação entre os engenheiros, assim, trabalhos como os realizados pelo *Column Reserach Column* (originalmente liderado por Lynn S. Beedle em 1956 e nos últimos anos por Ronald D. Ziemian) aprimoraram os procedimentos de análise diante a os efeitos instabilidade. Assim, novamente com o advento de ferramentas computacionais, modelos incrementais foram propostos para melhor representar o comportamento geométrico não-linear. Todavia, faz-se necessário a avaliação da instabilidade em conjunto com a capacidade de plastificação do modelo, logo, diante dos avanços nas teorias de plasticidade e instabilidade, métodos foram propostos para combinar ambos os efeitos e se obter um comportamento estrutural mais realista.

Por fim, o presente trabalho tem como escopo a aplicação dos conceitos respectivos a não linearidade geométrica e do material e das diretrizes normativas que tratam do dimensionamento de estruturas metálicas em regime plástico com ênfase no contexto brasileiro de construção em aço.

2. MATERIAIS

2.1. Aços e perfis

Antes mesmo da escolha do perfil metálico a ser utilizado no dimensionamento de estruturas, seja em regime plástico ou elástico, é necessário a análise dos tipos de aço presentes no mercado. A escolha do aço, basicamente, se dá em função do ambiente ao qual a estrutura irá se encontrar. No contexto do dimensionamento em regime plástico, a ductilidade do aço entra em pauta pois, como será abordado nos subcapítulos a seguir, quanto mais dúctil o aço maior a capacidade do perfil de desenvolver rotação plástica e conseqüentemente permitir maiores deformações. Os fatores que devem ser observados são: tipo de local onde a estrutura se encontra, comportamento da estrutura sob solicitações de serviço e manutenção necessária ao longo do tempo.

As características da liga metálica utilizada na fabricação dos perfis devem estar em acordo com as normas internacionais, hoje especificadas na norma brasileira NBR 7007/2016, podendo ser verificadas através das informações fornecidas pelos fabricantes. Os aços estruturais utilizados no Brasil são produzidos conforme a ASTM (*American Society for Testing and Materials*) e DIN (*Deutsche Industrie Normen*) ou fornecidos segundo denominação dos próprios fabricantes. Alguns dos aços disponíveis são apresentados na tabela 2.1 a seguir, de acordo com suas características geométricas.

Os componentes da estrutura devem ser dimensionados para tolerar corrosão ou devem ser protegidos contra a corrosão que possa influir na resistência ou desempenho da estrutura. A proteção contra corrosão pode ser obtida através da presença de elementos de liga, camadas ou outros meios eficazes, seja isoladamente ou em combinação. Aços resistentes à corrosão também devem ser protegidos, quando não for garantida a formação da película protetora, ou quando a perda de espessura prevista durante a vida útil não for tolerável. Alternativamente, pode ser usada uma sobresspessura de corrosão nas chapas que compõem os perfis, adequada para a vida útil e a agressividade do meio em que a edificação se encontra.

Tabela 2.1 – Alguns aços presentes no mercado nacional

Aços de média resistência para uso geral	
Descrição	Material
Perfis, chapas e barras redondas acima de 50 mm	ASTM A- 36
Chapas finas	ASTM A-570 e SAE 1020
Barras redondas (6 a 50 mm)	SAE 1020
Tubos redondos sem costura	DIN 2448, ASTM A-53 grau B
Tubos quadrados e retangulares, com e sem costura	DIN 17100
Aços estruturais, baixa liga, resistentes à corrosão atmosférica, média resistência mecânica	
Chapas	USI-SAC 41 (USIMINAS)
Chapas	Aço estrutural com limite de escoamento de 245 MPa (COSIPA)
Aços estruturais, baixa liga, resistentes à corrosão atmosférica, alta resistência mecânica	
Chapas	ASTM A-242, ASTM A-588 COS-AR-COR (COSIPA), USI-SAC-50 (USIMINAS) e NIOCOR (CSN)
Perfis	ASTM A-242, A-588 (COFAVI)

Com o tipo de aço escolhido previamente pelo responsável técnico, o mesmo terá um leque de perfis disponíveis no mercado que podem ser utilizados conforme a necessidade estrutural. Os perfis podem ser do tipo laminados, soldados e dobrados.

Os perfis laminados são produzidos em um sistema contínuo de laminação a quente, onde bobinas impõem à matéria prima formatos e espessuras pré-definidos resultando em perfis de diversas formas ou seções, conforme apresentado na figura 2.1.

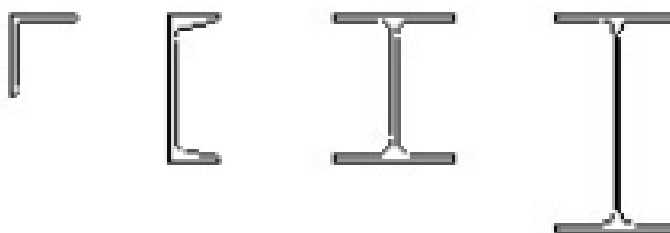


Figura 2.1 – Geometria dos perfis laminados

Os perfis no formato I ou H (mesa e alma com dimensões aproximadas) são utilizados fundamentalmente sob compressão, em pilares, ou sob flexão e solidários à laje de concreto, em vigas. Os perfis em formato de “L”, conhecidos como cantoneiras, podem desempenhar diversas funções, mas, principalmente, são utilizados em conexões entre membros estruturais ou travamentos. Já os perfis U, normais ou enrijecidos, são bastante utilizados como terças de coberturas.

Apesar dos formatos apresentados na figura 2.1 serem amplamente disponíveis no mercado nacional, certas demandas não conseguem ser atendidas devido a necessidade de perfis de dimensões personalizadas. Portanto, nessa situação, utilizam-se perfis soldados, que permitem abranger uma gama de tamanhos com certa economia. Os perfis soldados são em formato I, com as chapas ligadas entre si por solda elétrica ou eletrofusão. As designações para esse tipo de perfil são: VS (viga soldada), CS (coluna soldada) e CVS (coluna viga soldada).

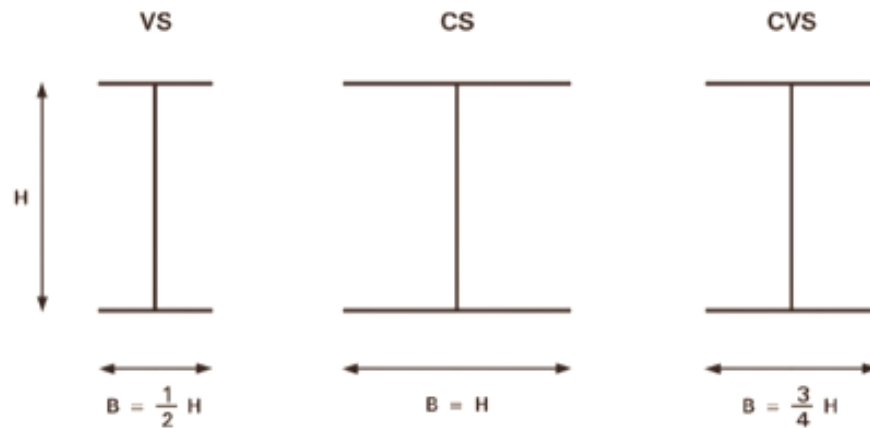


Figura 2.2 – Geometria dos perfis soldados

2.2. Comportamento mecânico do aço

O comportamento do aço sob a aplicação de determinada tensão pode ser verificado ao analisar os resultados obtidos no ensaio de tração simples. Como produto desse ensaio, tem-se a curva tensão-deformação do material, que traduz características relevantes para a análises e dimensionamento de determinada estrutura sob o regime plástico.

Quando submetida a um esforço crescente de tração, uma barra de aço genérica tende a se deformar, ou seja, é provocado um acréscimo do comprimento ΔL em relação ao seu comprimento inicial L_0 . Logo, chama-se de deformação unitária do material a relação:

$$\varepsilon = \frac{\Delta L}{L_0} \quad (2.1)$$

A tensão aplicada ao material é obtida pela relação entre a força aplicada e a área da seção transversal da barra. Entretanto, quando a barra é tracionada sua seção transversal diminui. Logo, para fins de simplificação, para o cálculo da tensão aplicada é considerada a área da seção transversal inicial A_0 do material, isto é, a seção transversal da barra antes da mesma sofrer deformação. A tensão, portanto, aplicada ao material é definida como:

$$\sigma = \frac{F}{A_0} \quad (2.2)$$

Com base na equação 2.1 e equação 2.2, é possível representar o gráfico tensão-deformação do aço.

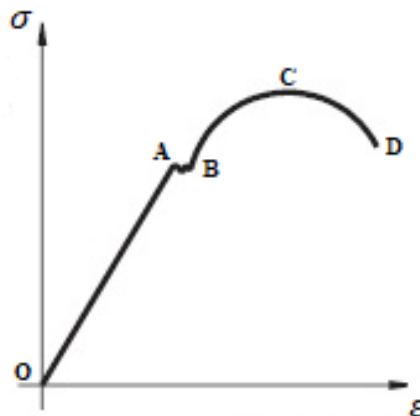


Figura 2.3 - Gráfico tensão-deformação do aço

O trecho linear do gráfico, conhecido como regime elástico, corresponde ao comportamento elástico do material onde a Lei de Hooke é válida. O coeficiente angular dessa reta fornece o módulo de elasticidade (Módulo de Young) do aço em questão. O trecho AB corresponde ao patamar de escoamento, fenômeno no qual a deformação é acrescida sob tensão quase constante. A tensão que provoca o escoamento do material é denominada limite de escoamento (F_y) e a sua respectiva deformação é representada por ϵ_y . A tensão de escoamento é diretamente proporcional ao teor de carbono do aço. A partir do ponto B, o aumento da tensão produz novamente o aumento da deformação, fenômeno conhecido como encruamento, sendo

essa representada como ε_{st} , até se chegar a tensão última, ou de ruptura, do material (F_u). A partir do ponto C, a tensão passa a diminuir devido à formação de deformações visíveis no material até chegar à sua ruptura no ponto D.

Segundo Horne e Morris (1981), quando o patamar de escoamento é longo comparado à deformação elástica, é possível usar a teoria plástica básica para definir o comportamento do material até sua tensão de ruptura. Essa simplificação desconsidera o encruamento do aço (*strain hardening*), sendo assim representada pela figura 2.4. É certo que há alguns pequenos erros em valores obtidos ao se desconsiderar o patamar de escoamento, porém esse fato é justificável ao perceber que tais erros induzem a um favorecimento da segurança do dimensionamento.

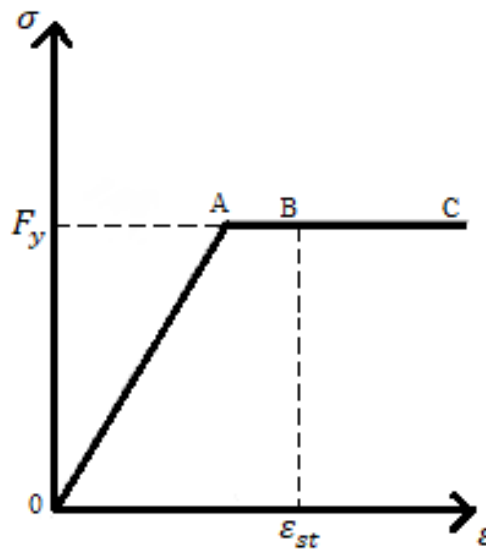


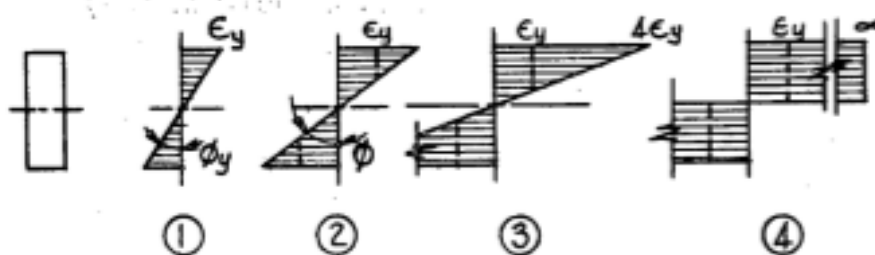
Figura 2.4 - Gráfico idealizado de tensão-deformação do aço

2.3. Conceitos iniciais de plasticidade

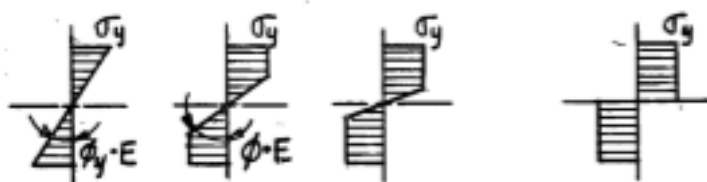
Baker, no ano de 1949, já indicava que o dimensionamento mais racional e econômico é dado por análises realizadas através de métodos que englobam o regime plástico, de modo que, somente então, a verdadeira carga que provoca o colapso plástico de uma estrutura pode ser aferida, diferentemente do contexto elástico, no qual, segundo Beedle (1955), os resultados comparados podem variar consideravelmente com o comportamento real de uma estrutura.

Para iniciar a abordagem dos conceitos relacionados à plasticidade, toma-se como exemplo a distribuição de tensões em uma seção retangular de dimensão aleatórias submetida à flexão simples, observando-se quatro momentos diferentes, conforme mostra a figura 2.5.

Strain Distributions: (Assumption No. 1)



Resulting Stress Distributions: (Assumption No. 2)



Yield Distributions:



Figura 2.5 – Resultante da distribuição das tensões em uma seção retangular (BEEDLE; KETTER, 1955)

No estágio (1) a tensão alcança o patamar limite para a análise elástica, em que as tensões nas fibras mais distantes ($y_{máx}$) equivalem à tensão de escoamento do aço estudado. Assim, para qualquer incremento de tensão, a seção se comportará de forma plástica. No estágio (2) ocorre um incremento de tensões que resulta em um espalhamento da plastificação no decorrer da seção. As rotações e deformações do elemento aumentam significativamente e o parâmetro limitante às deformações excessivas passa a ser o núcleo elástico ainda não plastificado, que consiste em uma região da seção em que a tensão atuante é menor que a tensão de escoamento. Já no estágio (3), a seção em sua quase totalidade está plastificada e com a ocorrência de deformações excessivas. Contudo, ainda há um pequeno trecho ainda não plastificado. E

finalmente no estágio (4), que consiste na seção totalmente plastificada resultando em uma rotação infinita, situação esta que é fisicamente impossível de ocorrer, portanto trata-se apenas de uma idealização.

A curvatura da seção (\emptyset) é resultado de tensões decorrentes do momento fletor o qual uma viga está submetida. Sua relação pode ser definida analisando-se o estágio (2) da figura 2.5. Sendo assim:

$$\emptyset = \frac{F_y}{E y_0} \quad (2.3)$$

Onde: F_y - Tensão de escoamento do aço

E - Módulo de elasticidade

y_0 - Altura do núcleo elástico em relação ao eixo de simetria

O momento resistido (M) é proveniente da contribuição tanto da região elástica quanto da região plástica, sendo obtido pela integração da área resultante da distribuição de tensões. Tomando a seção transversal parcialmente plastificada, tem-se:

$$M = F_y W_e + F_y Z_p \quad (2.4)$$

O subscrito (e) se refere à região ainda em regime elástico e o subscrito (p) à região parcialmente plastificada. W é o módulo resistente elástico, Z é o módulo resistente plástico, e ambos os parâmetros estão relacionados com as características geométricas da seção.

O momento capaz de ocasionar a plastificação da seção (M_p) é ser definido aplicando-se o princípio de equilíbrio estático da seção transversal completamente plastificada.

$$M_p = F_y Z \quad (2.5)$$

Já a magnitude do momento capaz de iniciar o escoamento da seção (M_y) é definido pelas características geométricas da seção e pela tensão de escoamento (F_y) do aço utilizado em sua fabricação. Sendo assim:

$$M_y = \frac{I}{y_{\max}} F_y = F_y W \quad (2.6)$$

A idealização do comportamento descrito pela figura 2.5, no estágio (4), fomenta uma série de conceitos diretamente aplicados à teoria de plasticidade. Primeiramente, pode-se assumir que para uma carga atuante em regime de plastificação total da seção, as deformações podem crescer indefinidamente (NEAL, 1977). Desenvolvendo a relação entre momento e curvatura (deformação) para uma seção retangular após atingir o patamar de escoamento, partindo-se da relação $M = EI\phi$, obtém-se o gráfico adimensional da figura 2.6, determinado pela equação a seguir.

$$\frac{M}{M_y} = 1,5 - \left(1 - \frac{1}{3} \left(\frac{\phi_y}{\phi}\right)^2\right) \quad (2.7)$$

O valor 1,5 é referente ao produto entre o módulo resistente plástico (Z) e o módulo resistente elástico (W) de uma seção retangular. Essa relação é definida como fator de forma (f) e depende exclusivamente da geometria da seção.

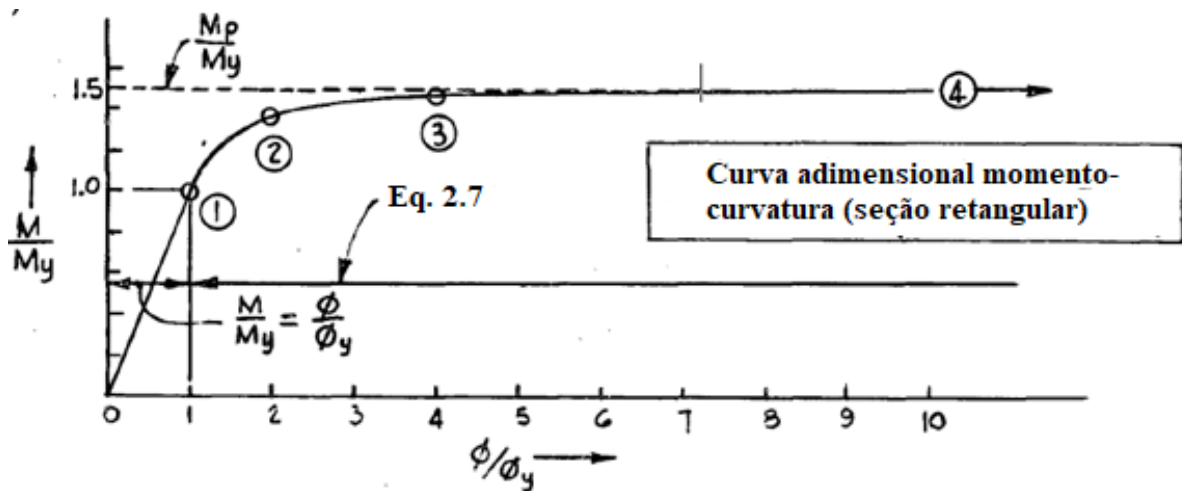


Figura 2.6 – Gráfico teórico da relação adimensional momento-curvatura de uma seção transversal retangular (BEEDLE; KETTER, 1955 - Adaptado)

Dessa forma, denota-se a seguinte relação entre o momento que provoca uma plastificação praticamente total na seção (M_p) e o momento equivalente ao início do patamar de escoamento (M_y):

$$\frac{M}{M_y} \xrightarrow{\phi \rightarrow \infty} \frac{M_p}{M_y} = \frac{Z F_y}{W F_y} = \frac{Z}{W} = f \quad (2.8)$$

Segundo Beedle (1955), há um incremento de 50% de resistência acima do limite elástico calculado (estágio 1) devido a plastificação da seção transversal do perfil, o que contribui para um melhor aproveitamento da resistência do perfil no contexto de dimensionamento de estruturas de aço em regime plástico.

A mesma análise descrita acima para seções retangulares também pode ser feita para seções I. O comportamento detém a mesma validade, porém as equações que regem as deformações e rotações são funções distintas do momento atuante. A relação entre momento resistente (M) e curvatura (ϕ) para uma viga I, sob a atuação de um momento fletor em seu eixo de maior inércia, é caracterizada pela figura 2.7.

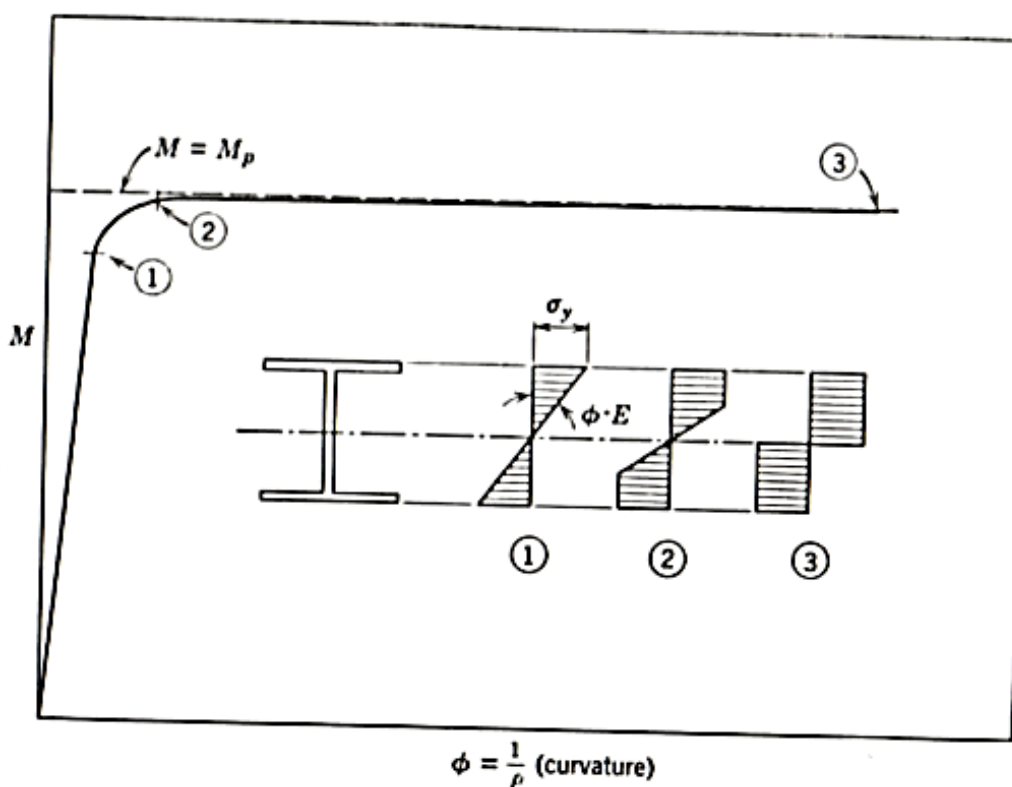


Figura 2.7 – Relação entre momento e curvatura (BEEDLE; KETTER, 1955)

A partir da figura acima, é possível verificar três estágios de comportamento da viga quanto a variação de seu momento resistente em relação à sua curvatura. Até o ponto 1, o momento varia linearmente com a curvatura, o que mostra que a seção se encontra em regime

elástico. Variando positivamente a magnitude do momento chega-se ao ponto 2, onde a mesa, bem como parte da alma da viga, se encontra plastificada. Finalmente, com um pequeno incremento no momento, verifica-se que toda a seção transversal da viga se torna plastificada, situação essa caracterizada pelo ponto 3. Esse momento resistente tende a um valor muito próximo ao momento de plastificação.

Segundo Horne e Morris (1981), a relação momento-curvatura adimensional para uma viga I pode ser obtida ao se analisar três situações distintas. Na primeira situação, a relação entre momento e curvatura segue um comportamento linear, regido pela equação a seguir:

$$\frac{M}{M_y} = \frac{\phi}{\phi_y} \quad \text{para } \frac{\phi}{\phi_y} \leq 1,0 \quad (2.9)$$

Na segunda situação, a seção da viga possui um comportamento elastoplástico, portanto, considera-se que o escoamento é restrito apenas a parte das mesas da seção, enquanto as outras partes seguem com comportamento elástico, como mostra a figura 2.8.

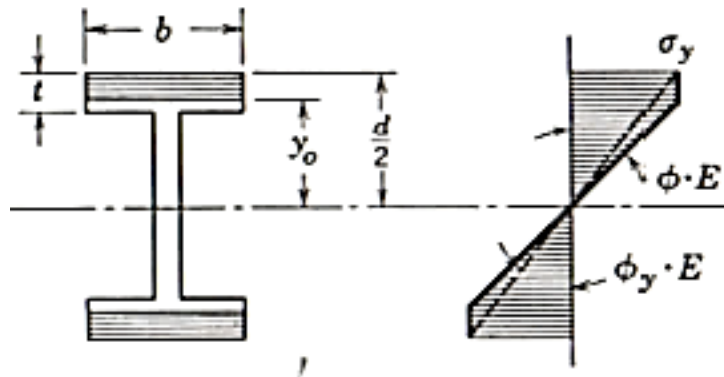


Figura 2.8 – Distribuição de tensões para M_y – segunda situação (BEEDLE; KETTER, 1955)

Logo, a curva adimensional momento-curvatura é definida pela relação entre o momento resistente e o momento de escoamento com suas respectivas curvaturas, conforme equação 2.10.

$$\frac{M}{M_y} = \frac{\phi}{\phi_y} \left(1 - \frac{bd^2}{6W} \right) + \frac{bd^2}{4W} \left\{ 1 - \frac{1}{3} \left(\frac{\phi_y}{\phi} \right)^2 \right\} \quad \text{para } 1 < \frac{\phi}{\phi_y} \leq \frac{d/2}{(d/2 - t_w)} \quad (2.10)$$

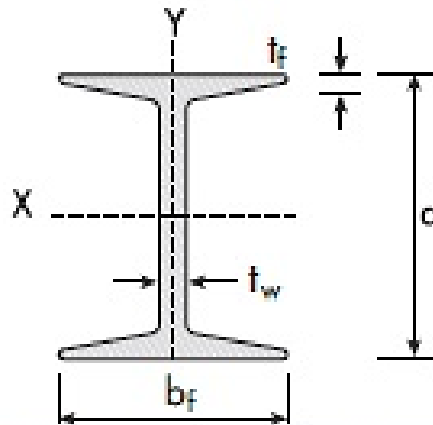


Figura 2.9 – Parâmetros relacionados às dimensões da seção I

Já na terceira situação, um maior número de fibras está submetido à tensão de escoamento, portanto o aumento da curvatura provoca o escoamento completo das mesas e da alma da seção. Nesse caso, a curva momento-curvatura seguirá o comportamento definido pela equação 2.11.

$$\frac{M}{M_y} = f - \frac{t_w d^2}{12W} \left(\frac{\phi_Y}{\phi}\right)^2 \quad \text{para} \quad \frac{d/2}{(d/2-k)} < \frac{\phi}{\phi_y} \leq \infty \quad (2.11)$$

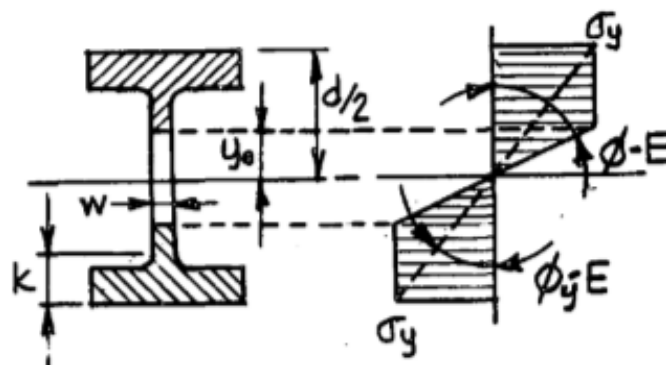


Figura 2.10 – Distribuição de tensões para M_y – terceira situação (BEEDLE; KETTER, 1955)

Sendo assim, ao utilizar as equações supracitadas, a curva adimensional momento-curvatura tem o comportamento apresentado na figura 2.11.

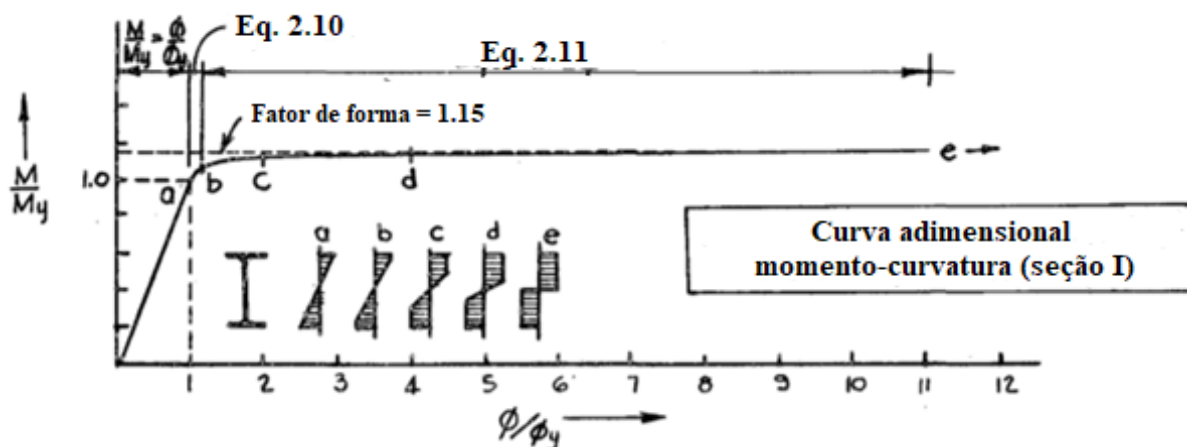


Figura 2.11 – Curva teórica adimensional momento-curvatura de uma seção I (BEEDLE; KETTER, 1955 - Adaptado)

Resultados experimentais mostram que a deformação ao fim do patamar de escoamento é maior ou igual a seis vezes a deformação no início do escoamento ($\epsilon_{st} \geq 6\epsilon_y$). A consideração desse dado permite que o momento resistente da viga seja o maior possível dentro das possibilidades físicas, fazendo com que seja aproveitada toda a capacidade estrutural do aço.

A relação entre deformação e curvatura é definida pela equação 2.12.

$$\phi = \frac{\epsilon}{y} \quad (2.12)$$

Para a condição de deformação ao fim do patamar de escoamento supracitado, relaciona-se ambas as curvaturas.

$$\frac{\phi_y}{\phi} = \frac{\epsilon_y}{y} \times \frac{y}{6\epsilon_y} = \frac{1}{6} \quad (2.13)$$

O comportamento gráfico das equações acima pode ser exemplificado no contexto brasileiro para uma seção do tipo W 200mm x 15kg/m em detrimento da condição de deformação supracitado. O fator de forma calculado pela equação 2.8 é de 1,113. As demais características do perfil escolhido se encontram na tabela 2.2 a seguir.

Tabela 2.2 – Características geométricas do perfil escolhido para análise

Perfil	W 200mm x 15kg/m
Tensão de escoamento	300 Mpa
Módulo plástico (Z)	147,9 cm ³
Módulo elástico (W)	130,5 cm ³
Fator de forma (f)	1,133
Altura da seção (d)	200 mm
Espessura da alma (tw)	4,3 mm

Com a relação entre o momento plástico com o momento de escoamento com o fator de forma, a equação 2.11 fica na seguinte forma:

$$\frac{M}{M_p} = \frac{\left[f - \frac{wd^2}{12W} \left(\frac{\phi_Y}{\phi} \right)^2 \right]}{f} \quad (2.14)$$

Portanto, com os dados da tabela 2.2, com as considerações iniciais supracitadas e com a utilização da equação 2.14, chega-se aos seguintes resultados:

Tabela 2.3 – Resultados obtidos para avaliação do momento-curvatura

$\left(\frac{\phi_Y}{\phi} \right)^2$	0,0278
M_y	39,15 Kn.m
M_p	44,37 Kn.m
$\frac{M}{M_p}$	0,997
Momento resistente (M)	44,25 Kn.m

Com isso, a curva adimensional momento-curvatura obtido é semelhante à curva teórica da figura 2.11. As equações correspondentes aos trechos (A), (B) e (C) são apresentadas a seguir.

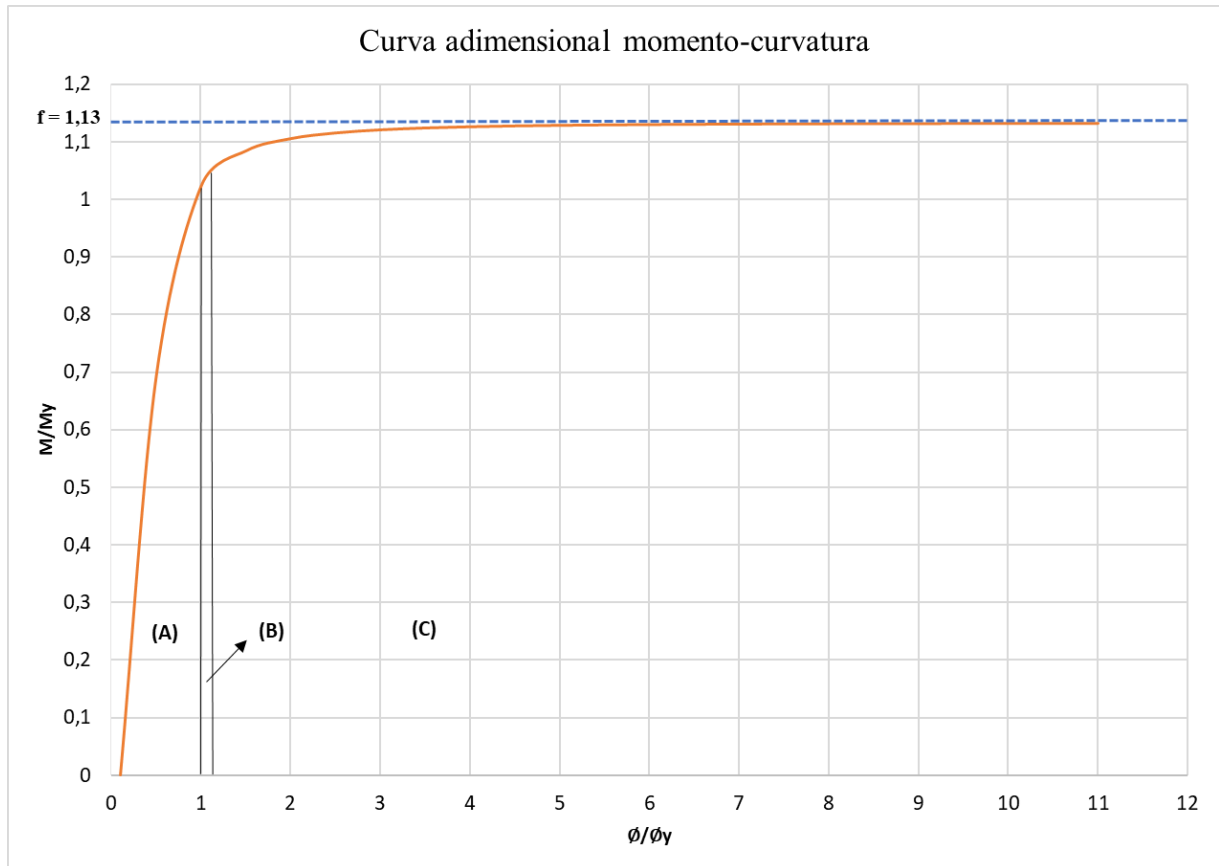


Figura 2.12 – Curva adimensional momento-curvatura para o perfil W 200mm x 15kg/m

(A)
$$M = EI\phi \quad \text{para} \quad \frac{\phi}{\phi_y} \leq 1,0$$

(B)
$$\frac{M}{M_y} = \frac{\phi}{\phi_y} \left(1 - \frac{bd^2}{6W} \right) + \frac{bd^2}{4W} \left\{ 1 - \frac{1}{3} \left(\frac{\phi_y}{\phi} \right)^2 \right\} \quad \text{para} \quad 1 < \frac{\phi}{\phi_y} \leq \frac{d/2}{(d/2 - t_w)}$$

(C)
$$\frac{M}{M_y} = f - \frac{t_w d^2}{12W} \left(\frac{\phi_y}{\phi} \right)^2 \quad \text{para} \quad \frac{d/2}{(d/2 - k)} < \frac{\phi}{\phi_y} \leq \infty$$

Ao comparar a curva teórica de um perfil retangular na figura 2.6 com a do perfil exemplificado na figura 2.11, nota-se que a seção proporciona um menor intervalo de plastificação. Isto se dá pela diferença entre os fatores de forma nos dois casos: o fator de forma de uma seção retangular acarreta uma resistência de 50% além do início do patamar de escoamento, já a seção do tipo I suporta aproximadamente apenas 13%. Dito isso, segundo Moy

(1985), quanto mais próximo a um fator de forma unitário, mais eficiente é a seção, sendo capaz de suportar mais esforços sem excessivas deformações. Entretanto, esta seção é uma idealização teórica, impraticável. Desse modo, na conjuntura efetiva da construção civil é interessante recorrer às seções que sejam mais próximas de um fator de forma igual a um.

A equação 2.11 apresenta um intervalo de rotação em que ϕ tende ao infinito. Na prática, nenhuma estrutura permite uma rotação infinita e, assim, é limitada a uma rotação/deformação máxima (NEAL, 1977). No exemplo da seção I, uma rotação da ordem de seis vezes maior do que a rotação do início do escoamento acarreta em um momento equivalente a 99,97% do valor do momento de plastificação. Assim, tendo em vista aspectos práticos e no contexto da engenharia civil, é possível aproximar o momento para deformações desta ordem ao momento de plastificação.

$$M(\phi = 6\phi_y) = 99,97\% M_p \quad \therefore M = M_p$$

O critério de deformação (ε) máximo para uma região em regime plástico é limitado pela deformação equivalente ao início do escoamento e ao início do encruamento (*strain-hardening*). Os aços estruturais apresentam diferentes relações entre a deformação de início de escoamento (ε_y), deformação no início do encruamento (ε_{st}) e deformação equivalente à ruptura (ε_u). Essa característica é denominada ductilidade e, segundo Pfeil (2008), é a capacidade do material se deformar quando submetido a ação de cargas. Os aços dúcteis possuem a capacidade de redistribuir as tensões e, além disso, essa propriedade permite que a estrutura tenha grandes deformações, tendo então uma função de alertar quando há a presença de cargas elevadas.

Foi exemplificado o cálculo da capacidade resistente para perfil I para a condição $\varepsilon = 6\varepsilon_y$. Porém, percebe-se que aços chineses estão cada vez mais difundidos no mercado global, e a tecnologia empregada em sua produção está permitindo que a deformação ao fim do patamar de escoamento seja igual a 10 vezes a deformação no início do escoamento, ou seja, um material ainda mais dúctil. Realizando a mesma análise feita anteriormente, mas agora para $\varepsilon_{st} = 10\varepsilon_y$, percebe-se que o momento resistente da seção se aproxima ainda mais do momento de

plastificação, mais precisamente 99,9% do momento de plastificação ($M = 0,999 M_p$). A utilização desse tipo de aço permite a otimização do material no que concerne ao dimensionamento de estruturas.

A avaliação descrita acima para a determinação da relação percentual entre momento resistente e momento de plastificação traduz a capacidade de rotação plástica de uma seção retangular ou I sob um momento fletor. Essa capacidade permite que a viga sofra maiores deformações antes de ocorrer sua ruptura. Como uma seção transversal mais solicitada de um membro estrutural não possui característica de rotação infinita, pois se trata de um evento fisicamente impossível, teoricamente não se pode afirmar que o momento resistente da viga é igual ao momento de plastificação. Entretanto, foi possível observar que os valores dos momentos analisados são muito próximos. Essa proximidade aumenta ainda mais conforme aumenta-se a ductilidade do aço do perfil estudado, aumentando assim sua capacidade resistiva.

2.4. Fator de forma

Conforme citado no subcapítulo anterior, a razão entre o módulo plástico (Z) e o módulo resistente elástico (W) é chamado de fator de forma, que representa a capacidade resistente da seção além do regime elástico. Este parâmetro é dado em função da geometria da seção transversal do perfil.

$$f = \frac{M_p}{M_y} = \frac{Z}{W} \quad (2.15)$$

Pela equação 2.15 pode-se observar que quanto menor o valor do fator de forma, menor será a diferença entre M_p e M_y , o que significa que o evento de início de escoamento será próximo ao evento de início da plastificação da seção, com baixo desenvolvimento de deflexão do material. Por essa razão, as normas limitam o valor do fator de forma em 1,25, fazendo com que M_y fique próximo de M_p e ao mesmo tempo permita a deformação adequada do membro estrutural.

Segundo Horne e Morris (1981), em um teste de flexão simples em qualquer tipo de seção, o escoamento do material não começará até que o momento atinja o valor de $\frac{M_p}{f}$, em

vigas isso ocorrerá quando for atingido aproximadamente 87% do momento de plastificação (M_p). Ainda segundo os autores, em seções do tipo I o benefício de se considerar uma maior resistência proveniente da plastificação é menor comparado aos outros tipos de perfil, já que de antemão há elevada eficiência do perfil I no regime elástico devido a maior parte do material se encontrar posicionada distante do eixo de simetria e portanto sob máxima tensão.

2.5. Rótula plástica, redistribuição de momento e colapso plástico

Como visto, quando a seção de um membro estrutural atinge valores próximos ao momento equivalente à sua plastificação total (M_p), esta perde a sua capacidade de resistir aos incrementos de esforços, fato este que induz à transferência do momento da seção submetida a M_p para as seções adjacentes que ainda não foram plastificadas – redistribuição de momento - proporcionando a elevação da resistência do membro estrutural.

Quando há o aumento do momento atuante acima de M_p , o ponto que está submetido à maior magnitude de momento fletor tende a rotacionar como uma rótula, com característica teórica de rotação infinita. Esse fenômeno é conhecido como a formação de rótula plástica. De acordo com Horne (1979), o conceito de rótula plástica é uma aproximação física, desde que a curvatura infinita seja possível sem a completa ruptura da viga. A rótula plástica irá ocorrer em uma seção a qual, sob qualquer carregamento, terá a maior relação do momento atuante com o momento plástico, transformando a estrutura em um mecanismo.

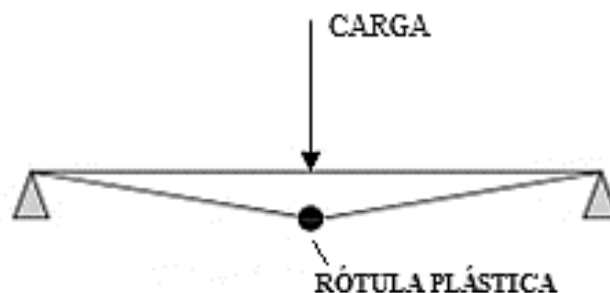


Figura 2.13 – Formação de rótula plástica

Na figura 2.14, o comportamento de uma viga bi-engastada com carregamento distribuído (W) é avaliado no decorrer dos incrementos de carregamentos (NEAL, 1977).

- a) A viga é submetida a um carregamento (W) em que o maior momento aplicado é menor que o momento de plastificação ($Z \times F_y$) – no qual a estrutura apresenta três graus de indeterminação, isto é, em um estado de equilíbrio;
- b) Os momentos nos trechos engastados atingem o momento equivalente à plastificação da seção, assim a região se torna incapaz de redistribuir os esforços – no qual a estrutura apresenta apenas um grau de indeterminação;
- c) Dado a incapacidade de redistribuir esforços, os pontos extremos possibilitam uma rotação (ϕ_1), formando rótulas plásticas, e a estrutura pode ser compreendida em um estado escoado, em que há regiões onde houve o escoamento e todos os demais funcionam de forma elástica;
- d) Com o incremento de carregamento, a seção equivalente à metade do vão atinge o momento de plastificação, o intitulado ponto de colapso, em que a estrutura não mais é capaz de resistir aos carregamentos e se apresenta instável;
- e) O comportamento final do colapso é ilustrado.

No caso exemplificado, a estrutura constitui-se com dois graus de indeterminação. Por isso, foi necessária a formação de três rótulas plásticas para que a estrutura perdesse a sua estabilidade e caminhasse para a ruína. Dito isso, pode-se compreender que a quantidade de rótulas plásticas necessárias para o colapso da estrutura (p) é o número de indeterminações (n) mais um – onde a última rótula apresentará um comportamento de rotação infinita.

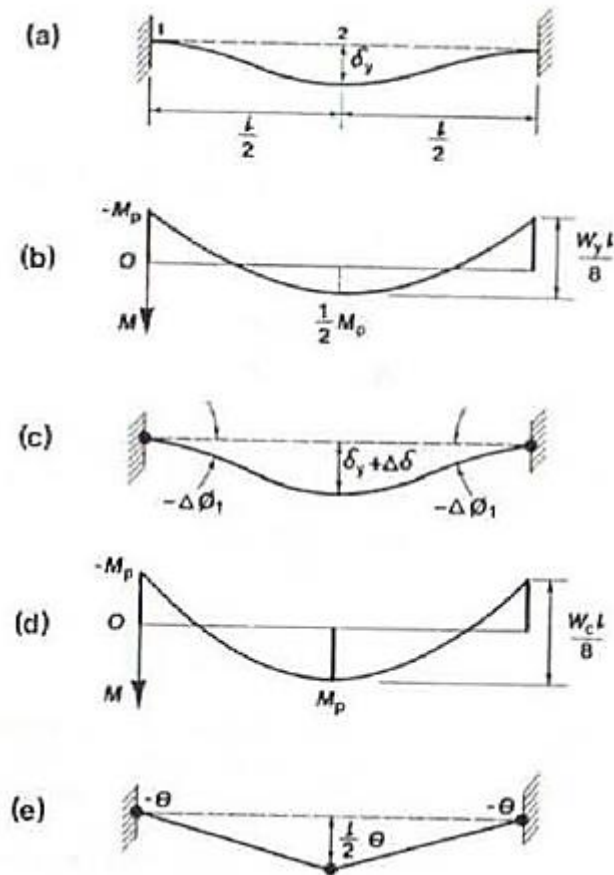


Figura 2.14 – Viga bi-engastada e formação de rótulas plásticas (NEAL, 1977)

Portanto, a plastificação de uma seção provoca, sucintamente, uma ausência de capacidade em resistir aos incrementos de esforços, de maneira que no caso de estruturas indeterminadas estaticamente, nota-se uma redistribuição dos esforços para outras regiões. Contudo, para o caso de estruturas determinadas, a rotação provocada por uma tensão excessiva em um ponto acarreta em uma perda de instabilidade da estrutura isostática, o que se denomina colapso plástico. Neste caso, segundo Neal (1977), assume-se um infinito acréscimo nas deformações e rotações para um caso de carregamento constante.

2.6. Produtos e suas características

A escolha do produto a ser considerado no projeto deve ser primeiramente baseada na sua disponibilidade no mercado. A partir daí suas características mecânicas e geométricas devem satisfazer aos requisitos impostos pelas normas vigentes para garantir a segurança e o

desempenho adequado das estruturas, evitando, portanto, a ocorrência de efeitos de flambagem local e global na estrutura e em seus membros.

Considera-se que pode ocorrer deformação plástica sem que a geometria da estrutura seja alterada de forma suficiente para causar modificações significativas nas condições de equilíbrio. Estas mudanças de geometria podem ocorrer em três níveis:

- a) Deformação contida na seção transversal de um membro (resultando de flambagem local da mesa ou da alma);
- b) Deslocamento ao longo do comprimento de um membro em relação a retas traçadas entre pontos correspondentes a suas extremidades (devido à flexão ou torção do membro);
- c) Mudança na geometria total da estrutura, resultando em movimentação relativa entre os membros.

Estes três níveis de deformação são respectivamente associados a problemas de instabilidade local, de membro e global. O problema de instabilidade de membro é o mais conhecido, e é refletido no método elástico pelo uso de tensões seguras de acordo com o grau de esbeltez do membro. No método plástico, considera-se que deformações plásticas resultando em redistribuições de tensões e momentos podem ocorrer antes de se ter instabilidade, o que significa que a carga de instabilidade elástica deve se encontrar significativamente acima da carga do limite plástico.

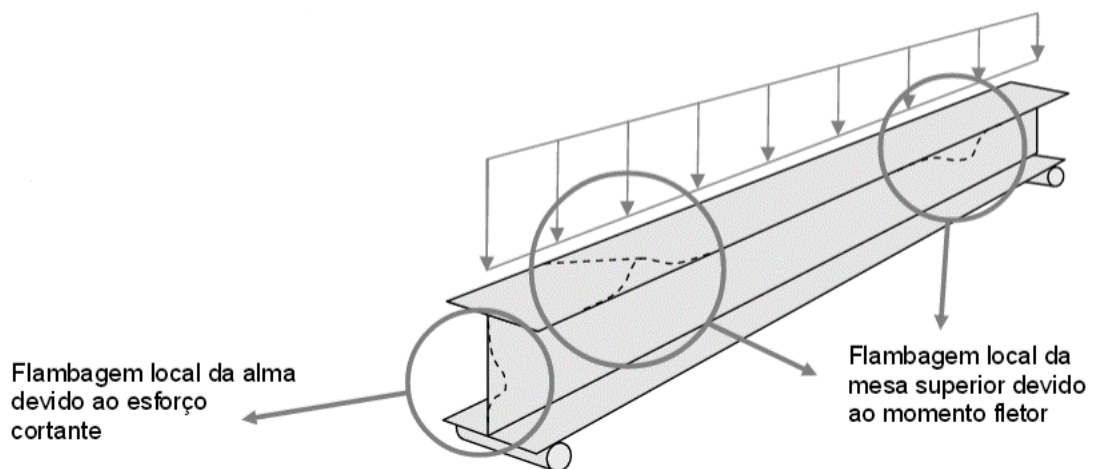


Figura 2.15 – Efeito de flambagem local

A estabilidade local do perfil é garantida pela capacidade de rotação quando o momento supera M_p , sendo essa capacidade suficiente para garantir a formação de rótulas plásticas e consequentemente a redistribuição dos esforços. A capacidade de rotação plástica é definida a partir da equação 2.16.

$$R = \frac{k_1}{k_p} - 1 \quad (2.16)$$

No qual k_1 representa a curvatura de um elemento fletido para um momento resistido ligeiramente inferior a M_p , e k_p representa a curvatura desenvolvida por M_p até se atingir alguma instabilidade, na qual há uma redução de M_p . A figura 2.16 ilustra esse conceito, onde k_p é determinado próximo ao final do ensaio quando a relação entre M/M_p diminui. Pode-se também adotar como referência para k_p o momento em que M/M_p volta a ser igual a 1,00.

Do ponto de vista prático, as normas classificam os perfis de acordo com as características supracitada bem como características geométricas que impedem deslocamentos laterais, estes são classificados como de classe 1, pela norma europeia Eurocode-3, ou perfis compactos, pela norma brasileira NBR-8800/2008. As demais classes, apresentadas na figura 2.16, não possuem características que permitam a formação consistente de rótulas plásticas suficiente para garantir a estabilidade dos perfis, tornando-os não adequados para o dimensionamento de estruturas metálicas em regime plástico.

- *Seções Classe 1:* Conseguem atingir o momento de plastificação e têm capacidade de formação de rótula plástica. São consideradas adequadas para o projeto em regime plástico. Algumas normas de projeto classificam as seções com estas características como *plásticas* e outras como *compactas*;
- *Seções Classe 2:* Conseguem atingir o momento de plastificação, mas não têm capacidade de formação de rótula plástica. São consideradas inadequadas para o projeto em regime plástico, uma vez que não conseguem manter o momento de plastificação (M_p) para grandes rotações, não sendo possível a redistribuição dos momentos;
- *Seções Classe 3:* Conseguem atingir o momento de início de escoamento (M_y), mas não conseguem atingir o momento de plastificação, em virtude da instabilidade local das paredes da seção. São consideradas, também, inadequadas para o projeto em regime plástico. Algumas normas de projeto chamam essas seções de *semi-compactas* (BS-5950), ou *não-compactas* (CSA-S16.1);

- *Seções Classe 4*: Não conseguem atingir o momento de início de escoamento (M_y), em virtude da instabilidade local das paredes da seção. São inadequadas para o projeto em regime plástico. Algumas normas de projeto chamam essas seções de *esbeltas*.

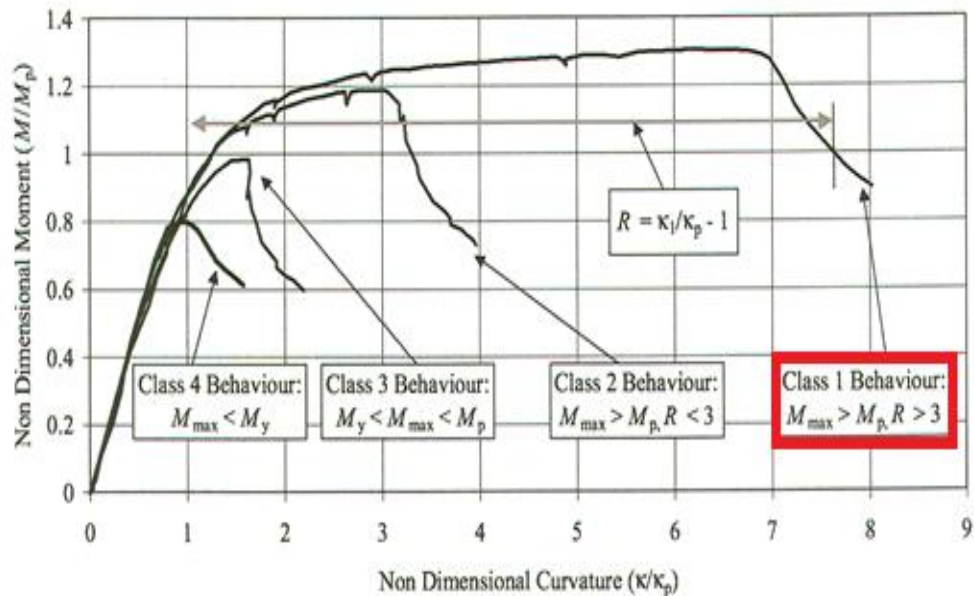


Figura 2.16 – Comportamento dos perfis de diversas classes (WILKINSON, 1999)

Quanto maior R , maior a capacidade de rotação da seção transversal do perfil metálico e consequentemente maior a possibilidade de se desenvolver uma rótula plástica. Algumas normas utilizam esse critério para definir 4 ou 3 classes de seções, além das seções de classe 1 já citadas. Em todas as demais classes há algum tipo de instabilidade que impede a formação consistente de rótulas plásticas e, portanto, não são apropriadas para uso em projetos de estruturas sob o regime plástico. A figura 2.16 ilustra as demais curvas para os outros tipos de classe. O Eurocode-3 define que seções com R superior a 3 já podem ser consideradas compactas. Esse limite, no entanto, varia com o tipo de norma utilizada.

Ao se analisar diferentes normas que tratam do dimensionamento de estruturas metálicas, é possível verificar discrepância entre os valores máximos recomendados de esbeltez no regime plástico para flambagem local da mesa, da alma, e para o caso de flexão combinada com compressão (flexocompressão) para perfis classe 1, conforme mostra as tabelas 2.4, 2.5 e 2.6 a seguir.

Tabela 2.4 – Esbeltez máxima para flambagem local da mesa (FLM)

FLAMBAGEM LOCAL DA MESA (FLM)		
Norma	Esbeltez (λ_p)	Para $F_y = 300 \text{ MPa}$
NBR 8800/2008	$\frac{174,14}{\sqrt{F_y}}$	10,05
AISC-LRFD/99	$\frac{174,14}{\sqrt{F_y}}$	10,05
CAN/CSA-S16/14	$\frac{200}{\sqrt{F_y}}$	11,55
AISC-ASD/16	$\frac{174,14}{\sqrt{F_y}}$	10,05
A-4000/90	$\frac{131}{\sqrt{F_y}}$	7,56
BS-5950/2000 (Perfis laminados)	$\frac{141}{\sqrt{F_y}}$	8,14
BS-5950/2000 (Perfis soldados)	$\frac{124}{\sqrt{F_y}}$	7,16
EUROCODE 3/2005	$\frac{138}{\sqrt{F_y}}$	7,97

Os valores de λ_p dependem da tensão de escoamento do aço (F_y). Para uma tensão de escoamento usual de 300 Mpa a esbeltez máxima para não ser verificada flambagem local da mesa varia de 7,16 a 11,55. A adoção do limite igual 11,55 ao invés de 7,16 pode garantir uma economia de até 15% no consumo de aço.

Para elementos submetidos a compressão e tração, como o caso de perfis tipo I, os valores máximos de esbeltez para se evitar a flambagem local da alma são apresentados na tabela 2.5 a seguir.

Tabela 2.5 – Esbeltez máxima para flambagem local da alma (FLA)

FLAMBAGEM LOCAL DA ALMA (FLA)		
Norma	Esbeltez (λ_p)	Para $F_y = 300 \text{ MPa}$
NBR 8800/2008	$\frac{1723}{\sqrt{F_y}}$	99,48
AISC-LRFD/99	$\frac{1723,05}{\sqrt{F_y}}$	99,48
CAN/CSA-S16/14	$\frac{1100}{\sqrt{F_y}}$	63,51
AISC-ASD/16	$\frac{1723}{\sqrt{F_y}}$	99,48
A-4000/90	$\frac{1296}{\sqrt{F_y}}$	74,82
BS-5950/2000	$\frac{1310}{\sqrt{F_y}}$	75,63
EUROCODE 3/2005	$\frac{1103,74}{\sqrt{F_y}}$	63,72

A partir dos valores acima apresentados, pode-se verificar que há uma variação de esbeltez limite de 63,51 a 99,48 adotando tensão de escoamento do aço (F_y) de 300 Mpa. Já no caso de flexocompressão, efeito típico em pilares de edifícios de múltiplos pavimentos, a tensão adicional de compressão gera um reposicionamento da linha neutra, resultando em compressão na maior parte da seção transversal. Nesse caso, a instabilidade da alma é mais provável, ou seja, a esbeltez máxima tende a ser menor comparada a de seções sob flexão pura.

Tabela 2.6 – Esbeltez máxima para flambagem por flexocompressão

FLAMBAGEM POR FLEXOCOMPRESSÃO		
Norma	Esbeltez (λ_p)	$F_y = 300 \text{ MPa}$ e $n = 0$
NBR 8800/2008	$\frac{806,5}{\sqrt{F_y}}$	46,56

AISC-LRFD/99	$\frac{1680}{\sqrt{F_y}} (1 - 2,75n), n \leq 0,125$ $\frac{500}{\sqrt{F_y}} (2,33 - n), n > 0,125$	97,00
CAN/CSA-S16/14	$\frac{1100}{\sqrt{F_y}} (1 - 0,39n)$	63,51
AISC-ASD/16	$\frac{1081}{\sqrt{F_y}} (1 - 1,4n), n \leq 0,27$ $\frac{674}{\sqrt{F_y}}, n > 0,125$	62,41
A-4000/90	$\frac{1296}{\sqrt{F_y}} (1 - 1,67n), n \leq 0,27$ $\frac{826}{\sqrt{F_y}} (1 - 0,52n), n > 0,27$	74,82
BS-5950/2000	$\frac{1310}{\sqrt{F_y}(1,2\alpha + 0,4)}$	151,27
EUROCODE 3/2005	$\frac{6070,56}{\sqrt{F_y}(13\alpha - 1)}, \alpha > 0,5$ $\frac{551,87}{\sqrt{F_y}(\alpha)}, \alpha \leq 0,5$	63,72

Legenda: $n = N/N_y$, relação entre a esforço axial atuante e a carga de plastificação a compressão.

$\alpha = (n+1)/2$, é a proporção da alma que está submetida à compressão.

F_y é o limite de escoamento do aço, dado em Mpa

Verifica-se, portanto, que a esbeltez máxima da alma para não ser verificada flambagem sob condições de combinação de flexão com compressão pode variar de 62,41 a 151,27 a depender da norma.

Tabela 2.7 – Resumo da variação entre os limites de esbeltez determinados por diferentes normas

Efeito	Varição do limite máximo de esbeltez
Flambagem local da mesa	[7,16 – 11,55]
Flambagem local da alma	[63,51 – 99,48]
Flambagem por flexocompressão	[62,41 – 151,27]

As recomendações normativas apresentam discrepâncias relevantes de esbeltez para o perfil ser enquadrado na classe 1. Essa diferença deve ser levada em consideração em casos práticos de projeto onde escolhe-se por adotar determinada norma. Wilkinson (1999) já mostrava (figura 2.17) que havia uma diferença significativa entre as curvas de esbeltez da alma

em função da taxa de carregamento axial propostas por diferentes normas da década de 70, 80 e 90.

As variações do limite máximo de esbeltez constatadas acabam exigindo ainda mais de um estudo prévio por parte do projetista, de modo que a escolha desse limite reflita de maneira fiel as condições reais de projeto, resultando em estruturas econômicas e seguras.

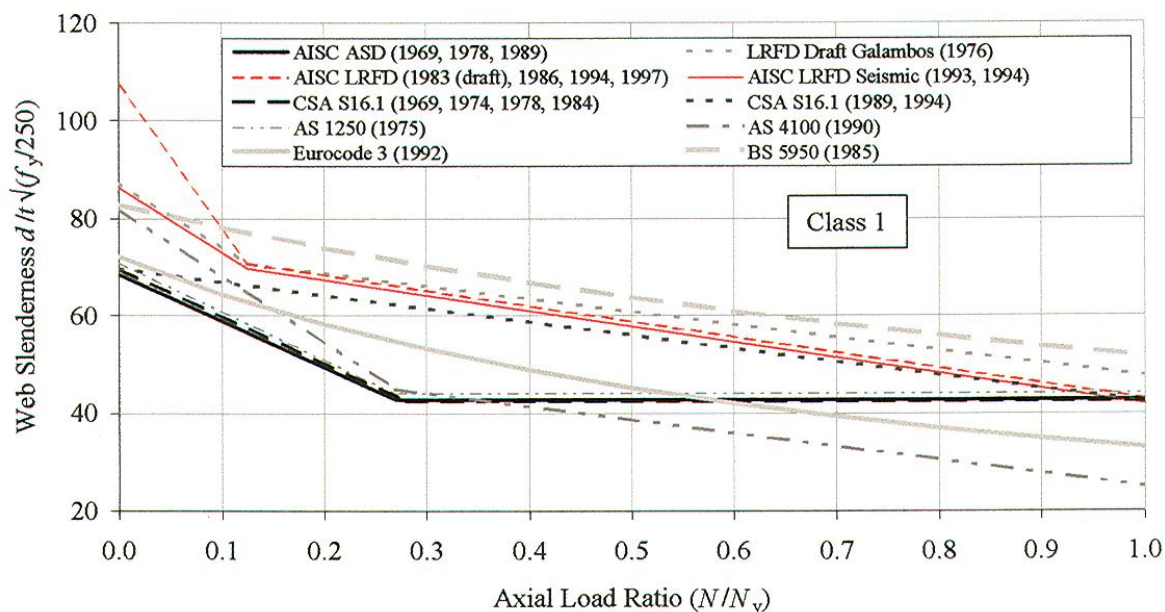


Figura 2.17 – Esbeltez local da alma para perfis tipo I e classe 1 submetidos à flexocompressão (WILKINSON, 1999)

2.7. Perfis mais adequados para o dimensionamento

Com base no subcapítulo 2.4, os limites de esbeltez que minimizam os efeitos de instabilidade local em determinado perfil estrutural auxiliam na correta escolha do produto a ser utilizado no dimensionamento de estruturas em regime plástico. Tomando-se a norma britânica BS-5950/2000 como referência, os limites máximos de esbeltez que a alma e a mesa devem apresentar se encontram na tabela 2.8.

Tabela 2.8 – Limites de esbeltez segundo a BS-5950/2000

Efeito	Limite máximo de esbeltez
Flambagem local da mesa	8,14
Flambagem local da alma	75,63
Flambagem por flexocompressão	151,27

É então feita uma avaliação das propriedades geométricas dos perfis metálicos AÇO MINAS GERDAU de forma que possam satisfazer os critérios abordados pela norma britânica. Os perfis mais adequados a serem utilizados em um contexto de projeto são apresentados no anexo A.

Com relação ao fator de forma foi utilizada a mesma metodologia, analisando os perfis laminados AÇO MINAS GERDAU presentes no mercado e avaliando se atendem ao critério de fator de forma máximo de 1,25 no eixo de maior inércia, conforme o subcapítulo 2.3. Os resultados para esse critério são apresentados no anexo B.

3. SEGURANÇA E DESEMPENHO

3.1. Considerações iniciais

A noção intuitiva de segurança estrutural está ligada à ideia de sobrevivência aos riscos inerentes à sua utilização normal.

Uma estrutura pode ser considerada segura quando existe uma certa garantia de que durante sua vida útil não serão atingidos determinados limites relacionados à segurança e ao desempenho estrutural. Essa noção intuitiva deve ser melhor esclarecida, tendo-se em vista a especificação e a quantificação de segurança.

Observe-se, inicialmente, que as estruturas têm vida finita. A ideia de segurança está, portanto, intimamente ligada a um prazo de duração da vida útil da estrutura, pois à medida que aumenta esse prazo também cresce o risco de aparecimento de estados excepcionais de utilização, bem como o risco de deterioração da própria estrutura.

O prazo de vida útil das estruturas é estabelecido em função das características das construções de que elas fazem parte. Embora também haja razões de ordem estrutural, que podem condicionar o prazo de vida útil das construções civis, este é, em geral, fixado subjetivamente em função de sua possível obsolescência, a qual ocorrerá se a construção não mais atender às novas necessidades de utilização. Assim, por exemplo, para as edificações residenciais e comerciais admite-se uma vida útil de 50 anos.

De modo geral, uma estrutura é confiável quando existe uma garantia razoável de sua permanência em condições de utilização normal. A confiabilidade estrutural é a garantia de sua permanência em serviço. Para uma estrutura, normalmente não basta a sua simples confiabilidade. A garantia de permanência em serviço é um requisito necessário, mas não suficiente de segurança, pois a ruína das estruturas, a princípio, envolve o risco de danos pessoais.

O respeito pela vida humana exige que o conceito de segurança seja mais amplo, impondo-se restrições não só quanto aos padrões de desempenho (relacionados à utilização da edificação), mas também quanto a certos estados relacionados com a segurança da estrutura.

Em princípio, as normas de projeto procuram evitar a chamada ruína catastrófica (sem aviso), que não permitem a evacuação dos usuários e a retirada de equipamentos e utensílios da

edificação. Exemplos de ruínas catastróficas ocorrem, por exemplo, quando são atingidos estados limites de instabilidade global da estrutura, ou de elementos estruturais, que geralmente são repentinas, portanto sem aviso.

Os resultados de utilização das estruturas, geralmente, não dependem apenas das decisões humanas. Frequentemente, a ruína está associada ou às forças da natureza, contra as quais não há controle operacional possível, ou à deterioração dos materiais.

Desse modo, como é preciso admitir que sempre existe uma certa probabilidade de ruína, em lugar de *estruturas contra a ruína*, sempre que possível devem ser construídas *estruturas de ruína segura*. Para isso, tendo em vista evitar-se que reações psicológicas dos usuários das edificações levem a situação de risco de danos pessoais, como por exemplo as situações de pânico coletivo, deve-se entender por estrutura segura aquela que atenda aos seguintes requisitos intuitivos de segurança:

- I. Durante a vida útil, a estrutura deve garantir a permanência das características da edificação, a um custo razoável de manutenção;
- II. Em condições normais de utilização, a construção não deve ter aparência que cause inquietação aos usuários ou ao público em geral, nem apresentar falsos sinais de alarme que lancem suspeitas sobre sua segurança;
- III. Em situações não previstas de utilização ou manutenção, durante a sua vida útil, a estrutura deve apresentar sinais visíveis de advertência (avisos) de eventuais estados perigosos.

Portanto, para que uma estrutura seja considerada segura é necessário que não sejam atingidos os chamados estados limites. Isto equivale a dizer que as respostas da estrutura (esforços solicitantes, tensões, deslocamentos, acelerações, etc.), em qualquer um de seus pontos, não podem ultrapassar determinados valores limites. Estes valores limites estão intimamente ligados aos materiais utilizados na fabricação da estrutura (aço, alumínio, madeira, concreto, etc.), a forma da estrutura, aos materiais ligados à estrutura (elásticos, frágeis, etc.) e à sua finalidade. Para este último tópico, importa saber, por exemplo, se a estrutura será usada em uma edificação com alto fator de ocupação, se tem fim comercial/residencial, ou se uma eventual ruína poderá comprometer a segurança de terceiros durante uma tempestade destrutiva, tal como as edificações de hospitais, forças de segurança e corpo de bombeiro.

É importante observar que todas as grandezas envolvidas são probabilísticas (ações, efeitos das ações, resistências, etc.). Assim, a garantia de não ocorrência de um estado limite,

só pode ser feita também probabilisticamente. As normas de dimensionamento estabelecem um nível de probabilidade de violação dos estados limites suficientemente baixos, através do uso de coeficientes de segurança adequados, aplicados às ações e/ou às resistências.

3.2. Estados limites

Estados limites são estados a partir dos quais uma estrutura não mais satisfaz à finalidade para a qual foi projetada.

Assim, o estado limite é o limite acima do qual um elemento da estrutura, peça ou ligação, será considerado comprometido. Este comprometimento poderá ser uma inadequação à utilização prevista para o elemento estrutural (deformações excessivas, vibrações, etc.), ou mesmo o colapso global ou parcial da estrutura. Distingue-se assim o *Estado Limite de Serviço* e o *Estado Limite Último*.

3.2.1. Estados limites últimos

São aqueles relacionados com a segurança da estrutura. Ocorrem quando parte da estrutura, ou a estrutura como um todo, atinge a ruína. Formas típicas de ruína (estados limites últimos mais comuns) das estruturas de aço são:

1. Instabilidade global ou parcial da estrutura;
2. Deslizamento ou tombamento;
3. Ruptura por tração, corte, ou outro tipo de tensão;
4. Instabilidade global de barras comprimidas, fletidas;
5. Flambagem local de componentes de barras.

3.2.2. Estados limites de serviço

São aqueles relacionados com o desempenho da estrutura, no que diz respeito à utilização econômica, à integridade dos materiais a ela ligados e ao bem-estar físico e psíquico dos usuários que a ocupam. A ocorrência de um estado limite de serviço pode afetar o

desempenho da estrutura em um ou mais dos aspectos citados. Os estados limites de serviço mais comuns são:

1. Deformações permanente;
2. Deslocamentos elásticos excessivos;
3. Vibrações;
4. Corrosões.

3.3. Ações e resistências

Denominam-se *ações* a todas as causas de tensões e/ou deformações e/ou movimentos de corpo rígido em uma estrutura. É possível estabelecer modelos probabilísticos e, a partir destes determinar valores médios, coeficientes de variação e valores nominais para as ações. As ações nominais normalmente são fixadas pelas normas de carga, que no Brasil é a ABNT NBR-6120. Ações nominais, a grosso modo, são os valores máximos esperados, com uma pequena probabilidade de serem superados durante a vida útil da estrutura (também definido por normas). Os tipos de ações são: Ações Permanentes, Ações Variáveis e Ações Excepcionais. A definição de cada tipo está presente no subcapítulo 7.4.

Resistência é a capacidade máxima de um elemento estrutural de resistir ao efeito de uma ação. Analogamente, é possível estabelecer modelos probabilísticos e a partir destes determinar valores médios, coeficientes de variação e valores nominais para as propriedades mecânicas dos aços. As propriedades mecânicas nominais, a grosso modo, são os valores mínimos esperados, com uma pequena probabilidade de serem inferiores.

Entretanto, para o dimensionamento das estruturas o que interessa são o *efeito das ações* (esforços solicitantes, tensões, deslocamentos) e as *resistências* dos diversos elementos estruturais, os quais não são corpos de prova, a diferentes tipos de solicitação. Desta forma, além das incertezas referentes aos valores nominais estimados para as ações e propriedades mecânicas, surgem outro conforme a seguir:

- a) Incertezas do lado do efeito das ações:

- Incertezas relativas ao modelo matemático usado para a análise da estrutura real (efetividade do engastamento dos apoios, rigidez das ligações, tensões residuais);
- Incertezas relativas à execução da estrutura (comprimentos de barras, formas, posições);
- Incertezas relativas às dimensões das seções transversais (tolerâncias de fabricação, tolerâncias de laminação).

b) Incertezas do lado das resistências:

- Incertezas relativas ao comportamento das peças em cada tipo de colapso (ruptura, flambagem, plastificação);
- Incertezas relativas à execução da estrutura;
- Incertezas relativas às dimensões das seções transversais.

Devido a estas incertezas, para estabelecer a condição de não violação de um estado limite qualquer, é necessário utilizar os chamados *valores de cálculo das ações* e/ou *valores de cálculo das resistências*. Estes *valores de cálculo* são iguais aos valores nominais corrigidos por *coeficientes de segurança* adequados, de forma a manter a probabilidade de violação do estado limite em um nível suficientemente baixo. Para análises estáticas lineares existe uma dualidade entre os valores de cálculo das ações e os valores de cálculo do efeito das ações.

A figura 3.1 ilustra os conceitos anteriores. Sendo S o efeito de uma ação e R a resistência de uma peça a este efeito (para um determinado estado limite), tem-se na figura 3.1a e a figura 3.1b as distribuições de probabilidade de S e R , respectivamente.

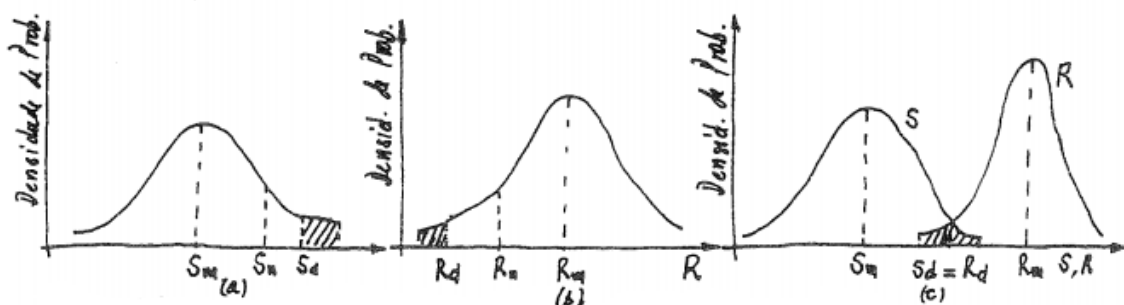


Figura 3.1 – Determinação dos valores de cálculo das ações e resistências (De Paula, 2016)

Na figura 3.1(a) e 3.1(b) observam-se os valores médios (S_m e R_m), os valores nominais (S_n e R_n), bem como os valores de cálculo (S_d e R_d) de S e R , respectivamente, os valores de cálculo foram obtidos aplicando-se coeficientes de segurança tanto nas ações como nas resistências.

A probabilidade do efeito de uma ação ser superior a S_d é dada pela área sob a curva, à direita de S_d (figura 3.1a). A probabilidade da resistência ser inferior a R_d é dada pela área sob a curva, à esquerda de R_d (figura 3.1b).

A não violação de um estado limite resulta na seguinte condição para o dimensionamento:

$$S_d \leq R_d \quad (3.1)$$

Onde: S_d – Solicitação de cálculo;

R_d – Resistência de cálculo.

A figura 3.1c mostra a situação relativa a duas distribuições de probabilidade, quando o dimensionamento é feito sem nenhuma folga, ou seja, com $S_d = R_d$.

3.4. Índice de segurança

É importante ressaltar que mesmo usando os coeficientes de segurança, há uma probabilidade, mesmo que muito baixa, de violação dos estados limites. Desta forma, sob o ponto de vista de Engenharia Civil, não existe estrutura absolutamente segura, mesmo porque nestas situações as estruturas seriam economicamente inviáveis. O chamado *Índice de Segurança Global* de uma estrutura é determinado a partir da expectativa de vida dos indivíduos em cada sociedade, relacionada também com a possibilidade de ocorrência de determinado desastre (a probabilidade média de ocorrência de um acidente fatal de trânsito, por exemplo). Esta probabilidade pode ser caracterizada matematicamente pelo chamado *Índice de Segurança*, descrito a seguir.

Considere-se que é possível obter uma distribuição de probabilidade da variável $x = \ln R/S$, conforme a figura 3.2 abaixo, para peças dimensionadas corretamente.

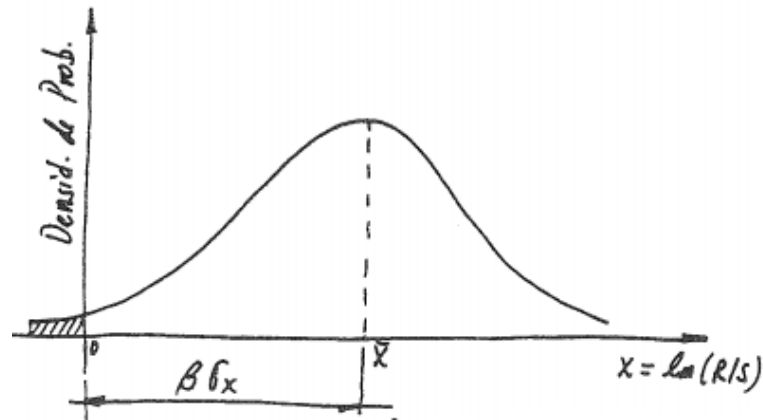


Figura 3.2 – Probabilidade de violação de um estado limite

A área sob a curva, a esquerda da origem, dá a probabilidade de $x < 0$. Assim,

$$x < 0 \rightarrow \frac{R}{S} < 1 \therefore R < S \quad (3.2)$$

O número β de desvios-padrão σ_x entre a média \bar{x} e a origem determina o valor da área hachurada. Um aumento de β implica em um deslocamento da média para a direita (figura 3.3a), ou em uma curva de menor desvio padrão, com a mesma média (figura 3.3b), ou uma combinação dos dois fatos, em qualquer caso a área hachurada se reduz.

Assim, quanto maior β , menor a probabilidade de violação do estado limite. O número β é denominado *Índice de Segurança*.

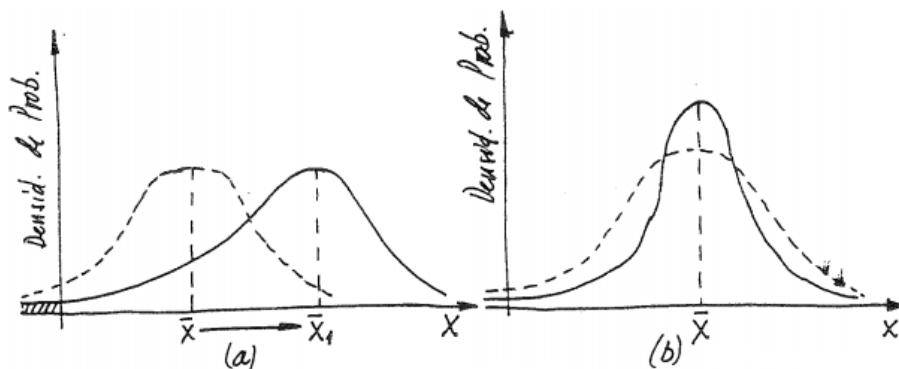


Figura 3.3 – Variação da probabilidade de violação de um estado limite

3.5. Métodos de dimensionamento

Os métodos de dimensionamento utilizados na Engenharia Estrutural são basicamente três: 1) *Método das Tensões Admissíveis*, 2) *Método dos Coeficientes das Ações* e 3) *Método dos Estados Limites*. Os dois primeiros, ora conduzem a dimensionamentos contra a segurança (*unsafe design*), ora muito a favor da segurança. Por esta razão os dois primeiros vêm sendo gradativamente substituídos, em todo o mundo, em favor do *Método dos Estados Limites*. A seguir é apresentada uma descrição sucinta de dois dos métodos citados.

3.5.1. Método das Tensões Admissíveis

Neste método usam-se coeficientes de segurança apenas do lado das resistências, ou seja, calculam-se os efeitos das ações com base em combinações das ações nominais e comparam-se estes efeitos com resistências de cálculo (iguais às resistências nominais reduzidas pelos coeficientes de segurança). Assim, a condição de segurança deste método é:

$$S_n \leq \phi R_n \quad (2.3)$$

$$S_n = c \sum_{i=1}^r A_i \quad (2.4)$$

$$R_d = \phi R_n \quad (2.5)$$

Onde: A_i – Ação nominal

r – Número de ações na combinação;

c – Operador que simboliza a transformação de ação em efeito.

ϕ - Coeficiente de segurança de minoração da resistência nominal ($\phi < 1$).

Neste caso, ϕ traduz tanto as incertezas relativas às ações, quanto às relativas à resistência.

3.5.2. Método dos Estados Limites

Baseia-se na aplicação de coeficientes de segurança tanto às ações nominais quanto às resistências nominais.

Nenhum estado limite pode ser excedido, quando a estrutura for submetida a todas as combinações apropriadas de ações. Prescreve-se que, quanto aos estados limites últimos, deve-se atender a seguinte condição de segurança:

$$S_d \leq R_d \quad (2.6)$$

$$S_d = c \sum_{i=1}^r \gamma_i A_i \quad (2.7)$$

$$R_d = \phi R_n \quad (2.8)$$

3.6. Normas de dimensionamento

A maioria das normas de projeto para construção civil no mundo adota o Método dos Estados Limites. Poucas exceções, como os Estados Unidos, adotam o Método das Tensões Admissíveis, e mesmo nesse caso, são adotados os dois métodos no mesmo corpo da norma AISI – Perfis Laminados e Soldados e AISI – Perfis de Chapa Dobrada.

Abaixo um resumo dos métodos adotados para dimensionamento em alguns países:

- AISI (*American Institute of Steel Construction*) – Método dos Estados Limites e Método das Tensões Admissíveis;
- AISI (*American Iron and Steel Institute*) – Adotam ambos os métodos para o dimensionamento de estruturas com perfis formados a frio (chapa dobrada);
- Eurocode – Norma utilizada no continente europeu. Adota o Método dos Estados Limites no dimensionamento de estruturas de aço, concreto armado e madeira;
- Norma da Austrália e Nova Zelândia – Adotam o Método dos Estados Limites;
- Normas asiáticas – Adotam o Método dos Estados Limites;
- Normas brasileiras – Adotam o Método dos Estados Limites para o projeto de estruturas de aço e concreto armado, sendo elas: NBR-14762/2010 – Dimensionamento de Estruturas de Aço em Chapa Dobrada a Frio; NBR-8800/2008 – Projeto e Execução de Estruturas de Aço em Edifícios – Perfis Soldados e Laminados; NBR-6118/2014 – Projeto de Estruturas de Concreto Armado e Protendido.

4. MÉTODOS DE ANÁLISE PLÁSTICA

4.1. Considerações iniciais

Anteriormente, o processo de formação das rótulas plásticas e a distribuição de tensões na seção transversal foram abordados em um contexto mais teórico, sobretudo a maneira como a geometria e o tipo de aço influencia o comportamento inelástico diante da imposição de acréscimos de carregamentos. Dito isso, alguns métodos de obtenção da carga última que provoca o colapso plástico serão apresentados a seguir.

A análise rígido-plástica clássica, amplamente aprofundada por Neal (1977), Beedle (1955), Moy (1985), entre outros, supõe que as deformações de uma estrutura são suficientemente pequenas, de modo que é possível desconsiderá-las e empregar as equações de equilíbrio estático satisfatoriamente na resolução do modelo estrutural. Assim, considera-se que a estrutura se comporta de forma elástica e indeformada nos trechos até a formação pontual de uma rótula plástica e, em seguida, retoma-se o comportamento elástico até a formação da próxima rótula plástica. O comportamento se configura desta forma até que finalmente haja o colapso da estrutura através da transformação da estrutura em um mecanismo.

A figura 4.1 exemplifica graficamente o comportamento rígido-plástico à medida que representa a relação entre o carregamento incremental e as deformações de uma viga bi-engastada. É possível observar que ocorre uma relação linear entre o acréscimo de carregamento e a deformação – cuja a inclinação da reta que representa a relação é proporcional à rigidez da estrutura e redefinida quando há a formação de uma nova rótula plástica.

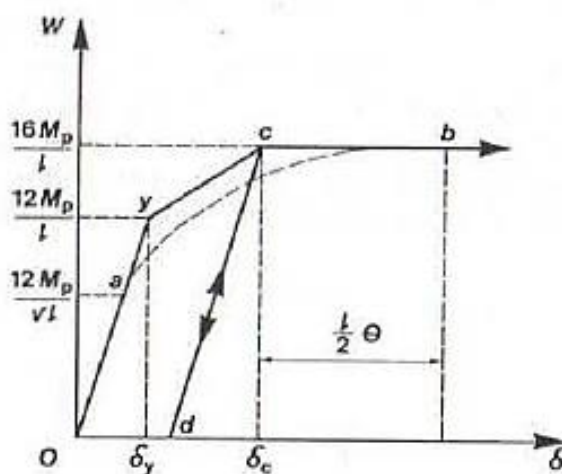


Figura 4.1 - Relação do carregamento e deformação – viga bi-engastada (NEAL,1977)

Ante o exposto, consolidam-se três teoremas básicos da plasticidade: Teorema Estático, Teorema Cinemático e Teorema da Unicidade, além da maneira como cada teorema se relaciona com a carga última de colapso plástico (λ_c).

O Teorema Estático, ou Teorema do Limite Inferior, estabelece, segundo Neal (1977), que:

“caso haja alguma distribuição de momento fletor que seja seguro e estaticamente admissível para um conjunto de carregamentos (λ), o valor de λ deve ser menor ou igual ao fator de carga equivalente ao colapso plástico (λ_c).”

Isto é, o verdadeiro fator de carga que promove o colapso plástico é maior ou igual ao fator de carga encontrado que atende ao equilíbrio estático e que se apresenta condizente com a capacidade da estrutura em não ultrapassar uma distribuição de momentos maior que o momento de plastificação (NEAL, 1977; WONG, 2009).

O Teorema Cinemático, ou Teorema do Limite Superior, estabelece, segundo Neal (1977), que:

“para uma estrutura submetida a λ , o valor de λ que corresponde a um mecanismo assumido deve ser maior ou igual ao fator de carga equivalente ao colapso plástico (λ_c).”

Ou seja, para uma determinada tipologia estrutural em caso de carregamentos, o trabalho exercido pelas forças externas da estrutura se iguala ao trabalho interno absorvido pelas rótulas plásticas, no qual o menor valor que provoca o colapso plástico é aquele que mais se assemelha ao fator de carga de colapso plástico real.

Por fim, o Teorema da Unicidade combina ambos os teoremas retratados acima, de modo que, também segundo Neal (1977):

“para uma determinada estrutura e disposição de carregamentos, caso haja ao menos uma condição de distribuição dos momentos que seja segura e estaticamente admissível, em que o momento plástico ocorra em suficientes seções transversais para produzir o colapso plástico, o fator de carga correspondente será o fator de colapso plástico (λ_c).”

Logo, torna-se evidente que se uma estrutura que se mantém segura (estaticamente admissível), bem como em sua distribuição de momentos não há valores superiores ao momento de plastificação, resta um único valor verdadeiro para o colapso plástico (WONG, 2009)

Em síntese, os teoremas são representados a seguir pelo diagrama da **Erro! Fonte de referência não encontrada.**

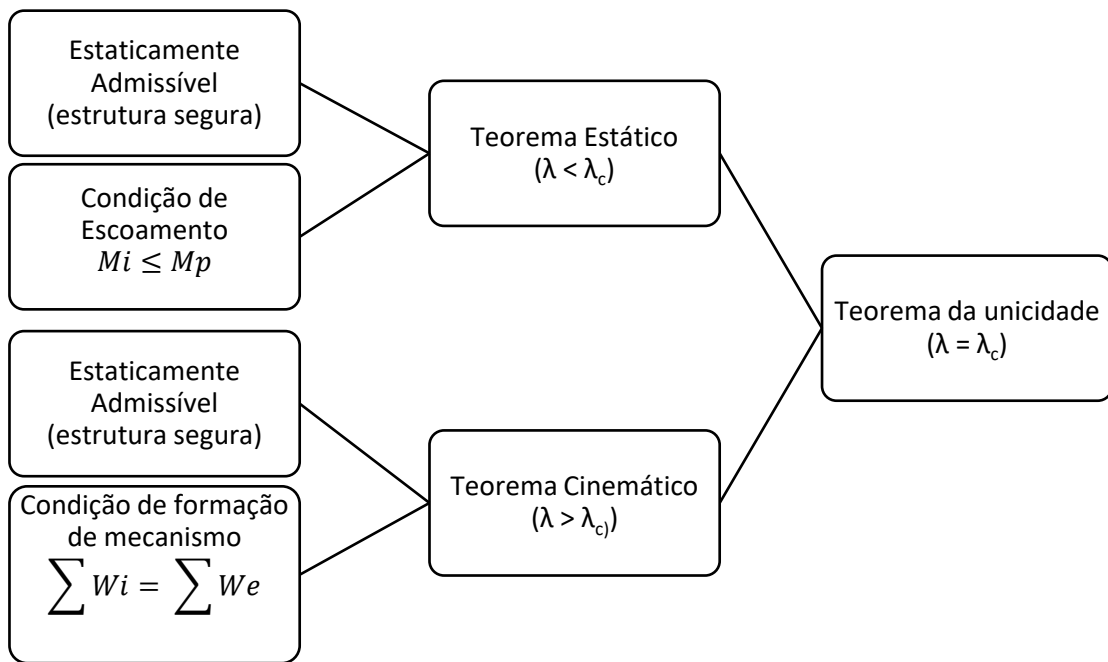


Figura 4.2 - Resumo dos teoremas de análise plástica (SARAIVA, 2018)

4.2. Método estático ou método do equilíbrio

O Método Estático, ou Método do Equilíbrio, fundamenta-se no Teorema Estático para determinar a carga última de colapso plástico de uma estrutura, no qual se consolida o seguinte roteiro de cálculo (BEEDLE, 1955; WONG, 2009):

- I. Determina-se o grau de indeterminação da estrutura, especifica-se os pontos redundantes e se estabelece novas configurações determinadas, dividindo-se a estrutura;
- II. Elabora-se o Diagrama de Momento Fletor para cada divisão determinada da estrutura;
- III. Superpõe-se os efeitos desenhando o Diagrama de Momento Fletor para a estrutura na configuração indeterminada;
- IV. Julga-se um número de pontos, igual ao grau de indeterminação, como prováveis à formação de rótula plástica;
- V. Resolve-se as equações de equilíbrio para $|M| \leq Mp$;
- VI. Verifica-se se há rótulas plásticas suficientes para a formação do mecanismo de colapso plástico e se não há outros pontos em que o momento ultrapassa o momento de plastificação da seção.

Portanto, Wong (2009) elucida o método analisando uma viga engastada e apoiada (figura 4.3) conforme a seguir exposto, em que α equivale ao fator de carga (λ).

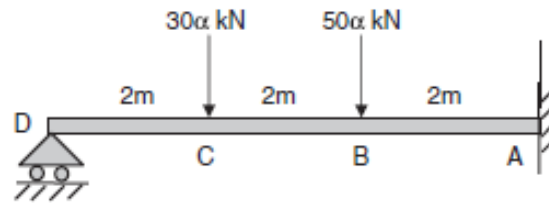


Figura 4.3 - Viga engastada e apoiada (WONG, 2009)

Os diagramas de momento fletor para essa estrutura podem ser superpostos pela divisão da estrutura em duas estruturas mais simples, conforme a figura 4.4.

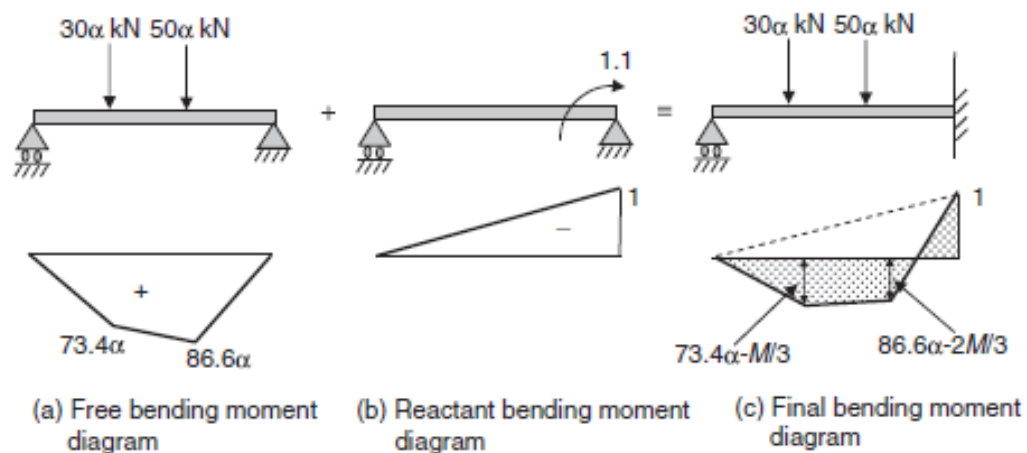


Figura 4.4 - Distribuição de momento fletor - Método Estático (WONG, 2009)

Logo, como a estrutura possui um grau de indeterminação, é necessária a formação de duas rótulas plásticas para que haja o colapso plástico. Dessa forma, julga-se dois cenários prováveis dentro de um conjunto de soluções possíveis: (a) formação de rótulas plásticas nos pontos A e B; (b) formação das rótulas plásticas em A e C.

Rótulas Plásticas em A e B.

Assumindo que o momento máximo alcançável no ponto B é equivalente ao momento de plastificação (M_p), que a superposição dos momentos dados na figura 4.4 e que o ponto A já atingiu o momento de plastificação, tem-se:

$$\begin{aligned}
 M_b &= M_p \quad e \quad M_p = 86,6 \alpha - \frac{2}{3} M \\
 \therefore M_p &= 86,6 \alpha - \frac{2}{3} M_p \rightarrow \alpha = \frac{M_p}{51,96}
 \end{aligned}
 \tag{4.1}$$

Em seguida, é necessário verificar se há algum outro ponto ao longo da estrutura que também atinge o valor do momento de plastificação. Assim, faz-se:

$$\begin{aligned}
 \alpha &= \frac{M_p}{51,96} \quad e \quad M_c = 73,4 \alpha - \frac{1}{3} M_p \\
 \therefore M_c &= 73,4 \left(\frac{M_p}{51,96} \right) - \frac{1}{3} M_p \rightarrow M_c = 1,079 M_p
 \end{aligned}
 \tag{4.2}$$

O caso (a) não é válido porque o momento no ponto C ultrapassa em 7,9% o momento de plastificação, ferindo, dessa forma, os conceitos de plastificação descritos anteriormente.

Rótulas Plásticas em A e C.

Igualmente, assume-se que o momento no ponto C equivale ao momento de plastificação e, assim, estipula-se o valor para α .

$$\begin{aligned}
 M_c &= M_p \quad e \quad M_p = 73,4 \alpha - \frac{M}{3} \\
 \therefore M_p &= 73,4 \alpha - \frac{M_p}{3} \rightarrow \alpha = \frac{M_p}{55,05}
 \end{aligned}
 \tag{4.3}$$

Em seguida, verifica-se o momento no ponto B.

$$\begin{aligned}
 \alpha &= \frac{M_p}{55,05} \quad e \quad M_b = 86,6 \alpha - \frac{2M_p}{3} \\
 \therefore M_b &= 86,6 \left(\frac{M_p}{55,05} \right) - \frac{2M_p}{3} \rightarrow M_b = 0,906 M_p
 \end{aligned}
 \tag{4.4}$$

Por fim, tem-se que o momento em no ponto B (M_b) é inferior ao momento de plastificação constituindo, assim, o caso de fator de carga mais próximo ao real.

4.3. Método dos mecanismos

O Método dos Mecanismos, em consonância com o Teorema Cinemático, considera-se que a carga que provoca o colapso plástico em nenhuma circunstância será menor que a carga última de colapso plástico (BEEDLE, 1955). Assim, empregando-se as equações de trabalho virtual, todas as configurações que podem provocar um colapso plástico da estrutura são avaliadas, sem exceção, de modo que a menor solução encontrada é o fator de carga de colapso plástico λ_c .

As equações mencionadas se tratam do Princípio do Trabalho Virtual, definido por Süsskind (1980) como “o trabalho realizado pelo sistema de forças que atua sobre ele [um ponto em equilíbrio] é nulo”, bem como “o trabalho virtual realizado pelo o sistema de forças que atua sobre ele é nulo para um deslocamento arbitrário qualquer que lhe imponhamos”. Isto é, para um dado sistema de forças (cargas e momentos) há um sistema de deslocamentos (deformações, curvaturas e rotações nas rótulas) que possibilitam o equilíbrio global do sistema, conforme a equação 4.5 (NEAL, 1977).

Sendo P correspondente às cargas externas, M a distribuição de momento fletor que satisfaz as condições de equilíbrio com P , k é o inverso do raio de giração, ϕ corresponde às rotações das rótulas, diante de k , δ as deformações e s a distância ao longo da barra, tem-se:

$$\sum P \delta = \int M k ds + \sum M \phi \quad (4.5)$$

Neal (1977) exemplifica a aplicação do método no contexto de um pórtico engastado de nós rígidos com carga horizontal e carga vertical na metade do vão, segundo a figura 4.5 a seguir.

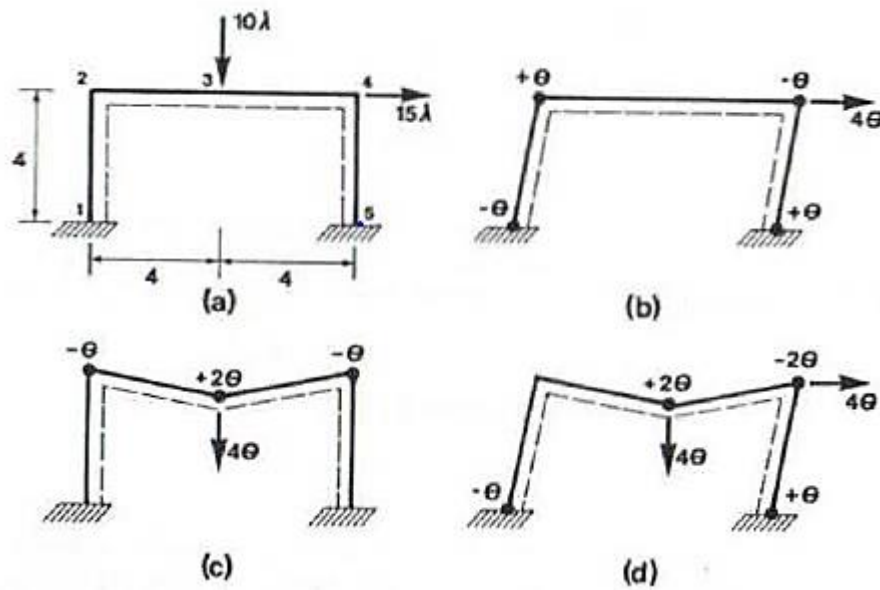


Figura 4.5 - Pórtico retangular - Método dos Mecanismos (NEAL, 1977)

Preliminarmente, supõe-se a formação de dois tipos de colapsos plásticos da estrutura: (i) colapso plástico por deslizamento pórtico (figura 4.5b) e (ii) colapso plástico devido à ruína da viga (figura 4.5c). Outros tipos de colapso para diferentes tipologias estruturais são definidos por Beedle (1955), como o mecanismo devido à instabilidade gerada pelo empenamento do pórtico “*gable mechanism*” (figura 4.6), entre outros.

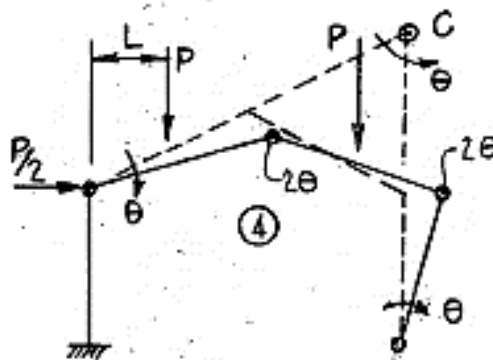


Figura 4.6 - Mecanismo por empenamento (BEEDLE, 1955)

No exemplo, não só através do Princípio dos Trabalhos Virtuais, como também em virtude do grau de indeterminação da estrutura, é possível determinar um conjunto de equações que possibilitam avaliar a sua condição de equilíbrio estrutural. Isto é, como o pórtico dispõe de três graus de indeterminação, são necessárias mais duas equações de equilíbrio para alcançar

a resolução da estrutura, em que as rótulas plásticas não são consideradas como de fato plásticas, mas como rótulas virtuais que permitem pequenos movimentos virtuais preestabelecidos (NEAL, 1977).

Assim, diante da equação 4.5, tem-se:

$$\sum W_{interno} = \sum W_{externo} \rightarrow \sum M \theta = \lambda \sum P \theta \quad (4.6)$$

A distribuição dos trabalhos internos e externos no caso do colapso pelo deslizamento (figura 4.5b) é de acordo com a equação 4,7a e o colapso por mecanismo de viga é de acordo com a equação 4.7b.

$$\begin{aligned} (a) \quad 15 \lambda (4\theta) &= M1(-\theta) + M2(\theta) + M4(-\theta) + M5(\theta) \\ (b) \quad 40 \lambda (4\theta) &= M2(-\theta) + M3(2\theta) + M4(-\theta) \end{aligned} \quad (4.7)$$

Racionalizando-as, tem-se:

$$\begin{aligned} (a) \quad 60 \lambda &= -M1 + M2 - M4 + M5 \\ (b) \quad 40 \lambda &= -M2 + 2M3 - M4 \end{aligned} \quad (4.8)$$

Portanto, diante das prováveis rotações presentes em um estado último de carregamento, no qual o colapso da estrutura é iminente – bem como embasado no conceito de segurança descrito no Teorema Cinemático (admissibilidade estática) – determina-se que os momentos (M), equivalentes às rotações que provocam o colapso, são numericamente iguais ao momento plástico da estrutura. Além disso, Neal (1977) afirma que “o trabalho absorvido em uma rótula plástica é sempre positivo” – logo, substituindo-se tais valores é possível estabelecer o fator de carga equivalente a configuração de colapso plástico (λ_c), conforme a seguir descrito.

$$60 \lambda \theta = 25\theta + 25\theta + 25\theta + 25\theta \quad \therefore \quad \lambda_c = \frac{100}{60} = 1,667 \quad (4.9)$$

Portanto, para a sugestão de formação de um mecanismo por deslizamento do pórtico, tem-se um fator último de colapso plástico de 1,667. Entretanto, dever-se também analisar o valor da carga última de colapso para outras alternativas de formação de mecanismo, como, por exemplo, o processo de cálculo apresentado de uma forma mais resumida a seguir.

Para o mecanismo de viga, tem-se a equação 4.7b descrevendo os trabalhos realizados internamente e externamente até o colapso da estrutura. De forma similar, a equação 4.8 racionaliza a equação anterior e aplicando-se o Teorema Cinemático tem-se:

$$40 \lambda \theta = 25\theta + 25(2\theta) + 25\theta \quad \therefore \quad \lambda_c = \frac{100}{40} = 2,5 \quad (4.10)$$

Para o mecanismo combinado, considera-se o deslizamento do pórtico e o mecanismo de viga (figura 4.5d), no qual não só o carregamento vertical é considerado, mas também o carregamento horizontal. O Teorema Cinemático é aplicado de forma análoga e o fator de carga de colapso da estrutura é obtido conforme a seguir.

$$(40\lambda \theta) + (60\lambda \theta) = M1(-\theta) + M3(2\theta) + M4(-2\theta) + M5(\theta) \quad (4.11)$$

Simplificando a equação 4.11, tem-se:

$$100 \lambda \theta = 25\theta + 25(2\theta) + 25(2\theta) + 25\theta \quad \therefore \quad \lambda_c = \frac{150}{100} = 1,5 \quad (4.12)$$

Logo, diante dos fatores últimos de colapso plástico obtidos para os três cenários estimados, o Teorema da Unicidade estipula que a menor solução entre eles é aquela que se assemelha ao comportamento real da estrutura, em vista disso, o colapso é devido ao mecanismo combinado (figura 4.5d) e o fator de carga de colapso plástico da estrutura (λ_c) é determinado como 1,5.

4.4. Modelo elastoplástico incremental (Rótula-por-Rótula)

Os métodos de análise plástica descritos e exemplificados anteriormente vêm de um contexto temporal da engenharia estrutural em que o dimensionamento se fundamentava basicamente em cálculos manuais, o que elencava a indispensabilidade de um engenheiro estrutural com vasta experiência para julgar os possíveis pontos de formação de rótula plástica e mecanismos de colapso plástico. No caso de estruturas com maiores graus de complexidade, as suposições essenciais mencionadas realçavam a complexidade do cálculo e demandava por engenheiros mais experientes (WONG, 2009). Assim, por mais que as equações empregadas não apresentassem um alto grau de complexidade, as suposições necessárias dificultavam àqueles inexperientes. Além disso, a variabilidade nas hipóteses de cálculo restringia o uso dos métodos às estruturas mais simples, como pórticos, edifícios de poucos andares, entre outros.

Nos últimos 45 anos, uma série de modelos assistidos por computadores permitiram aumentar a acuracidade no entendimento de estruturas mais complexas sob a ótica do regime plástico e instabilidade geométrica, como por exemplo o método baseado na rótula plástica que será discutido a seguir.

4.4.1. Parâmetros de cálculo

Uma singela revisão na implementação das formulações implementadas com auxílio computacional para a solução dos modelos estruturais será abordada no decorrer desse subcapítulo.

Em um sistema estrutural qualquer, baseando-se na Lei de Hooke, tem-se um sistema de massa-mola, em que o deslocamento que o objeto de massa sofre é proporcional à força aplicada a ele. A proporção é definida por uma constante (K), que, por sua vez, pode ser relacionada ao quão rígido o sistema se apresenta. Equacionando esta relação, tem-se:

$$F = K D \quad (4.13)$$

Diante da equação simplificada (equação 4.13), extrapola-se a relação para um contexto de uma estrutura qualquer, distribuída no espaço, suscetível a deslocamentos e rotações

motivados por forças axiais, normais e momentos fletores. Condições estas vetoriais e apresentadas matricialmente conforme a seguir (WONG, 2009).

$$\{F\}_{n_{x_1}} = [K_e]_{n_{x_n}} \{\Delta\}_{n_{x_1}} \quad (4.14)$$

Em que $\{F\}$ corresponde ao vetor de força do sistema, $\{\Delta\}$ representa o deslocamento vetorial diante tais forças, n é o número de graus de liberdade de uma estrutura e $[K_e]$ se relaciona à rigidez da estrutura. O último é determinado de acordo com as condições de contorno da estrutura, bem como à rigidez (EI) que é expressa pela geometria do elemento e pelo modelo físico do material. Dito isso, para um cenário de deslocamentos e acréscimos de carga incrementais, tem-se a equação de rigidez global (MCGUIRE, 2014).

$$\{dF\}_{n_{x_1}} = [K_t]_{n_{x_n}} \{d\Delta\}_{n_{x_1}} \quad (4.15)$$

Tal equação difere da equação 4.14 pela matriz $[K_t]$, que é denominada como a *matriz de rigidez tangencial*, isto é, K_t simboliza o tipo de modelo físico utilizado na análise (MCGUIRE, 2014). Assim, calculam-se as deformações impostas pelo incremento de carregamento e, em seguida, a rigidez da estrutura é atualizada para a nova disposição.

Então, para a análise estrutural, pode-se implementar os aspectos relativos da não-linearidade geométrica e física alterando a matriz de rigidez da estrutura: (a) no caso de uma análise elástica apenas, usa-se a matriz de rigidez elástica (K_e) derivada da teoria elástica clássica; (b) para o caso de incorporar a instabilidade geométrica no cálculo, adiciona-se à matriz de rigidez elástica (K_e) a diminuição da rigidez da estrutura devido aos efeitos geométricos (K_g); e, por fim, (c) para o caso de um modelo elastoplástico, diminui-se a rigidez pelos efeitos de plastificação (K_p) (ZIEMIAN, 1990). A tabela 4.1 a seguir representa a interação entre tais matrizes.

Tabela 4.1 - Modelos físicos de análise

Anál. Elástica de 1ª Ordem	$[K_t] = [K_e]$
Anál. Inelástica de 1ª Ordem	$[K_t] = [K_e] + [K_p]$
Anál. Elástica de 2ª Ordem	$[K_t] = [K_e] + [K_g]$

Em que $[K_e]$ equivale à matriz de rigidez elástica, $[K_p]$ representa a matriz de redução plástica e $[K_g]$ a matriz de rigidez geométrica. Os conceitos por trás de cada um serão abordados posteriormente.

Em face dos modelos físicos e em termos computacionais, há geralmente duas formas de determinar o colapso da estrutura: (a) quando o determinante da matriz de rigidez global equivale a zero ou (b) quando se observa deformações excessivas na estrutura. Contudo, há casos em que a aproximação do determinante a zero é de difícil percepção, com isso, o parâmetro de deformação excessiva é essencial para avaliar o comportamento da estrutura (WONG, 2009).

Segundo Wong (2009), a metodologia incremental utilizada em cálculo permite obtenção de um histórico dos carregamentos, deformações e tensões ao longo da estrutura, como também o histórico da formação das rótulas plásticas. Em decorrência disto, é possível compreender com mais facilidade o comportamento estrutural ao longo dos incrementos de carregamentos e implementar nas rotinas de cálculo parâmetros de dimensionamento.

4.4.2. Parâmetros físicos

O modelo físico que representa a não-linearidade do material em questão (Análise Inelástica) assume que o aço se comporta de forma elastoplástica perfeita. Isto é, admite-se que ao analisar a seção transversal de um elemento, ora a seção se apresenta completamente elástica, ora perfeitamente plastificada. Apesar de não levar em consideração o aumento da resistência da seção pelo encruamento ou a distribuição da plasticidade, segundo McGuire (2014), o método incremental de Rótula-por-Rótula, ou Método da Rótula Plástica, atende uma variedade de problemas no dimensionamento de estruturas metálicas.

Em outras palavras, para a aplicação do método da Rótula Plástica, fazem-se as seguintes suposições (MCGUIRE, 2014):

- I. A seção transversal de um elemento submetido à flexão no eixo principal poderá assumir somente dois estados: perfeitamente elástico, em que a tensão no ponto de maior

tensionamento é menor ou igual à tensão de escoamento; ou perfeitamente plástico, em que a tensão ao longo de toda a seção equivale à tensão de escoamento, ou seja, o comportamento é elastoplástico perfeito.

Na figura 4.7, o comportamento acima descrito pode ser observado em uma peça qualquer, tendo-se que no ponto B ocorre plastificação. No trecho do corte AA, diante do modelo elastoplástico perfeito, a seção transversal se apresenta completamente elástica. Já no corte BB a seção se apresenta completamente plastificada. Observa-se que a plastificação é localizada, ou seja, o comprimento da barra considerado como plastificado é zero;

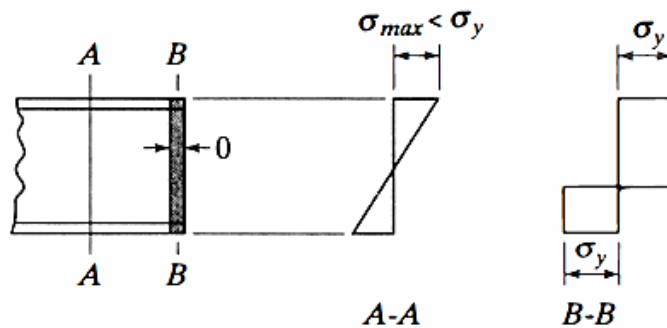


Figura 4.7 - Comportamento elastoplástico perfeito (MCGUIRE, 2014)

- II. As deformações plásticas são pontuais, ou seja, não é considerada a distribuição da plastificação ao longo do comprimento da peça, isto é, elas são confinadas pontualmente. O diagrama da figura 4.8 retrata tal comportamento para um ponto qualquer distribuído ao longo da seção, em que as deformações da seção são lineares até o ponto em que atinge a tensão de escoamento;

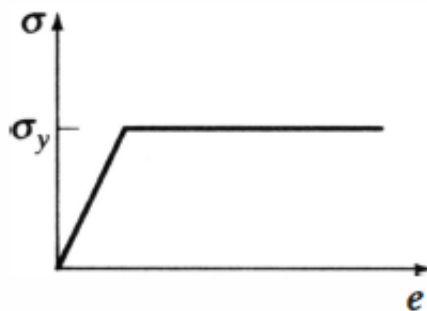


Figura 4.8 - Comportamento elastoplástico pontual (MCGUIRE, 2014)

- III. Os efeitos de cisalhamento e tensões diretas ao eixo do comprimento da peça são desprezados;
- IV. Como consequência dos efeitos acima, as barras podem sofrer uma transição abrupta de totalmente elástico para totalmente plástico.

Em face às suposições descritas acima, interessa à Teoria da Plasticidade a definição de uma função de escoamento (*yield function*) e uma regra de fluxo de plastificação (*flow rule*). O critério para a definição de uma função de escoamento mais aceitável é derivado do Critério de Falha de von Misses e para a regra de fluxo de plastificação é de acordo com o critério de Distribuição Normal (MCGUIRE, 2014).

Dessa forma, o critério de von Misses postula para o caso de uma distribuição planar de tensão, a obter-se:

$$\frac{\sigma_1^2 - \sigma_1 \sigma_2 + \sigma_2^2}{\sigma_y^2} = 1 \quad (4.16)$$

Isto é, a tensão de escoamento (σ_y) não é ultrapassada em nenhuma solução possível diante da distribuição de tensões, o que representa diretamente a condição de escoamento limite. A regra de fluxo de plastificação (equação 4.17), a seguir, remete ao fato de que as deformações plásticas (ε_p) e elásticas (ε_e) são normais à superfície tensionada, na qual uma deformação plástica possui um caráter dinâmico, ou seja, é possível para uma seção anteriormente plastificada ($\varepsilon_p \neq 0$) tornar-se apenas elástica (MCGUIRE, 2014).

$$\underbrace{\varepsilon_{ij}}_{\text{Total}} = \underbrace{\varepsilon_{ij}}_{\text{Elástico}} + \underbrace{\varepsilon_{ij}}_{\text{Plástico}} \quad (4.17)$$

A aplicação da equação 4.15 no contexto plástico (análise inelástica) exige a definição de uma curva de plastificação. Isto é, a definição de uma equação (equação 4.18) que relaciona a força axial aplicada atuante numa barra com o momento atuante tanto no eixo de maior inércia quanto no de menor. Assim, avaliando-se as forças nos pontos de um elemento, a matriz de rigidez plástica [K_p] é modelada de tal forma que as forças se restrinjam à curva de plastificação (ZIEMIAN, 1990).

$$\Phi(p, m_x, m_y) = 1,0 \quad (4.18)$$

A princípio, cada seção requer a definição de sua própria curva de plastificação. Todavia, tal definição torna-se impraticável e, dessa forma, pode-se generalizar a curva pela equação 4.19, em que, classicamente, denota-se $p = P/P_y$, $m_x = M_x/M_{px}$ e $m_y = M_y/M_{py}$ (MCGUIRE, 2014).

$$p^2 + m_x^2 + m_y^4 + 3,5 p^2 m_x^2 + 3,0 p^6 m_y^2 + 4,5 m_x^4 m_y^2 = 1,0 \quad (4.19)$$

Graficamente, a curva de plastificação, ou curva de interação entre os esforços, pode ser ilustrada pela figura 4.9. Percebe-se que o eixo de menor inércia (M_x/M_{px}) tem uma configuração mais acentuada do que no eixo de maior inércia (M_y/M_{py}). Isto se constitui pela dispersão entre o início da plastificação do trecho mais tensionado da seção e a plastificação total da seção, em suma, a influência do fator de forma da seção em relação a cada eixo.

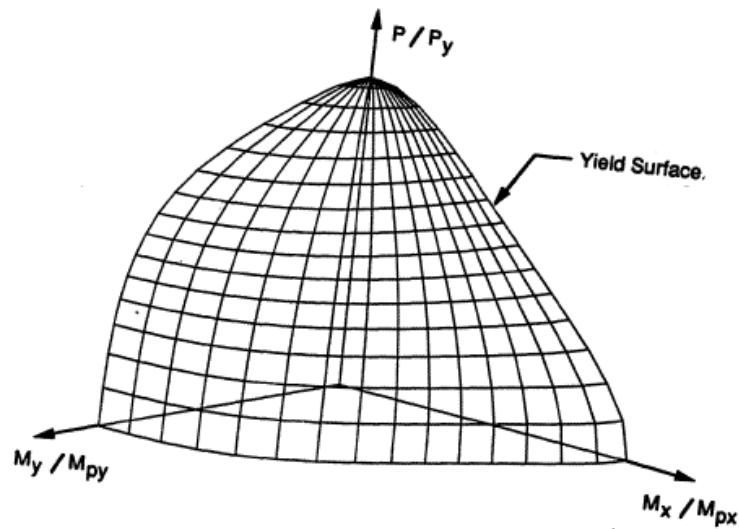


Figura 4.9 - Curva de plastificação (ZIEMIAN, 1990)

Historicamente, reduz-se as equações das curvas de plastificação para seções duplamente simétricas em uma forma mais simplificada, conforme o conjunto de equações 4.20.

$$\text{(Eixo de maior inércia)} \quad \frac{M_x}{M_{px}} = 1,18 \left(1 - \frac{P}{P_y} \right) \quad (4.20)$$

$$\text{(Eixo de menor inércia)} \quad \frac{M_y}{M_{py}} = 1,19 \left(1 - \left(\frac{P}{P_y} \right)^2 \right)$$

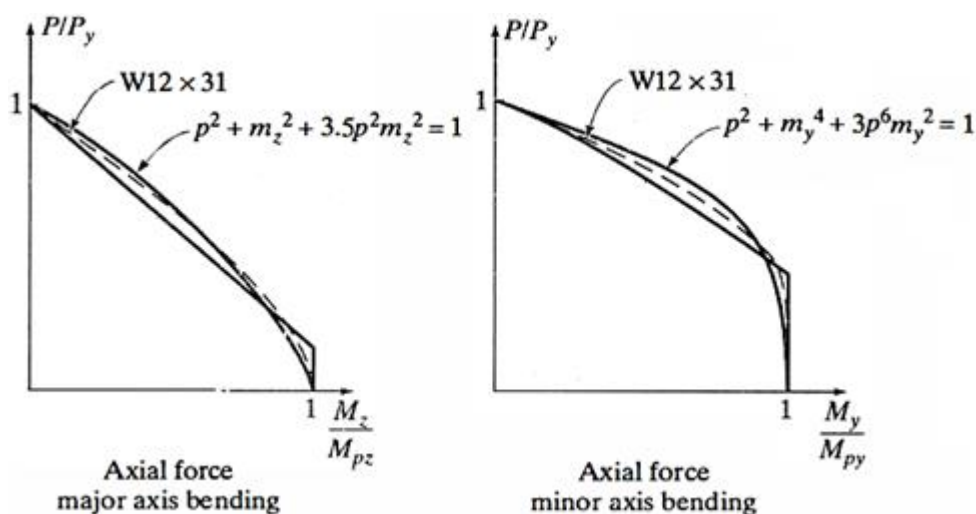


Figura 4.10 - Curva de plastificação simplificada para flexão no eixo de maior e menor inércia, respectivamente (MCGUIRE, 2014)

Diante dos conceitos discutidos e de uma forma sintetizada, o Modelo Elastoplástico Incremental se dispõe dos conceitos de Rótula Plástica ao aplicar uma metodologia incremental na solução das matrizes de rigidez, que, por sua vez, são limitadas por uma determinada curva de plastificação. Dessa forma, é possível avaliar o histórico de carregamento da estrutura, bem como aumentar a precisão dos resultados para estruturas mais complexas. Entretanto, ressalta-se que os efeitos da distribuição da plastificação, resistência pós-escoamento, tensões causadas por cisalhamento e por esforço torsor não são considerados no modelo.

4.4.3. Instabilidade geométrica

“Afim de realmente compreender o comportamento e projetar estruturas metálicas, o engenheiro deve ter um entendimento bem fundamentado sobre a estabilidade das estruturas” (GALAMBOS, 2008). Dito isso, o objetivo da análise de estabilidade da estrutura é compreender para qual tipo ou intensidade de carregamento a estrutura passa de um estado estável para um estado instável. Assim, visa-se por tal análise atender o critério de que “em uma estrutura bem projetada, o usuário comum nunca terá que pensar sobre a existência da estrutura. Segurança deve ser sempre fornecida ao público” (GALAMBOS, 2008).

Sobre as formas de instabilidade, pode-se dividir em três tipos: (a) instabilidade local, geralmente dada por flambagem local da seção; (b) instabilidade de um membro, na qual se constitui quando há a flambagem de membros isolados, como flambagem lateral por torção ou flambagem de barras de contraventamento e, por último, (c) instabilidade do sistema ou instabilidade global, gerada pelas solicitações com capacidade de produzir o colapso da estrutura. A revisão do tema em seguida será restrita aos efeitos da instabilidade global em estruturas.

Em 1744, Leonhard Euler publicou inicialmente em seu livro “*Methodus Inveniendi Lineas Curvas Maximi Minimive Proprietate Gaudentes*” uma metodologia de cálculo para a obtenção da carga limite respectiva a uma mudança iminente de uma condição de estabilidade para instabilidade, carga esta denominada carga crítica ou carga crítica de Euler (P_{cr}). Isto é, trata-se de uma carga máxima limite para que quando aplicada axialmente em uma barra prismática e em seguida aliviada, a configuração final da estrutura retorna àquela encontrada originalmente. Para o caso de uma barra bi-rotulada nas extremidades e comprimida axialmente, obtém-se a primeira e menor disposição de falha pela equação a seguir:

$$P_{cr} = \frac{\pi^2 E I}{l^2} \quad (4.21)$$

Dito isso, para o caso de uma barra engastada, conforme apresentada na figura 4.11, a metodologia para obter uma carga crítica será descrita a seguir.

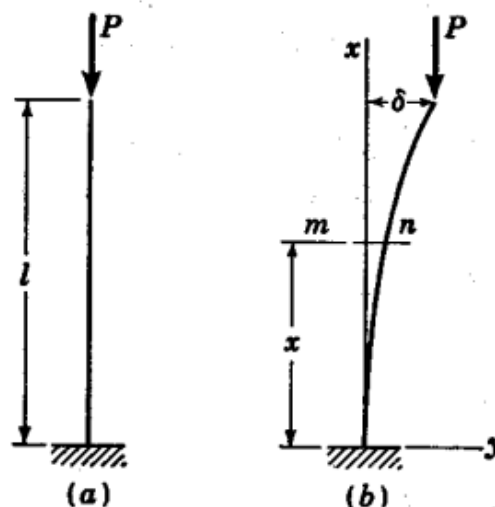


Figura 4.11 - Carga crítica de Euler (TIMOSHENKO, 1989)

A equação acima é oriunda de uma relação inicial em que se considera o momento fletor provocado pela força P diante um deslocamento ínfimo Δ :

$$M = -P (\Delta - y) \quad (4.22)$$

Considerando y como o eixo horizontal e a equação 4.22, tem-se:

$$EI \frac{d^2y}{dx^2} = -M \quad \therefore \quad EI \frac{d^2y}{dx^2} = P (\Delta - y) \quad (4.23)$$

Em seguida, ao se considerar $k^2 = P/EI$, a equação 4.23 pode ser reescrita:

$$\frac{d^2y}{dx^2} + k^2y = k^2\Delta \quad (4.24)$$

A solução da equação se dá a seguir, onde A e B são constantes de integração.

$$y = A \cos(kx) + B \sin(kx) + \Delta \quad (4.25)$$

Aplicando-se as condições de contorno para a base do pilar em que $y(x = 0) = dy/dx = 0$, tem-se que A e B valem respectivamente $-\Delta$ e 0. Assim, a equação 4.25 pode ser reescrita da seguinte forma:

$$y = \Delta (1 - \cos(kx)) \quad (4.26)$$

Em seguida, para ponto livre da barra, onde há a aplicação da força axial ($x = 1$), o valor de y deve ser equivalente a Δ , o que somente ocorre se:

$$\Delta \cos(kl) = 0 \quad (4.27)$$

Por fim, há somente duas soluções para a equação acima: ou Δ é zero, o que fere o conceito da formação de um deslocamento ínfimo, ou kl é zero e, para isso ocorrer, é necessário que n assumia valores inteiros positivos.

$$kl = (2n - 1) \frac{\pi}{2} \quad (4.28)$$

As equações acima podem ser demonstradas de uma forma consideravelmente melhor em Timoshenko (1989). O intuito da demonstração é ilustrar que para um caso de uma estrutura e carregamento simples, há n disposições possíveis de flambagem de uma estrutura, sendo que a primeira aduz à menor carga crítica de flambagem.

Com base na equação 4.28, ressalta-se que as condições de contorno representam um caso frequente ao se avaliar barras isoladas, porém suprime a variedade de combinações de apoios possíveis para a mesma estrutura. Assim, no intuito de constituir uma relação entre a equação e outros tipos de apoio, sem que seja necessário todo o processo demonstrado anteriormente, determina-se um fator de comprimento efetivo (kl), que ao multiplicar o comprimento da barra por um coeficiente, torna-se possível simular o comportamento de outros casos de condições de contorno na barra (TIMOSHENKO, 1989), conforme é apresentado na figura a seguir.

		CONDIÇÕES DE CONTORNO							
1		OBS.: a) a linha tracejada mostra o eixo da barra após a flambagem b) comprimento reto das barras igual a L							
2	Valores teóricos	K	0,5	0,7	1,0	1,0	2,0	2,0	
3		KL	0,5 L	0,7 L	1,0 L	1,0 L	2,0 L	2,0 L	
4	Valores recomendados	K	0,65	0,8	1,2	1,0	2,1	2,0	
5		KL	0,65 L	0,8 L	1,2 L	1,0 L	2,1 L	2,0 L	
REPRESENTAÇÃO ESQUEMÁTICA DAS CONDIÇÕES DE CONTORNO					rotação e translação transversal impedidas				
					rotação livre e translação transversal impedida				
					rotação impedida e translação transversal livre				
					rotação e translação transversal livres				

Figura 4.12 - Casos elementares de flambagem em barras (FAKURY, 2006)

O fator multiplicativo (k) pode ser obtido com mais simplicidade diante de uma aproximação teórica das condições de contorno no qual a barra se configura (figura 4.12). Ressalta-se que dada a dificuldade de garantir que ligações sejam engastes perfeitos, tem-se também os valores recomendados para os fatores correspondentes às diferentes condições nas ligações. Por outro lado, é possível obter o mesmo fator (k) mediante a utilização do ábaco da figura 4.13, para aos quais as equações a seguir fornecem os dados de entrada.

$$G = \frac{\sum \left(\frac{E_c I_c}{L_c} \right)}{\sum \left(\frac{E_g I_g}{L_g} \right)} \quad (4.29)$$

Onde: E - Modulo de elasticidade da coluna;

I - Momento de inércia;

L - Comprimento destravado;

c e g - Representam, respectivamente, a coluna e a viga.

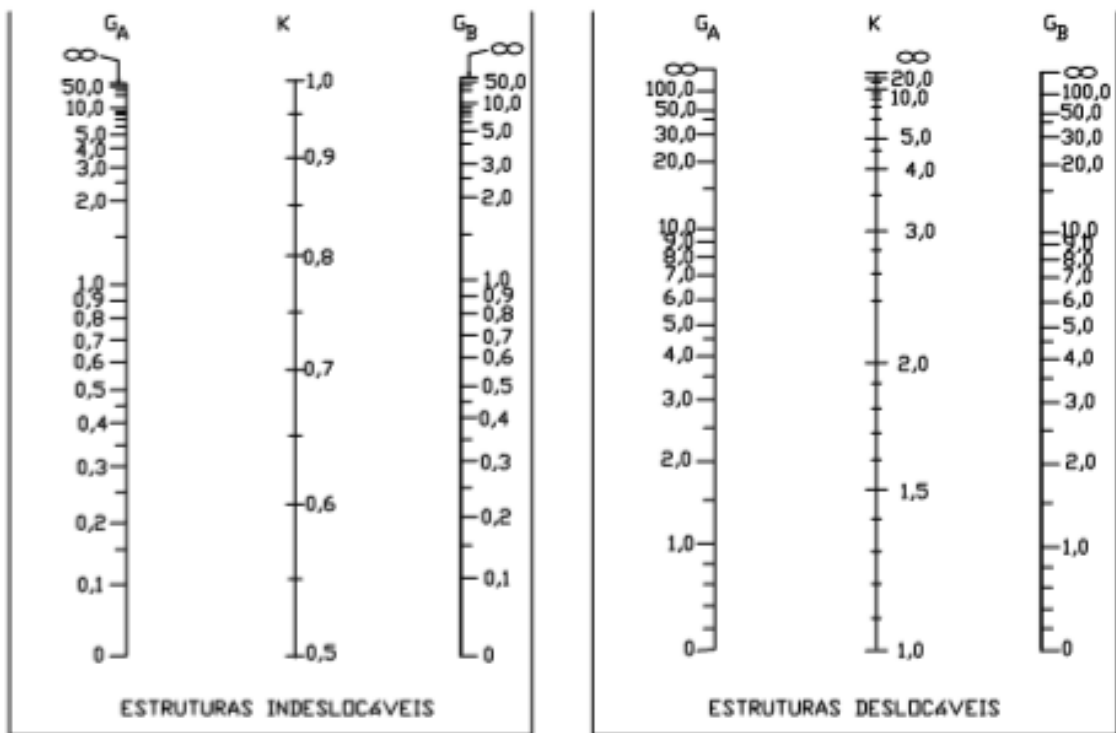


Figura 4.13 – Ábaco para obtenção do coeficiente k (NBR-8800/1993)

Com o valor de G calculado para as duas extremidades da barra em análise, através da equação 4.29, traça-se uma reta entre os dois valores para se obter o coeficiente k . Estruturas indeslocáveis se referem a estruturas contraventadas enquanto estruturas deslocáveis não possuem elementos de contraventamento.

No caso de estruturas contraventadas, o ábaco da esquerda da figura 4.13 é controlado pela seguinte equação:

$$\frac{G_A G_B}{4} \left(\frac{\pi}{K}\right)^2 + \left(\frac{G_A + G_B}{2}\right) \left(1 - \frac{\pi/K}{\tan(\pi/K)}\right) + \frac{2 \tan(\pi/2K)}{(\pi/K)} - 1 = 0 \quad (4.30)$$

Para o caso de estruturas não contraventadas, o do ábaco da direita da figura 4.13, é controlado pela equação:

$$\frac{G_A G_B (\pi/K)^2 - 36}{4 (G_A + G_B)} - \frac{\pi/K}{\tan(\pi/K)} = 0 \quad (4.31)$$

Todavia, um dos principais conceitos adotados na teoria de Euler é que a barra permanece sem o comprometimento da sua verticalidade até o limite da carga crítica, o que simplesmente não ocorre com a maioria dos casos práticos. Isto significa que para muitos casos ocorre uma redução da rigidez da estrutura devido ao comportamento inelástico antes mesmo de alcançar a carga crítica (ZIEMIAN, 2010). Por exemplo, no caso de uma coluna razoavelmente curta e pouco esbelta, poder-se-ia afirmar, diante dos conceitos de Euler, que ela romperia ao atingir o limite de escoamento, o que, por sua vez, pode não ocorrer. Segundo Galambos (2008), até colunas pequenas podem sofrer flambagem.

Nesse âmbito, Friedrich Engesser postulou em 1889 que uma barra prismática de material homogêneo, sob a ótica da relação entre tensão deformação conforme a figura 4.14 sofrerá, assim que atingir o limite de proporcionalidade (σ_p), um ponto de bifurcação do equilíbrio, ou seja, um limite no qual qualquer mudança das condições da barra acarretará em uma alteração no comportamento da estrutura (GALAMBOS, 2008). Assim, observa-se pela figura que ao atingir o patamar de escoamento, o módulo de elasticidade não apresenta o mesmo comportamento linear conforme anteriormente. O módulo de elasticidade variável é denominado como módulo de elasticidade tangencial (E_t) e, diante disso, a equação 4.21 é

adaptada em relação ao seu módulo para valores acima do limite de proporcionalidade conforme equação 4.32.

$$P_t = \frac{\pi^2 E_t I}{(kl)^2} \quad (4.32)$$

Assim, o comportamento geral pode ser compreendido pela figura 4.14c, no qual a tensão crítica, oriunda da carga crítica, tem um comportamento idêntico ao idealizado por Euler até o limite de proporcionalidade (σ_p), de maneira que em seguida o comportamento é ajustado pelo módulo de elasticidade tangencial (E_t). Assim sendo, uma frequente relação entre o módulo tangente e o módulo de elasticidade tradicional se configura pela equação empírica 4.33, em que sua aplicação pode ser estendida para análises inelásticas de segunda ordem, conforme demonstrado a seguir (MCGUIRE, 2014).

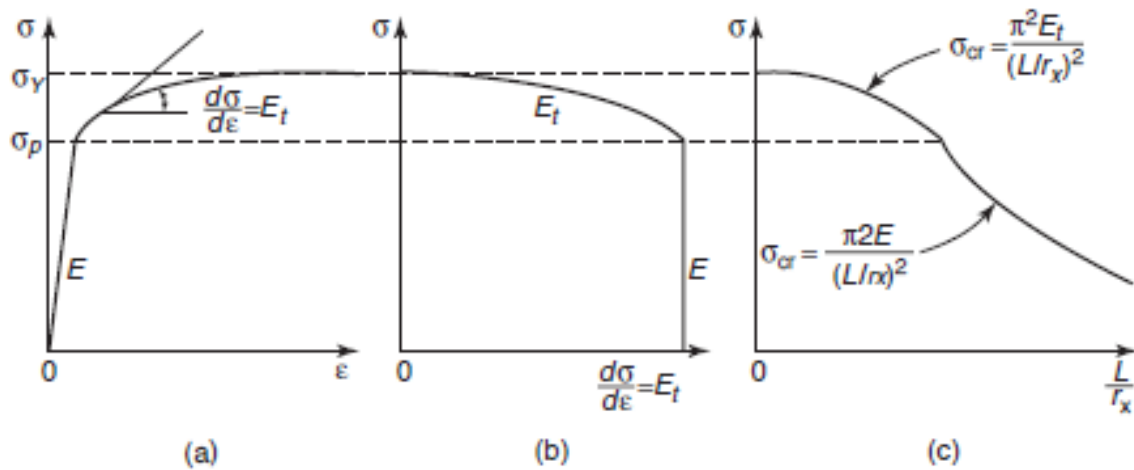


Figura 4.14 - Teoria do módulo tangente (GALAMBOS, 2008)

$$E_t = \tau E \quad (4.33)$$

Nesse caso, tem-se para $p = P/P_y$ o valor para o coeficiente que relaciona ambos os módulos como:

$$\begin{aligned} \tau &= 1,0 & \text{para } p &\leq 0,5 \\ \tau &= 4p(1-p) & \text{para } p &\geq 0,5 \end{aligned} \quad (4.34)$$

As equações 4.33 e 4.34 são costumeiramente referenciadas como a equação do *Column Research Council* (CRC) e, por mais que atualmente seu uso não esteja presente nas normalizações, no Apêndice 7 da norma americana observa-se a presença de uma equação derivada delas.

4.4.4. Carga crítica de flambagem (λ_{cr})

Anteriormente, tratou-se acerca de barras submetidas essencialmente à compressão axial, em que a presença de flexão foi basicamente desconsiderada. Porém, no contexto prático, percebe-se nas barras a atuação de forças axiais combinadas com uma distribuição de momentos fletores. Assim, afigura-se imprescindível a avaliação da instabilidade como um todo, isto é, a instabilidade global de uma estrutura. Soluções algébricas e diretas de cálculo, desta forma, transformam-se em métodos iterativos incrementais, como o exemplo apresentado na equação 4.21, cujas equações são diferenciais e a solução não é trivial.

Fisicamente, o modelo mantém as mesmas ponderações apresentadas anteriormente, ou seja, a estrutura permanece indeformada até que o incremento de carga atinja o limite crítico de instabilidade, o que configura um comportamento elástico ao longo do carregamento (Teorema da Bifurcação).

Além disso, a solução matricial do cálculo da carga crítica de flambagem para estruturas mais complexas pode ser resolvida como um problema de *eigenvalue* (autovalor), em que se define λ como o fator crítico (*eigenvalue*) e $\{\Delta\}$ como *eigenvector* (autovetor) correspondente ao modo de flambagem da estrutura. Isto é, o fator crítico como sendo um *eigenvalue* somente pode escalonar a matriz de rigidez geométrica $[K_g]$ (análogo ao descrito no subitem 4.4.1) afim de se obter o número (índice i) de configurações deformadas $\{\Delta\}$. Além disso, a distribuição das cargas $\{F\}$ permanece sendo calculada considerando uma estrutura indeformada (MCGUIRE, 2014).

$$[K + \lambda_i K_g] \{\Delta_i\} = \{0\} \quad (4.35)$$

$$\{F_{cr_i}\} = \lambda_i \{F\} \quad (4.36)$$

Como a estrutura é calculada a partir de sua configuração indeformada, os resultados obtidos demonstram valores que determinam um limite superior para a instabilidade da

estrutura. Contudo, geralmente se apresentam superiores a uma análise de segunda ordem, que inclui os efeitos decorrentes dos deslocamentos para cada incremento de carga. Assim, uma aproximação do comportamento inelástico pode ser implementada com uma certa simplicidade ao incorporar na matriz de rigidez $[K]$ o módulo tangente (E_t) apresentado anteriormente.

4.4.5. Análise de 2ª ordem

Em síntese, a estabilidade de estruturas requer que todos os membros sejam capazes de resistir aos esforços aplicados a eles, bem como que o equilíbrio do conjunto se mantenha ao aplicar carregamentos e se observar deslocamentos. Todavia, o conceito por mais simples que seja, é de difícil contemplação no contexto de projeto, principalmente quando se utiliza equações aproximadas em modelos de primeira ordem elásticos para verificações de instabilidade. Por isso, atualmente, as teorias que avaliam o comportamento inelástico de segunda ordem em apenas um plano da estrutura se encontram bem estabelecidas, porém, segundo Ziemian (2010), com a ressalva de que as variabilidades como carregamentos, rigidezes dos elementos, qualidade na montagem *in loco*, entre outros, devem ser amplamente ponderados.

Uma análise de primeira ordem pode ser definida de tal maneira que o equilíbrio da estrutura é atendido na configuração indeformada, isto é, os efeitos intensificados por eventuais deslocamentos da estrutura não são incorporados ao modelo, o que resulta em relações lineares entre as forças atuantes e os deslocamentos.

Na análise de segunda ordem, ao contrário na de primeira ordem, o equilíbrio global da estrutura é determinado pela sua configuração deformada, em que um limite de estabilidade elástico é definido por análise incremental de segunda ordem. Além disso, configura-se que o limite de estabilidade elástico calculado de forma incremental é consideravelmente similar à carga crítica de instabilidade elástica (λ_{cr}), contudo, diferem-se devido ao fato do último ser calculado mediante um modelo onde a estrutura é considerada indeformada.

Para o caso da estrutura da figura 4.15, pode-se observar a importância dos efeitos de segunda ordem. No caso (a), a estrutura é liberada pelo apoio para deslocamentos horizontais e lhes são aplicadas apenas cargas gravitacionais. Analisando-a por um modelo de primeira ordem, a distribuição do momento fletor na estrutura é restrita à barra horizontal que recebe as cargas gravitacionais e na barra vertical há a presença apenas de esforços axiais. Entretanto, ao

se analisar sob a ótica dos efeitos de segunda ordem, no caso (b), repara-se que há um deslocamento Δ na estrutura. Levando em consideração que o nó que liga as barras é rígido, pode-se observar que o seu deslocamento acarreta uma distribuição do momento fletor ao longo do pilar cujo comportamento não foi contemplado na análise pelo regime de primeira ordem. Portanto, um esforço provocado por um momento que antes não fora considerado surge na barra vertical, bem como as deformações da estrutura se intensificam, concluindo-se, portanto, que a análise de primeira ordem fornece um resultado superestimado.

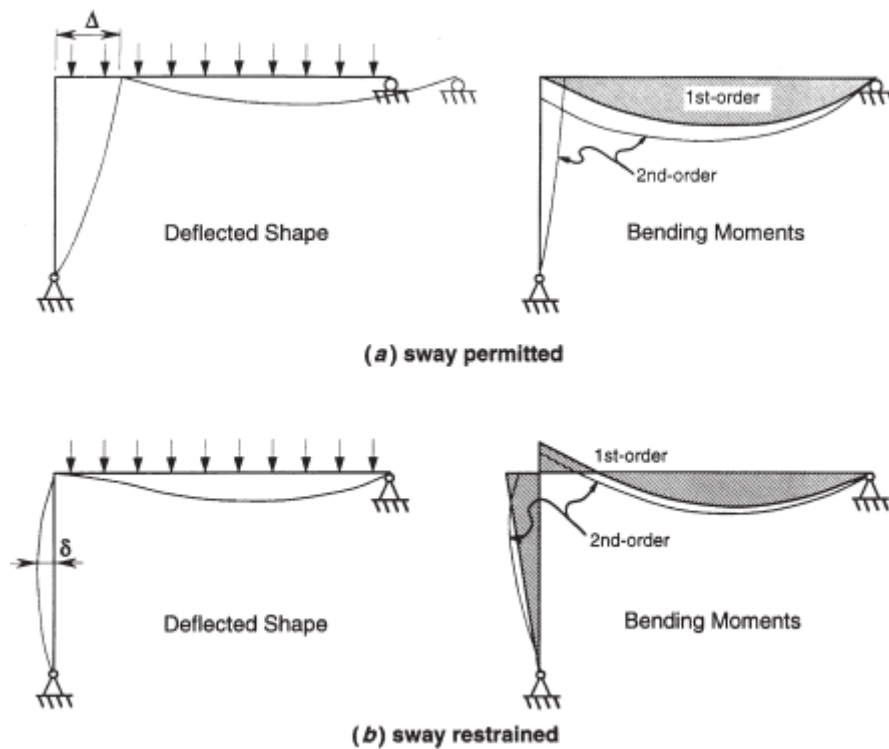


Figura 4.15 - Efeitos de 2º ordem (ZIEMIAN, 2010)

Paralelamente ao caso (a), a configuração (b) somente modifica a estrutura ao restringir o deslocamento horizontal no apoio da barra horizontal. Com isso, observa-se em uma análise de segunda ordem que o efeito do deslocamento da barra vertical (δ) é essencial para a distribuição do momento fletor na estrutura. Nela, nota-se que o momento no encontro das barras é menor, bem como o momento ao longo da barra é maior em alguns trechos, o que configura uma maior imprecisão do modelo de primeira ordem. Portanto, os efeitos de segunda ordem podem afetar em uma estrutura a distribuição do momento fletor, as ligações, as tensões axiais, as tensões de cisalhamento, entre outros.

4.4.6. Plasticidade distribuída

Com base nos modelos de análise discutidos anteriormente, mais precisamente no que discorre sobre o método de cálculo baseado no conceito de rótula-por-rótula, afigura-se razoável levantar a questão que o comportamento elastoplástico perfeito idealizado não pondera a distribuição de plasticidade ao longo de uma barra. Isto é, considera-se que até o ponto onde o momento atuante atinge o momento de plastificação, a barra se comporta no regime elástico. No entanto, Neal (1977) já percebia a provável ocorrência da distribuição da plastificação ao longo da seção (figura 4.16).

Pode ser observado na figura 4.16, pelo diagrama de momento fletor e no caso da presença de uma seção completamente plastificada em um ponto, tem-se nas proximidades do ponto plastificado trechos cujo o momento é da ordem do momento equivalente ao escoamento da seção ou maior. Ao se avaliar tais seções, observa-se que elas não mais atuam no regime elástico, apresentando um comportamento similar ao representado pela figura 4.16b, onde uma zona parcialmente plastificada, em que o núcleo elástico que resiste as deformações excessivas é minorado e se configura deslocamentos maiores do que aqueles do modelo rígido-plástico.

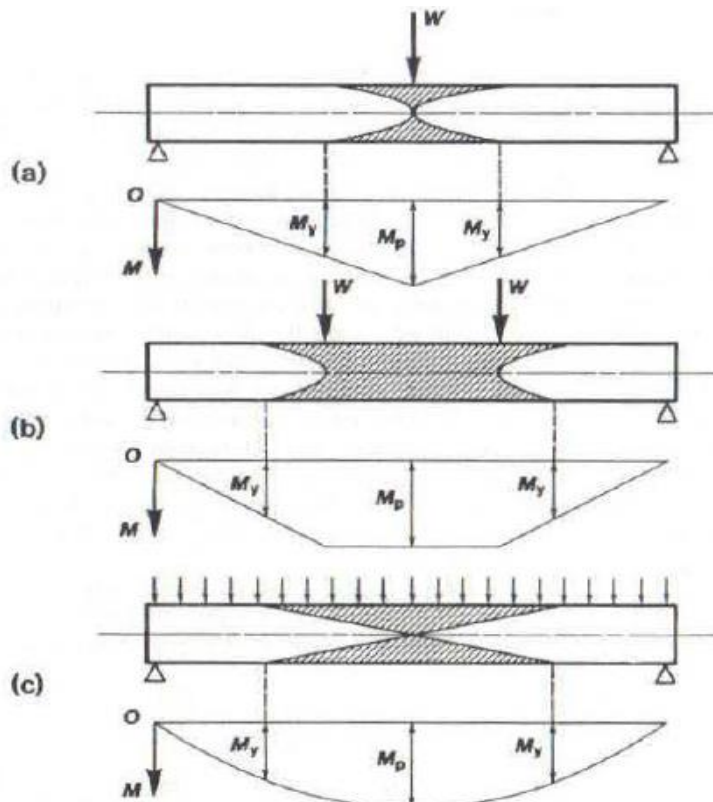


Figura 4.16 - Distribuição de zonas plásticas em viga de seção retangular (NEAL, 1977)

Assim, diante das considerações acerca da distribuição de plastificação, uma série de estudos vêm sendo amplamente realizados por mais de 30 anos, no intuito de mapear o comportamento global de estruturas metálicas sob a ótica dos efeitos inelásticos e de segunda ordem. Por isso, para a implementação da “análise avançada” nas rotinas de cálculo é necessário o acolhimento por parte do modelo da redução nas rigidezes dos membros devido: (a) ao espalhamento da plasticidade ao longo da barra e (b) aos efeitos de instabilidade geométrica para o mesmo plano.

Uma forma de analisar o impacto dos efeitos de segunda ordem é através das mudanças nas curvas típicas que representam a relação entre o fator de carga aplicado e os deslocamentos representativos da estrutura obtidos em análises de primeira ordem, tanto elásticas como plásticas. A figura 4.17 abaixo ilustra os efeitos em questão.

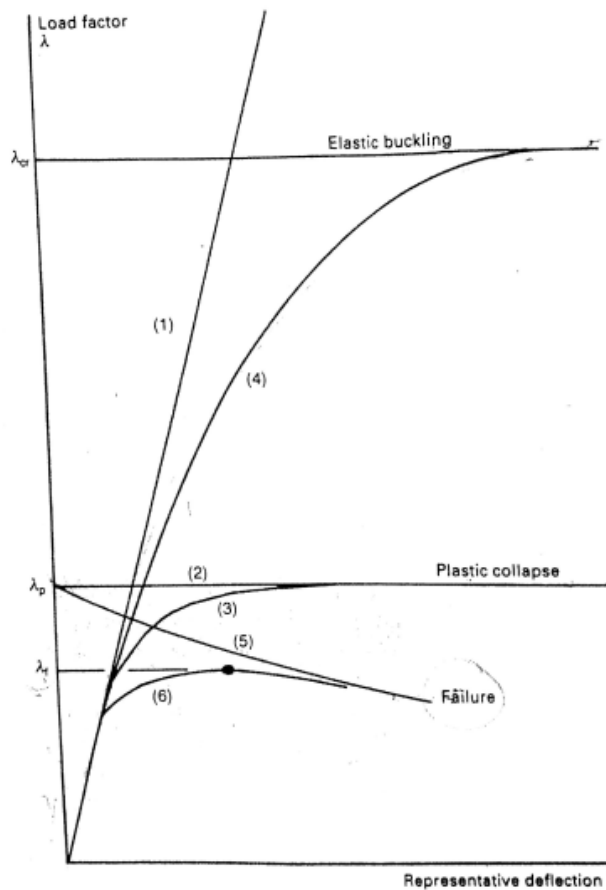


Figura 4.17 - Análise de curvas cargas-deslocamentos para estruturas porticadas. (DAVIS; BROWN, 1996)

As curvas 1, 2 e 3 representam os modelos elástico-linear, rígido-elástico e elastoplástico, respectivamente. Os modelos 1 e 2 são modelos idealistas de comportamento simplificado da estrutura, pois consideram apenas o comportamento elástico linear, no caso do

modelo 1, ou então tratam a estrutura como extremamente rígida até um determinado fator de carga, acima do qual, há uma brusca perda de rigidez permitindo que o edifício se desloque de forma indefinida, no caso do modelo 2. Nenhum dos modelos citados é afetado pelos efeitos de segunda ordem.

Já as curvas 4, 5 e 6 sofrem alterações em decorrência dos efeitos de segunda ordem. As curvas 4 e 5 representam modificações das curvas 1 e 2 respectivamente. A mudança entre o comportamento elástico linear da curva 2 para o comportamento da curva 4 decorre da existência do efeito definido com $P-\Delta$, na qual a medida que o fator de carga é aumentado, as seções dos elementos se deformam implicando em pequenos deslocamentos na estrutura. As cargas axiais interagem com esses pequenos deslocamentos geométricos aumentando a flexão dos elementos estruturais, principalmente em pilares. Conseqüentemente, isso implica em mais deslocamentos até uma perda progressiva da estabilidade da estrutura. A carga que gera essa instabilidade é representada pelo fator de carga elástica crítica (λ_{cr}). Do ponto de vista teórico, essa terminologia não é a mais adequada pois pode induzir a análise indicando que a instabilidade foi causada por algum efeito de flambagem local dos elementos, quando submetidos a elevadas tensões de compressão, no entanto do ponto de vista prático, é conveniente se atribuir essa terminologia para o efeito em questão (DAVIS; BROWN, 1996). Da mesma forma observa-se uma tendência de queda na relação entre o fator de carga e os deslocamentos na curva 5, se distanciando do fator de carga de colapso plástico (λ_p).

A curva 6, no entanto, é a de maior interesse na análise plástica, pois incorpora tanto o modelo elástico com uma mudança importante no trecho elastoplástico em decorrência dos efeitos de segunda ordem. Nota-se que a partir de um determinado fator de carga, a curva tende a ser assintótica à curva 5 e isso implica que transposto esse fator de carga, deslocamentos elevados são mantidos mesmo com uma redução de λ , implicando em um colapso prematuro da estrutura com fatores de carga inferiores a λ_p . O fator de carga máximo, representado por λ_f é definido como fator de carga de ruína. De início, por este valor ser inferior a λ_p ele é utilizado como parâmetro de dimensionamento, caso se utilize uma análise elastoplástica de segunda ordem e este representa a melhor estimativa do comportamento real da estrutura.

Apesar do fator de carga de ruína ser limitado ao valor do fator de carga de colapso plástico, a diferença entre os dois valores não é proporcionalmente grande. O principal motivo decorre do *strain-hardening* que impede que as rótulas plásticas rotacionem de forma constante sobre o mesmo momento, mas que seja necessário um aumento no momento para aumentar o deslocamento, gerando uma melhora na rigidez da estrutura. Outro motivo decorre do fato de que a maior parte das estruturas práticas não possuem elevada esbelteza, o que limita os efeitos de segunda ordem na estrutura, implicando que o próprio *strain-hardening* compensa a perda de rigidez provocado por esses efeitos. No entanto, é importante ressaltar que a medida que a esbelteza da estrutura aumenta, principalmente para edifícios de grande porte, como arranha-céus, a diferença entre λ_f e λ_p pode ser relevante, implicando em grandes diferenças na análise da estrutura.

Com isso, observa-se também que várias das equações de projeto empregadas amplamente em diversos modelos de análise são oriundas de calibrações a partir de estruturas analisadas por métodos que levam em consideração a plasticidade distribuída, além de ensaios experimentais e considerações de engenharia (ANSI/AISC 360-10, 2010). Além disso, verifica-se que há cerca de 30 anos em estudos no intuito de aperfeiçoar os modelos elastoplásticos, de forma que se tenha incorporado ao cálculo ponderações sobre a distribuição de plastificação ao longo de uma barra e tensões residuais sem que haja um grande esforço computacional.

Portanto, pode-se dividir as metodologias de cálculo da seguinte forma (figura 4.18): (a) modelos elastoplásticos, sem considerações sobre a instabilidade geométrica; (b) novamente elastoplástico, mas com as considerações acerca da instabilidade; (c) modelo elastoplástico de segunda ordem, com redução na rigidez devido a calibrações para aproximar o comportamento da distribuição da plastificação; (d) modelo inelástico, em que há a discretização da barra em pontos e da seção em fibras; e, por fim, (e) modelo inelástico calculado por elementos finitos.

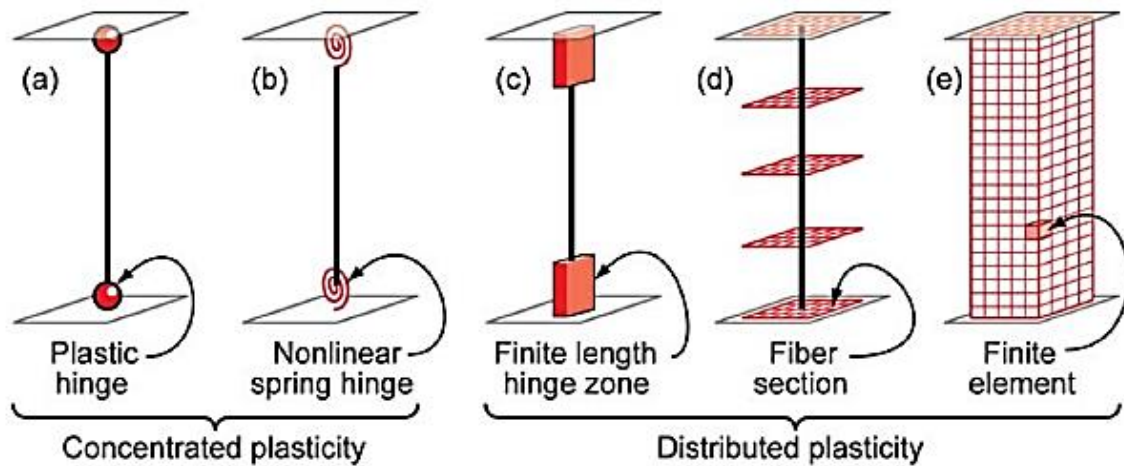


Figura 4.18 – Modelos de análise e suas divisões (LIGNOS, 2014)

4.5. Análise de fibra – Plasticidade distribuída

Até o presente momento, discutiu-se acerca dos métodos computacionais mais eficientes e que, na grande maioria dos casos, atendem perfeitamente as análises dos efeitos de segunda ordem. Em síntese, apresentou-se uma maneira de se obter computacionalmente o histórico de plastificação de uma estrutura complexa, no qual os efeitos de instabilidade geométrica são incorporados no cálculo, bem como algumas formas de introduzir a distribuição da plastificação no modelo. Verifica-se que uma série dos modelos de cálculo apresentados anteriormente foram confrontados perante análises de fibra ou usaram diretamente tal análise para a obtenção de coeficientes essenciais.

Diante disso, o modelo de cálculo que utiliza uma análise de fibra ou análise de zona envolve um processo de discretização das barras em i pontos (figura 4.19), no qual é possível se estabelecer uma nova discretização ao longo da seção referente a cada ponto em zonas ou fibras, ou seja, a divisão da seção por trechos de áreas. Em seguida, com os trechos de áreas definidos, é possível calcular a tensão atuante ao longo da fibra e atribuir ao modelo um critério de tensão-deformação que limite a tensão atuante e mude o comportamento do modelo quando tal limite é atingido. Assim, pretende-se simular o comportamento de um elemento tridimensional, reduzindo-o em pontos e mapeando a seção destes pontos em fibras. Observe-se, também, que as seções são consideradas perpendiculares ao alinhamento da barra e os valores obtidos para cada ponto podem ser extrapolados ao longo da barra por integração simples (ZIEMIAN, 2010).

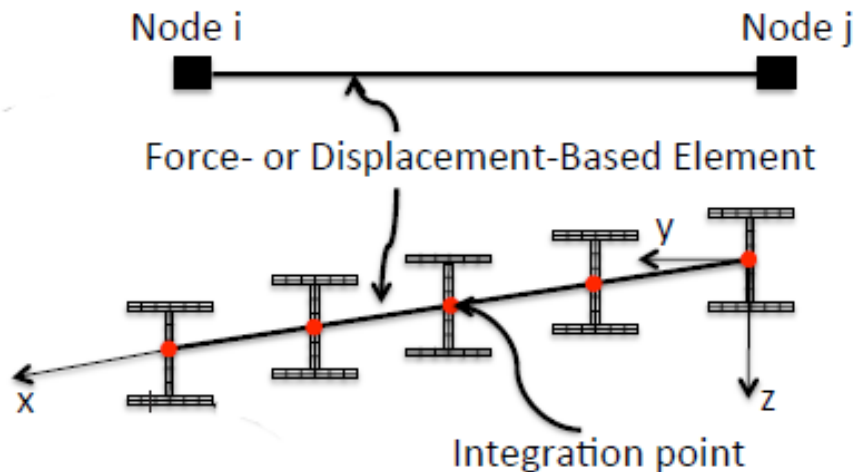


Figura 4.19 - Discretização em fibras (LIGNOS, 2014)

O critério físico que regula o modelo se constitui na relação entre a tensão e deformação do aço, na medida em que a tensão em uma fibra da seção atinge o valor limite equivalente a tensão de escoamento do material, uma parcela da seção é tida como plastificada, acarretando em uma diminuição na rigidez naquele ponto. Além disso, ao não considerar o *strain-hardening* no modelo, o parâmetro associado à rigidez E_i é zerado e, conseqüentemente, a rigidez da estrutura naquele ponto é reduzida (ZIEMIAN, 2010).

No contexto prático, pode-se exemplificar modelo de cálculo ao supor que a barra da figura 4.19 represente uma viga I, no sentido de que ao longo do comprimento da barra estipulou-se uma divisão em 5 pontos ($i = 5$). Assim, em referência a cada ponto, tem-se uma nova discretização da seção em n fibras ($n = 25$), a partir da qual o critério incorporado ao modelo se configura no seguinte: (a) para a tensão atuante menor que a tensão de escoamento do material, o módulo de elasticidade permanece sendo o estipulado inicialmente e (b) para uma tensão atuante igual à tensão de escoamento, o módulo de elasticidade se torna nulo e, devido à diminuição da rigidez naquela zona, a rigidez da seção é reduzida e, por integração, o efeito é distribuído ao longo da barra. Por fim, com tal diminuição na rigidez, as matrizes geométricas são atualizadas e o comportamento inelástico da barra é avaliado mais precisamente.

Todavia, o modelo que considera a distribuição de plasticidade por fibras exige uma discretização suficiente a fim de assegurar um certo grau de confiabilidade nos resultados, isto é, requer-se um mínimo de pontos de integração ao longo da barra, bem como uma área máxima para que se possa representar o comportamento real da seção. Logo, dependendo da estrutura e

da precisão necessária para os resultados, o esforço computacional exigido pode inviabilizar a análise (SUROVEK, 2013).

Os modelos de análise estrutural, desenvolvidos ao longo dos anos, são apresentados a seguir em ordem cronológica.

- I. Análise Elástica Clássica;
- II. Análise Rígido-Plástica (λ_p), segundo a qual se tem os teoremas de limite inferior e superior, estipula-se a formação de mecanismos e o cálculo se dá diante o Princípio dos Trabalhos Virtuais;
- III. Análise de Instabilidade (λ_{cr}), sobre a qual se utiliza o teorema de bifurcação para a obtenção de um limite de estabilidade elástico, uma carga crítica, mediante a resolução de um problema de *eigenvalue* e *eigenvector*;
- IV. Análise Rígido-Plástica combinada com os efeitos de Instabilidade ($\lambda_u = \lambda_{cr} + \lambda_p$), na qual, de acordo com as formulações de Rankine-Merchant e Wood, é possível combinar os efeitos de plastificação da seção e instabilidade da estrutura a fim de obter uma carga última de colapso da estrutura;
- V. Análise Elastoplástica Incremental [K_p], por meio da qual aplicam-se incrementos de carregamentos em um modelo de cálculo matricial, possibilitando a avaliação do histórico de plasticidade e a estipulação dos limites de serviço;
- VI. Análise de 2ª Ordem [K_g], cujo cálculo se configura pela atualização das matrizes de rigidez para incorporar os efeitos de P- Δ e P- δ , bem como a instabilidade global da estrutura;
- VII. Análise Elastoplástica de 2ª Ordem, cujo comportamento inelástico do aço é combinado com os efeitos geométricos de segunda ordem no intuito de aproximar consideravelmente ao comportamento estrutural real;
- VIII. Análise Inelástica de 2ª Ordem na qual se considera os efeitos de distribuição da plastificação ao longo da barra, bem como a diminuição da estabilidade global da estrutura devido as tensões residuais, em que tais efeitos são ponderados mediante a aproximação por equações calibradas;
- IX. Análise de Plasticidade Distribuída por Fibra, cujo comportamento do aço diante os incrementos de carregamentos é avaliado ao longo de pontos específicos da estrutura e regiões discretizadas das seções, isto é, o comportamento global somente é obtido mediante a interpolação linear entre os pontos discretizados;

- X. Análise por Elementos Finitos, onde o modelo físico é incorporado a um elemento sólido e dividido em um número finito de elementos.

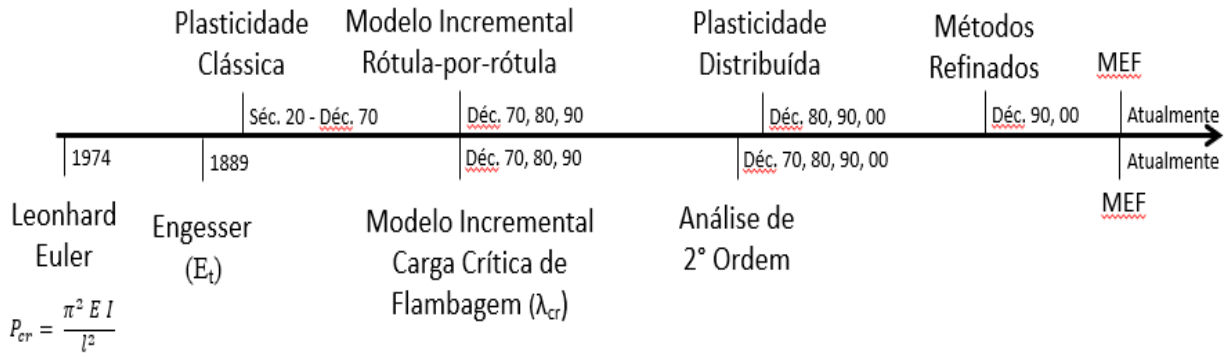


Figura 4.20 – Histórico de pesquisas sobre efeitos não-lineares em estruturas metálicas (SARAIVA, 2018)

4.6. Considerações adicionais sobre análise plástica

4.6.1. Acomodação plástica (*Shakedown*)

Usualmente, edifícios são dimensionados considerando cargas estáticas, ou seja, aplica-se um valor médio da carga ao longo da vida útil do edifício, desprezando-se variações significativas que as intensidades dessas cargas podem atingir, tanto para análises plásticas como para análises elásticas. Essa simplificação permite uma otimização do processo de dimensionamento da estrutura, porém, se distancia dos efeitos reais a qual o edifício será submetido ao longo da sua vida útil.

No entanto, algumas observações de estruturas submetidas a cargas cíclicas com seções parcialmente plastificadas, ou seja, resistindo a esforços entre o momento de plastificação e o momento de escoamento inicial das fibras, podem causar deslocamentos elevados na mesma, configurando um comportamento próximo a de um mecanismo para valores inferiores a carga de colapso inicialmente avaliada da estrutura, fenômeno esse conhecido como *shakedown* (DAVIS; BROWN, 1996). Esse fenômeno pode ocorrer de duas formas:

- Quando uma seção é submetida à fadiga, em decorrência da flexão alternada de um elemento, submetendo suas fibras consecutivamente, ora a tração e ora a compressão;
- Quando cargas cíclicas sucessivas são aplicadas causando progressivos deslocamentos na estrutura até um ponto onde a estrutura perde grande rigidez, configurando um estado definido como mecanismo de colapso incremental.

O fenômeno é avaliado a partir da determinação de um fator de carga que reside entre o fator de carga de início de escoamento e o fator de carga plástico de colapso da estrutura. Esse fator é definido como fator de carga *shakedown*, na qual, para cargas acima deste valor, qualquer uma das duas formas listada anteriormente podem ocorrer, levando ao colapso da estrutura. (DAVIS; BROWN, 1996).

É possível determinar o fator de carga *shakedown* e dimensionar a estrutura plasticamente a partir deste parâmetro. Essa avaliação, no entanto, requer um processo complexo de avaliação e, portanto, o método tem pouca aplicabilidade no dimensionamento de estruturas. Aliados a esse fator, Davis e Brown mostram que estudos estatísticos evidenciam que a probabilidade de um edifício colapsar pelo efeito de uma única carga com valor elevado em relação a sua média, é maior que o colapso gerado por cargas cíclicas de menor intensidade na estrutura. Outras pesquisas também indicam que ao se avaliar algumas estruturas, o fator de carga *shakedown* obtido, em poucas ocasiões apresentou reduções significativas em relação ao fator de carga de colapso e o próprio *strain-hardening* também apresenta benefícios ao limitar os sucessivos incrementos nos deslocamentos gerados por cargas cíclicas.

Por esses motivos o uso do fator de carga *shakedown* para o dimensionamento de estruturas utilizando análise plástica pode ser usualmente desprezado, no entanto, segundo Davis e Brown (1996), é importante ressaltar que com o advento de soluções numéricas robustas e acessíveis e quando a estrutura é submetida a repetidas cargas com diferentes intensidades, mas com importância relevante ao longo de sua vida útil, deve-se avaliar a necessidade ou não da aplicação desse conceito.

4.6.2. Recarga plástica e falsos mecanismos

Outro efeito importante na análise plástica remete ao conceito de falsos mecanismos. Essa condição surge quando uma rótula plástica formada tem a direção de sua rotação no sentido oposto ao do momento que a formou quando o falso mecanismo é originado. Esse efeito muitas vezes induz à avaliação de que um mecanismo se formou devido a presença de um

número elevado de rótulas na estrutura, no entanto o colapso só é verdadeiramente formado quando o mecanismo real é constituído.

Um outro fenómeno relacionado com falsos mecanismo é o da recarga plástica, na qual uma rótula plástica se desfaz em função da inversão do sentido de rotação em um determinado estágio da história de formação das rótulas plásticas.

Tanto o fenómeno de acomodação plástica quanto a recarga plástica carecem de atenção do projetista, pois podem induzir a avaliações incorretas. Softwares de análise plástica devem incluir formas de identificar esses fenómenos e permitir uma análise coerente do colapso da estrutura.

5. FATORES QUE MODIFICAM O MOMENTO DE PLASTIFICAÇÃO

5.1. Influência dos esforços normais

A atuação de um momento fletor puro na seção transversal de determinado perfil estrutural provoca uma distribuição de tensões simétrica, onde a magnitude máxima se encontra nas fibras mais externas e, no centroide, magnitude nula. Porém, em casos de presença de esforços normais, há uma sobreposição de efeitos que altera a distribuição de tensões. Nesse caso, a tendência é que a tensão de escoamento (f_y) seja atingida primeiramente nas fibras comprimidas para depois ser propagada para as fibras tracionadas.

O efeito da redução do momento de plastificação decorrente da atuação de um esforço normal foi constatado através da realização de ensaio laboratorial onde uma coluna era submetida a uma carga excêntrica. O resultado pode ser visto na figura 5.1, na qual a reta superior tracejada representa a curva teórica a ser obtida sem a existência de um esforço normal e a reta inferior tracejada representa o valor teórico obtido para o momento de plastificação na condição do ensaio. A curva sólida representa o resultado do ensaio.

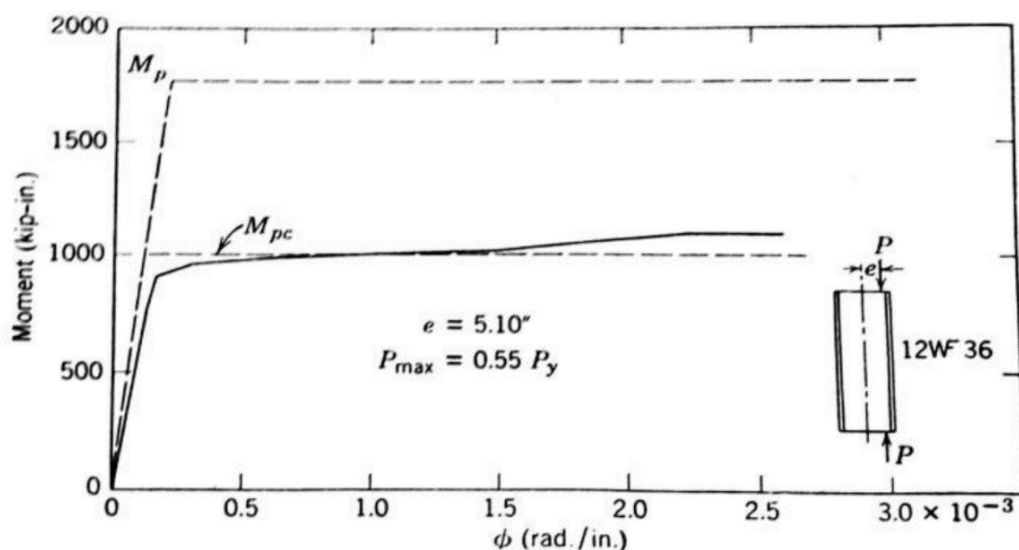


Figura 5.1 – Resultado do ensaio de efeito normal (BEEDLE, 1958)

5.1.1. Carregamento axial em seções I com mesas de mesmas dimensões

Segundo Horne e Morris (1981), quando um carregamento axial está presente em uma seção transversal I sob a atuação de um momento fletor, o momento de plastificação varia de M_p , em uma atuação axial nula, para um momento reduzido M_{pr} . Além disso, ocorre também o deslocamento da linha neutra para um ponto fora do centroide da seção.

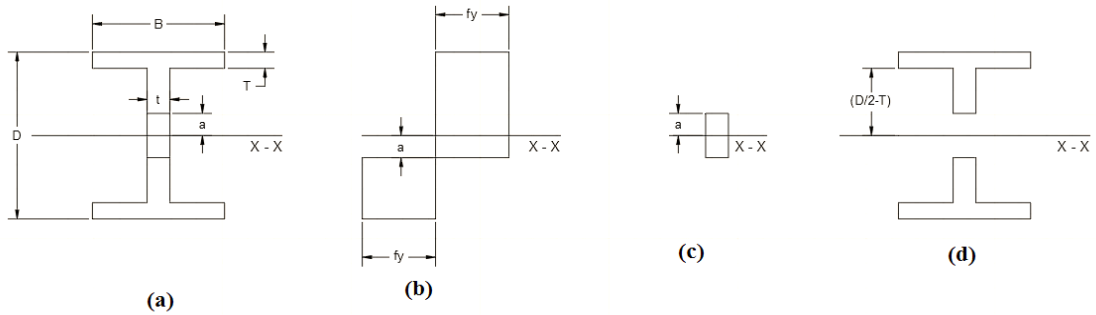


Figura 5.2 – Seção I sob atuação de esforço axial e momento fletor (HORNE; MORRIS, 1981)

Supondo que a seção simétrica da figura 5.2(a) se torna completamente plastificada sob a ação conjunta de um carregamento normal P aplicado no centroide e um momento fletor M_{prx} aplicado no eixo de maior inércia. Em um valor mínimo de P , a linha neutra se situa na alma da seção, com distribuição das tensões apresentada na figura 5.2(b), mas para um valor máximo de P a linha neutra se move em direção à mesa inferior, conforme mostra a figura 5.3.

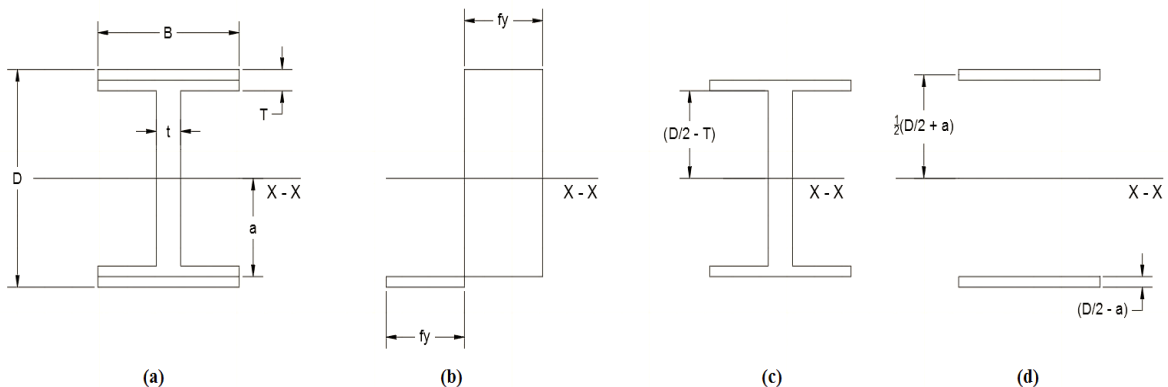


Figura 5.3 – Seção I sob atuação de esforço axial e momento fletor com linha neutra deslocada (HORNE; MORRIS, 1981)

A relação entre o momento de plastificação reduzido (M_{pr}) e o carregamento axial P é obtido dividindo-se uma seção transversal em uma área de núcleo simétrico em duas outras seções de mesma área. A área do núcleo está completamente sob tensões de compressão (figuras 5.2(c) e 5.3(c)) e é responsável por resistir o esforço axial P , enquanto as duas outras áreas, uma está sob tração e outra sob compressão (figuras 5.2(d) e 5.3(d)), resistem ao momento fletor atuante.

Analisando o caso da figura 5.2, onde (c) representa a resistência para uma carga axial P , então

$$P = 2atf_y \quad (5.1)$$

Onde: t – Esbeltez da alma

a – Distância entre a linha neutra e o centroide da seção

Além disso, considerando que a figura 5.2(d) representa a resistência ao momento plástico reduzido (M_{pr}), então

$$M_{pr} = M_p - t \left[\frac{(2a)^2}{4} \right] f_y \quad (5.2)$$

O valor de M_{pr} é obtido pelo momento de plastificação abaixo do valor de M_p (quando não há a presença de tensão normal) e é representado pela a perda de momento de plastificação da área da alma, conforme figura 5.2(c).

Caso a seção esteja somente sob solicitação axial, o valor de P será dado como $P_p = Af_y$, onde A representa a área da seção transversal, e P_p , conhecido como “*Squash load*”, representa a carga resistida por um pequeno membro estrutural em processo de colapso por deformação axial compressiva. Se a razão P/P_p , chamada de “*Squash load ratio*” é denotada por n , então tem-se da equação 5.1,

$$a = \frac{P}{2tf_y} = \frac{nP_p}{2tf_y} = \frac{nA}{2t} \quad (5.3)$$

Substituindo a equação acima na equação 5.2, e inserindo $M_{prx} = Z_{prx}f_y$, segue

$$Z_{prx} = Z_p - \left(\frac{A^2}{4t}\right) n^2 \quad (5.4)$$

A equação 5.4 é aplicada até que a sollicitação axial se torna alta o suficiente para causar o deslocamento da linha neutra para fora da alma da seção. A sollicitação limite a qual permite tal efeito é dado inserindo $a = \frac{D}{2} - T$. Sendo $a = \frac{nA}{2t}$, isso significa que a equação 5.4 é aplicada até que n atinja o valor n_1 , onde:

$$n_1 = \frac{(D-2T)t}{A} \quad (5.5)$$

Tomando agora o exemplo onde a linha neutra passa pela mesa (figura 5.3), visto que a área do núcleo é a área resultante, após remoção da área da seção transversal inicial as duas áreas das mesas com largura B e espessura $((D/2) - a)$. Logo:

$$P = \left[A - 2 \left(\frac{D}{2} - a \right) B \right] f_y \quad (5.6)$$

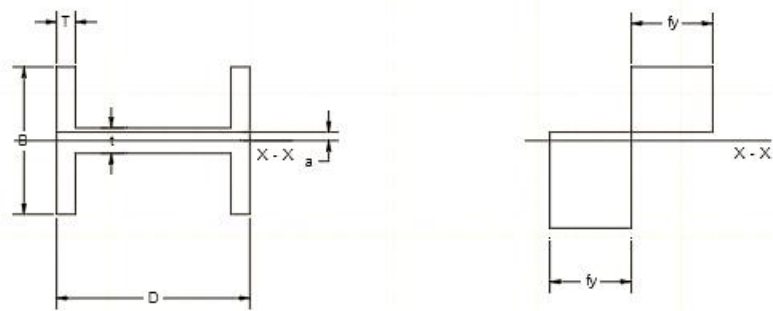
O momento resistente M_{pr} é derivado das duas áreas das mesas da seção (figura 5.3d). Tomando os centróides dessas áreas a uma distância $\left[a + \frac{1}{2} \left(\frac{D}{2} - a \right) \right]$ da linha neutra, tem-se:

$$M_{prx} = 2 \left[\left(\frac{D}{2} - a \right) B f_y \right] \times \left[\frac{1}{2} \left(\frac{D}{2} + a \right) \right] \quad (5.7)$$

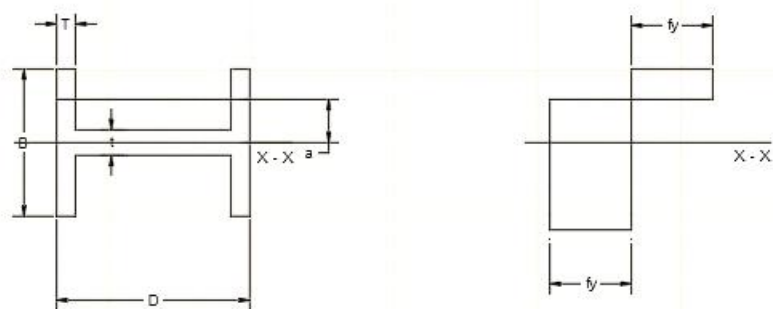
Substituindo $P = nA f_y$ na equação 5.6, tem-se $a = \frac{1}{2} \left[D - (1 - n) \frac{A}{B} \right]$, por isso, da equação 5.7 e inserindo $M_{prx} = Z_{prx} f_y$, tem-se:

$$Z_{prx} = \frac{A^2}{4B} (1 - n) \left(\frac{2BD}{A} - 1 + n \right) \quad (5.8)$$

O módulo plástico reduzido de seções I (Z_{pr}) em um plano perpendicular à alma, ou seja, no eixo de menor simetria, deve ser obtido de maneira similar, com o eixo neutro passando ou não pela alma, conforme mostra a figura 5.4 a seguir.



(a)



(b)

Figura 5.4 – Momento de plastificação reduzido no eixo de menor inércia (HORNE; MORRIS, 1981)

Quando a linha neutra passa pela alma da seção, sua posição é obtida por:

$$P = 2aD\sigma_y \quad (5.9)$$

Onde $a = \frac{P}{2Df_y} = \frac{nP_p}{2Df_y} = \frac{nA}{2D}$.

O momento de plastificação reduzido M_{pry} é então obtido pela dedução do momento plástico não reduzido, logo:

$$M_{pry} = M_p - \left[D \frac{(2a)^2}{4} \right] f_y \quad (5.10)$$

A equação 5.10 leva à equação 5.11 a seguir.

$$Z_{pry} = Z_p - \left(\frac{A^2}{4D} \right) n^2 \quad (5.11)$$

A equação acima é aplicada até $a = t/2$, que é até quando n atinge o valor $n_2 = Dt/A$.

Quando a linha neutra se encontra fora da alma (figura 5.4b), a área do núcleo se torna $\left[A - 4T \left(\frac{B}{2} - a\right)\right]$, por isso:

$$P = nAf_y = \left[A - 4T \left(\frac{B}{2} - a\right)\right] f_y \quad (5.12)$$

O que resulta em:

$$a = \frac{1}{2} \left[B - (1 - n) \frac{A}{2T} \right] \quad (5.13)$$

O momento plástico reduzido, portanto, será dado pela equação 5.14.

$$M_{pry} = 4 \left[\left(\frac{B}{2} - a\right) T f_y \right] \left[\frac{1}{2} \left(\frac{B}{2} + a\right) \right] \quad (5.14)$$

Substituindo pelo valor de a e inserindo $M_{pry} = Z_{pry} f_y$, tem-se a equação 5.15, a qual é aplicada quando n é maior que n_2 .

$$Z_{pry} = \frac{A^2}{8T} (1 - n) \left(\frac{4TB}{A} - 1 + n \right) \quad (5.15)$$

O módulo plástico reduzido Z_{pr} varia com n para seções I típicas que são fletidas no eixo de maior e menor inércia, como mostra a figura 5.5. Para uma seção retangular, o seu módulo plástico reduzido é facilmente obtido usando um método similar ao mostrado no decorrer desse subcapítulo. Para qualquer valor de n , tem-se:

$$Z_{pr} = Z_p (1 - n^2) \quad (5.16)$$

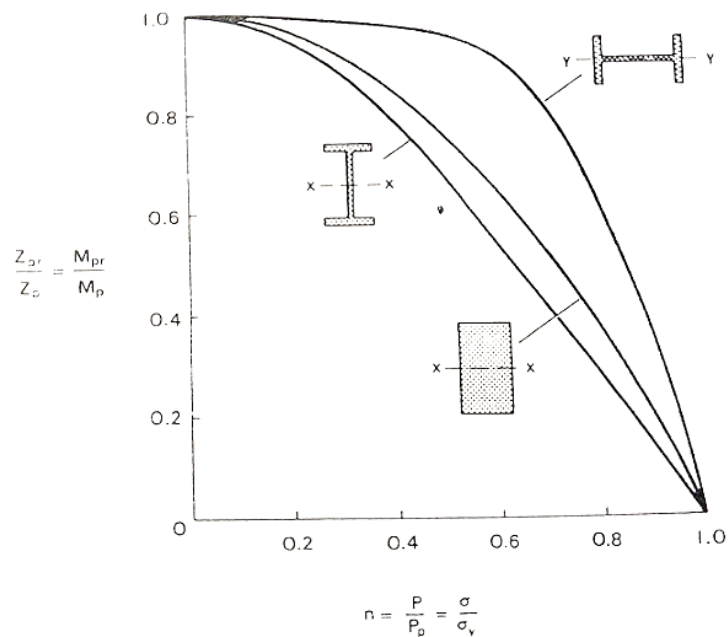


Figura 5.5 – Relação entre razão entre módulos plástico inicial e reduzidos e n (HORNE; MORRIS, 1981)

Para o dimensionamento de galpões, por exemplo, recomenda-se que a razão P/P_y seja menor que 10%, para se ter a convicção de que de fato não há influência do esforço normal sobre o momento de plastificação, comprometendo a formação adequada de rótulas plásticas.

No dimensionamento em regime plástico de estruturas metálicas leves, os níveis de momentos fletores resistentes pela estrutura são superiores aos efeitos dos esforços normais, sendo assim, geralmente, a combinação desses efeitos pode ser desprezada, mas não antes de uma prévia verificação.

5.1.2. Considerações aproximadas para seções com mesas de mesmas dimensões

Conforme a figura 5.5, carregamentos axiais de baixa intensidade causam baixa redução do momento de plastificação, portanto essas baixas reduções frequentemente podem ser ignoradas no contexto prático. Segundo Horne e Morris (1981), tensões normais (de tração ou compressão) não causam reduções significativas no momento de plastificação no eixo de maior inércia maior que 2% em vigas e colunas universais que fornecem $|n| \leq 0,1$. Para vigas fletidas no eixo de menor inércia, os limites correspondentes são $|n| \leq 0,3$, enquanto para

colunas sob esforços normais que fletem no eixo de menor inércia, $|n| \leq 0,2$. Além desses limites, os valores de n , extraídos da figura 5.5 também podem ser utilizados. Alternativamente, as fórmulas simplificadas a seguir fornecem respostas as quais estão, ou em um limite seguro, ou não mais que 2% de Z_p acima dos valores obtidos através das formulações fornecidas pelo manual BCSA/Constrado (1978).

- Vigas universais – Eixo de maior inércia:

$$0 \leq n \leq 0,1, \quad Z_{prx} = Z_p$$

$$0,1 \leq n \leq 1, \quad Z_{prx} = 0,27(1 - n)(4 + n)Z_p$$

- Vigas universais – Eixo de menor inércia:

$$0 \leq n \leq 0,3, \quad Z_{pry} = Z_p$$

$$0,3 \leq n \leq 1, \quad Z_{prx} = 2,04(1 - n)(0,4 + n)Z_p$$

- Colunas universais – Eixo de maior inércia:

$$0 \leq n \leq 0,1, \quad Z_{prx} = Z_p$$

$$0,1 \leq n \leq 1, \quad Z_{prx} = 0,156(1 - n)(7 + n)Z_p$$

- Colunas universais – Eixo de menor inércia:

$$0 \leq n \leq 0,2, \quad Z_{pry} = Z_p$$

$$0,2 \leq n \leq 1, \quad Z_{pry} = 1,56(1 - n)(0,6 + n)Z_p$$

5.2. Influência dos esforços cortantes

Quando um membro estrutural está sujeito a tensão uniaxial ou tensão de compressão f na presença de esforços cortantes τ , o escoamento da seção, segundo o critério de von Misses, ocorre quando

$$f^2 + 3\tau^2 = f_y^2 \quad (5.17)$$

O escoamento na atuação do cisalhamento puro (com $f = 0$) ocorre quando $\tau = \tau_y = f_y/\sqrt{3} = 0,577f_y$. Quando a cortante atua paralelamente à alma de seções I, a máxima capacidade resistente F_p é dada por $F_p = \tau_y A_w = 0,577f_y A_w$, onde A_w é a área da alma. Segundo Horne e Morris (1981), a força cortante em uma seção I não pode ultrapassar esse valor, exceto quando é considerado o efeito de *strain-hardening* do aço que permite o aumento da sua capacidade resistiva.

A máxima tensão cisalhante e o máximo momento fletor somente podem ocorrer juntos nas extremidades de uma viga, onde a deformação plástica é afetada pela natureza da conexão entre a viga e os membros estruturais adjacentes. Portanto, o momento de plastificação, na presença de esforços cortantes, depende da geometria detalhada e do carregamento sobre membro analisado.

O efeito do esforço cortante no momento plástico é, na prática, de segunda importância pois resultados aproximados conservadores baseados no comportamento da seção transversal podem ser utilizados.

Uma seção transversal I simétrica, ilustrada na figura 5.6a está sujeita a uma força cortante F atuando no plano de sua alma em conjunto com um momento M_{pr} . A máxima capacidade da seção à cortante é $F_p = dt\tau_y$, enquanto o momento de plastificação na ausência do esforço cortante é $M_p = Z_{px}f_y$.

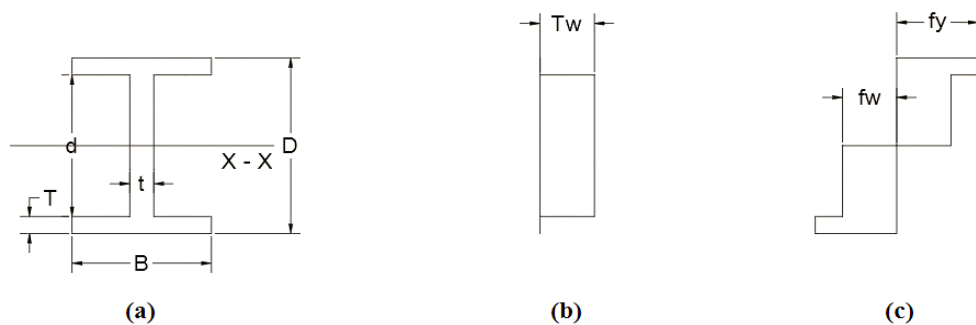


Figura 5.6 – Seção I sob esforço cortante (HORNE; MORRIS, 1981)

Assume-se que a força cisalhante F aplicada é resistida por uma tensão uniforme τ_w .

$$\tau_w = \frac{F}{dt} \quad (5.18)$$

Se o momento M_{pr} é suficiente para produzir completa plasticidade, a distribuição de tensões longitudinais se dá conforme figura 5.6c. Nesse caso, as mesas estão sob tensão de escoamento $\pm f$ onde, da equação 5.17, tem-se:

$$f_w = \sqrt{(f_y^2 - 3\tau_w^2)} = \sigma_y \sqrt{\left[1 - \left(\frac{\tau_w}{\tau_y}\right)^2\right]} \quad (5.19)$$

Onde τ_y se dá por $f_y/\sqrt{3}$ e representa a tensão de escoamento no cisalhamento puro.

Parte do momento resistente perdido pelo efeito da cortante é simplesmente a diferença entre M_p e M_{pr} , então segue:

$$M_p - M_{pr} = \frac{d^2t}{4} f_y \left\{ 1 - \sqrt{\left[1 - \left(\frac{\tau_w}{\tau_y}\right)^2\right]} \right\} \quad (5.20)$$

A partir da equação 5.20 e das relações entre momento e módulo plástico, tem-se:

$$Z_{prx} = Z_{px} - Z_{pw} [1 - \sqrt{(1 - q^2)}] \quad (5.21)$$

Onde: Z_{pw} – Módulo plástico da alma ($= d^2t/4$)

q – Taxa entre força cisalhante F e força resistente cisalhante F_p (F/F_p)

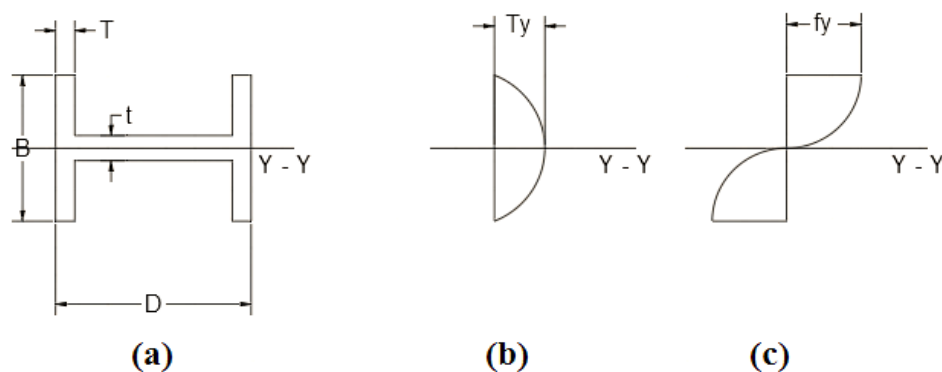


Figura 5.7 – Seção I sob esforço cortante e fletida no eixo de menor inércia (HORNE; MORRIS, 1981)

Quando uma seção transversal é fletida em torno do eixo de menor inércia, conforme figura 5.7, acompanhado de forças cisalhantes perpendiculares à alma, essas forças são

absorvidas pelas mesas. A distribuição aproximada das tensões cisalhantes é parabólica, conforme figura 5.7b e a tensão longitudinal se dá de forma não linear, conforme figura 5.7c. Logo, o momento de plastificação reduzido é dado pela equação 5.22, onde $\tau_w = 0,8\tau_y$.

$$M_{pr} = M_p \left[1 - 0,45 \left(\frac{\tau_w}{\tau_y} \right)^2 \right] \quad (5.22)$$

A partir da equação 5.22 e das relações entre momento e módulo plástico, tem-se:

$$Z_{pry} = Z_{py} (1 - 0,45q^2) \quad (5.23)$$

Onde $q = \tau_w/\tau_y = F/F_p$, onde $F_p = 2BT\tau_y = 1,155BTf_y$. Para a maioria das considerações práticas, a redução do momento de plastificação durante a atuação de um momento fletor em torno do eixo de menor inércia pode ser desprezada.

Segundo Horne e Morris (1981), experimentos mostram que a redução do momento de plastificação nesse caso não é significativo, a menos que a força cortante seja tal que por si só já poderia causar o colapso da estrutura. Isso se deve ao fato das zonas plásticas em uma viga, sujeita simultaneamente à máxima tensão de cisalhamento e máximo momento fletor, serem de extensão limitada e cercadas por zonas elásticas que limitam o fluxo de plastificação.

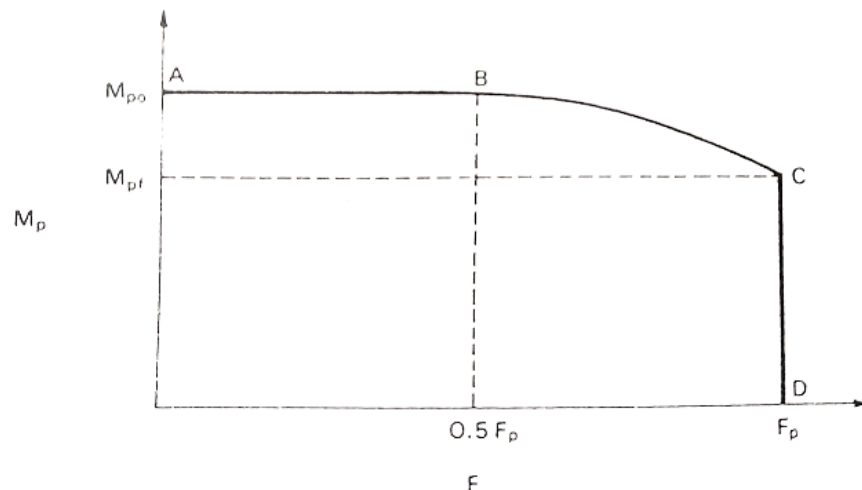


Figura 5.8 – Efeito do cisalhamento no momento de plastificação (HORNE; MORRIS, 1981)

A relação entre o momento de plastificação e as forças cisalhantes atuantes no plano da alma de uma seção I é representada pela figura 5.8. Como a cortante F é aumentada a partir de magnitude nula, não há redução no momento de plastificação. O momento de plastificação permanece de mesma magnitude até que F atinge o valor de $0,5F_p$, onde F_p é a capacidade resistente ao esforço cortante dado por $A_v p_v$ (A_v é a área cisalhada e p_v é a resistência de projeto ao cisalhamento, dada por $0,6p_y$, e p_y a resistência de tração ou compressão). Entre $F = 0,5F_p$ e F_p , M_{pr} é reduzido de forma parabólica, conforme a curva BC da figura 5.8.

$$M_{pr} = M_p - (M_p - M_{pf}) \left(\frac{2F}{F_p} - 1 \right)^2 \quad (5.24)$$

A partir da equação 5.24 e das relações entre momento e módulo plástico, tem-se:

$$Z_{prx} = Z_{px} - Z_{pv} \left(\frac{2\tau_w}{p_v} - 1 \right)^2 \quad (5.25)$$

Onde Z_{pv} é o módulo plástico da área cisalhada em relação ao eixo de maior inércia da seção transversal e τ_w é a tensão de cisalhamento devido a F calculado na área cisalhada.

No caso de flexão no eixo de menor inércia, o módulo plástico da seção transversal é dado pela equação 5.26 a seguir.

$$Z_{pry} = Z_{py} \frac{4\tau_w}{p_v} \left(1 - \frac{\tau_w}{p_v} \right) \quad (5.26)$$

6. INSTABILIDADE ESTRUTURAL

6.1. Considerações gerais

O método de Rankine-Merchant é uma aproximação para se obter a carga de ruína de uma estrutura levando-se em conta os efeitos da não-linearidade geométrica e a não-linearidade física do material. Assim, a partir da carga de colapso plástico de primeira ordem e da carga crítica de instabilidade elástica, também de 1ª ordem, estima-se a carga de ruína da estrutura.

A fórmula de Rankine-Merchant (1954) teve uma base inicial empírica dada pela equação 6.1, abaixo:

$$\frac{1}{\lambda_R} = \frac{1}{\lambda_P} + \frac{1}{\lambda_{cr}} \quad (6.1)$$

Onde: λ_R = Fator de carga de ruína da estrutura

λ_P = Fator de carga de colapso plástico - *Plastic Factor*

λ_{cr} = Fator de carga de instabilidade elástica - *Buckling*

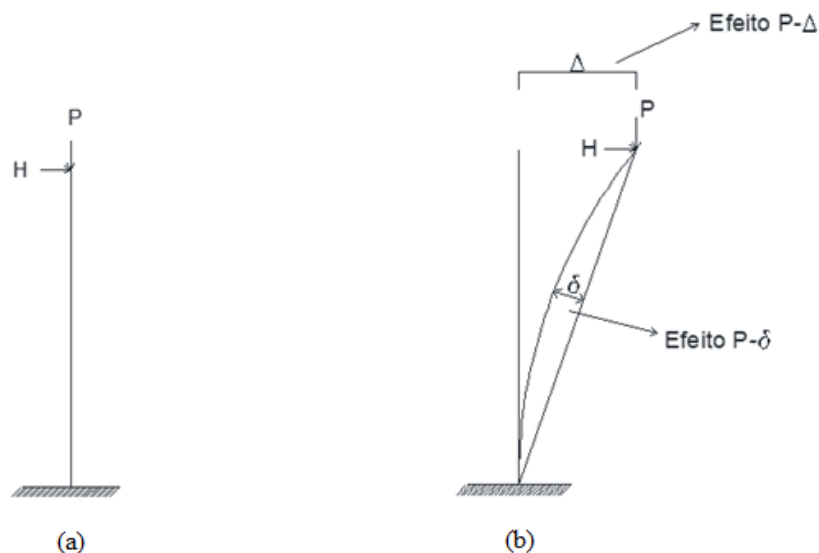


Figura 6.1 – Efeitos de segunda ordem – (a) antes do carregamento; (b) durante o carregamento

Resultados experimentais comprovaram que uma melhor aproximação pode ser dada pela equação 6.2 abaixo, modificada por Wood (1974).

$$\frac{1}{\lambda_R^*} = \frac{0,9}{\lambda_P} + \frac{1}{\lambda_{cr}} \quad (6.2)$$

Onde: $\lambda_R^* = \lambda_f$ = Fator de carga de ruína modificado por Wood

λ_P = Fator de carga de colapso plástico – 1ª ordem

λ_{cr} = Fator de carga de instabilidade elástica – 1ª ordem

Da equação 6.2, tem-se:

$$\frac{1}{\lambda_R^*} = \frac{0,9\lambda_{cr} + \lambda_P}{\lambda_P\lambda_{cr}} \rightarrow \lambda_R^* = \frac{\lambda_P\lambda_{cr}}{0,9\lambda_{cr} + \lambda_P} \quad (6.3)$$

Dividindo o segundo termo da equação 6.3 (tanto o numerador quanto o denominador) por λ_{CR} , tem-se:

$$\lambda_R^* = \frac{\frac{\lambda_P\lambda_{cr}}{\lambda_{cr}}}{\frac{0,9\lambda_{cr} + \lambda_P}{\lambda_{cr}}} = \frac{\lambda_P}{0,9 + \frac{\lambda_P}{\lambda_{cr}}} \rightarrow \lambda_R^* = \frac{\lambda_P}{0,9 + \frac{\lambda_P}{\lambda_{cr}}} \quad (6.4)$$

Dessa forma é possível estimar com razoável precisão a carga de ruína de uma estrutura a partir da equação 6.2. Para estar de acordo com o coeficiente de ruína da NBR 8800/2008, pode-se considerar $\lambda_R^* \approx \lambda_f$. Assim, da equação 6.2, tem-se:

$$\frac{1}{\lambda_f} = \frac{0,9}{\lambda_P} + \frac{1}{\lambda_{cr}} \quad (6.5)$$

$$\lambda_f \approx \lambda_R^* = \frac{\lambda_P}{0,9 + \frac{\lambda_P}{\lambda_{cr}}} \quad (6.6)$$

Multiplicando a equação 6.1 por λ_f , tem-se:

$$\frac{\lambda_f}{\lambda_f} = \frac{\lambda_f}{\lambda_P} + \frac{\lambda_f}{\lambda_{cr}}$$

$$\frac{\lambda_f}{\lambda_P} + \frac{\lambda_f}{\lambda_{cr}} = 1,0 \quad (6.7)$$

A equação 6.7 pode ser analisada pelo conceito de superfície de ruína. A equação tem razoável precisão quando as cargas horizontais são significativas comparadas com as cargas verticais. É, por outro lado, conservadora quando as cargas horizontais são pequenas na presença das cargas verticais. Neste último caso, o efeito da não linearidade geométrica não é preponderante para redução da carga de ruína da estrutura. Além disso, o efeito do endurecimento do material após o fim do patamar de escoamento do aço (*strain-hardening*) compensa o efeito de segunda ordem na mudança da geometria. Isto pode ser ilustrado na figura 6.3 que mostra os valores dos fatores de carga de ruína λ_f/λ_P em relação a λ_f/λ_{cr} . A reta AB representa a fórmula de Rankine-Merchant. Verifica-se que a fórmula é conservadora quando confrontada com resultados experimentais (LOW, 1959) a partir de ensaios em escala 1:1, de edifícios de 3, 5 e 7 pavimentos.

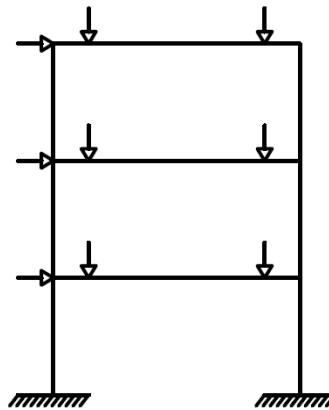


Figura 6.2 – Ensaio com edifícios de múltiplos andares de 3, 5 e 7 pavimentos

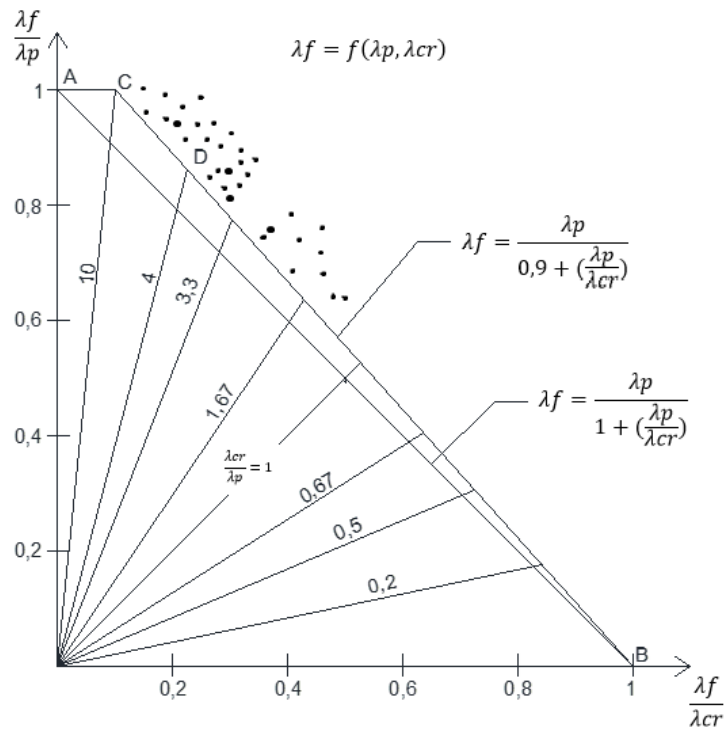


Figura 6.3 - Carga de ruína para edifícios de 3, 5, 7 pavimentos (LOW, 1959)

Sobre a pesquisa supracitada, pode-se fazer as seguintes considerações:

- Os resultados experimentais mostram que a superfície de ruína proposta por Rankine-Merchant é conservadora, especialmente para cargas horizontais pequenas comparadas às cargas verticais;
- O endurecimento do aço após o fim do patamar de escoamento tende a aumentar o fator de carga de ruína (da ordem de 10%) não considerado no modelo rígido-plástico perfeito. Isso, provavelmente, compensa o efeito de segunda ordem na mudança da geometria;
- A correção proposta por Wood (1974) representada pelas retas AC e CD. Embora Wood não tenha proposto a fórmula para o trecho DB quando $\lambda_{cr}/\lambda_p < 4,0$ os resultados experimentais mostram que a equação 6.6 representa com suficiente precisão (*lower bound*) e a favor da segurança;

Edifícios de andares múltiplos baixos (3 a 6 andares, por exemplo) quando bem dimensionados quanto ao Estado Limite de Utilização – ELS (deslocamentos máximos admissíveis e vibração) normalmente tem a relação $\lambda_{cr}/\lambda_p \geq 10,0$. Assim a rigidez residual proporcionada pelo endurecimento do aço (*strain-hardening*), aliado ao enrijecimento

conferido pelos fechamentos (paredes de alvenaria, fechamento de telhas em galpões leves), são suficientes para compensar a redução teórica do fator de colapso rígido-plástico, em virtude do efeito de 2ª ordem com a mudança de geometria.

6.2. Critérios do Eurocode e BS-5950 - $\lambda_f = f(\lambda_p, \lambda_{cr})$

Para se levar em conta os efeitos de *strain-hardening* e mesmo que um menor aumento da rigidez proporcionado pelos fechamentos, Wood (1974) propôs a modificação na fórmula de Rankine-Merchant (1954) para as fórmulas abaixo:

$$\lambda_R^* = \frac{\lambda_p}{0,9 + \frac{\lambda_p}{\lambda_{cr}}}, \text{ para } 4,0 \leq \frac{\lambda_{cr}}{\lambda_p} \leq 10 \quad (6.8)$$

$$\lambda_R^* = \lambda_p, \text{ para } \frac{\lambda_{cr}}{\lambda_p} > 10 \quad (6.9)$$

Estas fórmulas são representadas pelas retas CD e AC, da figura 6.3. Embora Wood não tenha proposto que a fórmula pudesse ser aplicada para $\lambda_{cr}/\lambda_p < 4,0$, verifica-se a partir de comprovações experimentais que ela estima com razoável precisão, a favor da segurança (*lower bound*), o fator real de ruína de uma estrutura.

As relações acima (equações 6.8 e 6.9), apresentam o inconveniente de avaliar a carga de ruína como uma correlação $f(\lambda_p, \lambda_{cr})$. O mais adequado seria considerar os efeitos de segunda ordem da mudança de geometria considerando-se apenas o fator de carga de instabilidade elástica (λ_{cr}). Quando se aplicam as equações acima como prescrições normativas em projetos de estruturas de aço, pode-se considerar que o mínimo valor de λ_f corresponde a carga de cálculo fatorado. Isso significa que o coeficiente médio de majoração das cargas nominais (LRFD) corresponde ao mínimo valor de carga de colapso plástico λ_f . Para simplificação, embora as ações permanentes e acidentais tenham variabilidade diferentes ao longo da vida útil da edificação, aqui será considerado um valor médio de λ_f , atuando de forma diretamente proporcional em cada hipótese de carga. O Eurocode e também a norma inglesa BS-5950/2000, consideram para a análise de estruturas em regime plástico e análise de instabilidade as cargas fatoradas. Em outras palavras: determinam λ_p e λ_{cr} a partir de ações/cargas de cálculo. Dessa forma, conhecidas as cargas de cálculo, pode-se, e é conveniente, definir o parâmetro “ α ”, utilizando a equação a seguir:

$$\alpha = \frac{\lambda_{cr}}{\lambda_f} = \frac{\text{Carga de instabilidade elástica}}{\text{Carga de cálculo fatorada}} \quad (6.10)$$

O fator de carga de colapso plástico (λ_p) para uma estrutura é derivado a partir de um mecanismo de colapso, usando-se como a propriedade mecânica do aço – o limite de escoamento F_y – como referência de resistência. Aliás, o limite de escoamento do aço é referência para todos os modelos de resistência de seções/perfis de aço, em que o estado limite último relacionado é de plastificação/escoamento. Admitindo-se como hipótese que o fator de carga de ruína (λ_f) seja um fator de carga plástica limite e que seja determinado a partir de um mecanismo de colapso plástico. Porém, em virtude de efeitos de 2ª ordem pela mudança da geometria, no lugar de se utilizar o limite de escoamento para a determinação de λ_f , será utilizado um limite de escoamento efetivo reduzido F_{ry} (fictício), dado por:

$$\frac{F_{ry}}{F_y} = \frac{\lambda_f}{\lambda_p} \quad (6.11)$$

Onde: F_y = Limite de escoamento do aço virgem

F_{ry} = Limite de escoamento efetivo reduzido (fictício)

λ_f = Fator de carga de ruína

λ_p = Fator de carga de colapso plástico

A relação $\lambda_R^* \approx \lambda_f = \lambda_p / [0,9 + (\lambda_p / \lambda_{cr})]$ pode ser reescrita como:

$$\lambda_f = \frac{\lambda_p}{0,9 + \frac{\lambda_p}{\lambda_{cr}}}$$

Ou,

$$\frac{\lambda_f}{\lambda_p} = \frac{1}{0,9 + \frac{\lambda_p}{\lambda_{cr}}} = \frac{1}{0,9 + \frac{\lambda_p}{\lambda_f} \frac{\lambda_f}{\lambda_{cr}}}$$

Portanto,

$$\frac{\lambda_f}{\lambda_p} = \frac{1}{0,9 + \frac{\lambda_p \lambda_f}{\lambda_f \lambda_{cr}}} \quad (6.12)$$

Levando-se a equação 6.10 e a equação 6.11 na equação 6.12, tem-se:

$$\frac{\lambda_f}{\lambda_P} = \frac{F_{ry}}{F_y} = \frac{1}{0,9 + \frac{F_y}{F_{ry}} \alpha} \quad (6.13)$$

Ou ainda,

$$\frac{F_{ry}}{F_y} = \frac{1}{0,9 + \frac{F_y}{\alpha F_{ry}}} = \frac{1}{\frac{0,9\alpha F_{ry} + F_y}{\alpha F_{ry}}} = \frac{\alpha F_{ry}}{0,9\alpha F_{ry} + F_y}$$

Portanto,

$$\frac{\alpha}{0,9\alpha F_{ry} + F_y} = \frac{1}{F_y} \rightarrow \alpha F_y = 0,9\alpha F_{ry} + F_y$$

$$0,9\alpha F_{ry} = \alpha F_y - F_y \rightarrow 0,9\alpha F_{ry} = (\alpha - 1)F_y$$

$$\frac{F_{ry}}{F_y} = \frac{\lambda_f}{\lambda_P} = \frac{\alpha - 1}{0,9\alpha} \quad (6.14)$$

Onde: F_{ry} = Limite de escoamento efetivo reduzido (fictício)

F_y = Limite de escoamento do aço virgem

$$\alpha = \lambda_{cr} / \lambda_f$$

Analisando-se a equação 6.14 para os limites mínimos e máximos de λ_{cr} , a partir da equação 6.8, tem-se:

$$\text{Para } \lambda_{cr}^{min} \text{ da equação 1.8 } \rightarrow \frac{\lambda_{cr}^{min}}{\lambda_P} = 4,0 \rightarrow \lambda_{cr}^{min} = 4\lambda_P$$

$$\lambda_{cr}^{min} = 4\lambda_P \quad (6.15)$$

$$\lambda_{cr}^{max} = 10\lambda_P \quad (6.16)$$

Assim, relacionando a equação 6.15 com a equação 6.10, tem-se:

$$\alpha = \frac{\lambda_{cr}}{\lambda_f} \rightarrow \alpha = \frac{4\lambda_P}{\lambda_f} = 4 \frac{\lambda_P}{\lambda_f} = \frac{F_y}{F_{ry}}$$

Da equação 6.14, tem-se:

$$\frac{F_y}{F_{ry}} = \frac{0,9\alpha}{\alpha - 1} \rightarrow \alpha = 4 \left(\frac{0,9\alpha}{\alpha - 1} \right)$$

$$\alpha = \frac{3,6\alpha}{\alpha - 1} \rightarrow \alpha^2 - \alpha = 3,6\alpha \rightarrow \alpha^2 - 4,6\alpha = 0$$

$$\alpha(\alpha - 4,6) = 0 . \text{ Logo, } \alpha = 0 \text{ ou } \alpha = 4,6 \quad (6.17)$$

Para o máximo valor de $\lambda_{cr}/\lambda_p = 10 \rightarrow \lambda_{cr} = 10\lambda_p$

Assim, relacionando a equação 6.16 com a equação 6.10, tem-se:

$$\alpha = \frac{\lambda_{cr}}{\lambda_f} \rightarrow \alpha = \frac{10\lambda_p}{\lambda_f} = 10 \frac{\lambda_p}{\lambda_f} = 10 \left(\frac{0,9\alpha}{\alpha - 1} \right)$$

$$\alpha = \frac{9\alpha}{\alpha - 1} \rightarrow \alpha^2 - \alpha = 9\alpha \rightarrow \alpha^2 + 10\alpha = 0$$

$$\alpha(\alpha - 10) = 0 . \text{ Logo, } \alpha = 0 \text{ ou } \alpha = 10 \quad (6.18)$$

Assim, para valores mínimos e máximos de λ_{cr}/λ_p , tem-se equações para avaliar a rigidez de uma estrutura baseando-se no fator de instabilidade elástica - λ_{cr} - e no fator de ponderação das cargas nominais - λ_f (ou γ , segundo a NBR-8800/2008). Portanto, ao contrário das equações propostas por Wood em 1974, que quantifica a rigidez da estrutura a partir da correlação λ_{cr}/λ_p . Com a nova formulação não é necessário fazer uma análise elastoplástica para se determinar λ_p .

Assim, a partir das equações 6.17 e 6.18 na equação 6.14, tem-se as definições no item 6.3 a seguir.

6.3. Verificação de Instabilidade – Eurocode-3 (λ_{cr}/λ_f)

$$\text{i. } \frac{F_{ry}}{F_y} = \frac{\lambda_f}{\lambda_p} = 1, \text{ se } \frac{\lambda_{cr}}{\lambda_f} > 10 \quad (6.19)$$

$$\text{ii. } \frac{F_{ry}}{F_y} = \frac{\lambda_f}{\lambda_p} = \frac{\alpha - 1}{0,9\alpha}, \text{ se } 4,6 \leq \frac{\lambda_{cr}}{\lambda_f} \leq 10 \quad (6.20)$$

- iii. Para $\frac{\lambda_{cr}}{\lambda_f} < 4,6$. Para se determinar a carga de ruína λ_f da estrutura é recomendável elaborar uma análise elastoplástica de 2ª ordem.

Como já foi visto, o Eurocode, a norma inglesa BS-5950/2000, além de outras normas nacionais e europeias, ponderam as cargas nominais, obtendo cargas de cálculo, para se determinar as cargas de cálculo de instabilidade elástica, a carga de colapso plástico e a carga de ruína da estrutura (λ_{cr} , λ_p e λ_f). Dessa forma tem-se o menor valor possível de $\lambda_f = 1$, para o caso de cargas previamente fatoradas, ou:

$$S_d = \gamma S_n \rightarrow \lambda_f^{min} = 1,0 \quad (6.21)$$

Levando a equação 6.21 nas equações 6.19 e 6.20, tem-se as definições a seguir.

6.4. Critérios para verificação da instabilidade elástica - λ_{cr} (Eurocode-3 e BS-5950/2000 – ações de cálculo/majoradas)

Para $\frac{\lambda_{cr}}{\lambda_f} > 10$, com $\lambda_f = 1 \rightarrow \frac{\lambda_{cr}}{1,0} > 10 \rightarrow \lambda_{cr} > 10$

E também $4,6 \leq \frac{\lambda_{cr}}{\lambda_f} \leq 10 \rightarrow \lambda_f = 1 \rightarrow 4,6 \leq \lambda_{cr} \leq 10$. Assim:

- i. Para $4,6 \leq \lambda_{CR} \leq 10$ (Estrutura Semi Rígida):

$$\lambda_f = \frac{\alpha-1}{0,9\alpha} \lambda_p , \text{ ou } \lambda_f = \frac{\lambda_p}{0,9+\frac{\lambda_p}{\lambda_{cr}}} \quad (6.22)$$

- ii. Para $\lambda_{cr} > 10$ (Estrutura rígida):

$$\lambda_f = \lambda_p \quad (6.23)$$

- iii. Para $\lambda_{cr} \leq 4,6$ (Estrutura flexível):

Para a determinação da carga de ruína λ_f é preciso que seja feita uma análise elastoplástica de 2ª ordem.

6.5. Critérios para verificação da instabilidade elástica – Eurocode-3 (a partir das combinações nominais/serviço – sem majoração)

Nesse caso, o valor médio $\lambda_f = 1,4$. Assim:

$$\text{Para } \frac{\lambda_{cr}}{\lambda_f} > 10 \rightarrow \frac{\lambda_{cr}}{1,4} > 10 \rightarrow \lambda_{cr} > 14,0$$

$$\text{Para } 4,6 \leq \frac{\lambda_{cr}}{\lambda_f} \leq 10 \rightarrow 1,4 \times 4,6 < \lambda_{cr} < 1,4 \times 10. \text{ Logo: } 6,44 < \lambda_{cr} < 14,0. \text{ Assim:}$$

- i. Para $6,44 < \lambda_{cr} < 14,0$ (Estrutura Semi Rígida):

$$\lambda_f = \frac{\alpha-1}{0,9\alpha} \lambda_p, \text{ ou } \lambda_f = \frac{\lambda_p}{0,9 + \frac{\lambda_p}{\lambda_{cr}}} \quad (6.24)$$

- ii. Para $\lambda_{cr} > 14$ (Estrutura rígida):

$$\lambda_f = \lambda_p \quad (6.25)$$

- iii. Para $\lambda_{cr} \leq 6,44$ (Estrutura flexível):

Para a determinação da carga de ruína λ_f é preciso que seja feita uma análise elastoplástica de 2ª ordem.

6.6. Comentários sobre critérios do Eurocode-3 e BS-5950

- Os critérios para verificação de instabilidade global de pórticos em projetos de estruturas em regime plástico apresentado nos itens 6.2 e 6.3 anteriores fazem parte das recomendações atuais do Eurocode-3 e da norma inglesa BS-5950/2000. Além dessas normas, diversos outros códigos possuem critérios semelhantes, ou iguais, ao Eurocode. Na realidade, o código da comunidade europeia adota as recomendações da norma inglesa que baseia as suas prescrições em mais de 60 anos de pesquisas. A primeira

norma inglesa com recomendações para o cálculo plástico de estruturas é de 1949, portanto são 70 anos desde a sua primeira edição.

2. Outros países europeus contam em suas normas com recomendações para análise plástica de estruturas de aço, tais como França, Alemanha, Itália, Espanha, entre outros. Países da Ásia e Oceania tem suas recomendações, especialmente a China e a Índia. A Austrália e a Nova Zelândia têm critérios semelhantes ao Eurocode.

Tabela 6.1 – Critérios de instabilidade – Ações nominais/serviço

Análise de Instabilidade – Análise plástica – Normas			
Norma	Estruturas flexível	Estrutura medianamente flexíveis	Estruturas rígidas
Inglaterra: BS 5950/2000	$\lambda_{cr} < 4,6$	$4,6 \leq \lambda_{cr} \leq 10,0$	$\lambda_{cr} > 10$
Eurocode-3	$\lambda_{cr} < 4,6$	$4,6 \leq \lambda_{cr} \leq 10,0$	$\lambda_{cr} > 10$
Austrália: AS-4100/1998	$\lambda_{cr} < 5,0$	$5,0 \leq \lambda_{cr} \leq 10,0$	$\lambda_{cr} > 10$
Índia: IF-800/2007	$\lambda_{cr} < 4,6$	$4,6 \leq \lambda_{cr} \leq 10,0$	$\lambda_{cr} > 10$
China: GB-50017/2003	$\lambda_{cr} < 5,0$	$5,0 \leq \lambda_{cr} \leq 10,0$	$\lambda_{cr} > 10$

3. A norma inglesa BS-5950/2000 – British Steel Standard – considera o item 6.3 como critério para se levar em conta o efeito de 2ª ordem na mudança da geometria da estrutura. Segundo a BS-5950 a verificação pode se aplicar tanto para edifícios de andares múltiplos quanto para galpões leves de um pavimento (germinados ou não). É importante esclarecer que o critério constante no item 6.3 se aplica para verificação no plano do pórtico, para estruturas com fechamento lateral (ver o item 5 a seguir).
4. As equações constantes nos itens 6.2 e 6.3 anteriores podem estimar o fator de ruína (ou a carga de ruína) de uma estrutura a partir de uma análise elastoplástica linear e uma análise de instabilidade elástica correlacionadas. Portanto λ_f é determinado a partir de λ_p e λ_{cr} no plano de formação das rótulas plásticas. A instabilidade fora do plano deve

ser garantida, mas não é utilizada para o cálculo do λ_f , para este critério previsto nos itens em referência.

5. Os limites utilizados nas equações dos itens 6.2 e 6.3 para classificação da rigidez da estrutura, e também para a determinação do fator de ruína, levam em conta a existência de fechamentos que garantam a contenção lateral dos pórticos em um plano perpendicular ao plano onde ocorrem as rótulas plásticas. Para os galpões leves, os fechamentos que garantem a contenção lateral são formados pelas terças de fechamento e as telhas metálicas. No caso de outros materiais de fechamento, tais como fibrocimento, a contenção é menos efetiva. Os fechamentos em telhas de aço (mesmo com espessura de 5 milímetros) formam diafragmas bastante efetivos quando associados com terças (geralmente de chapa dobrada) e sistemas de contraventamento vertical entre pilares. Para o caso dos galpões de andares múltiplos esses fechamentos são em alvenaria de blocos cerâmicos e sistema de contraventamentos verticais entre pilares (preferencialmente em formato de “X”). Quando a alvenaria é em gesso acartonado essa contenção é menos efetiva, mas os contraventamentos em “X” podem ser considerados efetivos e suficientes, desde que dimensionados adequadamente quanto à segurança e desempenho. Uma consideração a ser feita no que diz respeito ao projeto de edifícios de andares múltiplos é a ausência de alvenarias de blocos cerâmicos, geralmente nas paredes externas, quando as alvenarias são substituídas por esquadrias ou caixilhos. Nesses casos, os contraventamentos verticais em “X” devem garantir a estabilidade fora do plano (estabilidade lateral).
6. Para os casos em que não existem fechamentos, a norma inglesa BS-5950/2000, bem como o Eurocode-3, aumentam os limites conforme a seguir (fechamentos em galpões leves e alvenaria em edifícios):

a) $\lambda_{cr} \geq 20 \rightarrow \lambda_f = \lambda_p$ (Estrutura rígida)

b) $5,75 \leq \lambda_{cr} < 20 \rightarrow \lambda_f = \frac{\lambda_p}{0,95 + \frac{\lambda_p}{\lambda_{cr}}}$ (Estrutura medianamente rígida)

c) $\lambda_{cr} < 5,75 \rightarrow$ Para determinar λ_f deve ser feita uma análise elastoplástica de 2ª ordem. (Estrutura flexível)

A questão que precisa ser analisada e respondida é: como proceder no caso de projetos no Brasil?

Primeiro deve-se analisar as causas dessas exigências apresentadas pela BS-5950/200 e Eurocode-3. Na Europa as ações verticais são elevadas, especialmente pelas ações decorrentes de neve, vento e sismos. Portanto, o aumento desses limites é justificável. Por outro lado, no Brasil praticamente inexistem ações de neve na maioria do território. O mesmo se refere às ações devidas aos sismos. Além disso, as cargas de vento, na maioria do nosso território, não são elevadas. Portanto, para efeito da determinação de λ_f , em projetos no Brasil, é suficiente considerar as equações constantes no item 6.3, mesmo que hajam fechamentos laterais, tanto em galpões quanto em edifícios de andares múltiplos. Mas, nesses casos, ainda é primordial a adoção de sistemas “rígidos” de contraventamentos verticais, preferencialmente, em forma de “X”.

7. Para avaliação da carga crítica elástica λ_{cr} , e estimativa da carga de ruína λ_f , segundo os itens 6.2 e 6.3, em situações práticas, deve-se dispor de um modelo matemático consistente, por processo manual ou computacional. Há *softwares* convencionais disponíveis que fazem análise de instabilidade elástica com modelos que levam em conta a mudança da geometria no equilíbrio (efeitos de 2ª ordem). Contudo, a determinação de λ_{cr} através de uma análise elástica linear apresenta menos esforço computacional ou manual. Nesse caso, quando correlacionado com o fator de colapso plástico λ_p , a partir de uma análise elástica linear, permite-se estimar, com razoável precisão, a carga de ruína λ_f da estrutura. Porém, isso não é um grande problema, pois um erro na estimativa de λ_{cr} de $\beta\%$, para $\lambda_{cr}/\lambda_p \cong 5,0$, leva a um erro de apenas aproximadamente $0,2\beta\%$ na estimativa de λ_f , que é o que mais interessa em última análise. Para $\lambda_{cr}/\lambda_p \cong 10$ um erro de $\beta\%$ em λ_{cr} leva a um erro de apenas $0,1\beta\%$. Isso pode ser confirmado no item 6.7 a seguir.

6.7. Determinação do erro médio na avaliação de λ_f

- a) Cálculo do erro λ_f^e ($\lambda_{cr}^e/\lambda_p \cong 10,0$)

$$\lambda_{cr}^e = 14,0$$

$$\lambda_p = 1,4$$

$$\lambda_{cr}^e / \lambda_p \cong 10,0$$

$$\lambda_f^e = \frac{\lambda_p}{0,9 + \frac{\lambda_p}{\lambda_{cr}^e}} = \frac{1,4}{0,9 + \frac{1,4}{14}} = 1,400$$

Supondo que $\lambda_{cr}^r = \lambda_{cr}$ real, verificado por análise exata, ou mesmo experimentalmente, sendo assim:

$$\lambda_{cr}^r = 10,77 \rightarrow \text{Erro } \lambda_{cr} = \frac{|14,0 - 10,77|}{10,77} \times 100 \cong 30,0\%$$

$$\lambda_p = 1,40$$

$$\frac{\lambda_{cr}^r}{\lambda_p} = 7,69$$

$$\lambda_f^r = \frac{\lambda_p}{0,9 + \frac{\lambda_p}{\lambda_{cr}^r}} = \frac{1,4}{0,9 + \frac{1,4}{10,77}} = 1,359$$

b) Cálculo do erro na estimativa λ_f :

$$\text{Erro } \lambda_f = \frac{|1,400 - 1,359|}{1,359} \times 100 \cong 3,02\%$$

Portanto, para um erro na estimativa do λ_{cr} de 30%, tem-se:

$$\text{Erro } \lambda_{cr}^e = 30\%$$

$$\text{Erro } \lambda_f^e = 3,02\%$$

$$\text{Erro } \lambda_f^e \approx 0,1 \text{ Erro } \lambda_{cr}^e, \text{ para } \frac{\lambda_{cr}^e}{\lambda_p} = 10,0$$

c) Cálculo do erro λ_f^e ($\lambda_{cr} / \lambda_p \cong 5,0$):

$$\lambda_{cr}^e = 8,0$$

$$\lambda_p = 1,60$$

$$\lambda_{cr}/\lambda_p \cong 5,00$$

$$\lambda_f^e = \frac{\lambda_p}{0,9 + \frac{\lambda_p}{\lambda_{cr}^e}} = \frac{1,6}{0,9 + \frac{1,6}{8,0}} = 1,455$$

Supondo que $\lambda_{cr}^r = 6,67$, tem-se:

$$\lambda_{cr}^r = 6,67$$

$$\lambda_p = 1,60$$

$$\lambda_{cr}/\lambda_p = 4,17$$

$$\lambda_f^r = \frac{\lambda_p}{0,9 + \frac{\lambda_p}{\lambda_{cr}^r}} = \frac{1,6}{0,9 + \frac{1,6}{6,67}} = 1,404$$

Assim:

$$\text{Erro } \lambda_{cr}^e = \frac{|8,0 - 6,67|}{6,67} \times 100 \cong 20\%$$

$$\text{Erro } \lambda_f^e = \frac{|1,455 - 1,404|}{1,404} \times 100 = 3,63\%$$

$$\text{Erro } \lambda_f^e \cong 0,2 \text{ Erro } \lambda_{cr}^e, \text{ para } \lambda_{cr}/\lambda_p \cong 5,0$$

d) Cálculo do erro λ_f^e ($\lambda_{cr}/\lambda_p \cong 3,0$):

$$\lambda_{cr}^e = 4,50$$

$$\lambda_p = 1,50$$

$$\lambda_{cr}/\lambda_p \cong 3,00$$

$$\lambda_f^e = \frac{\lambda_p}{0,9 + \frac{\lambda_p}{\lambda_{cr}^e}} = \frac{1,50}{0,9 + \frac{1,50}{4,50}} = 1,216$$

Supondo que $\lambda_{cr}^r = 3,46$, tem-se:

$$\lambda_{cr}^r = 3,46$$

$$\lambda_p = 1,50$$

$$\lambda_{cr}/\lambda_p = 2,31$$

$$\lambda_f^r = \frac{\lambda_p}{0,9 + \frac{\lambda_p}{\lambda_{cr}^e}} = \frac{1,50}{0,9 + \frac{1,50}{3,46}} = 1,125$$

Assim:

$$Erro \lambda_{cr}^e = \frac{|4,50 - 3,46|}{3,46} \times 100 \cong 30\%$$

$$Erro \lambda_f^e = \frac{|1,216 - 1,125|}{1,125} \times 100 = 8,09\%$$

$$Erro \lambda_f^e \cong 0,3 Erro \lambda_{cr}^e, \text{ para } \lambda_{cr}/\lambda_p \cong 3,0$$

e) Conclusões – Erro no cálculo do λ_{cr} :

- O que é mais importante para o projetista estrutural é saber a carga real de ruína da estrutura (λ_f^r). Menos importante é conhecer o valor exato de λ_{cr} e/ou λ_p . Embora seja interessante conhecer esses valores e a influência de cada um deles, mais importante é saber qual o valor de segurança que se tem, além das cargas nominais (cargas de serviço). Portanto, para o projetista é mais importante λ_f do que os valores exatos de λ_{cr} e λ_p . Mesmo pois a carga de colapso plástico varia com a rigidez da estrutura (λ_{cr}).

Assim:

$$\lambda_f = f(\lambda_{cr}, \lambda_p)$$

- O que se verifica é que λ_f é menos sensível a erros da estimativa de λ_{cr} . Portanto, não é tão necessário um método muito preciso para determinação da carga de instabilidade elástica λ_{cr} . Para uma estrutura bem dimensionada no que se refere a sua utilização (deslocamentos e vibração) normalmente tem-se que $\lambda_{cr}/\lambda_p \cong 10$. Então, para casos práticos de projeto, o erro na estimativa de λ_f é da ordem de apenas 10% do erro na estimativa de λ_{cr} , pois $\lambda_{cr}/\lambda_p \cong 10$.

- A estimativa da carga de ruína (λ_f) da estrutura pode ser feita com razoável precisão a partir de uma análise elástica linear, tanto para λ_{cr} quanto para λ_p . E por essa razão, inclusive, que ao longo do tempo vem persistindo nas normas de projeto (Eurocode e BS-5950) métodos aproximados para determinação de λ_{cr} . Isso porque erros na estimativa de λ_{cr} se propagam pouco na estimativa de λ_f .

6.8. Classificação das estruturas quanto a rigidez (a partir de combinações normais/serviço) – Eurocode-3

Segundo as equações 6.24, 6.25 e 6.26, pode-se avaliar a rigidez de determinada estrutura, segundo os seguintes critérios:

- 1- Se $\lambda_{cr} > 14,0$ → *Estrutura rígida*
- 2- Se $6,44 \leq \lambda_{cr} \leq 14,0$ → *Estrutura medianamente flexível/rígida*
- 3- Se $\lambda_{cr} < 6,4$ → *Estrutura flexível*

No caso do item 3 de estrutura flexível, a carga de ruína λ_f deve ser determinada a partir de uma análise elastoplástica de 2ª ordem.

7. GALPÕES LEVES DE UM PAVIMENTO

7.1. Considerações iniciais

Galpões metálicos de um pavimento constituem uma parcela de 60% das estruturas de aço construídas no mundo. Essa tipologia pode desempenhar diversas funções, como abrigo de quadras poliesportivas, instalações industriais, feiras, pequenos hangares, armazenamento de grãos, entre outros.

Seu dimensionamento é feito em função das atividades a serem desenvolvidas em seu interior, de modo a proporcionar condições ideais de conforto térmico, através da utilização de elementos de vedação isolantes, bem como adoção de aberturas distribuídas pela estrutura de modo a propiciar o controle de ventilação. Em muitos casos, utilizam-se elementos de materiais translúcidos na cobertura que permitem uma maior iluminação no ambiente interno.

Segundo Matias de Paula (2016), no projeto de estruturas metálicas para galpões leves, devem ser considerados:

- I. Circulação interna;
- II. Iluminação;
- III. Ventilação;
- IV. Calefação ou condicionamento de ar;
- V. Localização e dimensão de equipamentos a serem abrigados (elevadores de cereais, correias transportadoras, entre outros);
- VI. Condições e tipo de solo.

Devido ao grande número de variáveis que compõem um projeto de galpão, o projetista estrutural tem uma importante função na definição do sistema que seja técnica e economicamente mais adequado, de modo evitar um projeto incompleto ou defeituoso levando a despesas futuras elevadas e correções que somente poderão ser parciais.

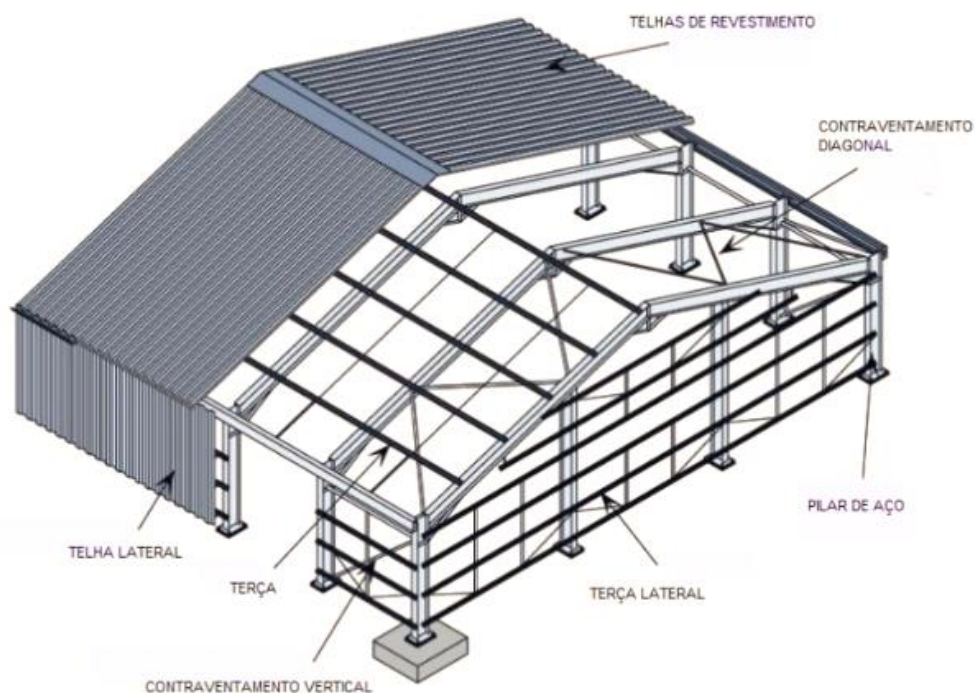


Figura 7.1 – Estrutura de um galpão e seus elementos (Fonte: *SteelConstruction.info*)

A tipologia estrutural considerada neste guia é um galpão metálico de um pavimento com duas águas, suportando uma cobertura em dois planos diferentes, de modo que o escoamento das águas pluviais se dá a partir da intersecção desses dois planos até as bordas laterais longitudinais, conforme mostra a figura 7.1.

7.2. Materiais

7.2.1. Aço

Primeiramente, a escolha do tipo de aço dos elementos estruturais deve ser feita com base na sua disponibilidade no mercado, de modo a minimizar possíveis custos referentes ao transporte. Escolhido então o tipo de aço, o projetista deve verificar suas características mecânicas de modo que satisfaçam aos requisitos impostos pelo dimensionamento em regime plástico.

Nesse caso, os aços mais adequados para o uso no dimensionamento devem ser de baixa liga, pois são mais dúcteis, de elevada resistência mecânica e de fácil soldagem. Além disso, segundo a NBR-8800 e Eurocode-3, a relação entre o alongamento referente ao ponto de início

de escoamento e o ponto de ruptura da seção devem ser da ordem de 600%, ou seja, $\varepsilon = 6\varepsilon_y$. As características que o aço deve possuir são apresentadas na tabela 7.1 a seguir.

Tabela 7.1 – Requisitos para a escolha do aço

Requisitos para a escolha do aço	
Tensão mínima de escoamento (f_y)	3500 kgf/cm ²
Tensão mínima de ruptura (f_u)	4500 kgf/cm ²
Tensão de ruptura (f_u)	25% da tensão de escoamento
Alongamento mínimo na ruptura	0,18 m/m

Verifica-se no mercado uma oferta de diversos tipos de aço de baixa liga e alta resistência, porém, no contexto de dimensionamento em regime plástico, o tipo mais indicado são os aços de laminação controlada pois, segundo Lino (2017), a laminação controlada é um processo que confere ao material baixa adição de elementos liga com satisfatórios resultados de resistência mecânica, ductilidade, tenacidade e soldabilidade. Alguns dos aços que se enquadram nesse tipo são: ASTM A572, ASTM A735, ASTM A736 e ASTM A737.

7.2.2. Perfil

Para garantir que o perfil adotado poderá atuar no regime plástico, caso as ações atuantes na estrutura excedam as cargas de serviço, é necessário fazer algumas predeterminações. Segundo a norma britânica BS-5950, os perfis a serem utilizados no dimensionamento em regime plástico devem ser de classe 1 (ou compactos, segundo a NBR-8800), pois suportam a articulação das rotações plásticas e, conseqüentemente, permite a redistribuição dos esforços.

Analisar de antemão algumas propriedades do perfil, como módulo de resistência plástica, área da seção e momentos de inércia em ambos os eixos, pode permitir a previsão de alguns resultados de análises, poupando tempo na hora de trocar os perfis para refazer as análises e, caso seja necessário refazer, será por uma quantidade reduzida.

Para assegurar a estabilidade local dos perfis metálicos evitando os efeitos de flambagem local, tanto da alma como da mesa, os limites máximos do índice de esbeltez, apresentados no subcapítulo 2.6 devem ser respeitados. No anexo A são indicados os perfis dentro dos limites impostos pela BS-5950.

7.3. Considerações práticas

Estruturas metálicas porticadas, como galpões leves, são bastante eficientes e econômicas quando utilizadas para edificações de um só pavimento, desde que seja utilizada uma análise adequada para o projeto e os parâmetros sejam adotados de forma correta. Além disso, o método de análise plástica é bastante adequado para o dimensionamento deste tipo de estrutura, apesar da análise elástica também ser bastante utilizada para o dimensionamento das mesmas.

7.3.1. Imperfeições estruturais

Para que a análise do estado limite último de uma estrutura seja feita adequadamente, é necessário se levar em conta eventuais imperfeições na forma da mesma. Forças horizontais equivalentes são utilizadas como substituição dos efeitos de imperfeições causadas por pequenas inclinações da estrutura (efeitos de 2ª ordem). A imperfeição inicial (ϕ) é dada pela seguinte expressão:

$$\phi = \phi_0 \alpha_h \alpha_m \quad (7.1)$$

Sendo: ϕ_0 - Valor básico: $\phi_0 = 1/200$;

$$\alpha_h = \frac{2}{\sqrt{h}}, \text{ com } \frac{2}{3} \leq \alpha_h \leq 1;$$

h - Altura da estrutura em metros;

$$\alpha_m = \sqrt{0,5 \left(1 + \frac{1}{m}\right)};$$

m - Número de pilares em uma fileira.

No caso de um pórtico de com um único vão, h é a altura de seu pilar e m é igual a 2.

A força horizontal equivalente pode ser calculada como sendo ϕ multiplicado pela reação vertical na base do pilar. Esta força é aplicada horizontalmente, na mesma direção e no topo de cada pilar.

O item 5.4.2 do Eurocode-3 permite desconsiderar a força horizontal equivalente caso haja uma força horizontal no pórtico com valor de pelo menos 0,15 vezes a reação vertical, isto é, $H_{ed} \geq 0,15V_{ed}$.

7.3.2. Projeto do pilar

Os pilares são submetidos a um momento fletor de magnitude similar, porém sem reforço. Portanto, os mesmos devem ter seções transversais significativamente maiores que as vigas, geralmente da ordem de 150% destas. Para um projeto eficiente destes pilares, deve-se utilizar uma seção transversal com uma alta relação de inércia em y para inércia em x e com um módulo plástico aproximadamente 50% maior que o da viga.

7.3.3. Projeto da viga

O projeto de galpões leves é geralmente governado pela verificação dos membros no estado limite último. As verificações do estado limite de serviço são importantes, mas pórticos comuns são rígidos o suficiente para que os limites de deformação do estado limite de serviço sejam satisfeitas. Pode-se obter economia no projeto deste tipo de estrutura com o uso de análise plástica, o que requer seções transversais de classe 1 ou 2, e exclusivamente de classe 1 nas localizações aonde se prevê a ocorrência de rótulas plásticas. Em galpões leves, vigas estão submetidas a elevados valores de momento fletor no plano do pórtico, que variam do momento negativo na conexão com o pilar até o momento positivo, no centro do vão. As vigas também se encontram submetidas a compressão devido as ações do pórtico, e não se encontram submetidas a momentos no eixo de menor inércia.

Apesar da resistência do membro estrutural ser um fator importante, também é necessária uma rigidez suficiente no pórtico para que os efeitos da geometria deformada e as deflexões no estado limite de serviço sejam limitados. Tendo isso em vista, geralmente

membros de alta resistência não são utilizados em galpões leves, sendo comumente utilizados elementos de menor resistência porém com alta inércia.

7.4. Ações

As ações sobre a estrutura são resultadas de forças, pressões e deslocamentos que por consequência induzem o surgimento de esforços e deformações nos elementos da mesma, levando-se em consideração os estados-limite último e de utilização. As diretrizes que tratam dessas ações estão dispostas nas normas NBR 8800/2008 e NBR 8681/2003. Segundo as normas, essas ações são enquadradas em categorias que indicam a sua natureza, sendo elas: ações permanentes, ações variáveis e ações excepcionais.

Devido a variabilidade da natureza, da magnitude e da probabilidade de ocorrência em que as ações podem atuar em uma estrutura, a sua análise necessita da experiência dos projetistas e das diretrizes normativas para que as ações mais expressivas e nocivas à estrutura sejam utilizadas, visando um projeto mais econômico que atenda aos níveis mínimos de serviço. Isso implica que análises de ações em galpões leves são diferentes das análises feitas em estruturas de múltiplos pavimentos, estruturas de transposição, e estruturas de contenção. A tentativa de uniformizar as diretrizes das ações entre estruturas com uso similar pode acarretar em dimensionamentos incorretos, implicando em falhas que podem ocorrer ao longo da vida útil da estrutura.

7.4.1. Ações permanentes

As ações permanentes são aquelas que possuem magnitude constante durante toda a vida útil da edificação, além disso, também podem ser ações com magnitude crescente que atinge, em um momento posterior, um valor constante. Essas ações são divididas em diretas e indiretas.

As ações permanentes diretas são oriundas do peso próprio da estrutura, e dos demais elementos que a constituem, como elementos de vedação e fechamento. Além disso, também podem ser empuxos causados por movimentações de terra. Tais ações são obtidas pelo peso específico dos materiais utilizados que são fornecidos pelos fabricantes. Na ausência dessa informação, podem ser adotadas as informações presentes na NBR 6120/1980.

Já as ações permanentes indiretas são oriundas da fluência do concreto, imperfeições geométricas dos elementos construtivos e/ou deslocamentos nos apoios.

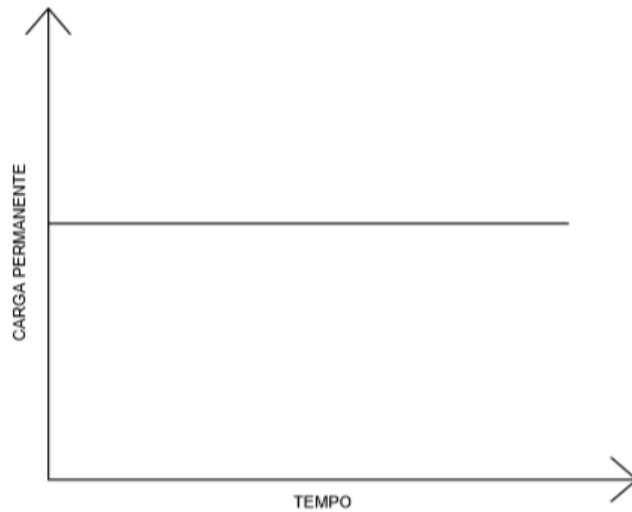


Figura 7.2 – Relação da carga permanente com o tempo

7.4.2. Ações variáveis

As ações variáveis são ações cuja magnitude sofre variações significativas durante a vida útil da estrutura. Possuem o caráter acidental, podendo ser ações do vento, variações na temperatura e pressões hidrostáticas e hidrodinâmicas. São divididas em ações variáveis normais e excepcionais.

Ações variáveis normais possuem grande probabilidade de ocorrência sobre a estrutura. Já as ações variáveis excepcionais tem baixa probabilidade de ocorrência, como ações sísmicas ou cargas de origem especial.

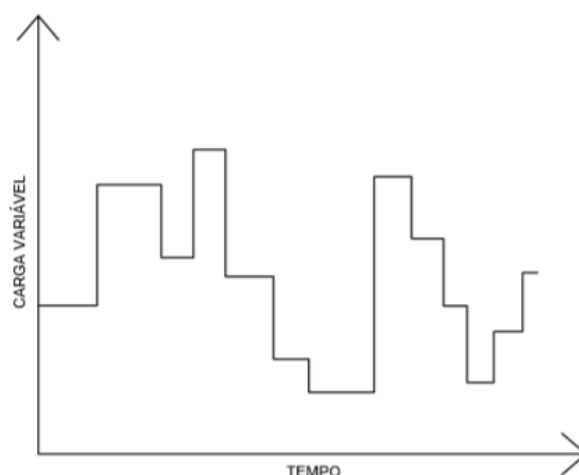


Figura 7.3 – Relação da carga variável com o tempo

7.4.3. Ações excepcionais

São ações cuja ocorrência é devido a acidentes como explosões, colisões de veículos e incêndios, enchentes ou sismos excepcionais, segundo a NBR 8681/2003.

7.4.4. Vento

Como as estruturas metálicas, mais especificamente os galpões leves de duas águas, possuem um peso bastante reduzido (aproximadamente 20 Kg/m²), as ações do vento, que são variáveis do tipo normal, possuem um papel dominante no que concerne ao dimensionamento dessas estruturas.

Os parâmetros que compõem o processo de análise da atuação do vento em estruturas são variáveis dependentes da tipologia estrutural adotada em projeto. Em tipologias simples, como é o caso de galpões metálicos, as diretrizes da NBR 6123/1988 são suficientes para um dimensionamento seguro e econômico. Porém, quando se está em pauta estruturas com tipologias não usuais, principalmente com altura elevada, como arranha céus, surge a necessidade de uma análise minuciosa da influência dos ventos nos esforços atuantes, podendo ser feita através de simulações em modelos reduzidos em câmaras de vento.

7.4.4.1. Velocidade básica do vento

A velocidade básica do vento (V_0) consiste na velocidade experimental determinada em condições específicas. Segundo a NBR 6123/1988, a velocidade básica é medida a uma altura de 10 metros acima do solo em um relevo plano, sendo essa velocidade excedida em média uma vez a cada 50 anos. Com a execução desse processo experimental em diversos pontos do território brasileiro, foi possível criar as isopletas da velocidade básica em intervalos de 5 m/s.

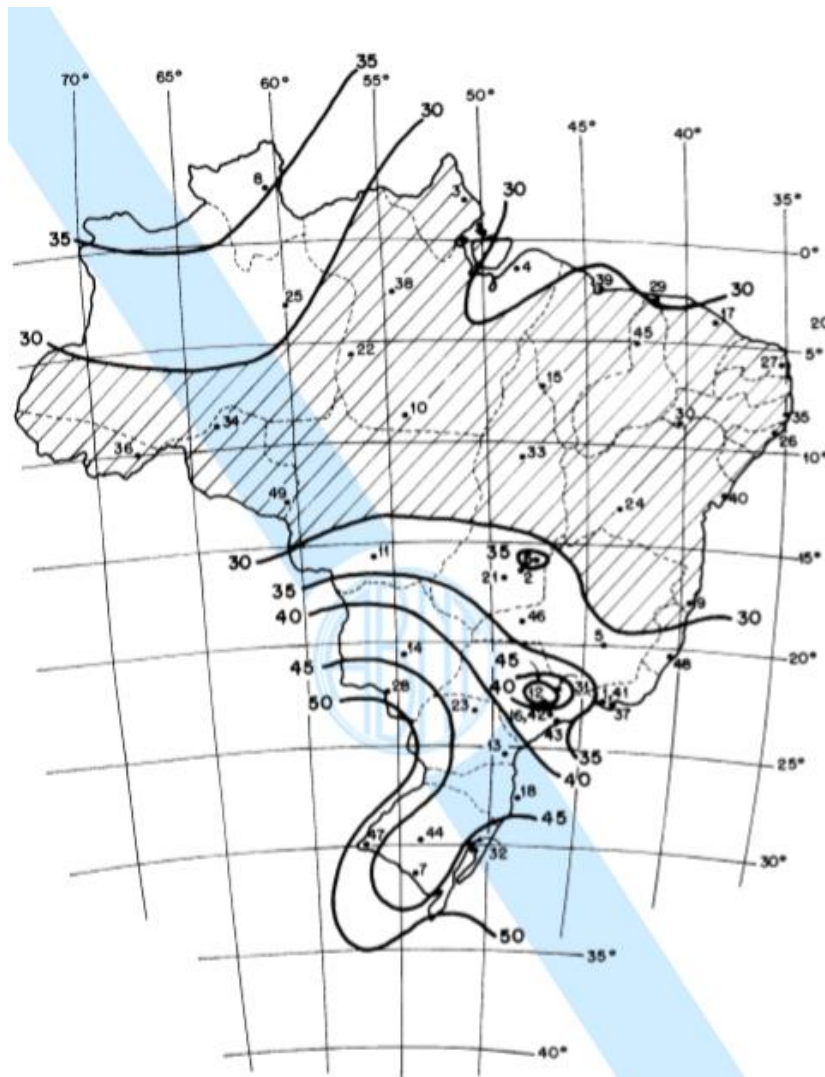


Figura 7.4 – Isopletas da velocidade básica V_0 (m/s) (ABNT NBR 6123, 1988)

Apesar da facilidade que as isopletas de velocidade fornecem aos projetistas, as condições as quais essas foram determinadas não são fiéis, na maioria das vezes, às condições onde são executados os projetos. Por isso, são aplicados à velocidade básica três fatores de correção.

7.4.4.2. Fator S1

O fator S1 leva em consideração as características topográficas do local da estrutura. Se localizado em terrenos planos, ao fator é atribuído o valor 1,0. Caso a estrutura esteja em taludes, morros ou vales, o valor de S1 é modificado conforme as prescrições da NBR 6123/1998.

7.4.4.3. Fator S2

O fator S2 é obtido pela combinação da rugosidade do terreno com a classe da edificação. A rugosidade do terreno é dividida em 5 categorias, que levam em consideração o tipo de ocupação do solo. Já a classe da edificação é dividida em 3 categorias, que levam em consideração as características construtivas que originam pouca ou nenhuma continuidade estrutural ao longo da estrutura. Sabendo-se previamente a altura da estrutura, e qual classe e categoria que ela está enquadrada, com o auxílio da tabela 2 da NBR 6123/1988 é possível determinar o fator S2. Tal tabela varia a altura da edificação em intervalos de 5 metros, então, caso a altura da edificação que está sendo dimensionada não estiver presente na tabela, recomenda-se que se faça uma interpolação entre o valor de S2 superior e inferior, visando um dimensionamento mais econômico.

Para uma menor influência da ação do vento sobre galpões metálicos leves, de modo a minimizar as pressões internas e externas sobre o fechamento e cobertura dessa estrutura, podem ser inseridos ao redor, sebes ou muros com a função de serem obstáculos. Em áreas rurais, por exemplo, podem ser observadas plantações de eucalipto ao redor de tais estruturas exercendo a mesma função de minimização de esforços.

7.4.4.4. Fator S3

Já o fator S3 é um valor tabelado que considera o grau de segurança requerido e a vida útil da estrutura a partir de análises probabilísticas.

7.4.4.5. Velocidade característica

A velocidade característica (V_k), portanto, é resultado da adaptação da velocidade básica do vento às condições reais da localização e utilização da estrutura. Seu valor é determinado pela equação 7.2.

$$V_k \left(\frac{m}{s} \right) = V_0 * S_1 * S_2 * S_3 \quad (7.2)$$

7.4.4.6. Pressão dinâmica

A pressão dinâmica do vento (q_v) equivale à carga exercida sobre a estrutura. A partir do cálculo da velocidade característica (V_k), a pressão dinâmica pode ser determinada pela equação 7.3.

$$q_v \left(\frac{N}{m^2} \right) = 0,613 * V_k^2 \quad (7.3)$$

7.4.4.7. Força exercida pelo vento

Toda superfície da estrutura metálica sofre as ações das forças externas decorrentes do vento e de forças externas decorrentes da permeabilidade da estrutura. A força resultante dessas ações é definida pela equação 7.4.

$$F_v = (C_e - C_i) * q * A \quad (7.4)$$

Onde C_e representa o coeficiente de forma externo, o qual varia com a direção do vento em relação à estrutura. C_i representa o coeficiente de forma interno, que varia com as dimensões das aberturas das fachadas, como portas e janelas. Segundo as diretrizes normativas, valores dos coeficientes de forma externo e interno positivos indicam sobrepessões, e valores negativos indicam forças de sucção. Os valores de ambos os coeficientes podem ser encontrados nas tabelas 4 e 5 da NBR 6123/1998.

Segundo a mesma norma, a pressão interna é considerada uniformemente distribuída no interior da edificação, ou seja, $C_{pi} = C_i$, sendo C_{pi} o coeficiente de pressão interna. Observações de diversos projetos, mostram que um valor de $C_{pi} = \pm 0,5$ está em conformidade com as condições climáticas do país.

7.4.5. Combinações de cargas

Segundo a NBR-8800/2008, o carregamento sobre a estrutura é definido pela combinação das ações que possuem a probabilidade não nula de ocorrerem simultaneamente em determinado período. A combinação mais desfavorável é escolhida para o dimensionamento, respeitando os estados limites últimos e de serviço. Nessas combinações, são atribuídas às ações coeficientes de majoração ou minoração, que dependem do tipo de ação (permanentes ou variáveis), do tipo de estrutura e sua utilização, e do tipo de material.

Porém, a norma supracitada não aborda a metodologia de combinação de cargas em dimensionamento sob regime plástico. Então, com o cálculo do fator de carga (λ) que caracteriza a transição da estrutura para um mecanismo, multiplicado pelas magnitudes das ações atuantes, resulta nas cargas de colapso da estrutura. Com base nesse conceito, a avaliação da análise plástica pode ser feita inicialmente aplicando as ações e, através de iterações, aumentar o valor do fator até o colapso estrutural. Para uma combinação de cargas a favor da segurança, é recomendado que se pode considerar que a estrutura satisfaz às condições de estabilidade quando o colapso é obtido quando um fator de carga superior a 1,4 é alcançado. As solicitações nominais são dadas pela equação 7.5 a seguir.

$$S_n = \Sigma P_i + V_p + \Sigma \Psi_i V_{s,i} \quad (7.5)$$

A equação 7.5 indica que as ações permanentes (P_i) e a ação variável principal (V_p) são consideradas sem a aplicação de coeficiente de majoração. Mesmo assim, é mantida a minoração (Ψ_i) da carga variável secundária ($V_{s,i}$) em virtude da baixa probabilidade de ocorrência simultânea com seus valores máximos em conjunto com as ações variáveis, de acordo com a indicação do item 4.7.6 da norma em questão.

Caso a carga permanente atenuar os efeitos desfavoráveis da carga variável principal, ela deve ser minorada por um coeficiente igual a 0,9. Ainda segundo a NBR-8800/2008 (tabela 2) é possível determinar um coeficiente de minoração da ação variável secundária de 0,5 para a carga acidental e 0,6 para o vento.

7.5. Acessórios estruturais

7.5.1. Terças

As terças são elementos que dão suporte às telhas da estrutura, podendo ser perfis U, para vãos até 6 metros, ou perfis I, para vãos entre 7 e 10 metros e também dão suporte ao fechamento lateral do galpão. Terças são apoiadas transversalmente sobre a mesa superior das vigas e, segundo Matias de Paula (2016), esses elementos reduzem o comprimento de flambagem à distância entre os pontos de fixação do contraventamento. E para garantir a indeslocabilidade desses pontos de apoio é necessário contraventamento no plano da cobertura.

O posicionamento desses elementos ao longo da estrutura deve garantir o seu adequado travamento. Geralmente, visando uma maior economia de material, é utilizado o espaçamento máximo permitido, porém espaçamentos menores também podem ser utilizados. Na ligação viga-viga, são posicionadas terças no final de cada mísula e próximo à cumeeira.

7.5.2. Espaçadores de terças

Os espaçadores de terças são colocados perpendicularmente às terças, exercendo a função de transmitir as cargas permanentes (peso próprio, telha, etc.) do plano da cobertura para as vigas. Segundo De Paula (2016), essa transmissão se dá através da colocação de travamentos junto à cobertura, conforme ilustra a figura 7.5. Além disso, os espaçadores garantem uma redução do momento fletor nas terças no plano da cobertura que, diferente do plano fora da cobertura, possui baixa resistência à flexão.

É recomendado para vãos de terça de até 5,0 metros adotar uma fileira única de espaçadores. Para vão entre 5,0 metros e 7,5 metros adotar duas fileiras, de modo que os vãos não superem o comprimento total de 2,5 metros.

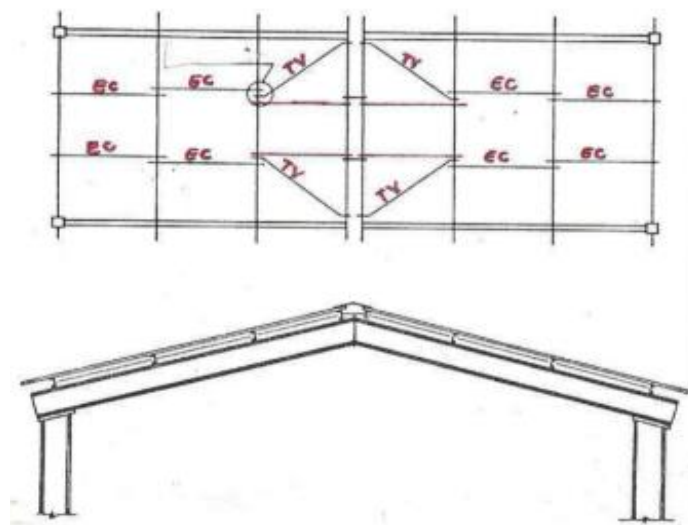


Figura 7.5– Espaçadores de terço (EC) e travamentos (TV) (De PAULA, 2016)

7.5.3. Travamentos

Travamentos possuem a função de transmitir as componentes das cargas permanentes, provenientes dos espaçadores das terças, para pontos fixos (apoios elásticos), que são as vigas do pórtico.

O dimensionamento em regime plástico permite ao projetista conhecer o verdadeiro mecanismo de colapso e localizar todas as rótulas plásticas formadas, sendo possível inserir os elementos de travamento nesses pontos. O sistema de travamento está diretamente ligado à economia da estrutura, visto que o efeito de redistribuição de esforços exige maior rigor no travamento dos membros estruturais.

Para considerações quanto ao sistema de travamento adequado, é necessário analisar a instabilidade dos membros estruturais. Essa instabilidade é decorrente do fenômeno de flambagem, devendo-se levar em consideração os seguintes aspectos:

- Não pode haver pontos de travamento para flambagem no plano entre os nós do pórtico;
- O travamento pode ser utilizado para flambagem fora do plano;
- Lida-se com a estabilidade fora do plano perto das rótulas plásticas através do conceito de comprimentos estáveis, que são as distâncias mínimas requeridas entre os travamentos;

- As expressões utilizadas para o cálculo também devem levar em consideração a interação entre momento fletor e força normal, sendo feitas a verificação no eixo de maior e menor inércia.

O Eurocode-3 faz abordagens em relação à resistência à flambagem dos membros estruturais. Quanto aos membros submetidos à flexocompressão deve-se realizar a seguinte verificação:

$$\frac{N_{Ed}}{N_{b,y,Rd}} + \frac{k_{yy}M_{y,Ed}}{M_{b,Rd}} \leq 1$$

$$\frac{N_{Ed}}{N_{b,z,Rd}} + \frac{k_{zy}M_{y,Ed}}{M_{b,Rd}} \leq 1$$

Onde: N_{Ed} e $M_{y,Ed}$ são as magnitudes solicitantes, os parâmetros nos denominadores são as magnitudes de resistência, e k é um valor função da variação de momento no membro, sendo o momento constante o pior caso para a resistência a flambagem.

Para flambagem torcional lateral dos membros com rótulas plásticas, a norma requiere que seja feito o travamento no local das rótulas plásticas, além de verificar o comprimento estável entre eles e entre os travamentos laterais.

Para o travamento visando reduzir ou mitigar a flambagem fora do plano, podem ser utilizados três tipos de travamentos:

- Travamento lateral: Previne movimentos laterais da compressão da mesa;
- Travamento torcional: Previne a rotação de um membro em torno de seu eixo longitudinal;
- Travamento intermediário da tração na alma: Se trata de um benefício limitado, porém capaz de proporcionar o aumento da distância entre travamentos torcionais pois aumentam a resistência à flambagem fora do plano.

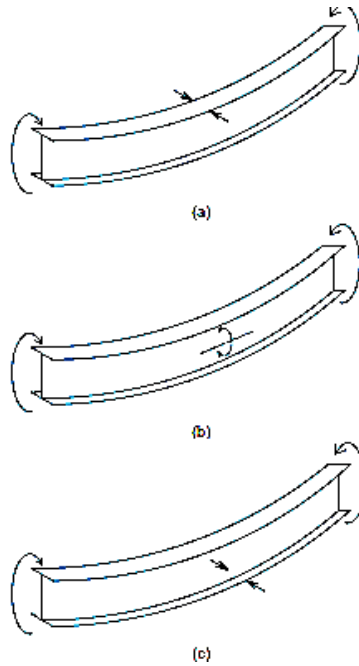


Figura 7.6 – Efeitos prevenidos pelo travamento

7.5.4. Espaçamento entre travamentos

O Eurocode-3 estabelece quatro tipos de comprimento estável, L_{stable} , L_m , L_k e L_s , cada um utilizado em situações específicas para se determinar o espaçamento adequado entre os travamentos. Os comprimentos L_{stable} , L_m são referentes ao espaçamento entre os travamentos laterais e os comprimentos L_k e L_s são referentes ao espaçamento entre os travamentos torcionais.

L_{stable} é o comprimento estável básico para um seguimento uniforme de viga submetido a um momento linear e sem a presença de compressão axial significativa. Para seções transversais em forma I ou H, com relação entre altura da seção e espessura da mesa $h/t_f \leq 3\varepsilon$. Logo:

$$L_{stable} = 35\varepsilon * i_z, \quad \text{para } 0,625 \leq \Psi \leq 1$$

$$L_{stable} = (60 - 40\Psi) * \varepsilon * i_z, \quad \text{para } -1 \leq \Psi \leq 0,625$$

Onde:

$$\varepsilon = \sqrt{\frac{235}{f_y}}$$

$$\Psi = \frac{M_{Ed,min}}{M_{pl,Rd}} \quad (\text{Razão entre os momentos nas extremidades do membro estrutural})$$

L_m é o comprimento estável entre o travamento torcional na rótula plástica e o travamento lateral adjacente. Este comprimento considera tanto a compressão no membro quanto a distribuição de momentos ao longo do mesmo. Para membros uniformes, este valor é dado pela equação 7.6.

$$L_m = \frac{38i_z}{\sqrt{\frac{1}{57,4} \left(\frac{N_{Ed}}{A} \right) + \frac{1}{756C_1^2} \left(\frac{W_{pl,y}^2}{AI_t} \right) \left(\frac{f_y}{235} \right)^2}} \quad (7.6)$$

Onde: i_z o menor raio de giração ao longo do segmento, N_{Ed} é o esforço normal no membro; A é a área da seção transversal do membro, em mm², $W_{pl,y}$ o módulo plástico da seção do membro, I_t a constante de torção do membro, f_y a tensão de escoamento do aço, e C_1 um fator dependente do carregamento e das condições de extremidade.

L_k é o comprimento estável entre a localização de uma rótula plástica e o travamento torcional adjacente, sendo o membro submetido a um momento constante, desde que o espaçamento dos travamentos até a mesa comprimida ou tracionada não seja superior a L_m . L_k é determinado pela equação 7.7.

$$L_k = \frac{\left(5,4 + \frac{600f_y}{E} \right) \left(\frac{h}{t_f} \right) i_z}{\sqrt{5,4 \left(\frac{f_y}{E} \right) \left(\frac{h}{t_f} \right)^2 - 1}} \quad (7.7)$$

Já L_s é o comprimento estável entre uma rótula plástica e o travamento torcional adjacente, sendo o membro estrutural submetido a compressão axial e momento gradiente linear, desde que o espaçamento dos travamentos até a mesa comprimida ou tracionada não seja superior a L_m . Para momento gradiente linear, L_s é dado pela equação 7.8.

$$L_s = \sqrt{C_m} L_k \left(\frac{M_{pl,y,Rk}}{M_{N,y,Rk} + \alpha N_{Ed}} \right) \quad (7.8)$$

Onde: C_m o fator de modificação para momento gradiente linear, a a distância entre o centroide do membro com a rótula plástica e o centroide dos membros usados para travamento, $M_{pl,y,Rk}$ é o momento plástico resistente característico para a seção transversal em torno do eixo y , $M_{N,y,Rk}$ é o momento plástico resistente característico para a seção transversal em torno de eixo y , considerando a redução devido à força axial N_{Ed} .

Para momento gradiente não linear, L_s é dado pela equação 7.9, onde C_n o fator de modificação para momento gradiente não linear.

$$L_s = \sqrt{C_n} L_k \quad (7.9)$$

7.5.5. Contraventamento

Para garantir a estabilidade espacial da estrutura, principalmente durante a sua montagem, é necessária a utilização de sistema de contraventamento no plano da cobertura e nos fechamentos laterais. Os contraventamentos devem ser posicionados corretamente e possuir rigidez suficiente.



Figura 7.7 – Sistema de contraventamento (Fonte: fullestruturas.com.br/estrutura-metalica-para-galpaio)

As principais funções do contraventamento vertical nas paredes laterais dos galpões leves são transmitir cargas horizontais, provenientes principalmente das ações do vento, para o solo através dos apoios, garantir uma estrutura rígida na qual as terças laterais possam ser

fixadas de forma que estas forneçam estabilidade aos pilares, e fornecer estabilidade temporária durante a construção da estrutura. Já o contraventamento horizontal, no plano da cobertura, possui a função de transmitir as forças devido a ação do vento no telhado para o contraventamento vertical, prover estabilidade durante o erguimento da estrutura e fornecer ancoragem rígida para as terças que serão utilizadas para travar as vigas.

O Eurocode-3 recomenda que deve haver contraventamento tanto para a mesa tracionada quanto para a mesa comprimida até $0,5h$ das rótulas plásticas calculadas, onde h é a altura do perfil onde a rótula plástica está localizada. Também é recomendado que este contraventamento seja projetado com a consideração que a mesa comprimida exerce uma carga lateral igual a 2,5% da força da mesa, considerada como a razão entre o momento plástico e a altura da seção, perpendicularmente à alma do membro estrutural.

7.6. Análise estrutural

A análise estrutural de galpões leves pode ser feita por métodos manuais ou a partir de softwares. É recomendável a utilização do segundo, visto que torna o procedimento bastante simplificado e apresenta resultados mais precisos. Métodos manuais podem ser úteis para se obter um dimensionamento inicial dos membros da estrutura e o entendimento de seu comportamento.

7.6.1. Estado limite último

Para a verificação do estado limite último, tem-se que a solicitação de cálculo deve ser menor ou igual à resistência de cálculo, isto é:

$$S_d \leq R_d$$

A solicitação de cálculo S_d refere-se à uma combinação dos carregamentos da estrutura majorados por um coeficiente de segurança dependente das condições deste carregamento. A resistência de cálculo refere-se à resistência nominal reduzida por um fator de segurança. No caso de uma análise plástica, a resistência refere-se ao momento de plastificação M_p , sendo a resistência nominal este momento reduzido pelo fator de segurança de 0,9.

Para a análise do estado limite último da estrutura, utiliza-se a análise plástica de segunda ordem, ou alternativamente o método de Rankine-Merchant a partir das análises plásticas de primeira ordem e de carga crítica de primeira ordem. O mecanismo de ruptura obtido nesta análise deve ocorrer para um fator de carga acima de 1,4, o que significa que a estrutura obedece aos fatores de segurança especificados na norma. Além disso, é importante que a primeira rótula plástica ocorra para um fator de carga superior a 1,1, de forma a limitar os deslocamentos da estrutura quando atuando em serviço, e também que não haja a formação de rótulas plásticas em pilares para um fator de carga inferior a 1,4, de forma que não haja ruptura brusca na estrutura.

7.6.2. Estado limite de serviço

Os estados limites de serviço relacionam-se aos comportamentos da estrutura em serviço, sendo estes os limites para que haja a utilização adequada para a estrutura em serviço. Sendo assim, deve-se verificar os deslocamentos da viga e do topo dos pilares sob solicitações de serviço.

O Eurocode-3 não especifica os limites toleráveis dos deslocamentos, deixando, portanto, essa definição ser feita em acordo entre o projetista e o cliente. Porém, a mesma norma indica que os limites presentes no Anexo Nacional (*National Annex*) são satisfatórios para a adequada performance da estrutura. O Anexo Nacional pode ser utilizado em conjunto tanto com o Eurocode-3 quanto com a BS-5950.

Tabela 7.2 – Limites recomendados para deslocamentos verticais

Situação de projeto	Limite do deslocamento total
Viga em balanço	Comprimento/180
Vigas com acabamento em gesso ou outro material frágil	Vão/360
Outras vigas (exceto terças e trilhos)	Vão/250
Terças e trilhos	Para se adequar ao revestimento

Fonte: *UK National Annex to Eurocode-3*

Tabela 7.3 – Limites recomendados para deslocamentos horizontais

Situação de projeto	Limite do deslocamento total
Topo de pilares em edifícios de único andar	Altura/300
Pilares em galpões, não suportando pontes rolantes	Para se adequar ao revestimento
Em cada andar de um edifício de múltiplos pavimentos	Pé direito/250
No topo de um edifício de múltiplos pavimentos	Para se adequar ao revestimento

Fonte: *UK National Annex to Eurocode-3*

Verifica-se, portanto, que no caso de um galpão de único pavimento o deslocamento máximo da viga o comprimento do vão dividido por 250 ($L/250$). Já o limite máximo para o deslocamento horizontal dos pilares deve ser dado como a altura do galpão dividido por 300 ($H/300$).

A análise do estado limite de serviço ocorre com a verificação das deformações que ocorrem no pórtico para a análise elástica de segunda ordem, com um fator de carga de 1,0, verificando-se que estas deformações são inferiores aos limites das tabelas 7.2 e 7.3 para todas as combinações de carga.

8. EDIFÍCIOS DE MÚLTIPLOS PAVIMENTOS

8.1. Considerações iniciais

O uso de estruturas metálicas, principalmente quando associadas a elementos de concreto formando arranjos mistos, é uma alternativa para a execução de edifícios de múltiplos pavimentos, garantindo a mesma segurança e desempenho de uma estrutura em concreto armado já consolidada na cultura nacional.

Atualmente, o mercado brasileiro já apresenta uma cadeia produtiva organizada e soluções tecnológicas e procedimentos construtivos que permitam a execução de edifícios em aço com bons índices de produtividade, mesmo assim, na maioria das vezes, esse tipo de estrutura ainda provoca desconfiança aos usuários e escritórios. Apesar de uma cultura de mercado voltada para estruturas de concreto armado, nota-se que cada vez mais surgem empresas que oferecem serviços de engenharia para dimensionamento (em regime elástico) e montagem de estruturas metálicas, sejam casas, shoppings ou edifícios de múltiplos pavimentos.

Quando se trata da utilização dos aspectos de dimensionamento e construtivos do regime elastoplástico em estruturas metálicas, os mesmos são quase desconhecidos por parte dos profissionais e estudantes de engenharia. Quando adotados, quase sempre deve-se recorrer a normas e guias de dimensionamento internacionais, principalmente europeus. Vale ressaltar que houve a remoção de todas as diretrizes referentes ao regime plástico da NBR-8800, com a alegação de que se trata de uma técnica que quase não é utilizada por escritórios de projeto.

Entende-se, portanto, que uma maior atenção nos aspectos do dimensionamento em regime plástico dado por diretrizes normativas nacionais pode dar suporte aos profissionais com a devida experiência que queiram desfrutar dos benefícios econômicos e de segurança que essa técnica pode oferecer.

8.2. Materiais

O aço e os perfis adequados no contexto do regime plástico para o dimensionamento de edifícios de múltiplos pavimentos devem possuir as mesmas propriedades (tabela 7.1) dos

materiais utilizados no dimensionamento de galpões leves, pois possuem a capacidade de rotação plástica e redistribuição dos esforços adequados.

8.3. Considerações práticas

8.3.1. Lançamento estrutural

O dimensionamento desse tipo de estrutura é feito com base em uma planta arquitetônica com as dimensões pré-definidas dos vãos, altura dos pavimentos e demais elementos da edificação. A partir daí, é feito o lançamento estrutural, que é uma das etapas mais importantes no projeto estrutural, pois permite escolher os elementos a serem utilizados no dimensionamento e definir suas posições, de modo a resultar em um sistema com rigidez suficiente capaz de absorver os esforços oriundos das ações atuantes e transmiti-los para a fundação.

8.3.2. Pórticos principais e secundários

Dada a disposição dos pilares (rotação no eixo de maior ou menor inércia) determinam-se os pórticos principais que são dimensionados pelo regime de plastificação (regime plástico de 2ª ordem) e, com isso, as prescrições para a formação de rótulas plásticas e redistribuição dos esforços devem ser amplamente atendidas por todos os elementos que constituem tais pórticos e suas conexões, que nesse caso devem ser rígidas.

Os pórticos secundários são perpendiculares aos principais, e nada mais são que vigas biapoiadas nos pilares dos pórticos principais. Tais vigas podem ser consideradas como do tipo viga-mista, cuja a resistência da laje de concreto do tipo *steel deck* é incorporada à resistência do perfil no intuito de melhorar o aproveitamento da capacidade resistiva dos sistemas estruturais. Para esses pórticos secundários são adotadas conexões rotuladas entre as vigas e os pilares. Essa condição decorre da dificuldade prática de se conseguir ligações rígidas conectando a viga sobre a alma dos pilares, na direção de menor inércia das colunas.

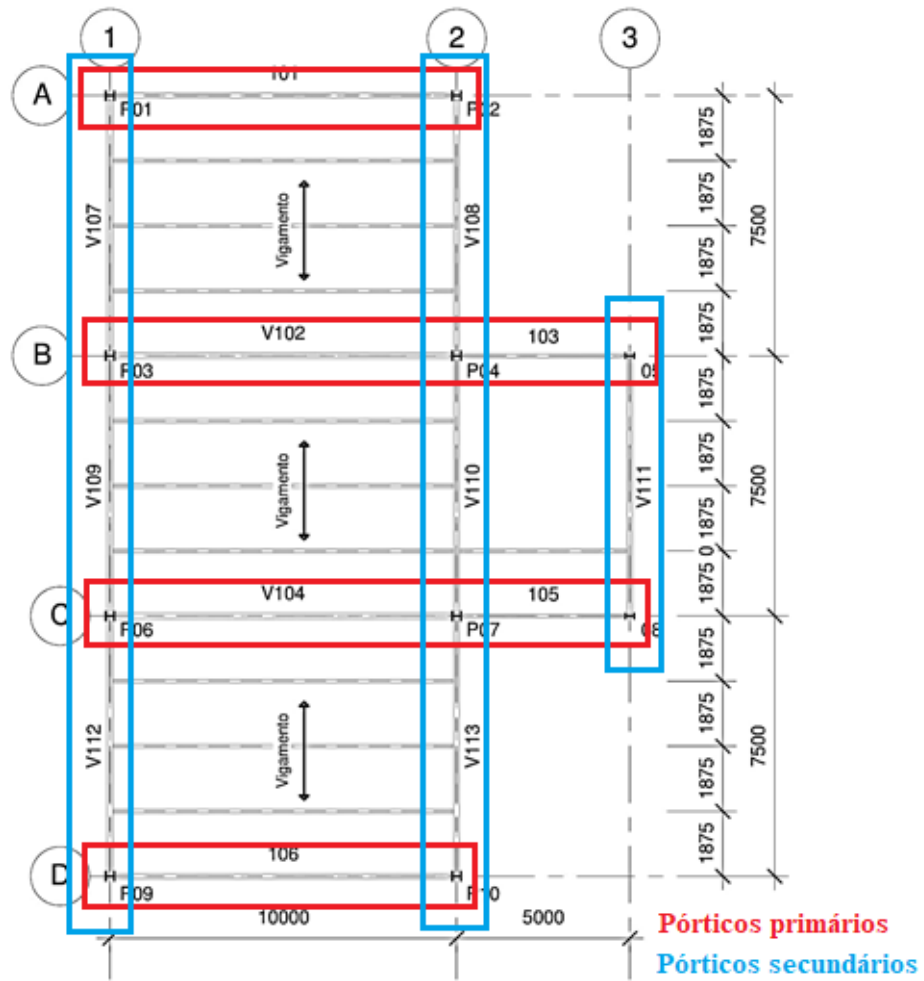


Figura 8.1 – Exemplo de lançamento estrutural (SARAIVA, 2018)

Contraventamentos são recomendados para garantir que o sistema secundário tenha estabilidade suficiente, ou seja, o contraventamento é capaz de aumentar o λ_{cr} , transmitindo também as cargas diretamente para as bases engastadas dos pilares.

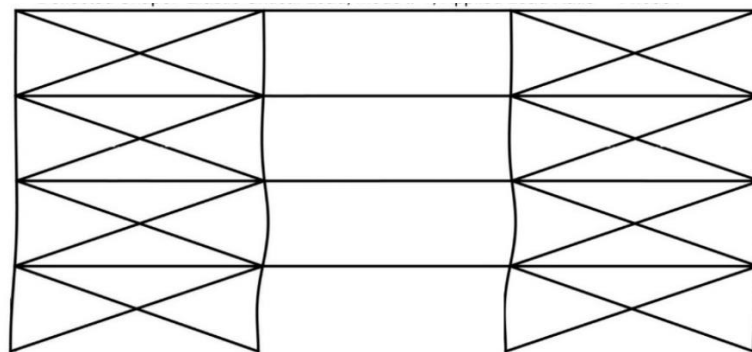


Figura 8.2 – Exemplo de pórtico reforçado com sistema de contraventamento (SARAIVA, 2018)

8.3.3. Vigas mistas – Sistema estrutural em *Steel Deck*

Uma alternativa estrutural eficiente e econômica quando há a presença de lajes em concreto armado apoiadas ao longo de perfis metálicos é adotar no cálculo a resistência conjunta dos materiais. Assim, denomina-se viga mista uma seção formada pela associação de um perfil metálico com uma laje de concreto, em que se incorpora ao comportamento da seção de aço a resistência de compressão da laje de concreto. A partir disso, para garantir que ambos os materiais funcionarão em conjunto, é necessário ligá-los por conectores (*stud-bolt* ou chapas dobradas) que confirmam ao modelo a capacidade de resistir aos esforços cisalhantes provocados pela flexão do conjunto

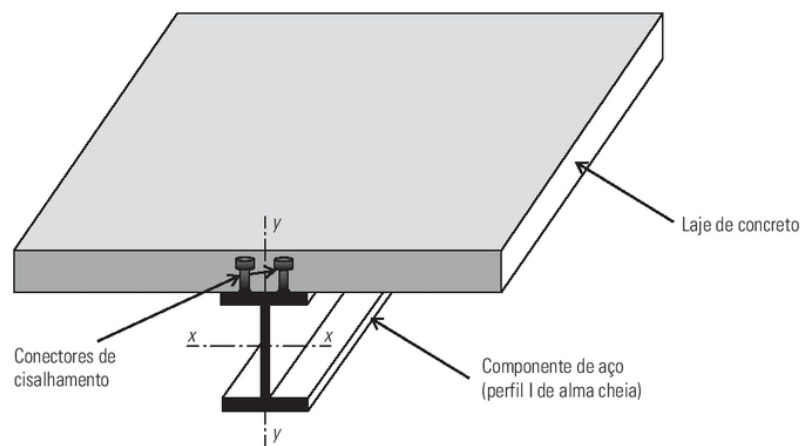


Figura 8.3 – Detalhe do sistema estrutural com viga mista (FAKURY, 2016)

Na escolha do perfil de aço, os procedimentos de cálculo a seguir somente se aplicam no caso de perfis cuja alma não é esbelta, ou seja, perfis em que a esbeltez da alma seja inferior ao limite de esbeltez estipulado, conforme a equação 8.1 a seguir.

$$\frac{h}{t_w} \leq 5,70 \sqrt{\frac{E_a}{F_y}} \quad (8.1)$$

Também, ao se avaliar o comportamento da laje de concreto no sistema, tem-se que seu funcionamento se configura teoricamente apenas à compressão, bem como ao avaliar a distribuição de tensão em trechos onde não há perfil locado imediatamente abaixo. Assim, havendo vãos entre os vigamentos, constata-se que a distribuição destas tensões não apresenta um comportamento constante, inclusive a distribuição se mostra não-linear (figura 8.4). Logo,

é necessário adotar um comprimento efetivo de largura da seção de concreto que simplifique o comportamento da seção, e, assim, as equações condicionam um b_{ef} para a seção de concreto.

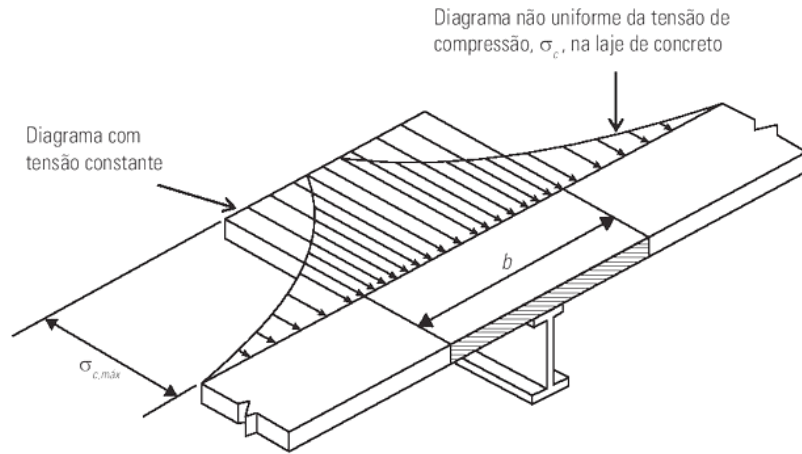


Figura 8.4 - Largura efetiva de laje de concreto (FAKURY, 2016)

No caso de vigas de centro espaçadas igualmente:

$$b_{ef} \leq \frac{L_e}{4} \text{ ou } e_1 \quad (8.2)$$

No caso de vigas de borda:

$$b_{ef} \leq \frac{L_e}{4} \text{ ou } e_2 + \frac{e_1}{2} \quad (8.3)$$

Preceitua-se que L_e é o vão fletido da viga, e_1 é o espaçamento entre vigas e e_2 se configura no comprimento de balanço da laje.

Com base no ajuste da largura da seção de concreto, o procedimento de cálculo, em seguida, almeja uma configuração estrutural cujo momento resistente de cálculo (M_{Sd}) seja maior que o momento solicitante de cálculo (M_{Rd}). Para tanto, observa-se que ao dispor conectores de cisalhamento ao longo da viga, a flambagem lateral por torção não manifesta um estado limite último, assim como a flambagem local da mesa – devido à laje de concreto funcionar como um elemento de resistência à compressão (FAKURY, 2016).

A partir do procedimento de cálculo, um exemplo de um sistema estrutural que pode ser entendido e dimensionado como viga mista são as lajes com fôrmas colaborantes do tipo *steel deck* (figura 8.5), as quais, segundo o CBCA (2018), consistem basicamente em um sistema de fôrmas metálicas, com uma camada de concreto por cima e armadura de retração.

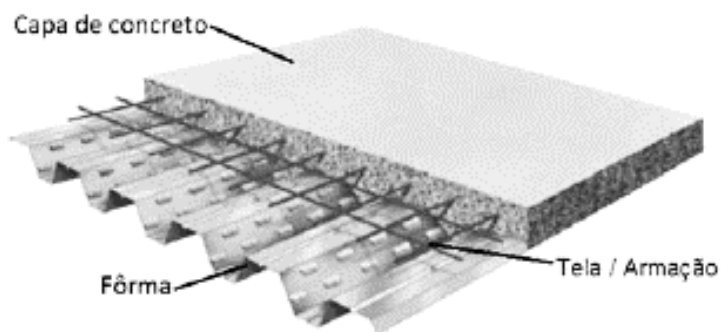


Figura 8.5 - Esquema de laje *steel deck* (FILIZZOLA, 2017)

8.4. Ações

A análise das ações, bem como suas combinações, segue o mesmo critério utilizado no dimensionamento de galpões leves de um pavimento (subcapítulo 7.4).

8.5. Análise estrutural

Alguns critérios são propostos para interpretar o comportamento da estrutura sob o incremento de carregamento, caracterizando a estrutura como confiável sem perder a competitividade que a análise plástica propicia e verificando seus deslocamentos sob cargas de serviço.

8.5.1. Estado limite último

O primeiro critério para a avaliação dos pórticos sob a análise elastoplástica de segunda ordem é estipulado por Matias de Paula (2018), e se refere ao incremento mínimo de carga permitido para garantir a segurança global da estrutura. Diante das cargas de serviço, estipula-se

que o mínimo de 1,40 para λ deve ser definitivamente contemplado no modelo, a fim de atender os critérios de segurança.

O próximo critério de análise recorre ao histórico de plasticidade disponível diante de uma análise incremental, sendo nele possível avaliar a região onde ocorrem a formação de rótulas plásticas, assim como para qual incremento de carga tais rótulas se formam. A princípio, tem-se que a formação da primeira rótula do modelo deve ocorrer para um incremento das cargas de serviço superior a 1,0, cujo objetivo é evitar a presença de deformações excessivas em cargas de serviço e assegurar uma melhor segurança à estrutura.

Por outro lado, De Paula (2018) aborda com mais profundidade o critério ao estipular que a formação de uma rótula plástica na estrutura deve se dar preferencialmente para incrementos de carga acima de 1,10, cujo comportamento das deformações tendem a se situar dentro dos limites de admissibilidade.

Além disso, visa-se que não haja a formação de rótulas plásticas nos pilares dos pórticos, no intuito de evitar uma possível ruptura frágil da edificação. Um dos principais objetivos da análise dos efeitos de segunda ordem é viabilizar uma maior segurança à estrutura, o que não é verificado quando há a formação de rótulas plásticas em pilares. O efeito que se observa é a intensificação da instabilidade da estrutura em face da formação de tal rótula e, conseqüentemente, uma redução nas sinalizações do mal uso ao usuário, sinalizações estas que apresentam-se em grandes deslocamentos nas vigas, por exemplo.

8.5.2. Estado limite de serviço

Assim como ocorre com o galpão, a análise do estado limite de serviço ocorre com a verificação das deformações que ocorrem no pórtico para a análise elástica de segunda ordem com um fator de carga de 1,0. O limite máximo do deslocamento das vigas, conforme tabela 7.2 é o comprimento do vão dividido por 250 ($L/250$). E conforme a tabela 7.3, o limite máximo do deslocamento horizontal dos pilares de cada andar é o pé direito dividido por 250 ($h/250$), e para o deslocamento no topo do edifício deve ser tal que não comprometa o comportamento adequado do revestimento.

9. LIGAÇÕES

9.1. Aparelho de apoio de pilares

9.1.1. Considerações iniciais

As bases de apoio dos pilares (aparelhos de apoio) de estruturas metálicas podem ser basicamente engastadas ou rotuladas, com os seguintes objetivos:

- I. Distribuir a carga do fuste do pilar sobre uma determinada área de fundação;
- II. Garantir a fixação da extremidade do pilar na fundação, de acordo com a combinação de cargas mais desfavorável.

A base para pilares engastados submetidos à compressão centrada é composta de uma placa de apoio rígida, em que se apoia a extremidade do fuste do pilar metálico, ligados através de juntas soldadas, conforme ilustra a figura 9.1.

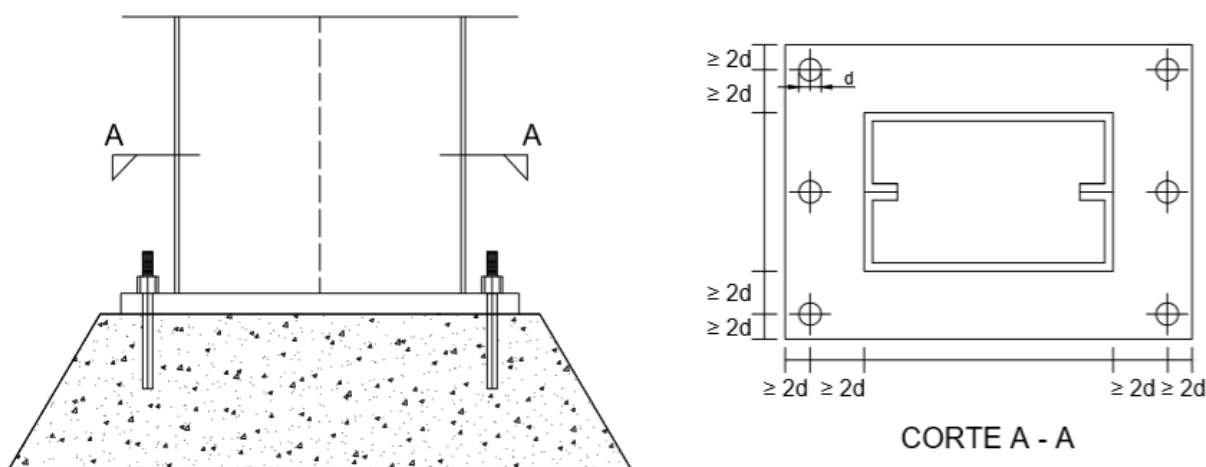


Figura 9.1 – Base para pilares engastados (De PAULA, 2016)

Nos pilares submetidos à compressão excêntrica são normalmente usadas bases rígidas que possibilitam a transmissão dos momentos fletores, conforme ilustra a figura 9.2.

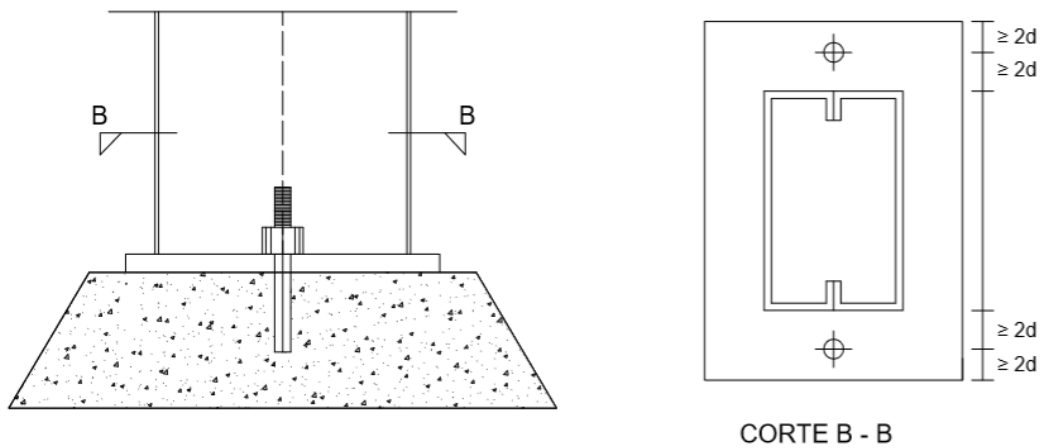


Figura 9.2 – Aparelho de apoio para pilares centrados (De PAULA, 2016)

Já para pilares do tipo treliçado, normalmente utilizam-se sapatas isoladas para cada banzo do pilar metálico. Essa solução geralmente é mais econômica a não ser nos casos em que o afastamento entre banzos é pequeno. Nesse caso, a solução mais adequada é a de sapata contínua. As sapatas são fixadas nas fundações através de chumbadores de ancoragem fixados através do atrito aço-concreto.

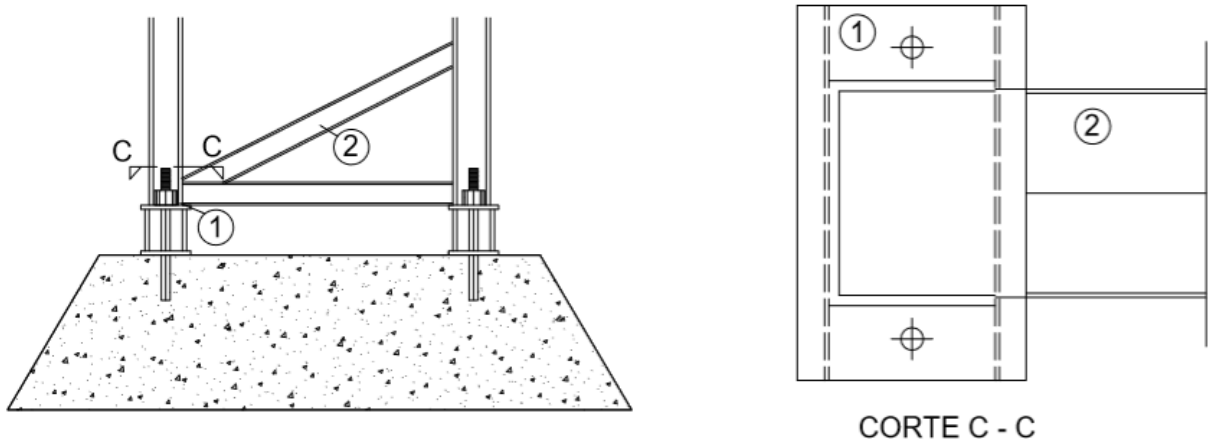


Figura 9.3 – Base para pilares treliçados (De PAULA, 2016)

Segundo Martins (2002), os apoios rotulados são poucos utilizados devido a uma maior dificuldade de fabricação, e são compostos por placas soldadas à extremidade inferior dos pilares e por chumbadores posicionados o mais próximo possível do eixo do pilar. Já os apoios engastados possuem a capacidade de resistir forças verticais e os momentos fletores, e são compostos por placa soldada à extremidade inferior dos pilares e por chumbadores afastados

do eixo do pilar. No geral, os apoios engastados são mais onerosos que os apoios rotulados, porém resultam em uma estrutura mais econômica.

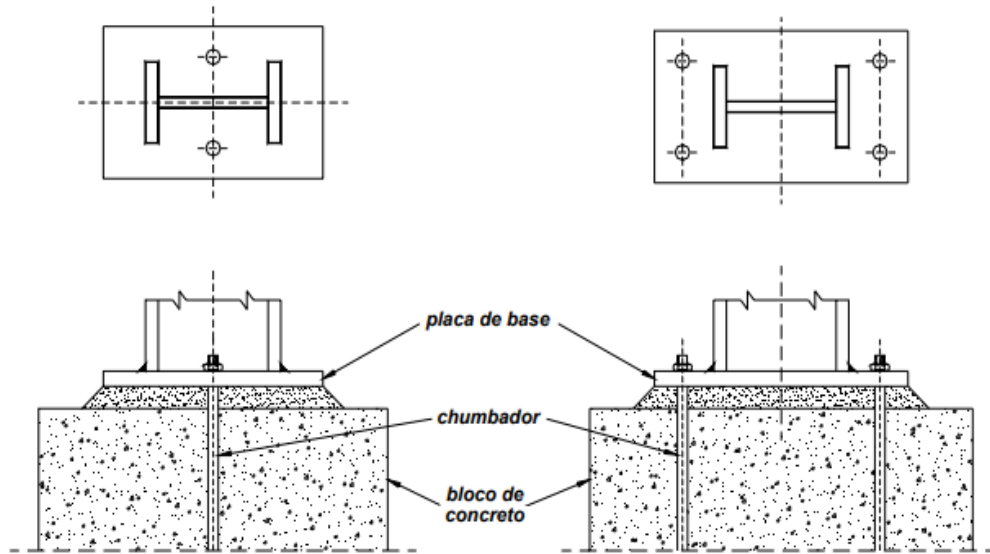


Figura 9.4 – Apoio rotulado e apoio engastado (MARTINS, 2002)

9.1.2. Projeto dos aparelhos de apoio submetidos à compressão centrada

Os procedimentos de dimensionamento dos aparelhos de apoio são apresentados por De Paula (2016) e reproduzidos a seguir. As dimensões da placa de apoio de um pilar submetido à compressão centrada são determinadas de acordo com a resistência à pressão de contato do concreto do bloco de fundação na região carregada sob a placa de apoio. De acordo com o *American Concrete Institute – ACI*, a pressão admissível entre a placa de apoio e o concreto é dada por:

$$F_p = 0,35f_{ck}\sqrt{\frac{A_2}{A_1}} \leq 0,7f_{ck} \quad (9.1)$$

Onde: F_p – Tensão admissível de contato do concreto do bloco de fundação na região sob a placa [kgf/cm^2];

f_{ck} – Resistência característica do concreto do bloco [kgf/cm^2];

A_1 – Área da placa de base, delimitada pelo polígono abcd da figura 9.5;

A_2 – Área delimitada pelo polígono efgh da figura 9.5.

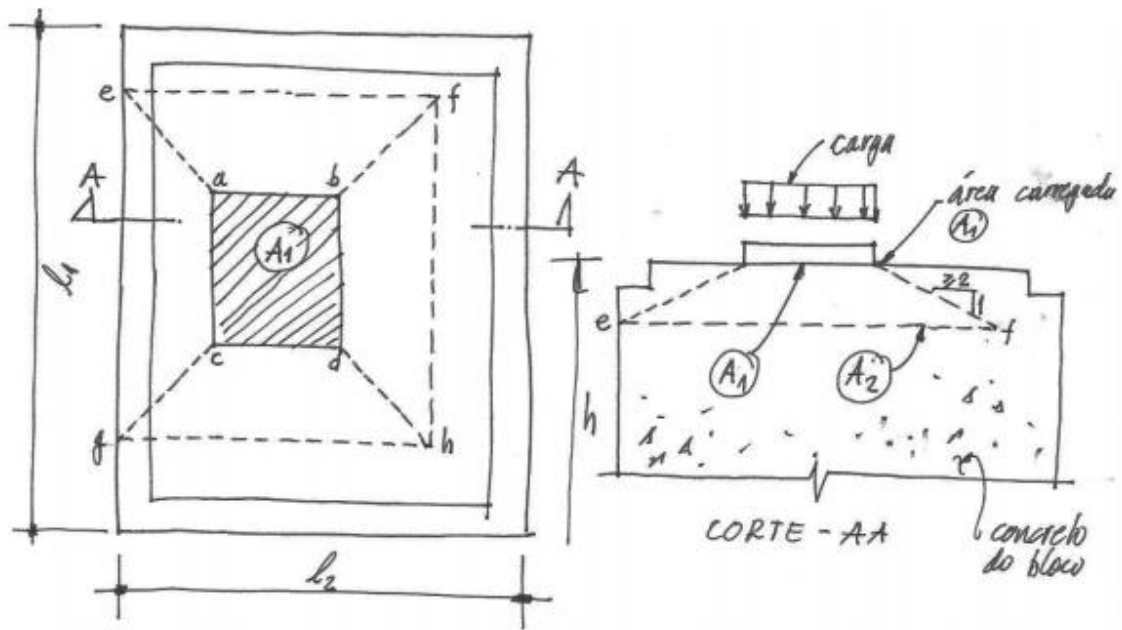


Figura 9.5 – Pressão de contato sobre apoios de concreto (De PAULA, 2016)

Pressupõe-se que a altura h do bloco de concreto seja igual, ou maior, que as larguras l_1 e l_2 , e que na face de concreto oposta a que está em contato com a placa de aço, a pressão seja distribuída em toda a área da face.

A área mínima da placa é dada por:

$$A_{pe} = \frac{N}{F_p} \quad (9.2)$$

Onde: A_{pe} – Área da placa [cm^2];

N – Esforço normal atuante no pilar [kgf];

F_p – Tensão admissível no concreto do bloco. [kgf/cm^2].

Portanto, com a área da placa já calculada, pode-se determinar as suas duas dimensões adotando-se a largura A e o comprimento B maiores que as dimensões do pilar, conforme figura 9.6.

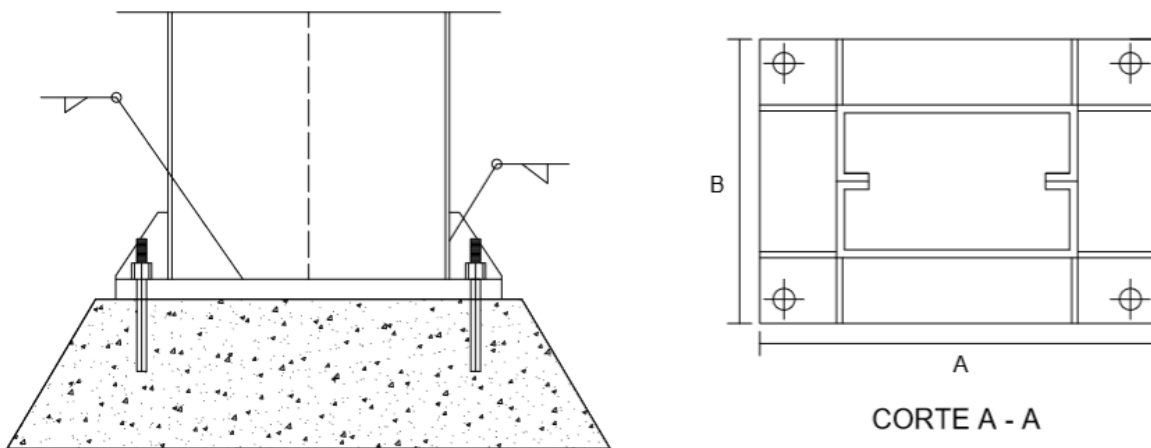


Figura 9.6 – Placa de base do pilar (De PAULA, 2016)

Da equação 9.2 tem-se:

$$A_{pe} = \frac{N}{F_p} = A \times B \quad (9.3)$$

A placa de base trabalha à flexão, proveniente de uma carga uniformemente distribuída calculada como:

$$q = \frac{N}{A \times B} \quad (9.4)$$

Onde: q – Carga uniformemente distribuída na placa [kgf/cm^2];

N – Esforço normal centrado no pilar [kgf];

A – Comprimento da placa [cm];

B – Largura da placa [cm].

Vários setores da placa podem ser discretizados em sub-elementos de placa com as seguintes condições de contorno:

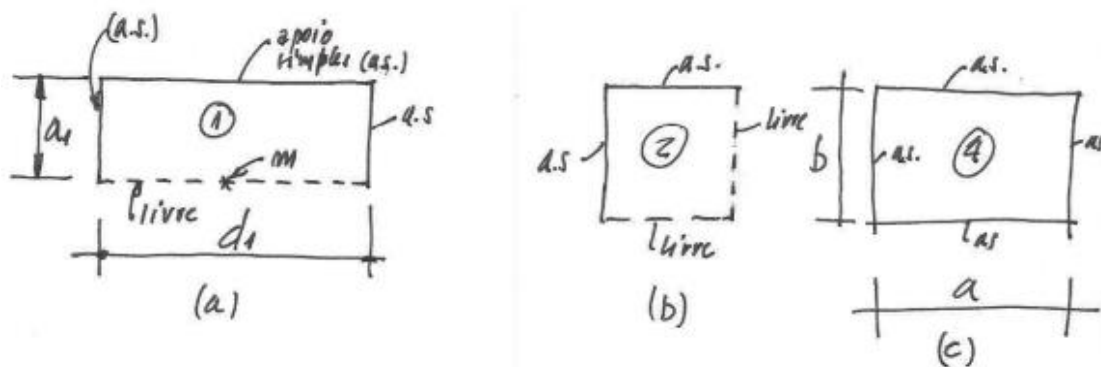


Figura 9.7 – Setores discretizados de placa de apoio (De PAULA, 2016)

A placa da figura 9.7(a) trabalha como placa apoiada em três lados. O local mais solicitado é o centro do bordo livre (ponto “m” na figura 9.7(a)). O momento nessa seção é dado pela equação 9.5.

$$M_1 = \alpha_3 q d_1^2 \quad (9.5)$$

Onde: M_1 – Momento fletor no ponto “m” da figura 9.7(a) [cm.kgf];

α_3 – Coeficiente dado pela tabela 9.1;

d_1 – Comprimento do bordo livre da placa [cm];

q – Carga uniformemente distribuída na placa, dada pela equação 9.4 [kgf/cm²].

Para valores intermediários da relação a_1/d_1 , α_3 pode ser obtido por interpolação.

A placa da figura 9.7(b) trabalha como uma placa sobre dois apoios adjacentes. O momento fletor máximo pode ser obtido pela tabela 9.2 a seguir.

Tabela 9.1 – Coeficiente para placa sobre três apoios (De PAULA, 2016)

Relação a_1/d_1	1,0	1,1	1,2	1,3	1,4	1,5	1,6	1,7	1,8	1,9
α_3^*	0,060	0,074	0,088	0,097	0,107	0,112	0,120	0,126	0,132	0,133

*Para $\frac{a_1}{d_1} < 0,5$ a placa pode ser verificada como um console curto.

Tabela 9.2 – Coeficiente para placa sobre três apoios (De PAULA, 2016)

a/b	0,125	0,250	0,375	0,500	0,750	1,000
β_1	0,054	0,187	0,321	0,502	0,819	1,040
β_2	0,048	0,154	0,248	0,309	0,428	0,428

$$M_a = \frac{-\beta_2 q b^2}{6} \quad (9.6)$$

$$M_b = \frac{-\beta_1 q b^2}{6} \quad (9.7)$$

Onde: M_a – Momento fletor na direção a nos seguintes pontos:

para $a > b/2$ em $x = 0$ e $z = 0,6b$;

para $a \leq b/2$ em $x = 0$ e $z = 0,4b$;

M_b – Momento fletor na direção b no ponto $x = 0$ e $z = 0$;

β – Coeficientes dados pela tabela 9.2;

q – Carga uniformemente distribuída na placa, dada pela equação 9.4 [kgf/cm^2];

a – Menor lado da placa [cm];

b – Maior lado da placa [cm].

A placa da figura 9.7(c) trabalha como placa apoiada em quatro lados. Esta placa tem um momento máximo em um canto. Pode ser calculado pelos coeficientes dados na tabela 9.3.

$$M_a = \alpha_1 q a^2 \quad (9.8)$$

$$M_b = \alpha_2 q a^2 \quad (9.9)$$

Onde: M_a e M_b – Momentos fletores calculados para as faixas de 1,0 cm no sentido das dimensões a e b ;

a – Menor lado da placa [cm];

b – Maior lado da placa [cm];

α – Coeficientes adotados conforme tabela 9.3.

Tabela 9.3 – Coeficiente para placa sobre quatro apoios (De PAULA, 2016)

a/b	1,0	1,1	1,2	1,3	1,4	1,5	1,6	1,7	1,8	1,9	2,0	>2,0
α_1	0,048	0,055	0,063	0,063	0,075	0,081	0,086	0,091	0,094	0,098	0,100	0,125
α_2	0,048	0,049	0,050	0,050	0,050	0,050	0,049	0,048	0,048	0,047	0,046	0,037

Para o caso de a placa não possuir reforço, o cálculo é feito como console curto, assim:

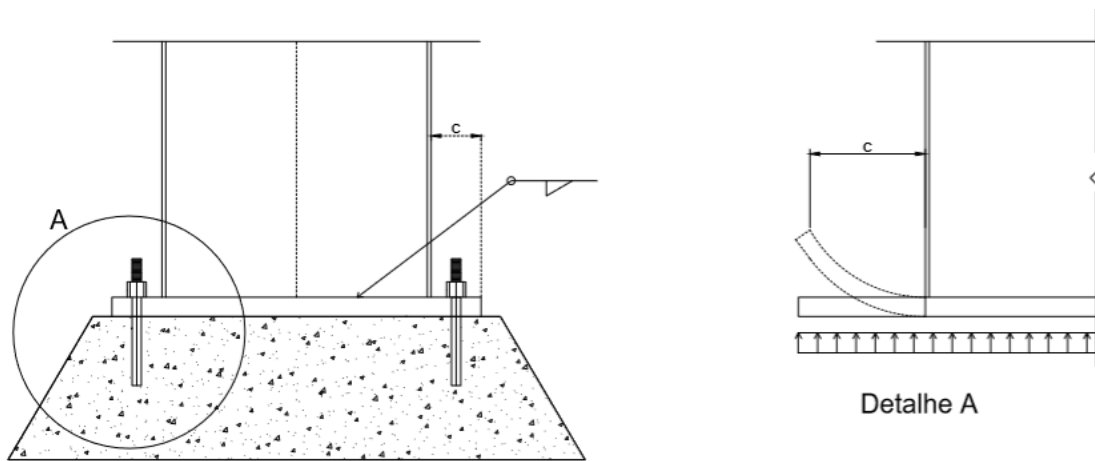


Figura 9.8 – Chapa de base sem reforço (De PAULA, 2016)

O momento máximo é dado pela equação 9.10 a seguir:

$$M_{m\acute{a}x} = \frac{qc^2}{2} \quad (9.10)$$

Onde: $M_{m\acute{a}x}$ – Momento máximo em uma faixa de 1 cm [*cm.kgf*];

q – Carga uniformemente distribuída na placa, dada pela equação 9.4 [*kgf/cm²*];

c – Vão do console [*cm*].

A espessura da placa determina-se em função do momento máximo de todos os setores da placa. A placa deve ter espessura suficiente para transmitir uniformemente as cargas para o concreto sem flexionar, trabalhando rigidamente.

O módulo resistente de uma placa de largura de 1,0 cm e espessura t , é:

$$W_x = \frac{\frac{1,0t^3}{12}}{\frac{t}{2}} = \frac{t^2}{6} \quad (9.11)$$

Admitindo ruína com início do escoamento da fibra mais solicitada, de acordo com a figura 9.9.

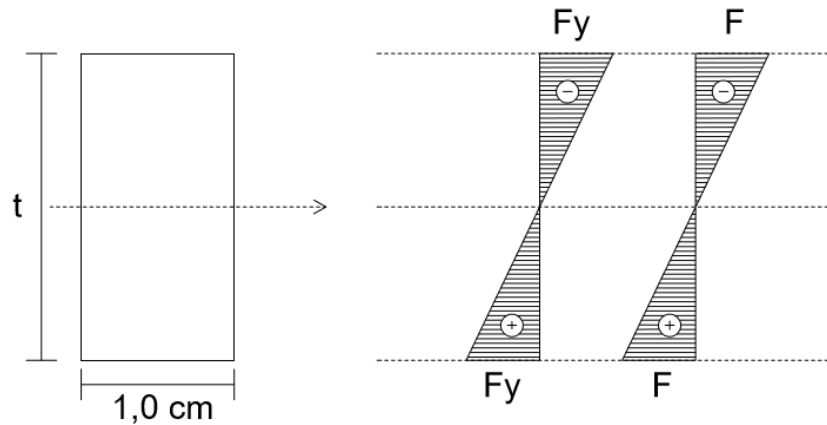


Figura 9.9 – Distribuição de tensões na faixa da placa de largura 1,0 cm (De PAULA, 2016)

$$f = \frac{M_{máx}}{W_x} \leq \phi F_y = 0,6F_y = F$$

Logo,

$$\frac{M_{máx}}{t^2/6} \leq 0,6F_y = F$$

Portanto,

$$t \geq \sqrt{\frac{6M_{máx}}{F}} \quad (9.11)$$

Onde: t – Espessura calculada da placa [cm];

$M_{m\acute{a}x}$ – Momento fletor máximo no setor de placa mais solicitado [*cm.kgf*];

F – Tensão básica de cáculo;

F_y – Limite de escoamento do aço da placa de base [*kgf/cm²*].

No dimensionamento das placas de apoio deve-se procurar fazer com que as espessuras em diversos setores da placa sejam iguais ou próximas. Isso pode ser obtido com a colocao de reforços triangulares que reduzem os vos (a , d_1 , a e b). Normalmente, na espessura das placas de apoio deve estar prevista uma folga para corrosão de no mínimo 3,0 mm. Isto porque se trata de uma peça que está em contato direto com a umidade e ambiente agressivo (gua de limpeza, sabão, etc.). A espessura mínima a adotar em estruturas leves  $t \geq 5/16"$ (7,94 mm).

Os chumbadores dos pilares submetidos somente a carga centrada não são calculados, sendo adotado, por razões construtivas, um diâmetro mínimo $\emptyset \geq 3/4"$ (10,05 mm). O aço utilizado nesses chumbadores pode ser ASTM A-36 e CA-25.

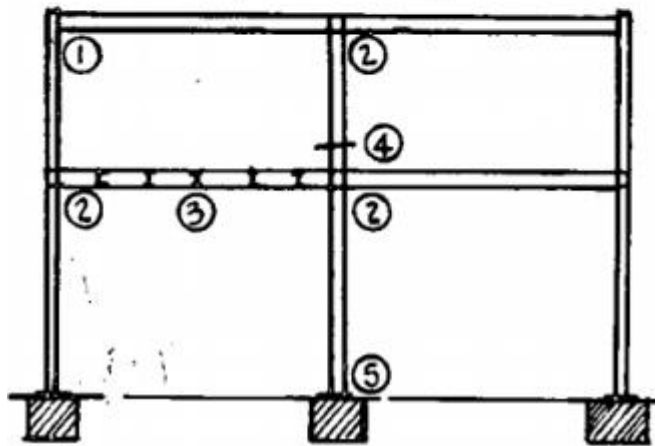
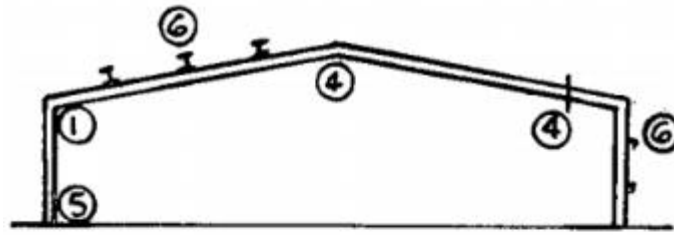
O comprimento mínimo do chumbador “imerso” no bloco de concreto deve ser $l \geq 450$ mm.

9.2. Conexões no contexto teórico

9.2.1. Consideraes iniciais

As conexões entre os elementos estruturais (viga-pilar e viga-viga) requisitam uma maior ateno por parte do projetista, principalmente se tratando de conexões aparafusadas. Para Horne e Morris (1981) as conexões, basicamente, entre dois principais membros estruturais, devem atuar como uma união em regime elástico sem perda de resistência ou

elevadas deformações. Geralmente as conexões são posicionadas de maneira a favorecer maiores momentos.



- 1- Conexões em canto (diretas, por mísula)
- 2- Conexões viga-pilar
- 3- Conexões viga-viga mestra
- 4- Juntas (viga, pilar, cobertura)
- 5- Conexões por aparelhos de apoio
- 6- Conexões variadas (fechamentos laterais, etc.)

Figura 9.10 – Conexões em estruturas usuais (BEEDLE, 1958)

9.2.2. Comportamento geral

Os requisitos de projeto são introduzidos considerando o comportamento de diferentes conexões sob carregamentos. Há duas classificações de conexões que serão abordadas a seguir.

a) Conexões diretas sem enrijecimento:

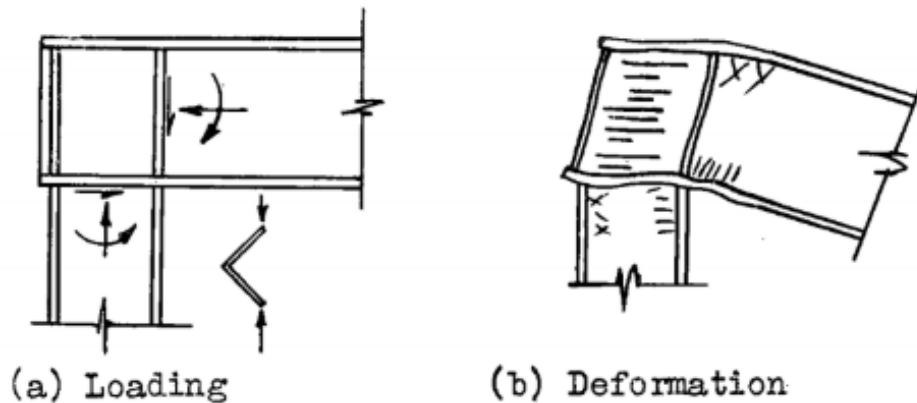


Figura 9.11 – Conexões sem enrijecimento (BEEDLE, 1958)

O comportamento típico desse tipo de conexão é ilustrado pela figura 9.12.

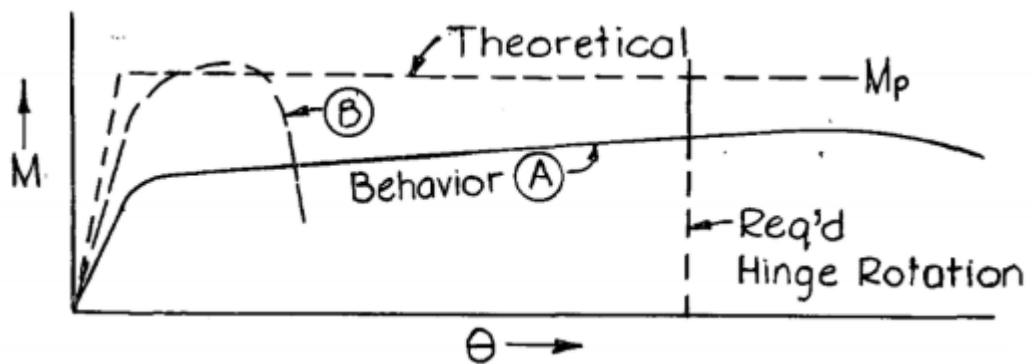


Figura 9.12 – Comportamento de conexões diretas (BEEDLE, 1958)

No comportamento A, devido a pequena espessura da alma de diversos perfis I para transmitir os esforços, o escoamento devido à força de cisalhamento começa já com baixo carregamento. A conexão rotaciona além do necessário para formação de rótula plástica, porém o momento de plastificação não é desenvolvido. Já no comportamento B, a rigidez elástica e a resistência máxima são satisfatórias.

b) Conexões adequadamente enrijecidas:

O comportamento típico desse tipo de conexões é ilustrado na figura 9.13.

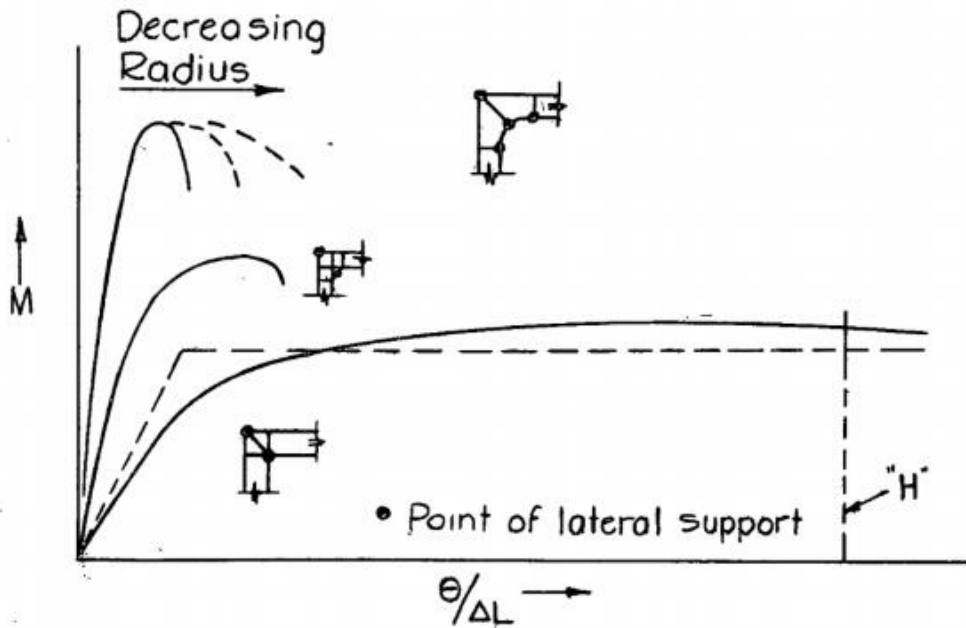


Figura 9.13 – Comportamento de conexões enrijecidas (BEEDLE, 1958)

Nesse caso a resistência é maior que o momento de plastificação calculado, além disso a rigidez elástica da conexão é adequada, onde a capacidade de rotação atende aos requisitos. O colapso desse tipo de conexão é devido a instabilidade plástica, local e/ou lateral.

9.2.3. Requisitos para as conexões

Segundo Beedle (1958), há quatro requisitos a serem considerados no dimensionamento de conexões de estruturas metálicas, os quais são: resistência, rigidez, capacidade de rotação e economia.

Em relação ao requisito de resistência, as conexões devem ser adequadas a desenvolverem momento de plastificação (M_p). Para se atender ao requisito de rigidez elástica, é desejável, mas não essencial, que a rotação unitária média dos materiais de conexão não exceda a de um comprimento equivalente de vigas unidas, dado por:

$$L = r_1 + r_2 \quad (9.12)$$

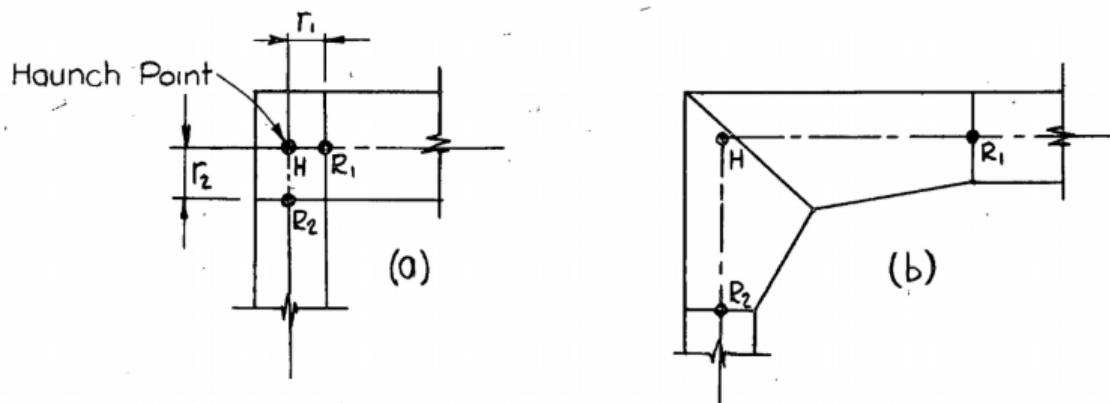


Figura 9.14 – Seções críticas (BEEDLE, 1958)

Para assegurar que todas as rótulas plásticas necessárias se formarão, todas as conexões devem ser proporcionadas a desenvolverem capacidade de rotação adequada R , que na maioria dos casos práticos pode ser dado como $R=12$. Além disso, no que concerne à economia, o uso de dispositivos extras, bem como detalhes complexos devem ser mensuradas corretamente visando minimizar os custos de fabricação das conexões.

Alguns tipos de conexões possuem considerações sobre sua característica rígida e também não rígida. Porém, neste guia, será dada atenção a apenas os tipos de conexões rígidas, segundo Beedle (1958).

9.2.4. Conexões diretas

Nesse tipo de conexão, duas soluções construtivas estão disponíveis: enrijecimento da alma por placa rígida ou enrijecimento diagonal.

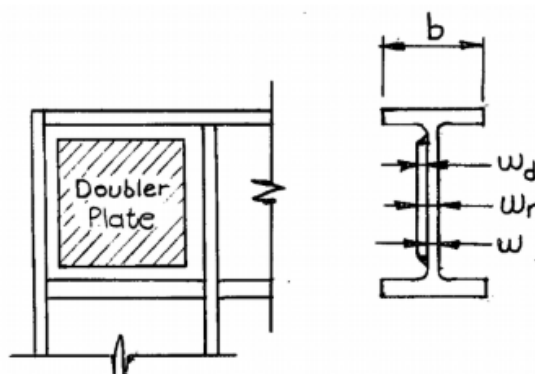


Figura 9.15 – Enrijecimento por placa rígida (BEEDLE, 1958)

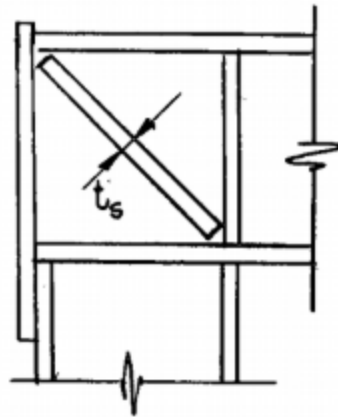


Figura 9.16 – Enrijecimento diagonal (BEEDLE, 1958)

No caso de enrijecimento por placa rígida, a espessura dessa placa (w_d) é dado por:

$$w_d = \frac{2S}{d^2} - w \quad (9.13)$$

Já o enrijecimento diagonal é considerado mais adequado e assume-se que o enrijecimento da conexão atua de modo a aumentar a espessura da alma do perfil. A espessura do enrijecedor diagonal (t_s) deve ser obtido pela equação 9.14.

$$t_s = \frac{\sqrt{2}}{b} \left(\frac{S}{d} - \frac{w_d}{2} \right) \quad (9.14)$$

9.2.5. Conexões por mísula

Conexões por mísula são o produto do conceito de dimensionamento em regime elástico, onde os membros estruturais são colocados em conformidade com o diagrama de momento que prevê a maior economia possível. Por outro lado, no contexto do regime plástico, os membros são utilizados em sua total capacidade, tornando a mísula em um acessório opcional para impedir, principalmente, deslocamentos arquitetonicamente mais restritos nos pilares da estrutura.

A opção pela introdução desse dispositivo nas estruturas requer o posicionamento de chapas enrijecedoras de alma perpendiculares para diminuir os esforços de compressão na alma do perfil. Essas chapas enrijecedoras de alma são posicionadas no local das rótulas plásticas formadas nos membros estruturais se a força transversal exceder 10% da resistência ao

cisalhamento do membro. Dessa forma, geralmente é necessário o uso dessa chapa ao longo da viga para incrementar a resistência de sua alma.

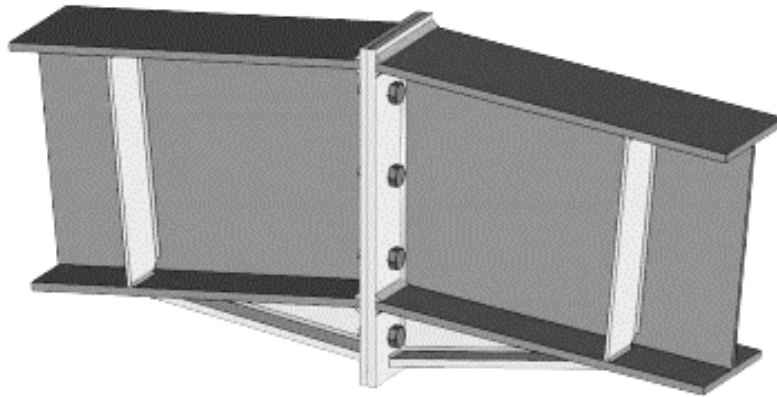


Figura 9.17 – Detalhe da conexão viga-viga (Fonte: graitec.com/advance-bim-designers/steel-connection-apex-haunch)

9.2.6. Conexões viga-pilar internas

Segundo Beedle (1958), dependendo da localização dessas conexões (topo, lado ou interna) suas funções podem diferir.

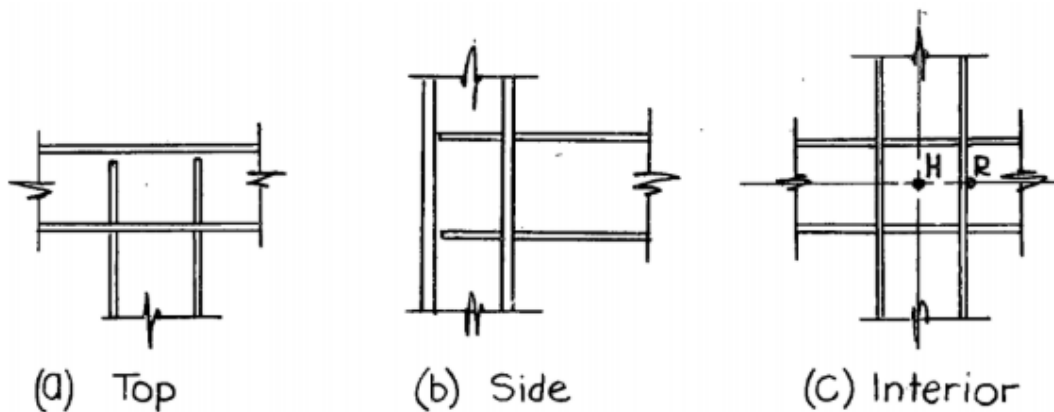


Figura 9.18 – (a) Conexão de topo; (b) Conexão de lado; e (c) Conexão interior (BEEDLE, 1958)

A conexão de topo da figura 9.18a transmite o momento da viga da esquerda para a viga da direita. A conexão de lado na figura 9.18b transmite o momento da viga para a parte superior e inferior dos pilar. Já a conexão entre viga e pilar interior da figura 9.18c, propicia o mesmo comportamento da conexão de topo.

Nas conexões supracitadas, devem ser considerados dois tipos de enrijecedores, para suportar os esforços provenientes do momento fletor e os esforços provenientes dos esforços cisalhantes.

Os enrijecedores para suportar os esforços provenientes do momento fletor podem ser alocados conforme as opções apresentadas na figura 9.19. Já os enrijecedores para suportar os esforços cisalhantes são posicionados conforme mostra na figura 9.18b.

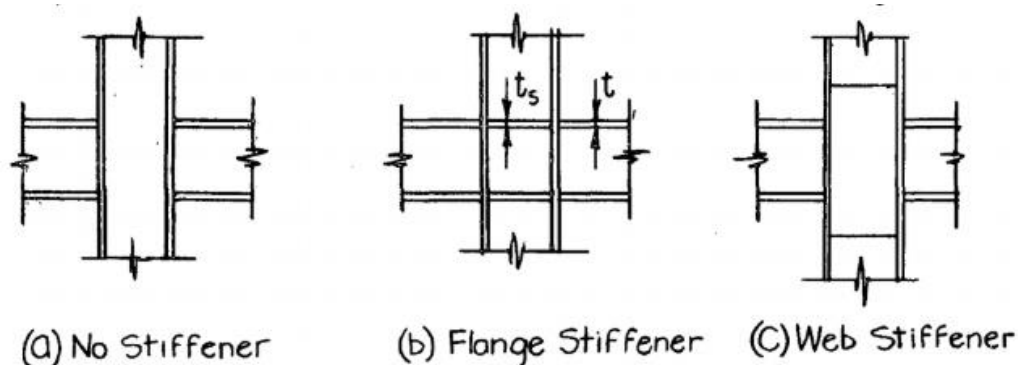


Figura 9.19 – Enrijecedores para momento fletor (BEEDLE, 1958)

9.3. Conexões no contexto prático

9.3.1. Conexão viga-pilar – Placa estendida (*Extended End-plate*)

Em análise plástica, a posição das rótulas plásticas pode estar localizada no centro ou nas extremidades da viga. Isso significa que geralmente a rótula plástica é formada na conexão entre a viga e o pilar e, portanto, é importante que a conexão seja resistente o suficiente para resistir os momentos na rótula, e além disso possuir adequada capacidade de rotação enquanto suporta esses momentos.

Recomendações da *European Convention for Constructional Steelwork (ECCS)* - Convenção Europeia de Construções em Aço – indicam que ensaios em laboratório são necessárias para verificar a capacidade de rotação adequada. A capacidade de rotação não é definida nessas recomendações, porém Packer e Morris (1978) sugerem que a rotação da rótula

plástica em 30×10^{-3} radianos é razoável para conexões viga-pilar em edifícios metálicos de múltiplos pavimentos.

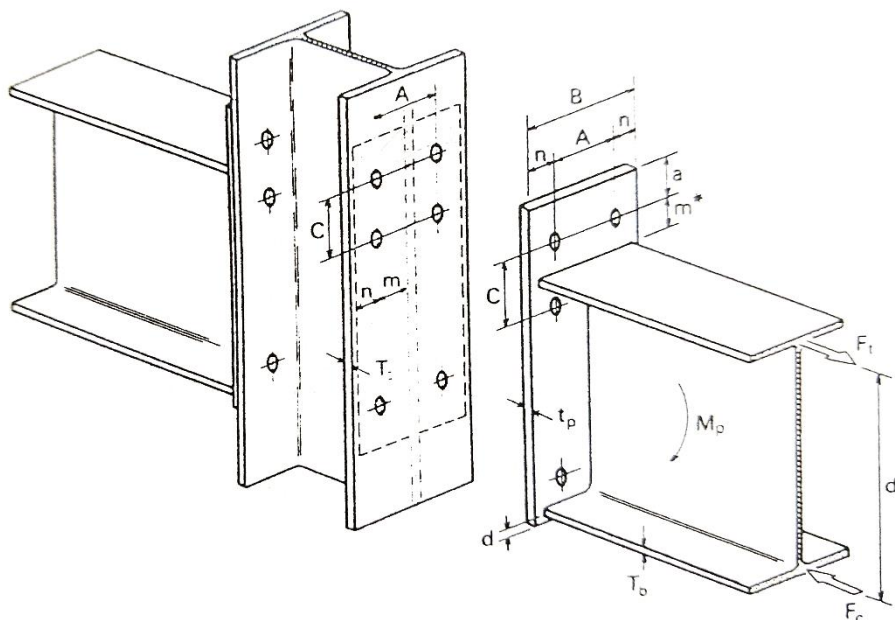


Figura 9.20 – Conexão por *extended end-plate* (HORNE; MORRIS, 1981)

A capacidade de rotação adequada pode ser verificada quando a mesma permite as deformações plásticas dentro da própria conexão, ou fazendo a conexão suficientemente resistente que induz a formação da rótula plástica próxima à conexão. Segundo Horne e Morris (1981), deve-se ter atenção pois deformação excessiva na zona da conexão pode prejudicar a capacidade da carga do pilar em efeitos de instabilidade, sendo assim, o controle das deformações combinadas entre a mesa do pilar e a placa (*end-plate*) é importante para induzir primeiramente a formação de rótula plástica na viga e não no pilar.

Pesquisas indicam que, para esse tipo de conexão, é comum assumir que o momento atuante na viga pode ser substituído por forças atuantes na mesa da viga (F_c e F_t), ou seja:

$$F_t = F_c = \frac{M_p}{d_f} \quad (9.15)$$

A componente de tensão do momento fletor (F_t) é transmitida pelos parafusos tensionados para a alma do pilar e a componente de compressão (F_c) é transmitida pelas porcas na mesa do pilar na parte inferior da conexão. O contato da porca tende a coincidir com a seção da viga, pois fora dessa zona a placa (*end-plate*) não está enrijecida e deve sofrer deformação devida as distorções da solda.

Horne e Morris (1981) indicam que na região tensionada das conexões aparafusadas, deve-se considerar os seguintes critérios de projeto:

- I. Fratura dos parafusos;
- II. Deformação excessiva da placa (*end-plate*) devido ao escoamento;
- III. Quebra das soldas;
- IV. Deformação excessiva da mesa do pilar devido ao escoamento;
- V. Escoamento e possível ruptura na união entre a mesa e a alma do pilar.

Para a região comprimida, basta a verificação da instabilidade da alma da seção do pilar.

9.3.2. Conexão viga-pilar – Placa nivelada (*Flush End-plate*)

Um problema referente às conexões aparafusadas é que os parafusos nem sempre podem ser colocados diretamente alinhados com os elementos submetidos às solicitações primárias. Normalmente essas solicitações primárias devem ser transferidas para os parafusos pela ação flexão em um elemento secundário tal como a placa (*end-plate*). No caso da conexão por placa estendida (*extended end-plate*), os quatro parafusos mais solicitados são agrupados na alma tracionada, resultando em forças virtuais no parafuso coincidindo com o centroide da mesa da viga. No caso da conexão por placa nivelada (*flush end-plate*), todos os parafusos estão contidos dentro dos limites da altura da viga, ou seja, não há parafusos além da mesa tensionada da viga, como mostra a figura 9.21.

Contudo, a linha de ação das forças de tração é forçada a se mover da mesa da viga para as duas fileiras superiores de parafusos, pois a maior parte da força de tração é transportada por esses parafusos. Efetivamente, isso significa que se há somente quatro parafusos tracionados eles teriam que suportar uma tensão incremental (F_t'') comparada com o da conexão por placa estendida (*extended end-plate*) (F_t), por causa da redução no braço de alavanca efetiva, ou seja,

$$F_t'' = F_c'' = \frac{M_p}{d_e} \quad (9.16)$$

onde d_e é a distância entre o centroide da mesa comprimida e a distância média entre as duas primeiras fileiras de parafusos, considerando que ambas as fileiras de parafusos sofreram escoamento e estão sob cargas de intensidades similares. Tal consideração é correta desde que o braço de alavanca da segunda fileira de parafusos está a pelo menos 0,9 da fileira de parafusos superior.

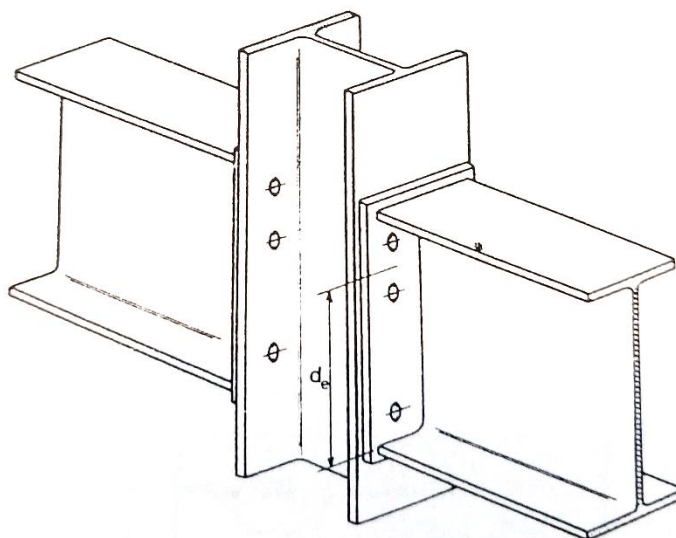


Figura 9.21 – Conexão por *flush end-plate* (HORNE; MORRIS, 1981)

Esse tipo de conexão exige parafusos de maior diâmetro e uma placa mais espessa para produzir rotação adequada, o que resulta em uma conexão não tão eficiente quanto a placa estendida (*extended end-plate*). De fato, não há certeza em afirmar que uma conexão por placa nivelada (*flush end-plate*) possui capacidade de rotação suficiente igual a capacidade de momento plástico da viga.

Para definir o momento resistido por esse tipo de conexão (equação 9.17) deve-se primeiramente definir o diâmetro do parafuso. Então,

$$M_b = 4P_L d_e + 2P_L \sum \frac{y^2}{d_e} \quad (9.17)$$

Onde: y – Distância entre o centroide da mesa comprimida e uma fileira de parafusos específica;

P_L – Carga admissível do parafuso.

Se o braço de alavanca da segunda fileira de parafusos é menos que 0,9 da linha superior de parafusos ($y_{m\acute{a}x}$), então o momento resistido é dado pela equação 9.18.

$$M_b = 2P_L \sum \frac{y^2}{y_{m\acute{a}x}} \quad (9.18)$$

Em suma, o dimensionamento de uma conexão por placa nivelada (*flush end-plate*) deve ser feito com base nas seguintes nas seguintes verificações:

- I. Dimensões da placa;
- II. Tamanho da solda (reforço na mesa e parte da alma);
- III. Adequação da mesa do pilar;
- IV. Alma do pilar na zona tracionada e comprimida;
- V. Alma do pilar sob tensão de cisalhamento.

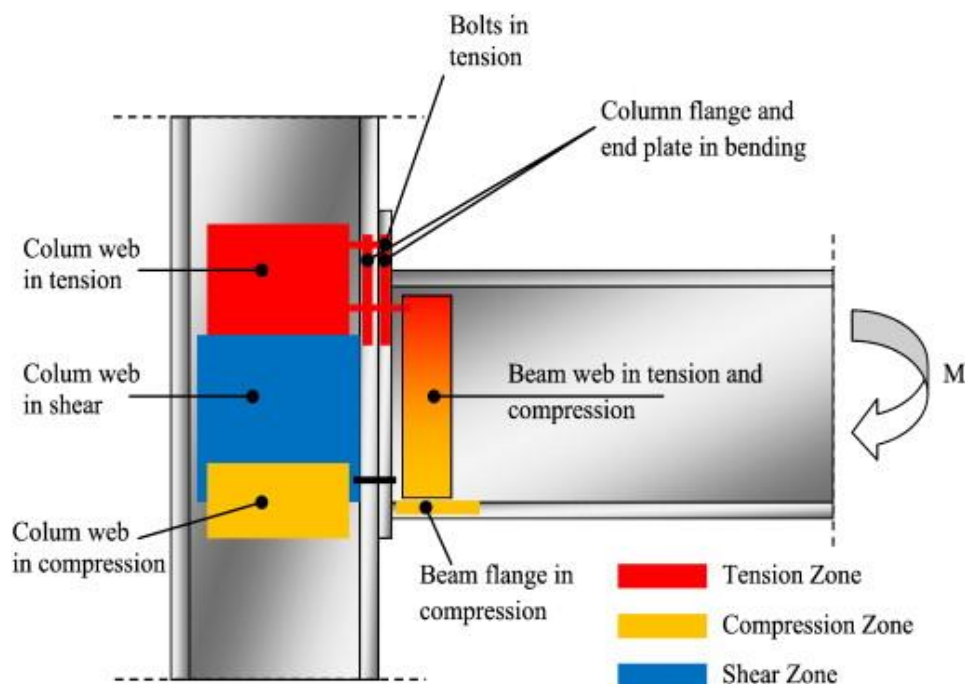


Figura 9.22 – Zonas de uma conexão por *end-plate* (Fonte: *ScienceDirect.com*)

9.3.3. Conexão viga-pilar soldada

O projeto da conexão entre viga e pilar pode exigir que a viga esteja soldada ao pilar. A zona mais crítica é a fixação entre a mesa tracionada da viga e a mesa do pilar, de modo que a força de tração possa ser transferida como uma linha de carga. O momento resistido da viga pode ser obtido em sua interface pela utilização de solda de topo. Alternativamente, soldas de filete podem ser usadas ao longo da seção, sendo sua eficiência proporcional ao tamanho de solda.

A solda tracionada na mesa deve ser estendida também para a alma em pelo menos 50 milímetros de modo a prevenir a quebra na solda na raiz do filete. Outra possível ocorrência é a quebra da solda devida a exaustão de sua ductilidade na região rígida da alma tracionada da viga.

Segundo Horne e Morris (1981), Graham et al. (1959) aplicaram a *yield line theory* em uma conexão viga-pilar completamente soldada e obtiveram uma expressão para a mínima espessura que a mesa do pilar pode ter. A necessidade de enrijecedores na zona tracionada é verificada se

$$T_c > 0,4\sqrt{A_{fb}} \quad (9.19)$$

Onde: T_c – Espessura da mesa;

A_{fb} – Área da seção transversal da mesa tracionada da viga.

Para atender a conexão completamente soldada, pode-se afirmar que os enrijecedores na zona de compressão são necessários se

$$F_c > (T_b + 5k)t_c p_{yc} \quad (9.20)$$

Onde: F_c – Força de compressão;

k – Espessura da mesa + raiz do filete;

t_c – Espessura do enrijecedor da mesa;

p_{yc} – Resistência de projeto do pilar;

T_b – Espessura da viga.

10. FABRICAÇÃO E MONTAGEM

10.1. Considerações iniciais

Diferentemente de estruturas de concreto armado, estruturas metálicas exigem que haja uma avaliação criteriosa da estabilidade dos membros estruturais durante sua montagem, o que necessita que seja feita um prévio planejamento contendo o momento correto de cada etapa da montagem. Basicamente, os documentos que envolvem o dimensionamento de uma estrutura de aço são: projeto básico, projeto estrutural, projeto de fabricação e diagrama de montagem.

O projeto básico contém os elementos básicos que compõem a estrutura com nível de detalhamento que permita a avaliação do custo da obra, definir as técnicas de engenharia que serão utilizadas e o tempo de execução. O projeto de estrutural possui um nível de detalhamento elevando, onde são definidas as cargas, os tipos de perfis, detalhes das conexões e uma prévia estimativa da quantidade de aço que será utilizada. Na elaboração do projeto estrutural, já devem ser conhecidos os processos de manuseio e transporte, bem como equipamentos disponíveis para içamento das peças.

Baseado nos projetos básico e estrutural, o projeto de fabricação irá fornecer para a fábrica todas as informações necessárias para a fabricação das peças, como dimensões, localização dos furos para os parafusos, posicionamento das soldas e outros detalhes significativos. Esse processo geralmente é feito com o auxílio de *softwares* de modelagem tridimensional.

Vale ressaltar que as dimensões das peças metálicas devem ser escolhidas de tal forma que viabilize seu transporte, com relação ao seu peso e tamanho. Outro aspecto importante a ser considerado é se as peças serão içadas assim que chegarem ao canteiro de obras (maior produtividade), caso contrário, deve ser prevista a montagem de um local adequado para o seu armazenamento.

Por fim, é elaborado o diagrama de montagem, que são definidas as numerações das peças, de modo a indicar a sequência de montagem da estrutura, visando, além de maior produtividade, também a segurança dos operários.

10.2. Fabricação

Com o projeto de fabricação já elaborado, o mesmo é fornecido para a indústria responsável pela fabricação dos perfis, sejam soldados, laminados ou dobrados. Em suma, o processo fabril é resumido em: suprimento, preparação da matéria prima, pré-montagem, tratamento dos perfis e controle de qualidade.

10.2.1. Suprimento

Nessa primeira etapa, a partir do projeto de fabricação, a empresa é capaz de elaborar uma relação de todos os elementos necessários para a fabricação dos perfis, como chapas, parafusos, arruelas e outros. É feito então o pedido para os fornecedores (usinas siderúrgicas ou empresas revendedoras) da quantidade necessária para a tender a demanda.

Quando esses materiais chegam à fábrica, os mesmos são armazenados em locais apropriados para que sejam utilizados conforme o cronograma de fabricação, visando uma maior produtividade e que atenda aos prazos estipulados para o fornecimento dos perfis prontos.

10.2.2. Preparação da matéria prima

A preparação da matéria prima consiste nas etapas de corte e furação das peças metálicas. A matéria prima que é fornecida a fábrica possui dimensões padrões que, na maioria das vezes, não atendem a demanda. Portanto, utiliza-se o processo de corte, que pode ser mecânico, por serras e guilhotinas, térmico, por maçarico, ou corte a laser.

Após o corte das peças nas dimensões conforme especificado em projeto são feitas as furações, que podem ser executadas por broca ou punção. A furação feita por broca é um processo que produz furos cilíndricos através do movimento relativo de rotação entre a peça e a ferramenta multi/monocortante. Já a furação por puncionamento promove o cisalhamento da área a ser furada executado por um pistão de uma prensa.

10.2.3. Pré-montagem

A pré-montagem consiste na união das peças que irão constituir o perfil através do ponteamto de solda, que somente irá permitir que as peças fiquem unidas para uma posterior solda ou parafusamento definitiva.

10.2.4. Tratamento dos perfis

Nesse processo, ocorre o tratamento dos perfis contra o ambiente corrosivo ao qual a estrutura estará submetida. Primeiramente ocorre a limpeza dos perfis, onde são retirados resíduos de óleos, graxas ou partes oxidadas com a utilização de solvente ou jatos abrasivos.

Feita previamente a limpeza, o perfil passa por pintura com espessura e quantidade de demão que variam com o grau de agressividade do ambiente e, por cima, é feita a pintura de acabamento com base poliuretânica.

Em alguns casos, há a necessidade das peças passarem pelo processo de galvanização, que consiste na aplicação de uma camada de zinco na superfície do aço. O zinco protege a estrutura de duas maneiras: reveste a superfície contra a corrosão da parte metálica, e se torna um “metal de sacrifício”, ou seja, é o material que se oxida antes do aço do perfil devido ao seu menor poder de redução.

10.2.5. Controle de qualidade

Todos os processos que envolvem a fabricação das peças a serem utilizadas em uma estrutura de aço devem passar por rigorosa inspeção por profissionais qualificados para tal função. Geralmente, as inspeções são feitas no ato de recebimento do aço pela fábrica, nas ligações por soldas e parafusagens, e nas pinturas e tratamentos anti-corrosivos.

10.3. Montagem

A importância de um diagrama de montagem bem definido permite que a montagem final da estrutura ocorra dentro do prazo estipulado e sem o surgimento de custos adicionais devido a possíveis imprevistos. Antes do processo, o responsável pela obra deve passar todas as informações necessárias para a correta montagem da estrutura.

Segundo Matias de Paula (2018), aconselha-se que, nos casos onde as ligações serão feitas *in loco*, optar por ligações aparafusadas pois, devido a alta complexidade e exigência técnica para execução de ligações soldadas, pode-se aumentar consideravelmente a probabilidade de ocorrência de falhas.

10.4. Considerações finais

Diferente das estruturas de concreto armado, as estruturas metálicas exigem um prévio planejamento de sua montagem, onde há uma avaliação criteriosa da estabilidade das peças durante esse processo. A duração e a complexidade da montagem varia conforme o porte da estrutura, tipos de conexões, e equipamentos utilizados.

Para resumir o que foi abordado no capítulo, vale mencionar a lista de dez cuidados essenciais que devem ser tomados durante a montagem de estruturas metálicas, citados pelo engenheiro civil Eduardo Dalgean no site Engenharia Concreta.

1. Cuidados com o transporte: O veículo de transporte deve possuir capacidade de carga e ter dimensões equivalentes às peças transportadas. Além disso, deve-se tomar precauções quanto ao trajeto, que pode possuir limitações de altura, largura e peso máximo dos veículos;
2. Armazenamento: O armazenamento deve ter tamanho suficiente para acomodar as peças com segurança e protege-las contra agentes corrosivos;
3. Escolha dos equipamentos: A montagem da estrutura exige a utilização de maquinários responsáveis pelo içamento vertical das peças, como guindastes e guias. Portanto, a escolha desse maquinário deve ser baseada nos critérios: altura total da estrutura, carga máxima de içamento, raio de operação do equipamento, maior momento de tombamento e posicionamento do equipamento durante a montagem. Além disso, as condições naturais também devem ser consideradas, como: resistência do solo sob o maquinário, incidência de ventos e nivelamento do terreno;
4. Técnicas de içamento adequadas: O içamento incorreto pode provocar acidentes graves, logo dois aspectos devem ser averiguados: a carga útil da peça, que permitirá o adequado funcionamento dos guindastes e guias, e o centro de gravidade da peça, que é essencial para garantir a estabilidade das peças durante o içamento;

5. Cuidados com as ligações soldadas: É de responsabilidade do montador da estrutura que verifique a qualidade e segurança das ligações soldadas conforme os detalhes previstos em projeto;
6. Cuidados com as ligações parafusadas: Deve-se separar e classificar os parafusos, pois podem existir parafusos de diversos tipos, comprimentos e diâmetros. Além disso, averiguar o toque aplicado ao parafuso, dado que esse torque não deve exceder o indicado para cada tipo de parafuso e o limite determinado pelas ligações;
7. Limites de tolerância da estrutura: Para cada peça são indicados limites de tolerância a serem observados, os quais são: tolerância industrial, tolerância de fabricação e tolerância de montagem. Segundo o Eurocode, essas tolerâncias são classificadas como:
 - Normais: Limites para todos os tipos de edificações;
 - Particulares: São mais rigorosas que as normais, mas que se aplicam a determinados componentes;
 - Especiais: São as mais rigorosas, mas se aplicam a determinada estrutura ou projeto.

O responsável pela montagem deve se atentar aos erros existentes com base nos limites de tolerância, de modo a não prejudicar o desempenho da estrutura e talvez inviabilizar sua montagem;

8. Estabilidade estrutural durante a montagem: Para garantir a estabilidade da estrutura, não só na fase final, mas também durante cada fase de montagem o diagrama de montagem deve ser completamente obedecido;
9. Profissionais especializados: A montagem de estruturas metálicas exige a utilização de diversos equipamentos e técnicas específicas, por isso é essencial que a equipe contratada para tal serviço seja devidamente qualificada para garantir a segurança, o custo e a qualidade do produto final;
10. Equipamentos de segurança: Além da preocupação em garantir a montagem correta da estrutura, não se pode esquecer da integridade física dos trabalhadores durante a tarefa. Por isso, devem ser utilizados equipamentos de proteção individual e coletivos. O grande risco da montagem de estruturas metálicas é o risco de quedas, portanto recomenda-se a utilização dos seguintes equipamentos:
 - Escadas permanentes ou temporárias;

- Pisos metálicos ou pranchas no andar inferior;
- Plataformas modulares temporárias;
- Guarda-corpos, barreiras e sistemas de proteção de quedas;
- Pontos de ancoragem;
- Cabos guia;
- Redes de segurança.

11. FERRAMENTAS COMPUTACIONAIS

11.1. MASTAN2

O *software* MASTAN2 foi desenvolvido pelos professores Ronald D. Ziemian e William McGuire das universidades de Bucknell e Cornell, respectivamente, e disponibilizado gratuitamente em conjunto com o livro *Matrix Structural Analysis 2nd Edition*. O Mastan2 se trata de uma ferramenta gráfica interativa que fornece pré-processamento, análise e capacidade de pós-processamento. A opção de pré-processamento permite a definição da geometria estrutural, características do apoio, magnitude das cargas e propriedades dos elementos. As rotinas de análise de primeira ordem, segunda ordem geométrica, de plasticidade e frequência natural de pórticos tridimensionais e treliças. Os recursos de pós-processamento incluem a interpretação do comportamento da estrutura através de diagramas.

Esta ferramenta possui a interface bastante amigável, o que favorece o seu correto uso por estudantes e profissionais de engenharia. Além disso, devido ao formato modular ao qual o MASTAN2 foi escrito, possibilita ao usuário implementar análises adicionais ou rotinas alternativas através da manipulação dos códigos programados.

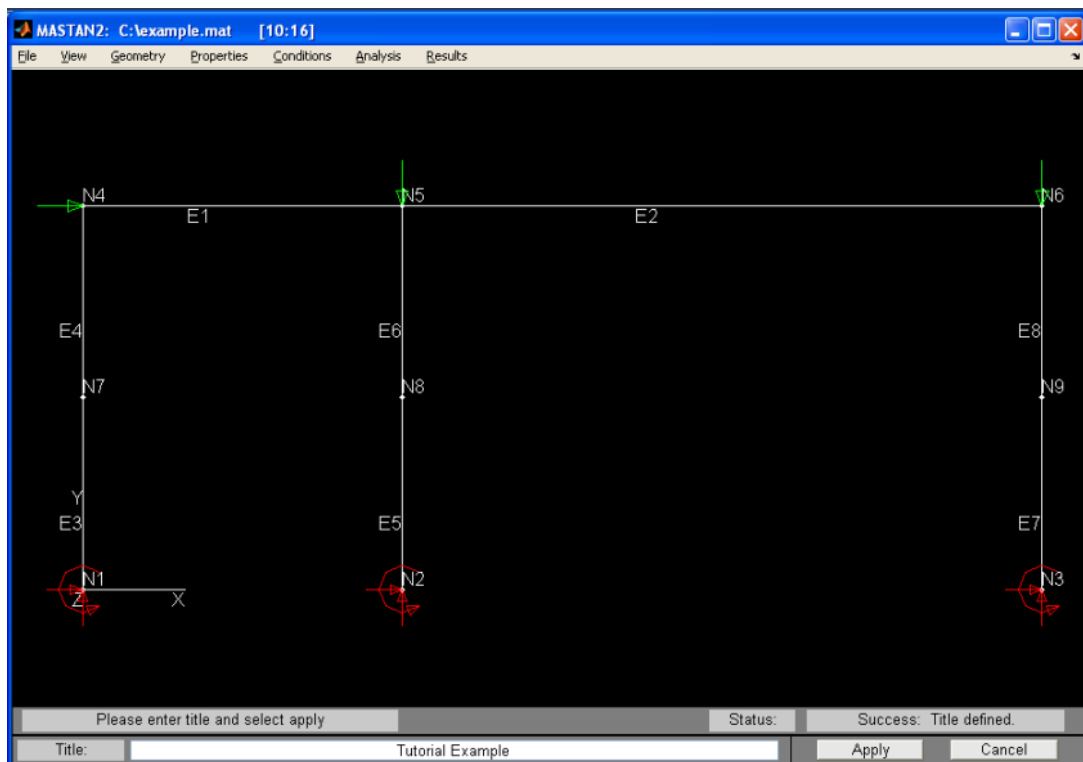


Figura 11.1 – Interface do MASTAN2

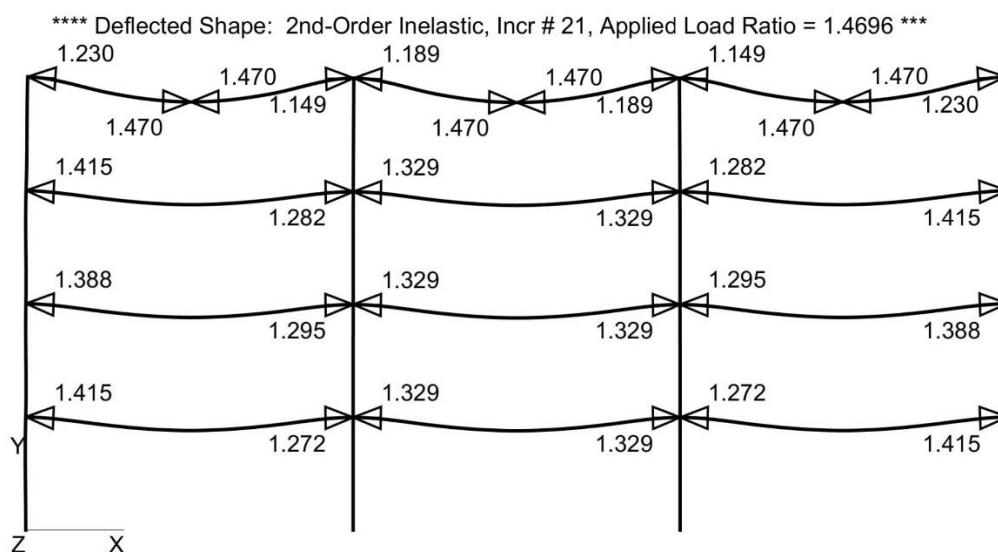


Figura 11.2 – Exemplo de resultado de uma análise inelástica de 2ª ordem com as respectivas rótulas plásticas formadas (SARAIWA, 2018)

11.2. Robot Structural Analysis

O *Robot Structural Analysis* é uma ferramenta desenvolvida pela Autodesk que utiliza os conceitos de plasticidade distribuída pelo método das fibras (subcapítulo 4.5) em suas rotinas de cálculo, os quais são:

- I. Mudança na rigidez da estrutura devido à plastificação parcial da seção;
- II. Exclusão da análise das tensões provocadas por forças transversais e torcionais;
- III. Ausência de divisões em fibras ao longo da espessura da mesa e da alma, ou seja, somente se divide ao longo da largura da mesa e altura da alma.

Segundo a desenvolvedora, o *Robot* permite ao usuário análises lineares e não-lineares de modelos de edificações, pontes, conexões e outros tipos de estruturas. Além disso, é possível definir inúmeros tipos de análises avançadas, como análises estáticas, análises modais, análises sísmicas, análises de vibração e análises temporais históricas.

Essa ferramenta tem como base o Eurocode como forma mais similar de análise. Porém, suas configurações podem ser modificadas para se adequar às normas brasileiras.

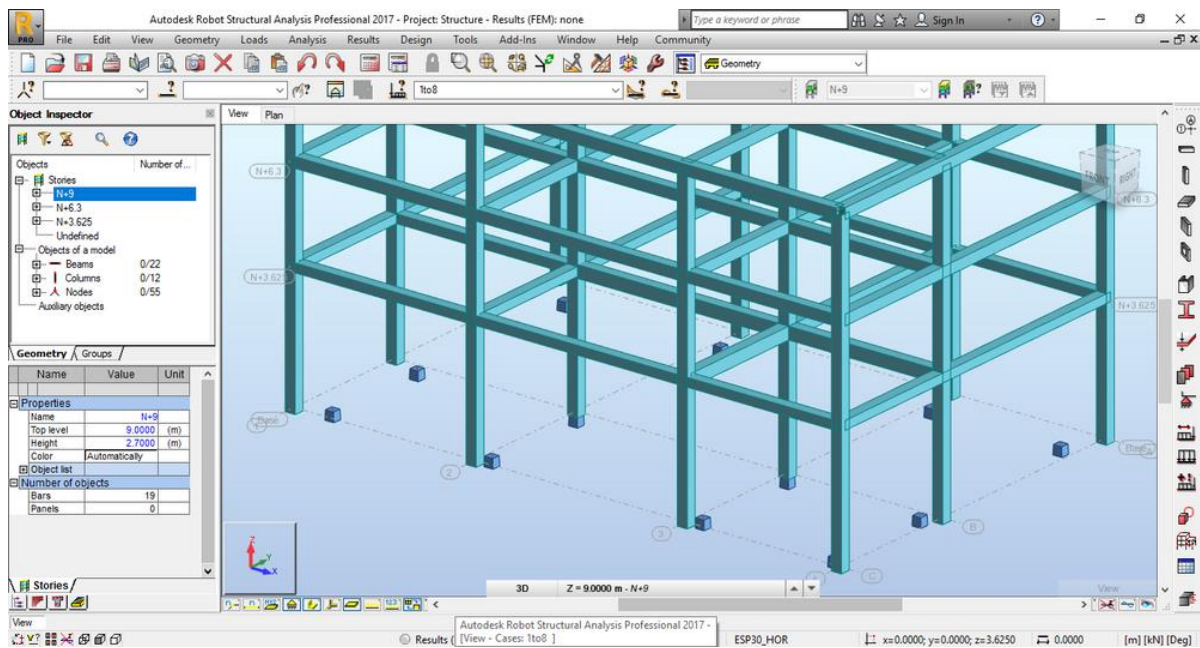


Figura 11.3 – Interface do *Robot Structural Analysis* (Fonte: forums.autodesk.com)

11.3. Viga Mista 3.0

Assim como citado no subcapítulo 8.3.3, uma solução eficiente e econômica quando são previstas lajes em concreto armado apoiadas sobre perfis metálicos é inserir nos cálculos a resistência conjunta dos materiais. Portanto, para se verificar se as solicitações de cálculo estão em conformidade com as resistências de cálculo pode-se utilizar o *software* Viga Mista 3.0.

O *Viga Mista 3.0* é uma ferramenta numérica desenvolvida pelo Departamento de Engenharia de Estruturas da Escola de Engenharia de São Carlos (USP), que permite obter os esforços resistentes de cálculo de vigas mistas de aço e concreto simplesmente apoiadas, compostas por perfis de aço com seção transversal I, sendo soldados ou laminados, conectados à lajes de concreto que pode ser maciça ou com fôrma de aço incorporada.

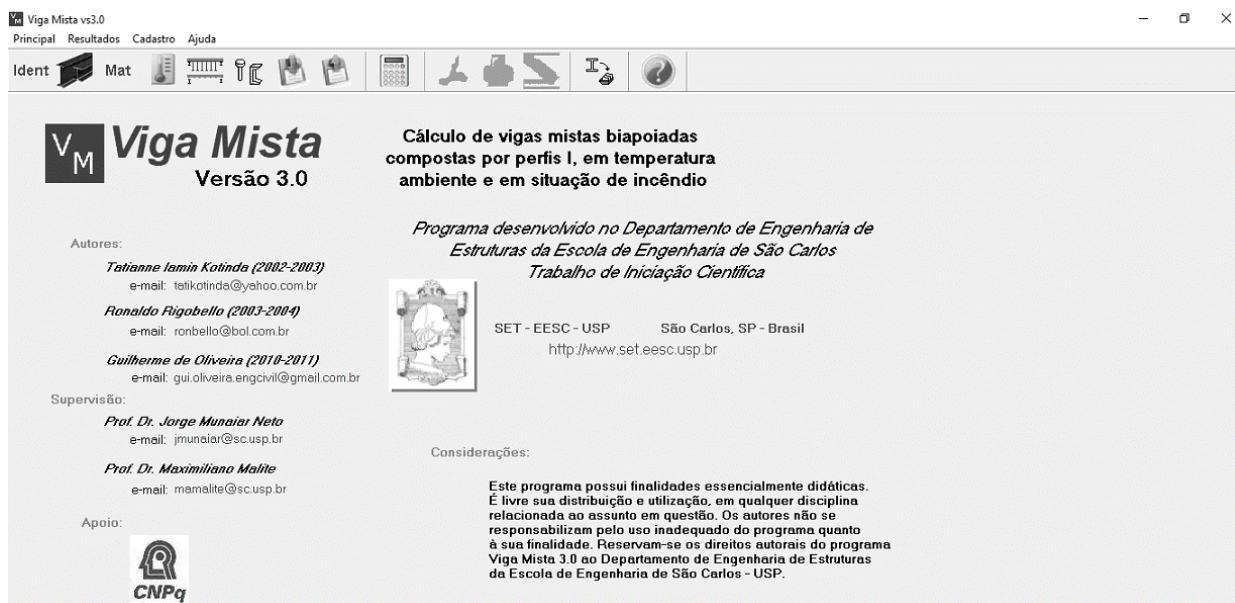


Figura 11.4 – Interface do Viga Mista 3.0

11.4. STRAP

O STRAP (*Structural Analysis Programs*) é um software israelense de análise estrutural por elementos finitos, que utiliza sua gama de recursos para facilitar e agilizar a modelagem e a análise de estruturas simples e complexas. Essa ferramenta é capaz de dimensionar e analisar estruturas de perfis laminados, soldados, de chapa dobrada e de vigas e pilares mistos por diversas normas.

Seu ambiente é totalmente gráfico e de multiprocessamento, o que permite que o usuário rapidamente modele e analise sua estrutura. Além disso, há uma biblioteca de 41 tipos de seções transversais e que ainda permite que o usuário possa criar seções transversais específicas do seu projeto.

Dentre os diversos módulos que o software possui, vale ressaltar um que é de extrema importância no contexto do tema desse guia, que é o Módulo de Análise de Deformações (SWAY). Esse módulo permite a análise global da estrutura quanto ao seu deslocamento, permitindo o dimensionamento de acordo com os deslocamentos limites impostos pelo projetista, podendo ser deslocamentos de um ponto qualquer da estrutura ou deslocamento relativo entre dois pontos.

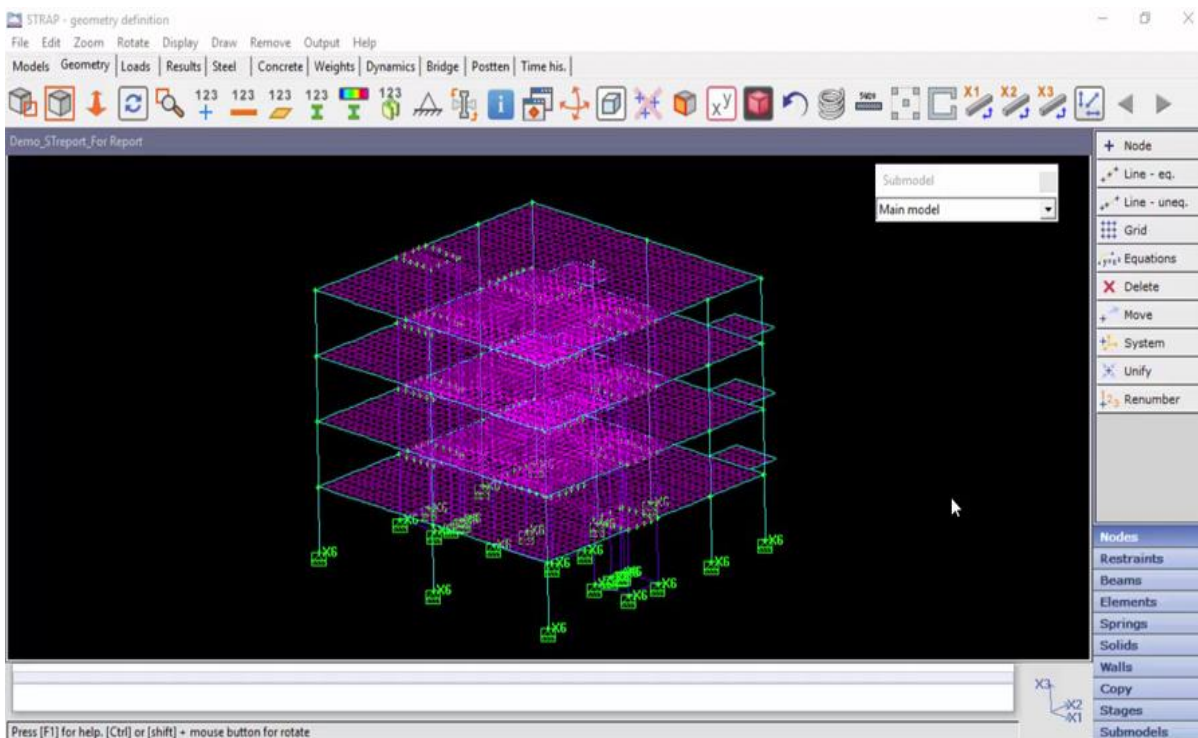


Figura 11.5 – Interface do STRAP (Fonte: www.civilax.com)

11.5. SAP2000

Assim como o STRAP, o SAP2000 é um software com interface 3D baseado no método de elementos finitos para modelagem, análise e dimensionamento de diversos tipos de estruturas.

Segundo o desenvolvedor, o SAP2000 possui diversas ferramentas de análise e processos que permitem a consideração de grandes deslocamentos em cada etapa da estrutura, análise modal baseada em casos de cargas não lineares, análises onde há a não linearidade dos materiais, análise de colapso progressivo. As análises não lineares podem ser estáticas e/ou em função do tempo, com opção para análise dinâmica, temporais ou por integração direta.

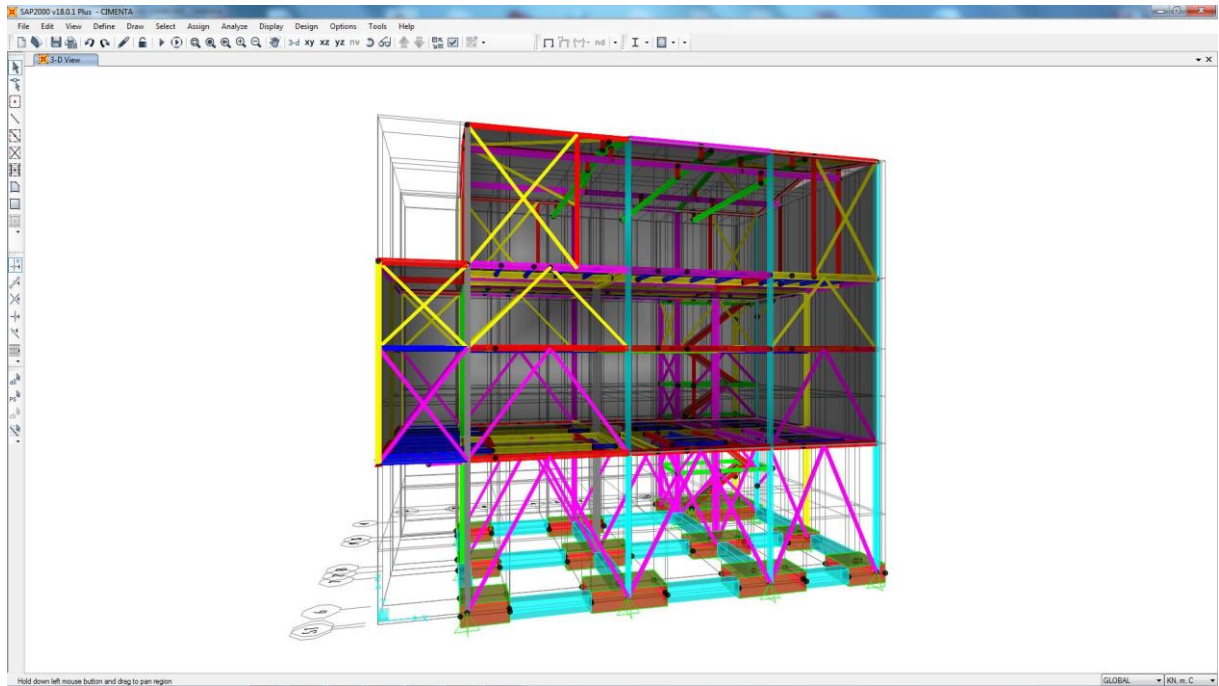


Figura 11.6 – Interface do SAP2000 (Fonte: *academia.ingnova.es*)

12. EXEMPLO DE DIMENSIONAMENTO: GALPÃO DE DUAS ÁGUAS

12.1. Considerações iniciais

Diante de toda abordagem teórica e prática feita até então no presente projeto, exemplifica-se neste capítulo o dimensionamento de um galpão metálico, para armazenamento de cereais, de duas águas em regime plástico, com o auxílio da ferramenta MASTAN2 para realização das análises de instabilidade da estrutura bem como a verificação dos deslocamentos verticais e horizontais.

As características geométricas da estrutura são listadas na tabela 12.1.

Tabela 12.1 – Características do galpão exemplificado

Vão livre (m)	20,0
Comprimento (m)	50,0
Altura dos pilares (m)	5,0
Inclinação das vigas	15°
Espaçamento entre terças (m)	2,0
Espaçamento entre pórticos (m)	5,0

12.2. Escolha dos materiais

O aço escolhido, conforme os requisitos abordados do subcapítulo 7.2.1, é o ASTM A 572 Grau 50 com tensão de escoamento de 3500 kgf/cm².

Os perfis escolhidos para o dimensionamento devem estar em conformidade com os limites de esbeltez impostos pela BS-5950 (anexo I), de modo a evitar efeitos de instabilidade local nas peças. Além disso, os perfis devem ser prioritariamente de classe 1, pois possuem característica de capacidade elevada de rotação plástica, permitindo a redistribuição dos esforços. Portanto, os perfis escolhidos são:

Tabela 12.2 – Perfis escolhidos para o dimensionamento, sendo o primeiro para as vigas e o segundo para os pilares

BITOLA mm x kg/m	Massa Linear kg/m	d mm	b _r mm	ESPESSURA		h mm	d' mm	Área cm ²	EIXO X - X			
				t _w mm	t _f mm				I _x cm ⁴	W _x cm ³	r _x cm	Z _x cm ³
W 310 x 23,8	23,8	305	101	5,6	6,7	292	272	30,7	4346	285,0	11,89	333,2
W 310 x 28,3	28,3	309	102	6,0	8,9	291	271	36,5	5500	356,0	12,28	412,0

12.3. Ações na estrutura

As ações atuantes na estrutura são as permanentes e as variáveis. As ações permanentes são decorrentes do peso próprio dos elementos que constituem a estrutura, os quais são:

Tabela 12.3 – Elementos constituintes das ações permanentes

Ações	Carga
Peso próprio do perfil	Varia com o perfil escolhido
Terças de perfis U em chapa dobrada	3,0 kgf/m ²
Contraventamento	2,0 kgf/m ²
Espaçadores e travamentos	1,0 kgf/m ²
Dutos e instalações	4,0 kgf/m ²
Telhas (trapezoidais galvanizadas, e=5mm)	5,0 kgf/m ²
Carga permanente	15 kgf/m ² + peso do perfil escolhido
Sobrecarga	10 kgf/m ²

Em coberturas de estruturas comuns são sujeitas a acúmulos de qualquer material, a NBR-8800 prevê a utilização de uma sobrecarga de 25 kgf/m². Porém, este valor é bastante elevado para galpões leves de armazenamento de cereais. Esta sobrecarga equivaleria, por exemplo, a um homem de aproximadamente 75 quilos a cada 3 metros quadrados para a realização de manutenção na cobertura, algo que não ocorre na prática. Por isso, De Paula (2016) indica a utilização de uma sobrecarga de 10 kgf/m².

Para determinar as ações do vento teve-se como base o subcapítulo 7.4. Os parâmetros obtidos são apresentados na tabela 12.4.

Tabela 12.4 – Parâmetros da ação do vento obtidos

Velocidade básica (V_0)	35 m/s (Distrito Federal)
S1	1,0
S2	0,89 (Obtido por interpolação)
S3	0,95
Categoria	III (Zona rural cercada de sebes)
Classe	B
Velocidade característica (V_k)	29,6 m/s
Pressão dinâmica (q_v)	54,8 kgf/m ²

A pressão atuante nas paredes e coberturas da edificação são função da pressão dinâmica, dos coeficientes de pressão externos e do coeficiente de pressão interna.

O coeficiente de pressão interna (C_{pi}) função da forma e das aberturas presentes na edificação. O galpão adotado possui abertura predominante em uma face, e outras faces de igual permeabilidade. Ao se considerar uma razão de 1,75 entre a abertura principal e todas as outras aberturas, encontra-se um coeficiente $C_{pi} = \pm 0,4$.

Os coeficientes de pressão externa C_{pe} são função das dimensões da estrutura. Estes coeficientes são encontrados através das tabelas 4 e 5 da NBR 6123, sendo dados valores para o caso em que o vento atua na direção de 0° ou a 90° em relação ao galpão.

Para se encontrar a combinação $C_p = (C_{pe} - C_{pi})$ foram feitas 4 combinações (vento a 0° ou 90° e $C_{pi} = +0,4$ ou $C_{pi} = -0,4$), sendo então tidos como relevantes os pórticos submetidos à carga de vento de sucção e de pressão mais críticas. O carregamento devido ao vento é, então:

$$p_v = C_p \times q_v \quad (12.1)$$

Como p_v é dado em kgf/m², para se obter o carregamento linear devido ao vento, multiplica-se o carregamento p_v pela distância entre os pórticos (5 metros). Assim, tem-se os carregamentos de vento de sucção e vento de pressão.

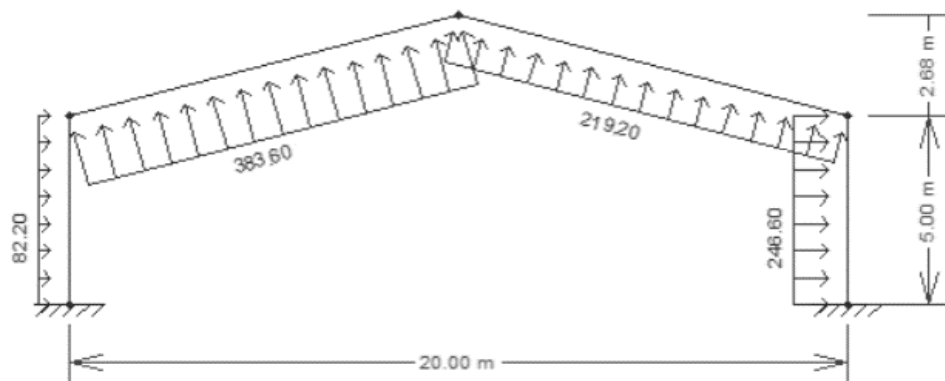


Figura 12.1 – Carregamento de vento de sucção mais crítico (kgf/m)

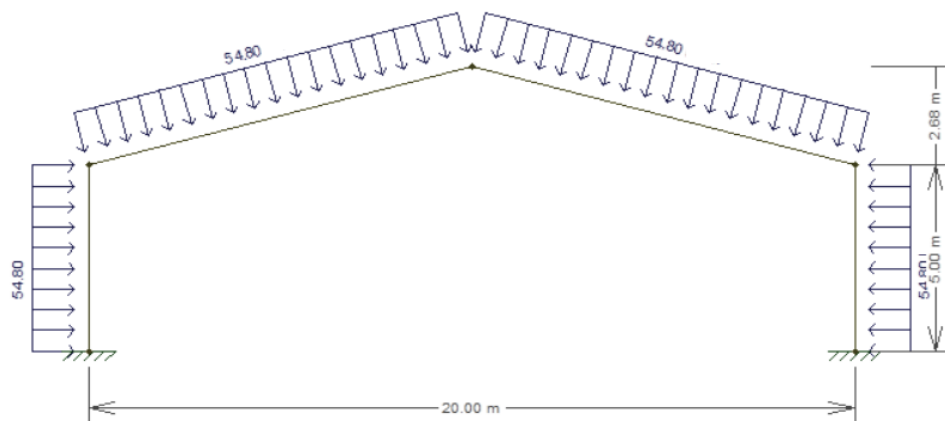


Figura 12.2 – Carregamento de vento de pressão mais crítico (kgf/m)

12.4. Combinações de carga

As combinações das cargas foram feitas com base no subcapítulo 7.4.5, as quais são:

- a) $0,9P + V_s$
- b) $P + V_p + 0,5S$
- c) $P + S + 0,6V_p$

12.5. Análises

As análises foram feitas através da utilização do *software* MASTAN2 para verificação do Estado Limite último e Estado Limite de Serviço, conforme as diretrizes presentes no subcapítulo 7.6.

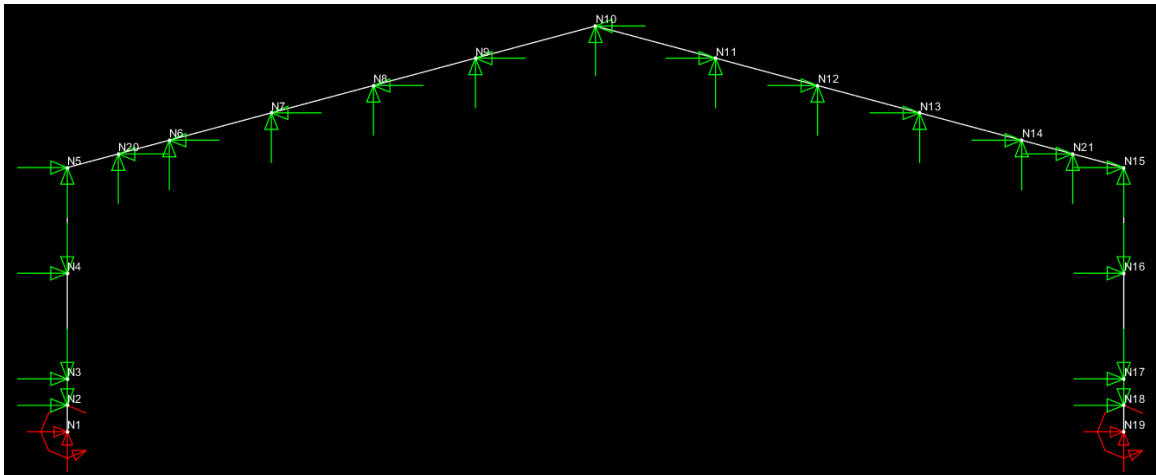


Figura 12.3 – Lançamento do pórtico no MASTAN2

12.5.1. Combinação a)

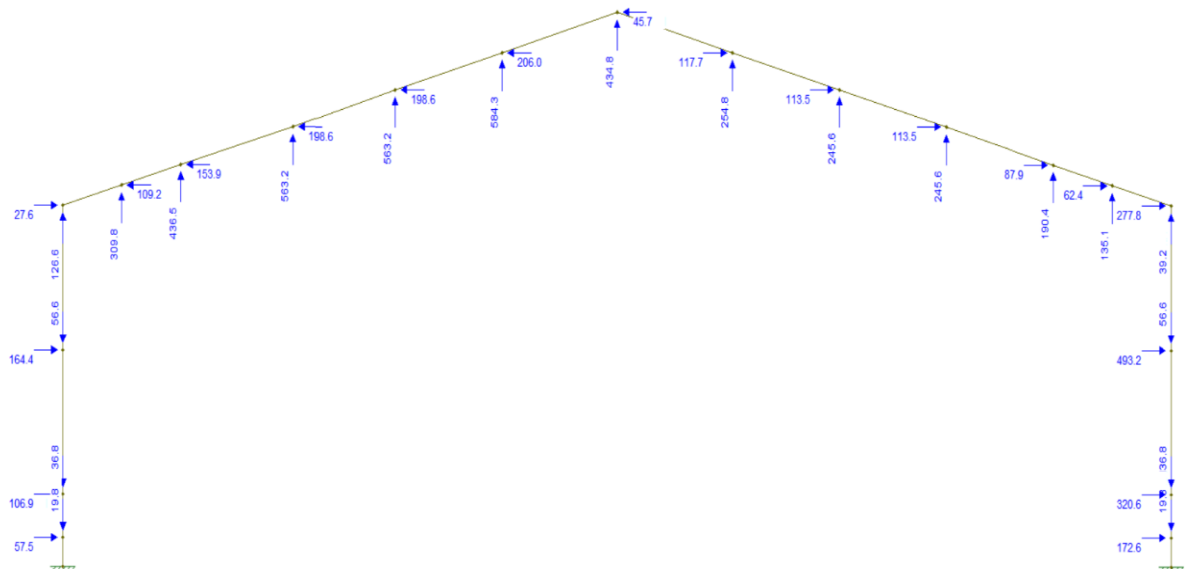


Figura 12.4 – Cargas da combinação a) em kgf

Para a verificação do Estado Limite Último, é realizada uma análise plástica de primeira ordem, pois os membros se encontram tracionados (não há carga crítica). A primeira rótula plástica ocorre para um fator de carga de 2,50 e o fator de carga obtido é de 3,43. Ambos os resultados estão de acordo com a segurança e estabilidade da estrutura.

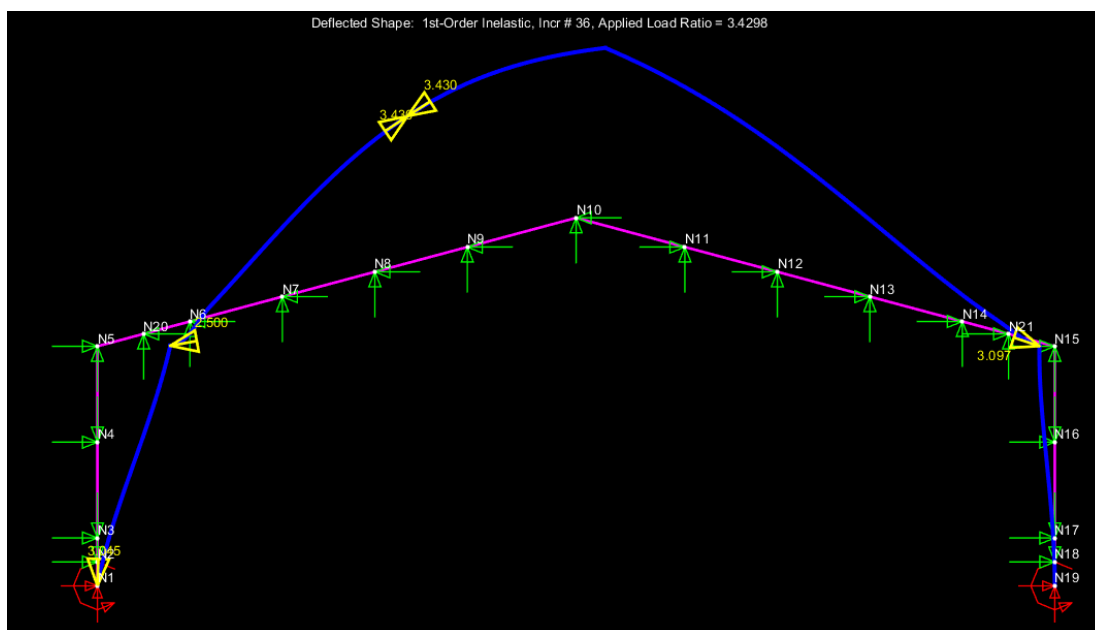


Figura 12.5 – Análise plástica de 2ª ordem para a combinação a)

Para a verificação do Estado Limite de Serviço, é realizada uma análise elástica de primeira ordem. Verificando os deslocamentos em todos os nós, percebe-se que o nó 9 (N9) possui um deslocamento vertical de 0,05 metros, o que está de acordo com as especificações normativas (tabela 7.2). Quanto ao deslocamento horizontal, o maior valor apresentado é do nó 5 (N5) no topo do pilar, de 0,009 metros, o que também está de acordo com as especificações normativas (tabela 7.3).

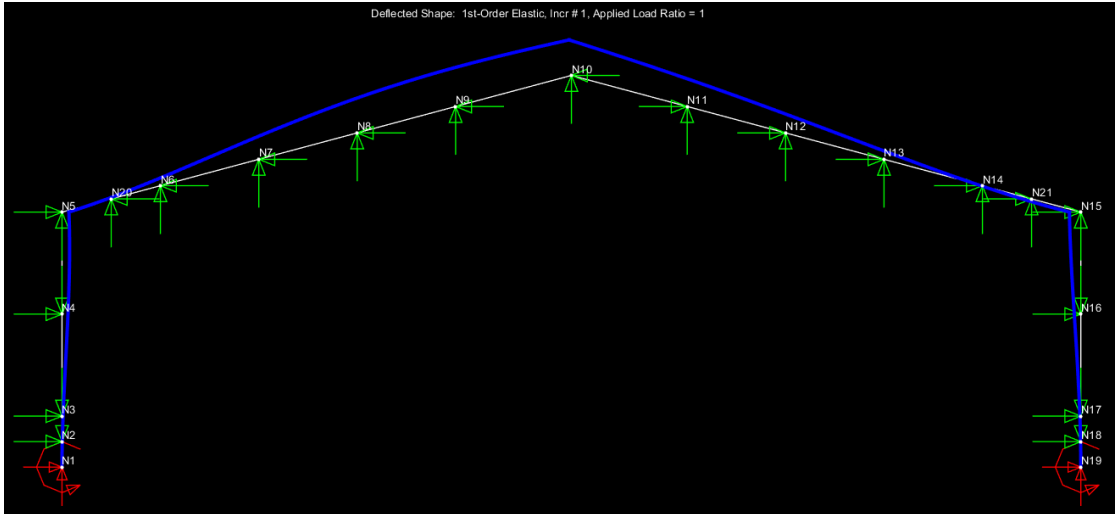


Figura 12.6 – Análise elástica de primeira ordem para a combinação a)

12.5.2. Combinação b)

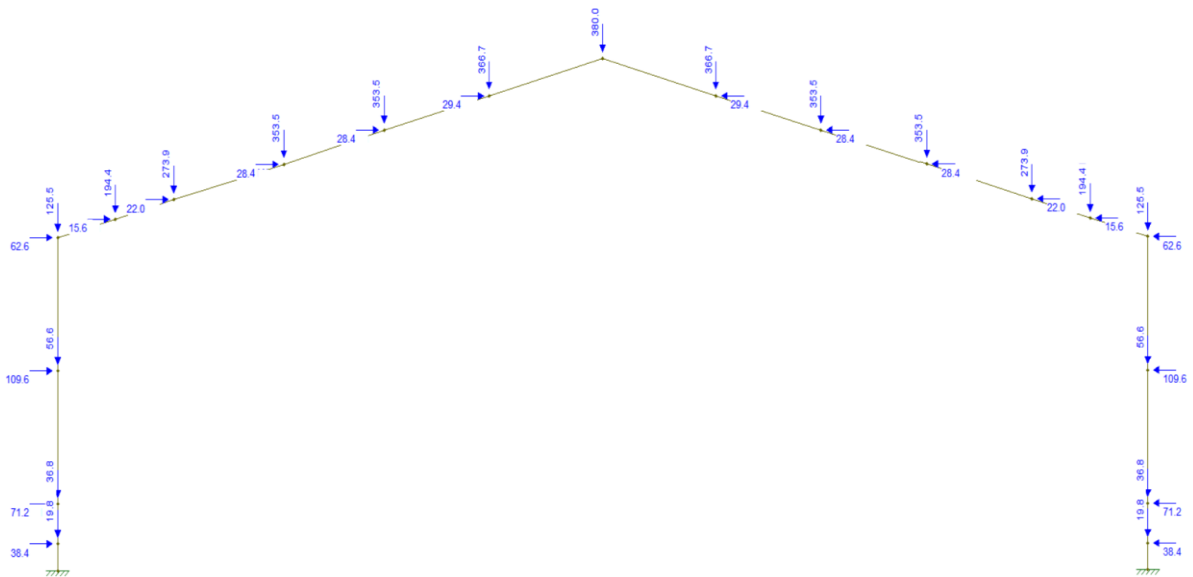


Figura 12.7 – Cargas da combinação b) em kgf

Para a verificação do Estado Limite Último, é realizada uma análise plástica de segunda ordem. A primeira rótula plástica ocorre para um fator de carga de 3,052 e o fator de carga obtido é de 3,84. Ambos os resultados estão de acordo com a segurança e estabilidade da estrutura.

A carga de colapso crítico, obtido pela análise elástica de carga crítica, é 52,186. E, pela análise plástica de primeira ordem tem-se um fator de carga de 3,148. Como λ_{cr} é maior que 14, o método de Rankine-Merchant prevê que o fator de carga de colapso plástico de primeira e de segunda ordem são aproximadamente os mesmos, fato que pode ser verificado através da análise, havendo uma diferença de apenas 0,692 entre eles.

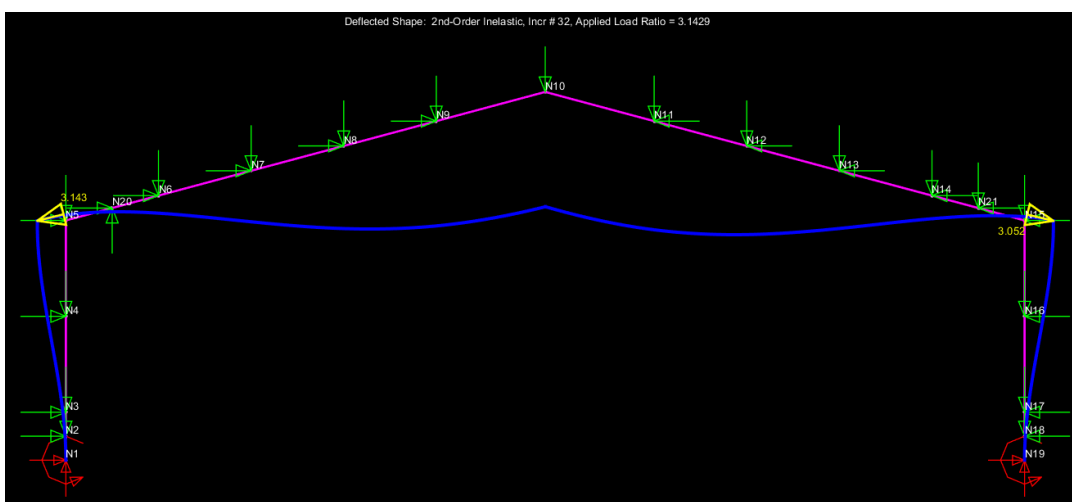


Figura 12.8 – Análise plástica de 2ª ordem para a combinação b)

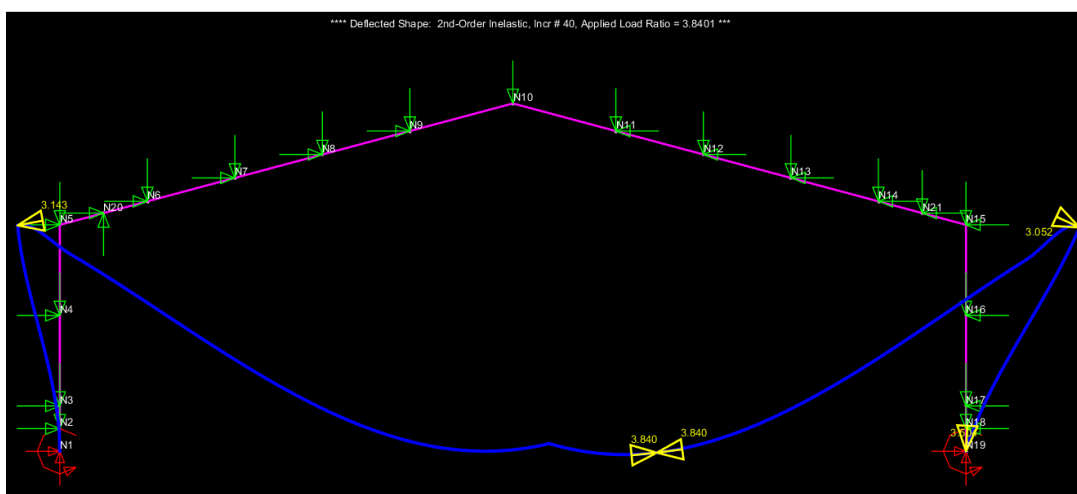


Figura 12.9 – Análise plástica de 2ª ordem para a combinação b)

Para a verificação do Estado Limite de Serviço, é realizada uma análise elástica de segunda ordem. Verificando os deslocamentos em todos os nós, percebe-se que o nó 10 (N10) possui um deslocamento vertical de 0,05 metros, o que está de acordo com as especificações normativas (tabela 7.2). Quanto ao deslocamento horizontal, o maior valor apresentado é do nó 5 (N5) no topo do pilar, de 0,013 metros, o que também está de acordo com as especificações normativas (tabela 7.3).

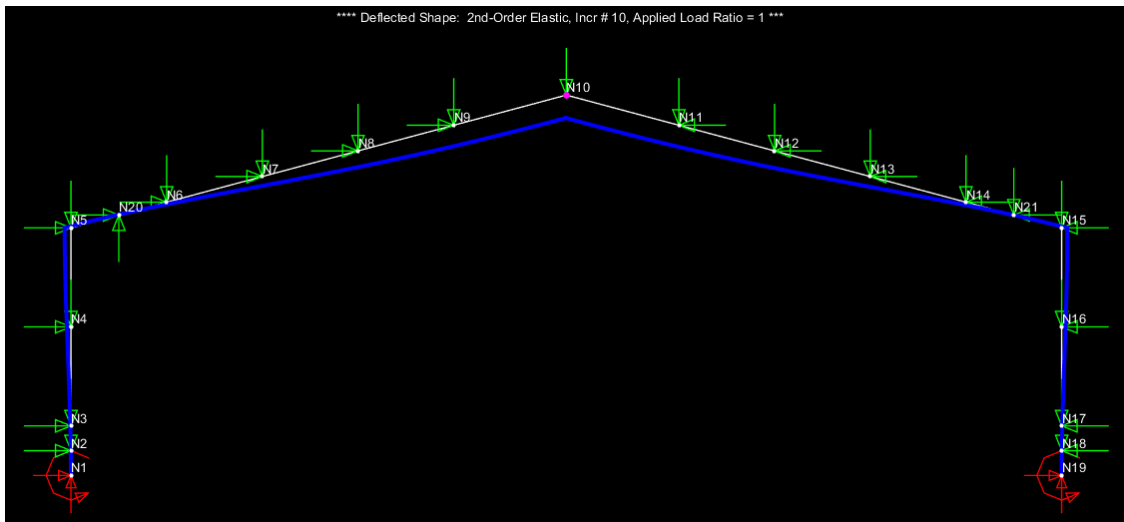


Figura 12.10 – Análise elástica de 2ª ordem para a combinação b)

12.5.3. Combinação c)

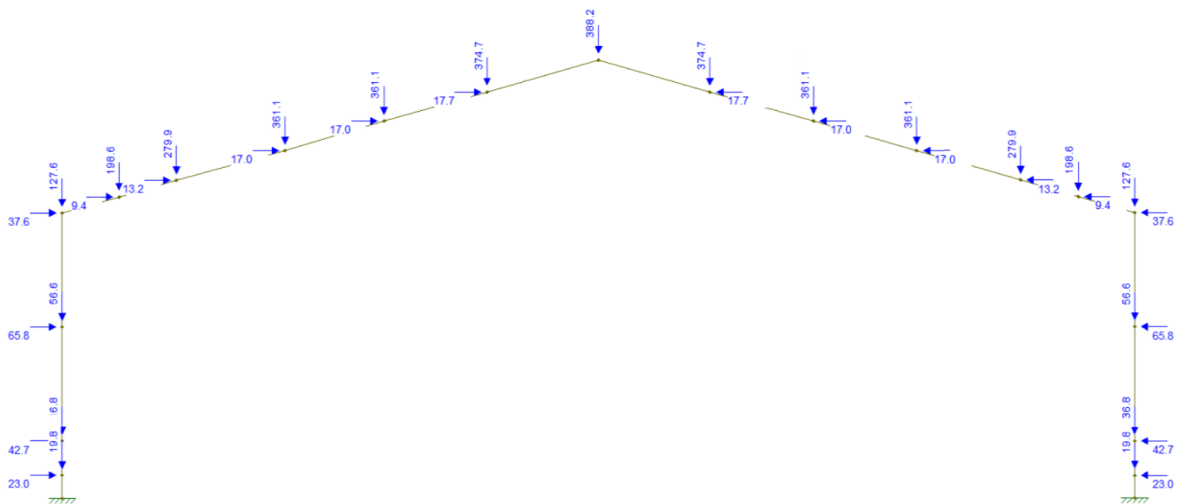


Figura 12.11 – Cargas da combinação c) em kgf

Para a verificação do Estado Limite Último, é realizada uma análise plástica de segunda ordem. A primeira rótula plástica ocorre para um fator de carga de 2,898 e o fator de carga obtido é de 3,624. Ambos os resultados estão de acordo com a segurança e estabilidade da estrutura.

A carga de colapso crítico, obtido pela análise elástica de carga crítica, é 49,486. E, pela análise plástica de primeira ordem tem-se um fator de carga de 4,048. Como λ_{cr} é maior que 14, o método de Rankine-Merchant prevê que o fator de carga de colapso plástico de primeira e de segunda ordem são aproximadamente os mesmos, fato que pode ser verificado através da análise, havendo uma diferença de apenas 0,0424 entre eles.

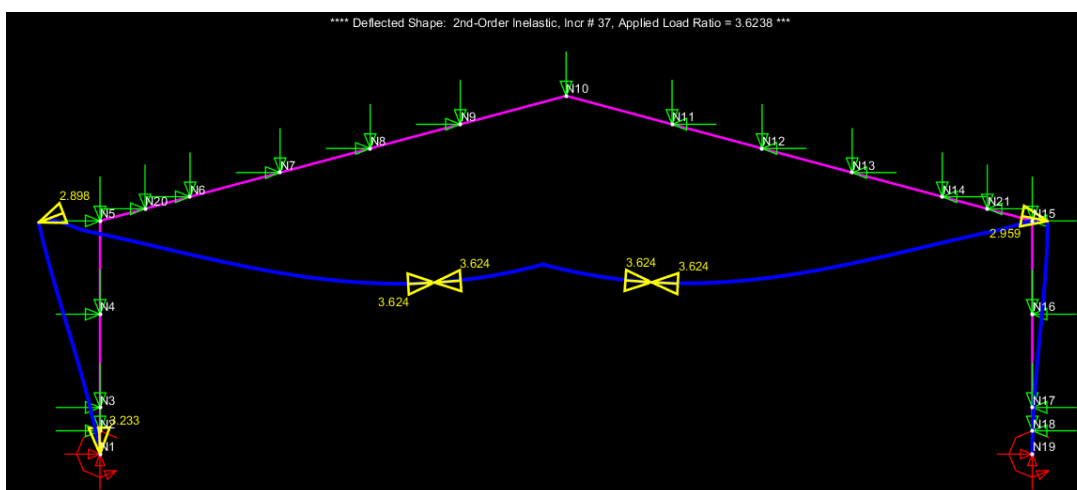


Figura 12.12 – Análise plástica de 2ª ordem para a combinação c)

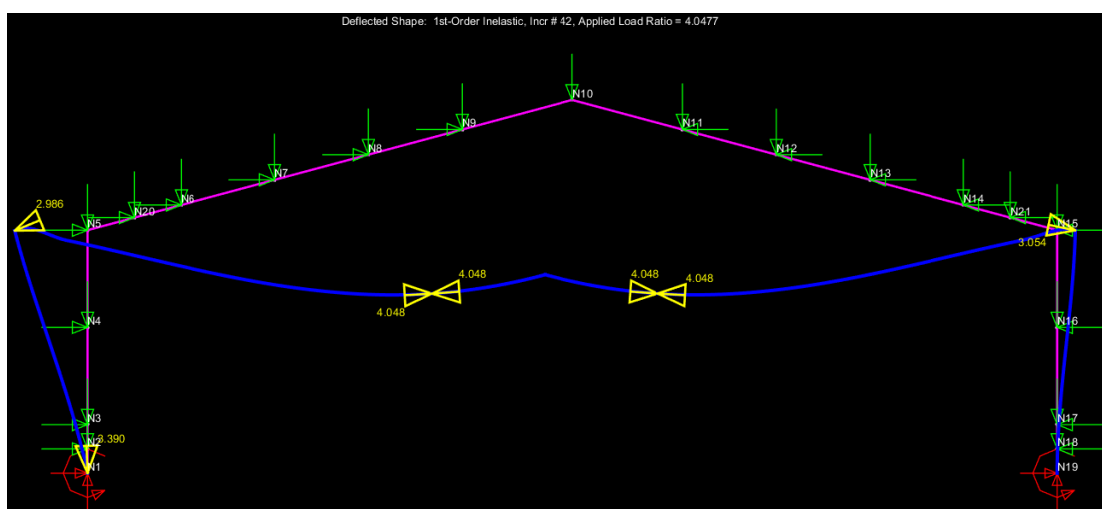


Figura 12.13 – Análise plástica de 1ª ordem para a combinação c)

Para a verificação do Estado Limite de Serviço, é realizada uma análise elástica de segunda ordem. Verificando os deslocamentos em todos os nós, percebe-se que o nó 10 (N10) possui um deslocamento vertical de 0,048 metros, o que está de acordo com as especificações normativas (tabela 7.2). Quanto ao deslocamento horizontal, o maior valor apresentado é do nó 5 (N5) no topo do pilar, de 0,013 metros, o que também está de acordo com as especificações normativas (tabela 7.3).

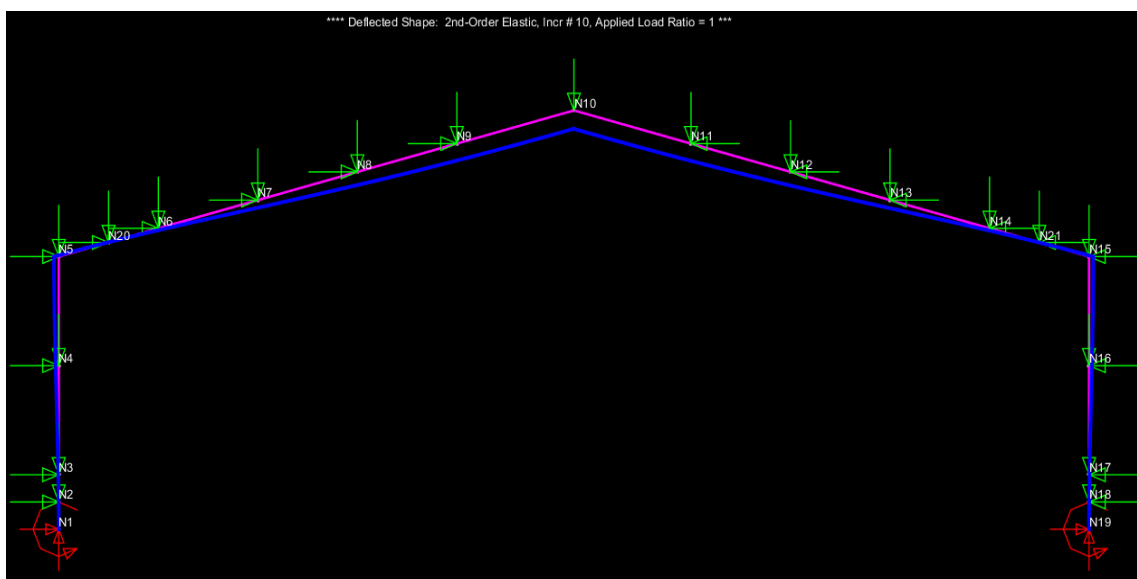


Figura 12.14 – Análise elástica de 2ª ordem para a combinação c)

12.6. Apoios

Os apoios são dimensionados conforme subcapítulo 9.1. A área mínima calculada é função da tensão admissível do concreto da base (200 kgf/cm^2) e a reação normal da base do pilar (2405 kgf) da combinação mais crítica. Tendo como referência as dimensões do perfil do pilar, define-se as dimensões da placa de base como $50 \times 50 \text{ cm}$.

O momento máximo resistido é função do carregamento sobre a placa e seu bordo livre e, quando obtido, compara-se com o momento atuante na base do pilar. Verifica-se que o momento atuante na base do pilar é suportado.

A espessura mínima calculada é de $0,424 \text{ cm}$. Portando, adota-se um valor de $0,5 \text{ cm}$.

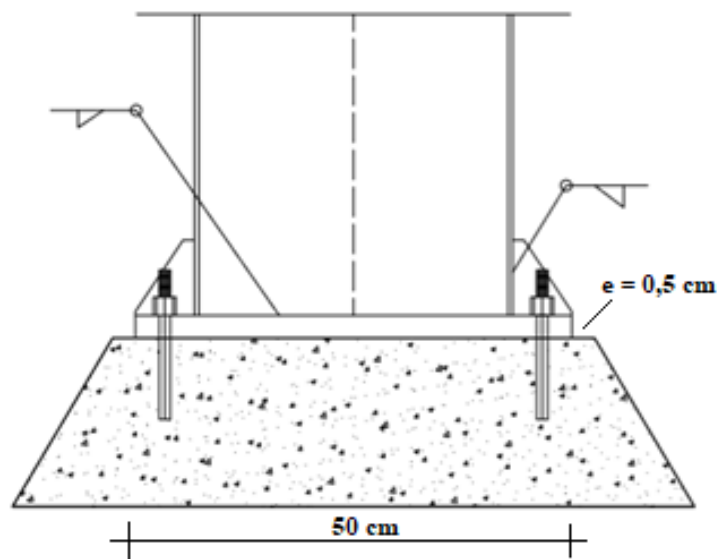


Figura 12.15 – Base do pilar do galpão

12.7. Conexões e detalhes

As conexões da estrutura serão aparafusadas do tipo *extended end-plate*, conforme subcapítulo 9.3.1. Os esforços normais e momentos fletores atuantes na ligação entre membros considerados no dimensionamento são da combinação de cargas mais crítica (combinação a) e ambas são suportadas pela conexão.

O dimensionamento indica a utilização de 8 parafusos ASTM A 325 T1 de 1 polegada e porcas A 194 grau 2H também de 1 polegada. As resistências dos parafusos foram verificadas no catálogo do próprio fabricante (CISER). O sistema constitui-se da viga soldada a placa (*extended end-plate*) e a placa aparafusada ao pilar.

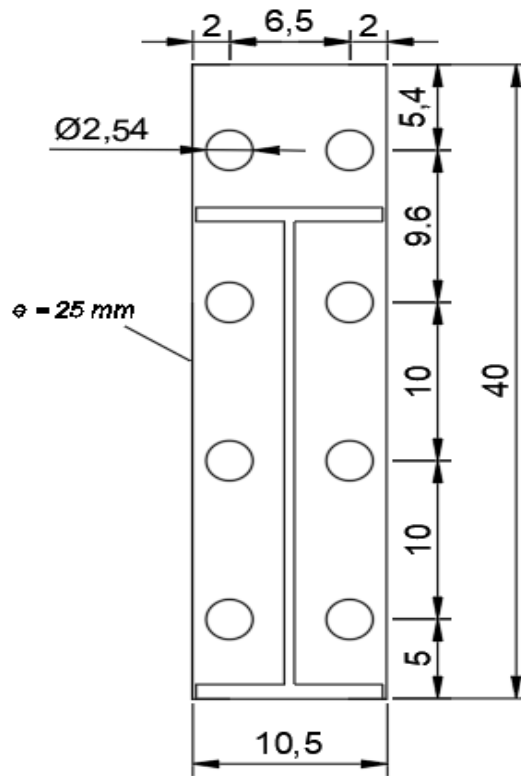


Figura 12.16 – Conexões do galpão (unidades em centímetros)

Avista isométrica da estrutura pode ser vista na figura a seguir.

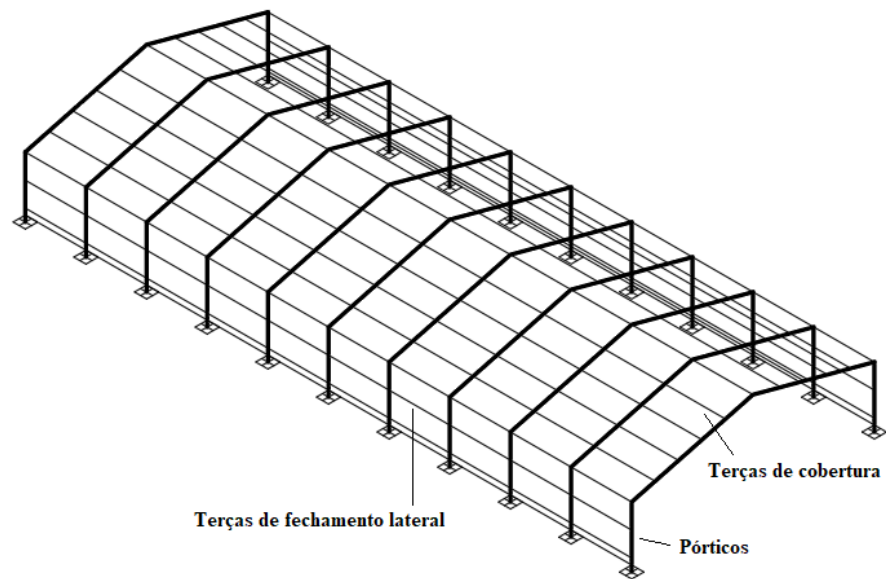


Figura 12.17 – Vista isométrica do galpão

13. EXEMPLO DE DIMENSIONAMENTO: EDIFÍCIO METÁLICO DE MÚLTIPLOS PAVIMENTOS

13.1. Considerações iniciais

A estrutura de múltiplos pavimentos que será dimensionada nesse exemplo terá uma arquitetura típica da região de Brasília, Distrito Federal, que é composta por 4 pavimentos e uma laje de cobertura, sendo um deles em pilotis com espaço para vagas de estacionamento e acesso ao edifício, e outros três pavimentos tipos com moradias unifamiliares.

Os critérios arquitetônicos utilizados foram apenas referências e não constituem um estudo aprofundado das diretrizes para esse tipo de edifício. Portanto, visando obter uma edificação compatível com as demais encontradas no local, é utilizada a Norma Geral de Gabaritos (NGB) 11-89 da Asa Sul, contemplando edifícios na superquadra 400.

Em resumo as diretrizes estabelecidas pela NGB são:

- a) Edifício de 4 pavimentos, com laje de cobertura, sendo um deles em pilotis e os outros 3 pavimentos tipo, sem subsolos;
- b) Área de projeção de 262,5m², divididos em 3 apartamentos, com um de 60m² e outros dois de 75m², respeitando os limites da norma que estabelece até no máximo 18 apartamentos ou uma área mínima de 14m² para cada unidade;
- c) A laje de cobertura destina-se somente para o abrigo de caixas d'água e casas de máquinas além de outros equipamentos prediais;
- d) Não há a presença de elevadores, mas apenas escadas para a circulação dos usuários pelo edifício;
- e) O pé-direito adotado é de 2,8 metros com altura total do edifício de 11,2 metros, respeitando o máximo de 27 metros para a região;
- f) Foi definida uma vaga de estacionamento para cada unidade domiciliar, totalizando 9 vagas, com dimensões de 2,5m x 10m e com área e quantidades superiores ao mínimo de 8m² conforme determina a normas.

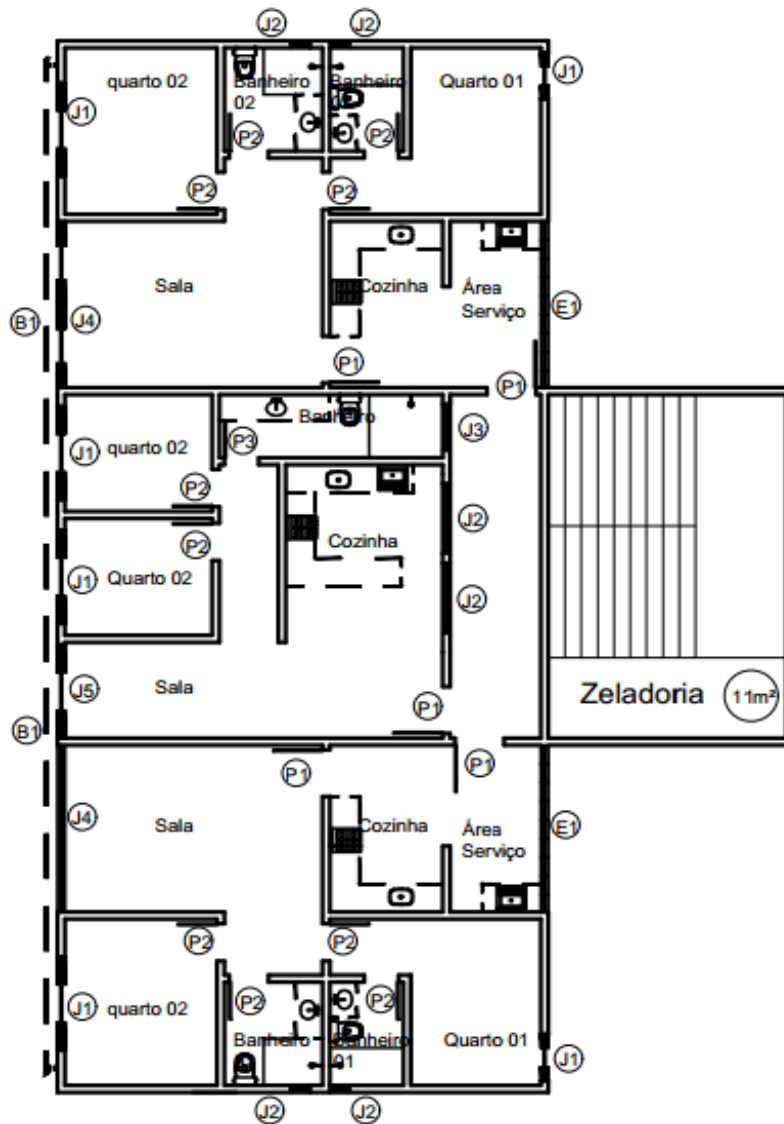


Figura 13.1 – Planta baixa do pavimento tipo da edificação em estudo

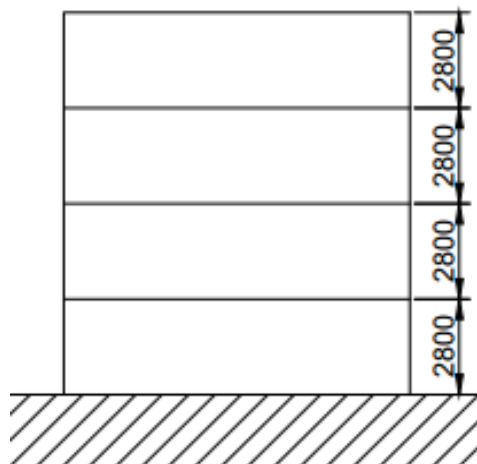


Figura 13.2 – Esquema do pórtico principal (unidades em mm)

Todos os membros estruturais são seções I ou H de classe 1, conforme critérios da norma BS-5950. As lajes serão do tipo mistas (concreto + aço) em tecnologia *steel-deck*.

O lançamento estrutural considera a existência de quatro pórticos principais, dois deles limitados na planta (figura 13.3) pelos elementos P01-V01-P02 e P09-V13-P10 vencendo um vão de 10 metros, e outros dois pórticos limitados pelos elementos P03-V05-P04-P05 e P06-V09-P07-P08 vencendo dois vãos de 10 metros e 5 metros.

A disposição dos pilares da estrutura se dá na sua orientação de maior inércia no sentido dos pórticos principais. Essa escolha foi devido ao fato de se garantir maior rigidez para esses pórticos e conseqüentemente menores deslocamentos horizontais. Além disso, garante-se também a fácil execução de ligações viga-pilar rígidas (ligação da viga na mesa do pilar). Essas condições impostas previnem que rótulas plásticas se formem prematuramente nos pilares, o que é de extrema importância para a estabilidade da estrutura.

Além dos pórticos principais, foram definidos três pórticos secundários delimitados pelos elementos P09-V16-P06-V15-P03-V14-P01, P10-V19-P07-V18-P04-V17-P02 e P08-V20-P05 superando 3, 3 e 1 vão de 7,5 metros, respectivamente. Para esses pórticos secundários serão adotadas ligações rotuladas entre as vigas e os pilares, pois há certa dificuldade prática de se conseguir ligações rígidas conectando a viga sobre a alma dos pilares.

As demais vigas da estrutura são compostas de um sistema de três vigotas com a função de fornecer sustentação às lajes de concreto da estrutura, são separadas entre si por vãos de 1,875 metros e se apoiam diretamente sobre as vigas dos pórticos secundários. As ligações entre as vigotas e as vigas de suporte, são feitas através das almas dos elementos, o que se assemelha ao comportamento de uma rótula.

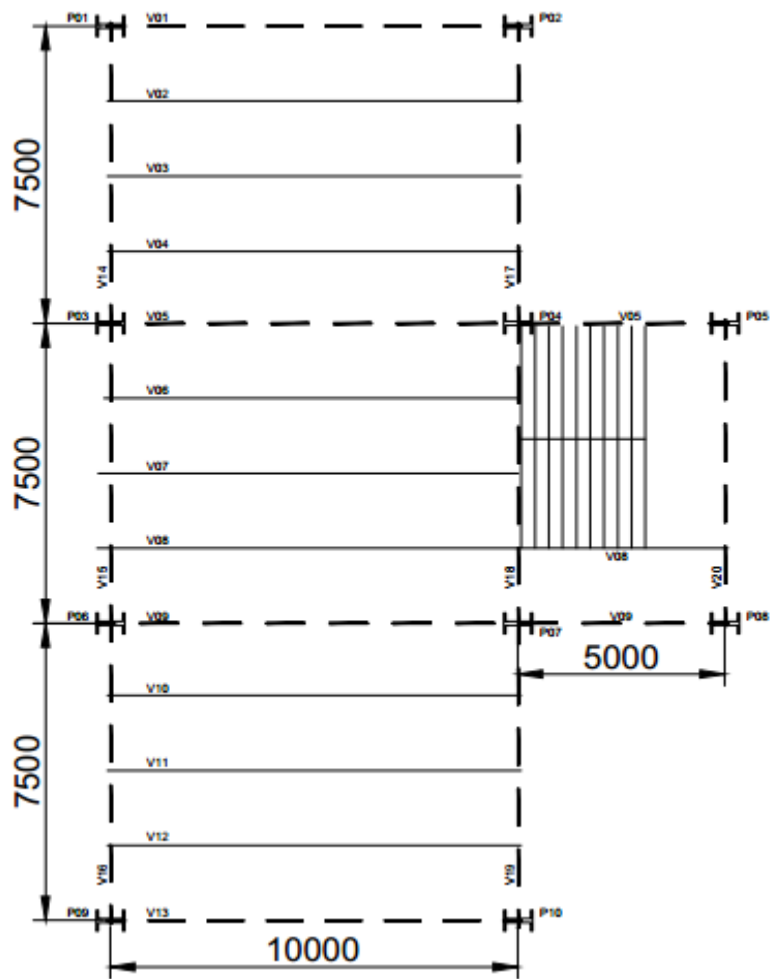


Figura 13.3 – Lançamento estrutural (unidades em mm)

O posicionamento e a quantidade de vigotas definidas neste projeto que servirão de apoio para as lajes visam atender a critérios construtivos que indicam que para vãos inferiores a 4 metros lajes *steel-decks* não necessitam de escoramentos, que implica em menores custos e maior produtividade (CBCA). Para adequar o lançamento a esse critério deve-se adotar mais de uma vigota em cada laje.

O uso de apenas duas vigotas foi dispensado levando em consideração critérios de formação de rótulas plásticas sobre as vigas de apoio desses elementos. As vigas V14 a V19 compõe um sistema de vigas simplesmente apoiadas devido a característica da sua ligação com os pilares, conforme supracitado. Aplicando duas cargas espaçadas uniformemente por 2500 mm sobre uma viga bi-apoiada, o mecanismo é formado com a presença de uma única rótula plástica de elevado comprimento na seção central da viga, que garante uma perda significativa de sua rigidez. Esse fenômeno é ilustrado pela figura 13.4, onde a área hachurada representa a rótula plástica.

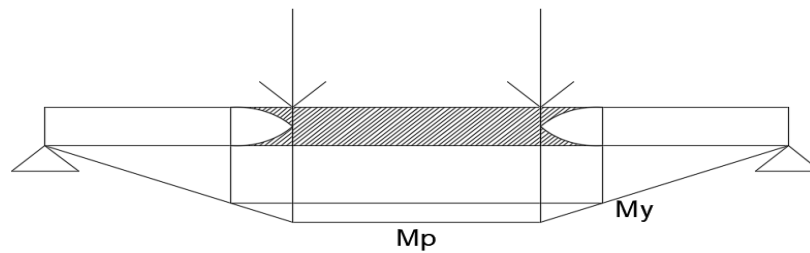


Figura 13.4 – Viga suportando cargas pontuais de duas vigotas

13.2. Escolha dos materiais

Assim como o exemplo do capítulo anterior, o aço escolhido, conforme os requisitos abordados do subcapítulo 7.2.1, é o ASTM A 572 Grau 50 com tensão de escoamento de 3500 kgf/cm².

Os perfis escolhidos para o dimensionamento devem estar em conformidade com os limites de esbeltez impostos pela BS-5950 (anexo I), de modo a evitar efeitos de instabilidade local nas peças. Além disso, devem possuir capacidade de rotação plástica suficiente, característica essa dos perfis de classe 1.

13.3. Ações

As ações permanentes consideradas com suas respectivas cargas são apresentadas na tabela 13.1 a seguir. O peso próprio dos perfis escolhidos para o dimensionamento será considerado posteriormente.

Tabela 13.1 – Cargas das ações permanentes

Ações	Carga
Peso próprio do perfil	Varia com o perfil escolhido

Peso próprio das lajes (e = 12cm)	300 kgf/m ²
Revestimento (contrapiso de argamassa e piso cerâmico. e = 3cm)	90 kgf/m ²
Peso próprio dos elementos de vedação (e = 15cm)	546 kgf/m

As ações variáveis consideradas nesse exemplo são as mais usuais no dimensionamento de edifícios de múltiplos pavimentos. Tais ações são aplicadas diretamente sobre a laje e suas magnitudes são definidas pela NBR-6120.

Tabela 13.2 – Cargas das ações variáveis

Ações	Carga
Corredores e escadas	300 kgf/m ²
Edifícios residenciais	150 kgf/m ²
Garagens	300 kgf/m ²
Terrações sem acesso ao público	200 kgf/m ²

Para avaliar as ações variáveis originadas pela ação do vento, o processo analítico é similar ao do exemplo do galpão do capítulo anterior, porém, como se trata de uma estrutura de múltiplos pavimentos, alguns fatores de cálculo variam com a altura em questão. Um resumo dos parâmetros, para cada pé direito do edifício, é mostrado a seguir.

Tabela 13.3 – Parâmetros para avaliação da ação do vento

Pé direito (m)	S1	S2	S3	V_k (m/s)	q_v (kgf/m ²)
2,8	1	0,71	1,00	24,87	38,65
5,6	1	0,77	1,00	27,12	45,96
8,4	1	0,82	1,00	28,53	50,86
11,2	1	0,84	1,00	59,57	54,65

Nesse exemplo foi considerado que a fachada principal é formada por uma única abertura dominante, devido ao tamanho e proximidade das janelas nesta face. Como resultado, o valor do coeficiente de forma interno depende da direção do vento em relação à abertura

dominante. Os resultados obtidos são para uma relação entre a largura e comprimento em planta da edificação de 2,25 e para uma relação entre a altura e a largura de 1,12.

Já para o coeficiente de forma externo é utilizado a tabela 4 da NBR-6123 que dá o valor para cada região da fachada em função da direção do vento.

Os resultados obtidos são apresentados abaixo:

Tabela 13.4 – Força resultante do vento em cada pavimento

Pé direito do pavimento (m)	q_v (kgf/m ²)	Vento a 0°		Vento a 90°			
		Fachada lateral		Barlavento		Sotavento	
		F (kgf)	$C_e - C_i$	F (kgf)	$C_e - C_i$	F (kgf)	$C_e - C_i$
2,8	39	-406	-0,5	487	0,6	-568	-0,7
5,6	46	-483	-0,5	579	0,6	-676	-0,7
8,4	51	-534	-0,5	641	0,6	-748	-0,7
11,2	55	-574	-0,5	689	0,6	-803	-0,7

Por simetria, os valores para o vento atuando a 0° mostram que as forças em cada lateral do edifício atuam na mesma direção, porém em sentidos contrários. Este efeito tende a tracionar as vigas dos pórticos principais, portanto a análise do vento a 0° não é considerada.

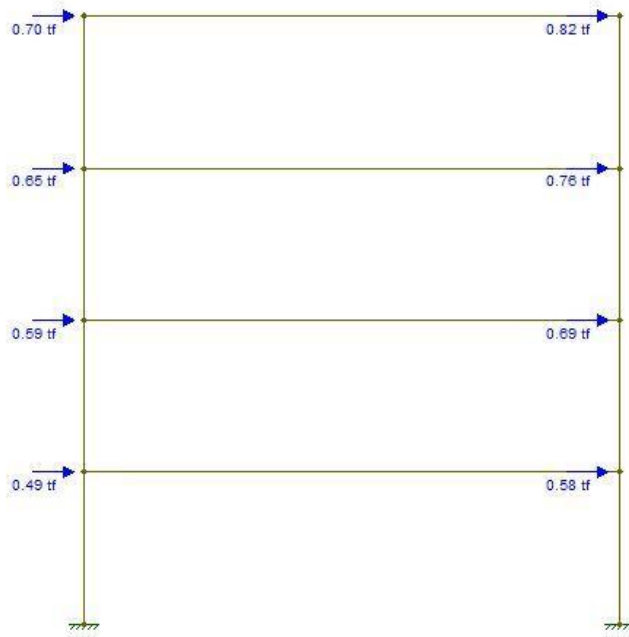


Figura 13.5 – Vento a 90° atuando no pórtico de empena

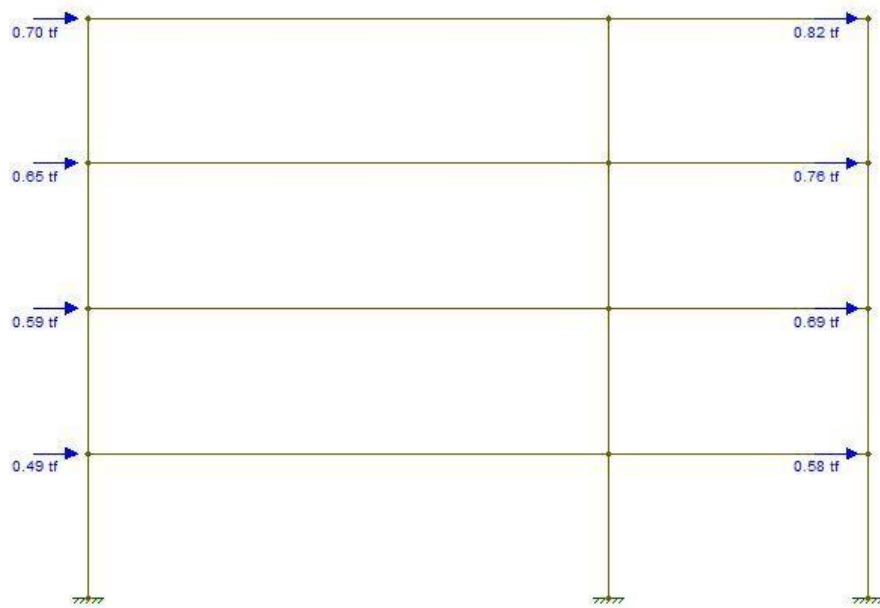


Figura 13.6 – Vento a 90° atuando no pórtico intermediário

13.4. Combinação de cargas

As combinações das cargas foram feitas com base no subcapítulo 7.4.5, as quais são:

- a) $P + V_p + 0,5S$
- b) $P + S + 0,6V_p$

13.5. Dimensionamento das lajes

Lajes com fôrma incorporada seguem padrões construtivos pré-estabelecidos pelos seus fabricantes. Seguindo as recomendações do catálogo de lajes *steel-deck* da empresa Metform é recomendado o uso de fôrmas do tipo MF-50 para instalações residenciais, na qual a altura da nervura não é superior a 50mm. Opta-se por uma fôrma com espessura de 0,8mm e laje com altura total de 120mm, para maior compatibilidade entre a laje e as dimensões dos conectores utilizados no dimensionamento das vigas secundárias. As características das lajes escolhidas são apresentadas a seguir.

Tabela 13.5 – Vãos máximos sem escoramento

Espessura total da laje (mm)	Espessura da fôrma (mm)	Vãos máximos sem escoramento (mm)			
		Simples	Duplos	Triplos	Balanço
120	0,8	1650	2600	2700	850

O posicionamento das lajes será feito de forma que as nervuras sejam direcionadas perpendicularmente às vigas secundárias de apoio. Dessa forma, os vãos entre as vigas secundárias e os pórticos principais são uniformes e iguais a 1875mm, valor inferior aos vãos máximos duplos e triplos apresentados na tabela 13.5. Além de atender esse critério, é preciso verificar a carga máxima, desconsiderando as cargas permanentes, que pode ser aplicada na laje com os vãos propostos. A carga de projeto, considerando apenas a utilização e os revestimentos totalizam 336 kgf/m². Para a laje proposta, o fabricante considera para um vão de 1900mm a capacidade de suporte da laje à uma carga de 1033 kgf/m², valor este muito superior ao aplicado. Esses critérios tornam o dimensionamento da laje satisfatório.

Tabela 13.6 – Características da laje

Altura da laje (mm)	120
Espessura da fôrma (mm)	0,8
Carga máxima (kgf/m ²)	1,033
Vão (mm)	1,875
Consumo de concreto (m ³ /m ²)	0,095
Armadura de pele	-
Tela	Q-75
Composição	ø3,8 x ø3,8 - 150x150
Peso (kg/m ²)	1,21
Armadura da fôrma (kg/m ²)	8,39

13.6. Dimensionamento das vigas secundárias

Como as vigas secundárias se tratam de elementos mistos, ou seja, compostos por aço e concreto, é necessário a utilização de um software capaz de considerar o módulo de elasticidade combinado. Portanto, faz-se o uso do Viga Mista 3.0, considerando um concreto com resistência de 30Mpa.

As ligações das vigas e a laje serão feitas com conectores do tipo pino com cabeça de diâmetro de 15.9mm, limite de ruptura de 450MPa e altura após soldagem de 90mm. Será aplicado apenas um pino por nervura distribuídos uniformemente ao longo do vão da viga.

Para o dimensionamento da viga secundária de apoio das lajes a carga solicitante mais crítica adotada foi de 16 kgf/cm distribuídos uniformemente ao longo dos 10 metros de vão da viga. Para o estado limite último, adotou-se um momento fletor de cálculo de 28tf.m e uma força de cisalhamento de cálculo de 11,2tf. Para o estado limite de serviço, adotou-se uma flecha (deslocamento vertical) limite de 3,33cm.

Diante das imposições supracitadas, tanto para o Estado Limite Último quanto para o Estado Limite de Serviço, o perfil W 410 x 38,8 possui as características mais adequadas e econômicas. Vale ressaltar que, no caso de verificação de vigas biapoiadas, na grande maioria dos casos o deslocamento vertical é o fator determinante para a escolha do perfil.

Tabela 13.7 – Seção escolhida para viga secundária de apoio das lajes

Seção	Peso próprio (Kg/m)	I_{tr} (cm ⁴)	Deslocamento vertical (cm)	Momento resistente (tfm)	Força cisalhante resistente (tf)
W 410 x 38,8	38,8	38790,0	2,69	49,76	57,23

Para o dimensionamento das vigas secundárias de bordo que apoiam as vigas de suporte das lajes, considera-se três cargas concentradas de magnitude 8,36tf provenientes das vigas que se apoiam nelas, conforme mostra a figura 13.7.

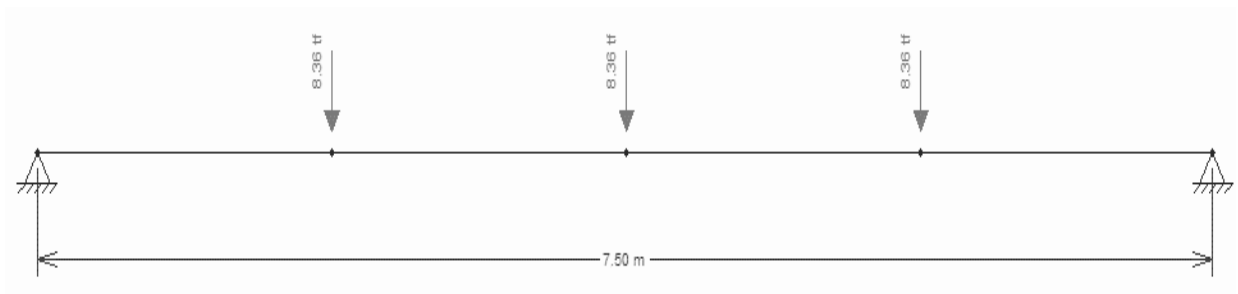


Figura 13.7 – Viga de bordo submetida a cargas concentradas

O momento máximo obtido no centro do vão da viga da figura 13.8 é de 43 tf.m, cortante máxima de 17,59 tf, e flecha máxima de 2,5cm. Analisando, portanto, alguns perfis, percebe-se novamente que o perfil W 410 x 38,8 suporta os esforços máximos citados. Dessa forma, obtém-se uma estrutura homogênea, onde tanto os perfis das vigas secundárias de suporte das lajes quanto as vigas de bordo são similares.

Tabela 13.8 – Características da seção W 410 x 38,8

Seção	Peso próprio (kg/m)	Área (cm ²)	Zx (cm ³)	Ix (cm ⁴)	tf (mm)	d (mm)	tw (mm)	bf (mm)
W 410 x 38,8	38,8	50,3	736,8	12777	8,8	399	6,4	140

13.7. Análise do pórtico central

O lançamento estrutural foi realizado por etapas, iniciando com a escolha de seções mais leves e sem a utilização de sistema de contraventamento. A cada análise feita os resultados apontavam a necessidade do lançamento de um sistema de contraventamento para controle dos deslocamentos horizontais, inicialmente muito acima dos limites estabelecidos pela tabela 7.3. Portanto, adota-se um sistema de contraventamento em X ao longo do quadro de menor vão.

A combinação mais crítica obtida foi a combinação a), para os quais foram incorporadas as cargas de vento minoradas além das cargas permanentes e acidentais distribuídas em todos os vãos, totalizando 1600 kgf/m. São incorporados no topo dos pilares em cada pavimento uma carga concentrada de 25000 kgf devido as reações das vigas secundárias de bordo, totalizando 12500 kgf cada. A partir do lançamento da estrutura contraventada, é escolhido o perfil W 360 x 39,0 para as vigas e W 200 x 71,0 (H) para os pilares.

Tabela 13.9 – Características dos perfis do pórtico central

BITOLA mm x kg/m	Massa	d	bf	ESPESSURA		h	d'	Área	EIXO X - X		
	Linear			tw	tf				I _x	W _x	Z _x
	Kg/m			mm	mm				mm	mm	mm
W 360 x 39,0	39	353	128	6,5	10,7	332	308	50,2	10331	585,3	667,7
W 200 x 71,0 (H)	71	216	206	10,2	17,4	181	161	91	7660	709,2	803,2

A análise plástica de segunda ordem pelo MASTAN2 gera o resultado a seguir.

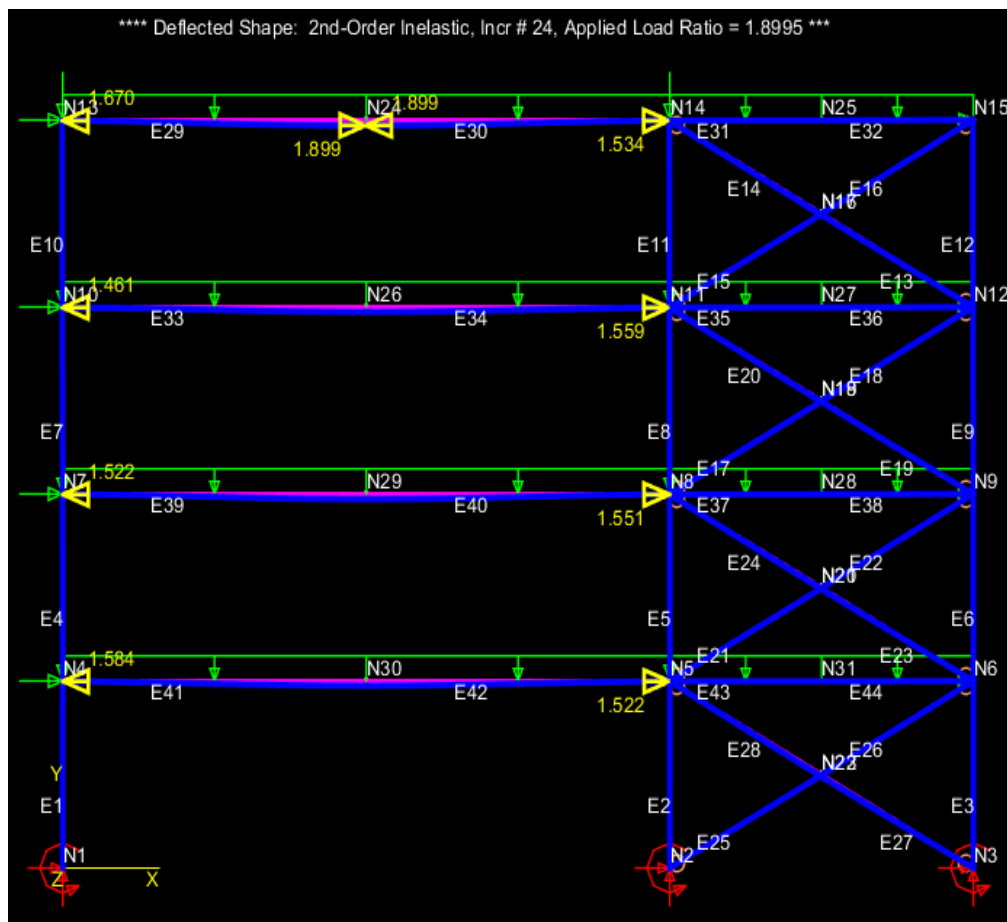


Figura 13.8 – Análise plástica de 2ª ordem do pórtico central

O fator de carga obtido para este carregamento é 1,899, que é superior a 1,4, e fator de carga para a formação da primeira rótula plástica de 1,461, que é superior a 1,1. Portanto, na verificação de Estado Limite Último, a estrutura se encontra estável.

Através da análise elástica de segunda ordem, obteve-se um deslocamento horizontal no topo do pilar de 0,0041 metros e deslocamento vertical máximo de viga de 0,0328 metros. Apesar da norma, para o caso de edifícios de múltiplos pavimentos, não especificar o deslocamento máximo no topo do pilar, a mesma indica que tal deslocamento não deve comprometer a fachada do edifício, portanto, julga-se como aceitável o deslocamento obtido. O deslocamento vertical máximo especificado por norma é de 0,04 metros, o que torna a estrutura fiel ao Estado Limite de Serviço.

Para o sistema de contraventamento foi adotado um perfil tubular com diâmetro de 4 polegadas e espessura de 5mm, rotulados nas ligações com o pórtico. Esse mesmo perfil é utilizado para o contraventamento nos pórticos secundários da estrutura. No caso dos pórticos secundários, o contraventamento intercepta dois pavimentos, conforme ilustrado a seguir.

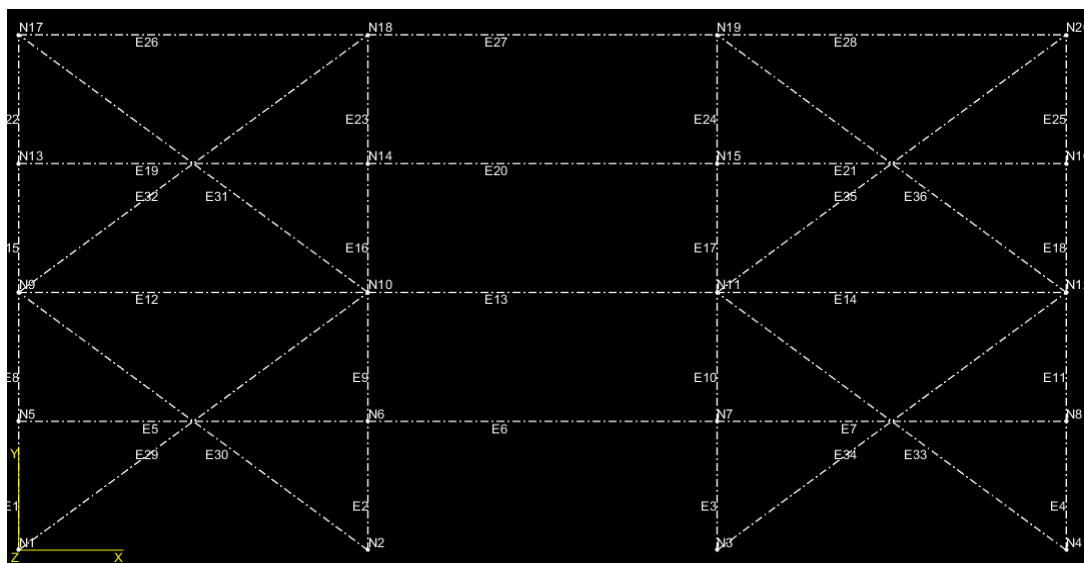


Figura 13.9 – Sistema de contraventamento no pórtico secundário

13.8. Análise do pórtico de empena (único vão)

De forma similar aos pórticos centrais, os pórticos de empena são dimensionados a partir de uma análise inelástica de segunda ordem. Nesse pórtico, no entanto, não se adotou sistema de contraventamento pois a laje rígida contribui com a contenção dos deslocamentos horizontais. O perfil escolhido para as vigas é W 360 x 32,9 e para os pilares W 200 x 59,0. Suas características são apresentadas na figura 13.10.

Tabela 13.10 – Características dos perfis do pórtico de empena

BITOLA mm x kg/m	Massa	d	bf	ESPESSURA		h	d'	Área	EIXO X - X		
	Linear			tw	tf				I _x	W _x	Z _x
	Kg/m			mm	mm				mm	mm	mm
W 360 x 32,9	32,9	349	127	5,8	8,5	332	308	42,1	8358	479	547,6
W 200 x 59,0 (H)	59	210	205	9,1	14,2	182	158	76	6140	584,8	655,9

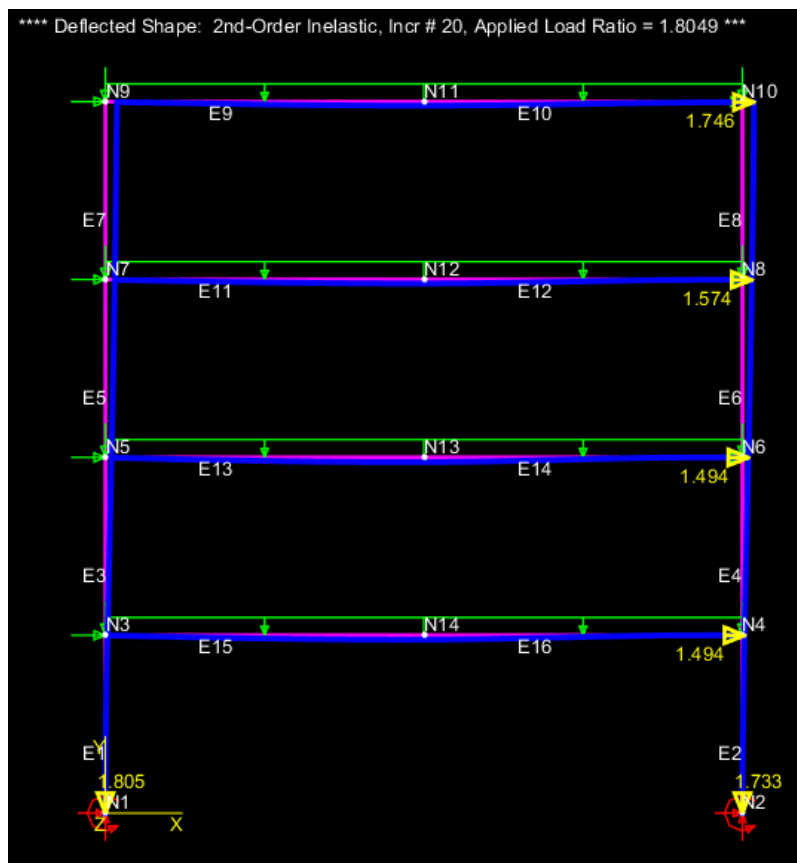


Figura 13.10 – Análise plástica de 2ª ordem do pórtico de empenta

O fator de carga obtido para este carregamento é 1,8049, que é superior a 1,4, e fator de carga para a formação da primeira rótula plástica de 1,494, que é superior a 1,1. Portanto, na verificação de Estado Limite Último, a estrutura se encontra estável.

Através da análise elástica de segunda ordem, obteve-se um deslocamento horizontal no topo do pilar de 0,0321 metros e deslocamento vertical máximo de viga de 0,0293 metros. Apesar da norma, para o caso de edifícios de múltiplos pavimentos, não especificar o deslocamento máximo no topo do pilar, a mesma indica que tal deslocamento não deve comprometer a fachada do edifício, portanto, julga-se como aceitável o deslocamento obtido. O deslocamento vertical máximo especificado por norma é de 0,04 metros, o que torna a estrutura fiel ao Estado Limite de Serviço.

13.9. Apoios

Por se tratar de uma estrutura de grande porte, o edifício em estudo nesse capítulo possui reações normais e momentos fletores em sua base de altíssimas magnitudes. O processo de dimensionamento de seus elementos (dimensões da chapa, sua espessura, entre outros) apresentados do subcapítulo 9.1 não atende a necessidade desse exemplo. Além disso, deve-se realizar um estudo aprofundado das condições do solo e tipo de fundação a ser adotada nesse caso, assunto esse que foge do escopo do presente projeto.

O esquema do apoio pode ser visualizado na figura 13.11.



Figura 13.11 – Apoio genérico simplificado de uma estrutura metálica

13.10. Conexões e detalhes

As conexões do pórtico central, bem como dos pórticos de empenas, serão aparafusadas do tipo *extended end-plate*, conforme subcapítulo 9.3.1. Os esforços normais e momentos fletores atuantes na ligação entre membros considerados no dimensionamento são os maiores presentes na estrutura de modo a uniformizar o detalhe das conexões.

O dimensionamento indica a utilização de duas fileiras de 6 parafusos ASTM A 325 T1 de 1 polegada e porcas A 194 grau 2H também de 1 polegada. As resistências dos parafusos foram verificadas no catálogo do próprio fabricante (CISER). O sistema constitui-se da viga soldada a placa (*extended end-plate*) e a placa aparafusada ao pilar.

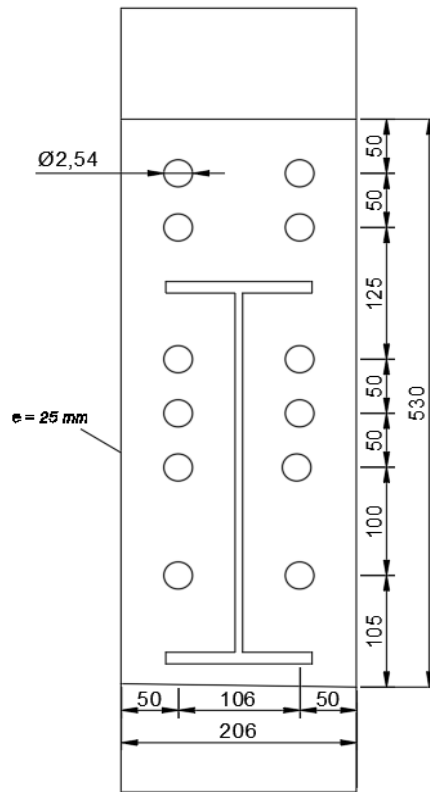


Figura 13.12 – Conexão dos pórticos centrais (unidades em mm)

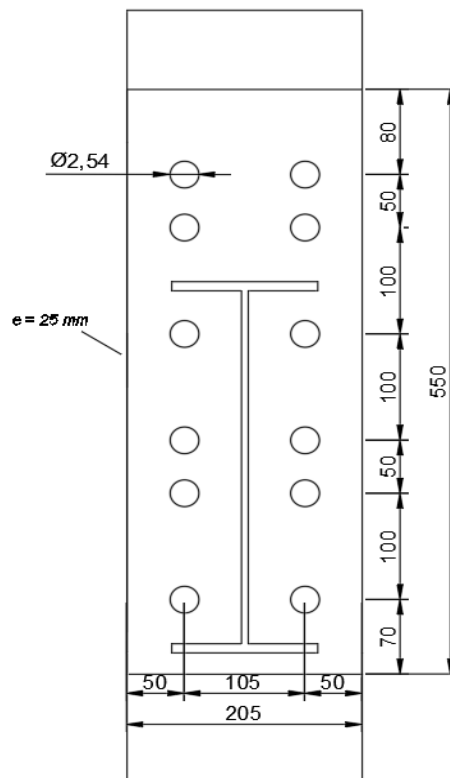


Figura 13.13 – Conexão dos pórticos de enpena (unidades em mm)

14. CONSIDERAÇÕES FINAIS

O presente trabalho associa os principais aspectos a serem considerados no dimensionamento de estruturas de aço em regime plástico, tanto para a verificação do estado limite último quanto do estado limite de serviço, com base em diretrizes da norma brasileira e normas europeias, como também de referências de autores consagrados no estudo desse tema.

No decorrer do estudo, percebeu-se que a consideração da não linearidade do material é algo que deve ser feito por profissionais que possuem suficiente familiarização com o assunto, pois o dimensionamento e análises incorretas podem ocasionar um desempenho ineficiente da estrutura podendo levar ao seu colapso. Apesar disso, com a utilização de ferramentas computacionais, o processo de dimensionamento e avaliação dos resultados se dá de forma mais simplificada, como pôde ser visto nos exemplos (capítulos 12 e 13).

15. REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

AMERICAN INSTITUTE OF STEEL CONSTRUCTION – AISC. **Allowable Strength Design – ASD**. Illinois: AISC, 2016.

AMERICAN INSTITUTE OF STEEL CONSTRUCTION – AISC. **Load and Resistance Fator Design Specification – LRFD**. Illinois: AISC, 1999.

AMERICAN SOCIETY OF CIVIL ENGINEERS – ASCE. **Minimum Design Loads for Buildings and Other Structures – ANCE 7**. Virginia: ASCE, 2003.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS – ABNT. **Cargas para o Cálculo de Estruturas de Edificações – NBR 6120**. Rio de Janeiro: ABNT, 1980.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS – ABNT. **Forças Devidas ao Vento em Edificações – NBR 6123**. Rio de Janeiro: ABNT, 1988.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS – ABNT. **Ações e Segurança nas Estruturas – NBR 8681**. Rio de Janeiro: ABNT, 2003.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS – ABNT. **Projeto de Estruturas de Aço e de Estruturas Mistas de Aço e Concreto de Edifícios – NBR 8800**. Rio de Janeiro: ABNT, 2008.

BEEDLE, L.S. **Plastic Design of Steel Frames**. New York: John Wiley and Sons Inc, 1958.

BEEDLE, L.S.; KETTER, R. L. **Plastic Design in Structural Steel**. Pennsylvania: Lehigh University Bethlehem, 1955.

BEEDLE, L.S. **Why Plastic Design**. Pennsylvania: Lehigh University Bethlehem, 1956.

BRITISH STANDARD – BS. **Structural Use of Steelwork in Building (Part 1) – BS 5950**. London: The British Constructional Steelwork Association Limited, 2000.

CANADIAN STANDARD ASSOCIATION – CSA. **Steel Frame Design Manual – CAN/CSA-S16**. Ontario: CSA, 2014.

CYS NATIONAL ANNEX TO CYS EN 1993-1-1:2005. **Eurocode 3: Design of Steel Structures. Part 1-1: General Rules and Rules for Buildings**. Eurocodes Committee, Scientific and Technical Chamber of Cyprus under a Ministry of Interior's Programme, 2005.

DALDEGAN, E. **Montagem de Estruturas Metálicas: 10 Cuidados Essenciais**. Disponível em: <<https://www.engenhariaconcreta.com/montagem-de-estruturas-metalicas-10-cuidados-essenciais/>>. Acesso em 20 fev. 2019.

Davis J.M; Brown B.A; **Plastic Design to BS 5950**; Blackwell Science Ltd; London, England (1996)

De PAULA, J. H. M. **Cálculo Plástico de Estruturas Metálicas de Múltiplos Pavimentos**.

De PAULA, J. H. M. **Galpões Leves em Estruturas de Aço**. Distrito Federal: Universidade de Brasília

De PAULA, J. H. M. **Projeto e Construções de Edifícios de Aço**. Distrito Federal: Universidade de Brasília, 2016

EUROCODE 3. Design of Steel Structures (Part 1): General Rules and Rules for Building – EN. European Commission, 2005.

FAKURY, R. H.; DE CASTRO E SILVA, A. L. R.; CALDAS, R. B. **Dimensionamento de Elementos Estruturais de Aço e Mistos de Aço e Concreto**. São Paulo: Pearson Education do Brasil, 2016.

FILHO, A. H. S. O. **Análise Elástica e Elastoplástica de Edifícios de Aço de Andares Múltiplos**. Universidade de Brasília. Brasília, 2017.

GALAMBOS, T.V.; SUROVEK, A. E. **Structural Stability of Steel: Concepts and Applications of Structural Engineers**. New Jersey: John Wiley & Sons, 2008.

GERDAU. **Perfis Estruturais Gerdau**. Disponível em: <<https://www.gerdau.com/br/pt/produtos/perfis-estruturais-gerdau#ad-image-0>>. Acesso em 8 nov. 2018.

GERDAU. **Galpões em Pórticos com Perfis Estruturais Laminados**. Disponível em: <<http://www.skylightestruturas.com.br/downloads/manual-galpoes-em-porticos-perfis-estruturais-laminados.pdf>>. Acesso em 10 nov. 2018.

HORNE, M. R. **Plastic Theory of Structures**. 2nd Ed. Manchester: Pergamon International Library, 1979.

HORNE, M. R.; MORRIS, L. J. **Plastic Design of Low-Rise Frames**. Manchester: Collins Professional and Technical Books, 1981.

MARTINS, M. M. **Estudo de Base de Pilares Metálicos pelo Método dos Elementos Finitos**. Universidade de Minas Gerais. Belo Horizonte, 2002.

MOY, S. S. J. **Plastic Methods for Steel and Concrete Structures**. 2nd Ed. Hong Kong: Macmillan Publishers. 1985.

NEAL, B.G. **The Plastic Methods of Structural Analysis**. 3rd Ed. New York: Chapman and Hall Ltd, 1977.

PFEIL, W.; PFEIL, M. **Estruturas de Aço – Dimensionamento Prático de Acordo com a NBR 8800:2008**. 8th Ed. Rio de Janeiro: LTC, 2008.

SARAIVA, R. V. **Análise Plástica em Estruturas Metálicas: Um Estudo de Caso**. Centro Universitário de Brasília. Brasília, 2018.

SUROVEK, A. E. **Guidelines for the Use of Direct Second-Order Inelastic Analysis in Steel Frame Design**. Report of the Special Project Committee in Advanced Analysis. 2013.

TIMOSHENKO, S. P.; GERE, J. M. **Theory of Elastic Stability**. 2nd Ed. Mineola: Dover Publications, 1989.

VALE, D. A. D. **Projeto de Estruturas Leves de Aço em Duas Águas em Regime Plástico**. Universidade de Brasília. Brasília, 2017.

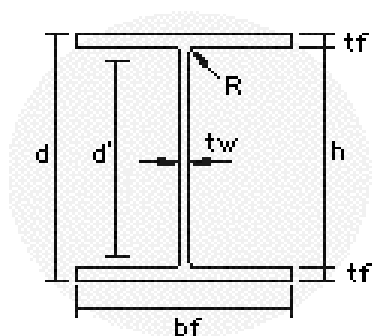
WILKINSON, T. **The Plastic Behaviour of Cold-formed Rectangular Hollow Sections**. The University of Sydney – Department of Civil Engineering. Sydney, 1999.

WONG, M. B. **Plastic Analysis and Design of Steel Structures**. Burlington: Elsevier, 2009.

ZIEMIAN, R. D. **Advanced Methods of Inelastic Analysis in the Limit States of Steel Structures**. PhD Dissertation – Cornell University, 1990.

ZIEMIAN, R. D.; MCGUIRE, W.; GALLAGHER, R. H. **Matrix Structural Analysis**. 2nd Ed. New York: John Wiley & Sons, 2014.

ANEXO A – ESBELTEZ DOS PERFIS



Perfis I e H

d = altura externa do perfil

d' = altura livre da alma

h = altura interna

bf = largura da aba

tf = espessura da aba

tw = espessura da alma

R = raio da concordância

BITOLA	Massa	d	bf	ESPESSURA		h	d'	Esbeltez (FLM)	Esbeltez (FLA)	SITUAÇÃO
	Linear			tw	tf					
mm x kg/m	Kg/m	mm	mm	mm	mm	mm	mm			
W 150 x 13,0	13	148	100	4,3	4,9	138	118	10,20	27,44	
W 150 x 18,0	18	153	102	5,8	7,1	139	119	7,18	20,52	
W 150 x 22,5 (H)	22,5	152	152	5,8	6,6	139	119	11,52	20,52	
W 150 x 24,0	24	160	102	6,6	10,3	139	115	4,95	17,42	
W 150 x 29,8 (H)	29,8	157	153	6,6	9,3	138	118	8,23	17,88	
W 150 x 37,1 (H)	37,1	162	154	8,1	11,6	139	119	6,64	14,69	
W 200 x 15,0	15	200	100	4,3	5,2	190	170	9,62	39,53	
W 200 x 19,3	19,3	203	102	5,8	6,5	190	170	7,85	29,31	
W 200 x 22,5	22,5	206	102	6,2	8	190	170	6,38	27,42	
W 200 x 26,6	26,6	207	133	5,8	8,4	190	170	7,92	29,31	
W 200 x 31,3	31,3	210	134	6,4	10,2	190	170	6,57	26,56	
W 200 x 35,9 (H)	35,9	201	165	6,2	10,2	181	161	8,09	25,97	
W 200 x 41,7 (H)	41,7	205	166	7,2	11,8	181	157	7,03	21,81	
W 200 x 46,1 (H)	46,1	203	203	7,2	11	181	161	9,23	22,36	
W 200 x 52,0 (H)	52	206	204	7,9	12,6	181	157	8,10	19,87	
HP 200 x 53,0 (H)	53	204	207	11,3	11,3	181	161	9,16	14,25	
W 200 x 59,0 (H)	59	210	205	9,1	14,2	182	158	7,22	17,36	
W 200 x 71,0 (H)	71	216	206	10,2	17,4	181	161	5,92	15,78	
W 200 x 86,0 (H)	86	222	209	13	20,6	181	157	5,07	12,08	
W 250 x 17,9	17,9	251	101	4,8	5,3	240	220	9,53	45,83	
W 250 x 22,3	22,3	254	102	5,8	6,9	240	220	7,39	37,93	
W 250 x 25,3	25,3	257	102	6,1	8,4	240	220	6,07	36,07	
W 250 x 28,4	28,4	260	102	6,4	10	240	220	5,10	34,38	
W 250 x 32,7	32,7	258	146	6,1	9,1	240	220	8,02	36,07	
W 250 x 38,5	38,5	262	147	6,6	11,2	240	220	6,56	33,33	
W 250 x 44,8	44,8	266	148	7,6	13	240	220	5,69	28,95	
HP 250 x 62,0 (H)	62	246	256	10,5	10,7	225	201	11,96	19,14	

W 250 x 73,0 (H)	73	253	254	8,6	14,2	225	201	8,94	23,37	
W 250 x 80,0 (H)	80	256	255	9,4	15,6	225	201	8,17	21,38	
HP 250 x 85,0 (H)	85	254	260	14,4	14,4	225	201	9,03	13,96	
W 250 x 89,0 (H)	89	260	265	10,7	17,3	225	201	7,66	18,79	
W 250 x 101,0 (H)	101	264	257	11,9	19,6	225	201	6,56	16,89	
W 250 x 115,0 (H)	115	269	259	13,5	22,1	225	201	5,86	14,89	
W 310 x 21,0	21	303	101	5,1	5,7	292	272	8,86	53,33	
W 310 x 23,8	23,8	305	101	5,6	6,7	292	272	7,54	48,57	
W 310 x 28,3	28,3	309	102	6	8,9	291	271	5,73	45,17	
W 310 x 32,7	32,7	313	102	6,6	10,8	291	271	4,72	41,06	
W 310 x 38,7	38,7	310	165	5,8	9,7	291	271	8,51	46,72	
W 310 x 44,5	44,5	313	166	6,6	11,2	291	271	7,41	41,06	
W 310 x 52,0	52	317	167	7,6	13,2	291	271	6,33	35,66	
HP 310 x 79,0 (H)	79	299	306	11	11	277	245	13,91	22,27	
HP 310 x 93,0 (H)	93	303	308	13,1	13,1	277	245	11,76	18,70	
W 310 x 97,0 (H)	97	308	305	9,9	15,4	277	245	9,90	24,75	
W 310 x 107,0 (H)	107	311	306	10,9	17	277	245	9,00	22,48	
HP 310 x 110,0 (H)	110	308	310	15,4	15,5	277	245	10,00	15,91	
W 310 x 117,0 (H)	117	314	307	11,9	18,7	277	245	8,21	20,59	
HP 310 x 125,0 (H)	125	312	312	17,4	17,4	277	245	8,97	14,08	
W 360 x 32,9	32,9	349	127	5,8	8,5	332	308	7,47	53,10	
W 360 x 39,0	39	353	128	6,5	10,7	332	308	5,98	47,38	
W 360 x 44,0	44	352	171	6,9	9,8	332	308	8,72	44,64	
W 360 x 51,0	51	355	171	7,2	11,6	332	308	7,37	42,78	
W 360 x 57,8	57,8	358	172	7,9	13,1	332	308	6,56	38,99	
W 360 x 64,0	64	347	203	7,7	13,5	320	288	7,52	37,40	
W 360 x 72,0	72	350	204	8,6	15,1	320	288	6,75	33,49	
W 360 x 79,0	79	354	205	9,4	16,8	320	288	6,10	30,64	
W 360 x 91,0 (H)	91	353	254	9,5	16,4	320	288	7,74	30,32	
W 360 x 101,0 (H)	101	357	255	10,5	18,3	320	286	6,97	27,24	
W 360 x 110,0 (H)	110	360	256	11,4	19,9	320	288	6,43	25,26	
W 360 x 122,0 (H)	122	363	257	13	21,7	320	288	5,92	22,15	
W 410 x 38,8	38,8	399	140	6,4	8,8	381	357	7,95	55,78	
W 410 x 46,1	46,1	403	140	7	11,2	381	357	6,25	51,00	
W 410 x 53,0	53	403	177	7,5	10,9	381	357	8,12	47,60	
W 410 x 60,0	60	407	178	7,7	12,8	381	357	6,95	46,36	
W 410 x 67,0	67	410	179	8,8	14,4	381	357	6,22	40,57	
W 410 x 75,0	75	413	180	9,7	16	381	357	5,63	36,80	
W 410 x 85,0	85	417	181	10,9	18,2	381	357	4,97	32,75	
W 460 x 52,0	52	450	152	7,6	10,8	428	404	7,04	53,16	
W 460 x 60,0	60	455	153	8	13,3	428	404	5,75	50,50	
W 460 x 68,0	68	459	154	9,1	15,4	428	404	5,00	44,40	
W 460 x 74,0	74	457	190	9	14,5	428	404	6,55	44,89	
W 460 x 82,0	82	460	191	9,9	16	428	404	5,97	40,81	

W 460 x 89,0	89	463	192	10,5	17,7	428	404	5,42	38,48	
W 460 x 97,0	97	466	193	11,4	19	428	404	5,08	35,44	
W 460 x 106,0	106	469	194	12,6	20,6	428	404	4,71	32,06	
W 530 x 66,0	66	525	165	8,9	11,4	502	478	7,24	53,71	
W 530 x 72,0	72	524	207	9	10,9	502	478	9,50	53,11	
W 530 x 74,0	74	529	166	9,7	13,6	502	478	6,10	49,28	
W 530 x 82,0	82	528	209	9,5	13,3	501	477	7,86	50,21	
W 530 x 85,0	85	535	166	10,3	16,5	502	478	5,03	46,41	
W 530 x 92,0	92	533	209	10,2	15,6	502	478	6,70	46,86	
W 530 x 101,0	101	537	210	10,9	17,4	502	470	6,03	43,12	
W 530 x 109,0	109	539	211	11,6	18,8	501	469	5,61	40,43	
W 610 x 101,0	101	603	228	10,5	14,9	573	541	7,65	51,52	
W 610 x 113,0	113	608	228	11,2	17,3	573	541	6,59	48,30	
W 610 x 125,0	125	612	229	11,9	19,6	573	541	5,84	45,46	
W 610 x 140,0	140	617	230	13,1	22,2	573	541	5,18	41,30	
W 610 x 155,0	155	611	324	12,7	19	573	541	8,53	42,60	
W 610 x 174,0	174	616	325	14	21,6	573	541	7,52	38,64	

LEGENDA	
	Perfil adequado
	Perfil não adequado (conforme BS-5950)

ANEXO B – FATOR DE FORMA DOS PERFIS

$$Fator\ de\ forma\ (f) \leq 1,25$$

BITOLA	EIXO X - X				Fator de forma (f)	SITUAÇÃO
	I _x	W _x	r _x	Z _x		
mm x kg/m	cm ⁴	cm ³	cm	cm ³		
W 150 x 13,0	635	85,8	6,18	96,4	1,12	
W 150 x 18,0	939	122,8	6,34	139,4	1,14	
W 150 x 22,5 (H)	1229	161,7	6,51	179,6	1,11	
W 150 x 24,0	1384	173	6,63	197,6	1,14	
W 150 x 29,8 (H)	1739	221,5	6,72	247,5	1,12	
W 150 x 37,1 (H)	2244	277	6,85	313,5	1,13	
W 200 x 15,0	1305	130,5	8,2	147,9	1,13	
W 200 x 19,3	1686	166,1	8,19	190,6	1,15	
W 200 x 22,5	2029	197	8,37	225,5	1,14	
W 200 x 26,6	2611	252,3	8,73	282,3	1,12	
W 200 x 31,3	3168	301,7	8,86	338,6	1,12	
W 200 x 35,9 (H)	3437	342	8,67	379,2	1,11	
W 200 x 41,7 (H)	4114	401,4	8,77	448,6	1,12	
W 200 x 46,1 (H)	4543	447,6	8,81	495,3	1,11	
W 200 x 52,0 (H)	5298	514,4	8,9	572,5	1,11	
HP 200 x 53,0 (H)	4977	488	8,55	551,3	1,13	
W 200 x 59,0 (H)	6140	584,8	8,99	655,9	1,12	
W 200 x 71,0 (H)	7660	709,2	9,17	803,2	1,13	
W 200 x 86,0 (H)	9498	855,7	9,26	984,2	1,15	
W 250 x 17,9	2291	182,6	9,96	211	1,16	
W 250 x 22,3	2939	231,4	10,09	267,7	1,16	
W 250 x 25,3	3473	270,2	10,31	311,1	1,15	
W 250 x 28,4	4046	311,2	10,51	357,3	1,15	
W 250 x 32,7	4937	382,7	10,83	428,5	1,12	
W 250 x 38,5	6057	462,4	11,05	517,8	1,12	
W 250 x 44,8	7158	538,2	11,15	606,3	1,13	
HP 250 x 62,0 (H)	8728	709,6	10,47	790,5	1,11	
W 250 x 73,0 (H)	11257	889,9	11,02	983,3	1,10	
W 250 x 80,0 (H)	12550	980,5	11,1	1088,7	1,11	
HP 250 x 85,0 (H)	12280	966,9	10,64	1093,2	1,13	
W 250 x 89,0 (H)	14237	1095,1	11,18	1224,4	1,12	
W 250 x 101,0 (H)	16352	1238,8	11,27	1395	1,13	
W 250 x 115,0 (H)	18920	1406,7	11,38	1597,4	1,14	
W 310 x 21,0	3776	249,2	11,77	291,9	1,17	
W 310 x 23,8	4346	285	11,89	333,2	1,17	

W 310 x 28,3	5500	356	12,28	412	1,16	
W 310 x 32,7	6570	419,8	12,49	485,3	1,16	
W 310 x 38,7	8581	553,6	13,14	615,4	1,11	
W 310 x 44,5	9997	638,8	13,22	712,8	1,12	
W 310 x 52,0	11909	751,4	13,33	842,5	1,12	
HP 310 x 79,0 (H)	16316	1091,3	12,77	1210,1	1,11	
HP 310 x 93,0 (H)	19682	1299,1	12,85	1450,3	1,12	
W 310 x 97,0 (H)	22284	1447	13,43	1594,2	1,10	
W 310 x 107,0 (H)	24839	1597,3	13,49	1768,2	1,11	
HP 310 x 110,0 (H)	23703	1539,1	12,97	1730,6	1,12	
W 310 x 117,0 (H)	27563	1755,6	13,56	1952,6	1,11	
HP 310 x 125,0 (H)	27076	1735,6	13,05	1963,3	1,13	
W 360 x 32,9	8358	479	14,09	547,6	1,14	
W 360 x 39,0	10331	585,3	14,35	667,7	1,14	
W 360 x 44,0	12258	696,5	14,58	784,3	1,13	
W 360 x 51,0	14222	801,2	14,81	899,5	1,12	
W 360 x 57,8	16143	901,8	14,92	1014,8	1,13	
W 360 x 64,0	17890	1031,1	14,8	1145,5	1,11	
W 360 x 72,0	20169	1152,5	14,86	1285,9	1,12	
W 360 x 79,0	22713	1283,2	14,98	1437	1,12	
W 360 x 91,0 (H)	26755	1515,9	15,19	1680,1	1,11	
W 360 x 101,0 (H)	30279	1696,3	14,29	1888,9	1,11	
W 360 x 110,0 (H)	33155	1841,9	15,36	2059,3	1,12	
W 360 x 122,0 (H)	36599	2016,5	15,35	2269,8	1,13	
W 410 x 38,8	12777	640,5	15,94	736,8	1,15	
W 410 x 46,1	15690	778,7	16,27	891,1	1,14	
W 410 x 53,0	18734	929,7	16,55	1052,2	1,13	
W 410 x 60,0	21707	1066,7	16,88	1201,5	1,13	
W 410 x 67,0	24678	1203,8	16,91	1362,7	1,13	
W 410 x 75,0	27616	1337,3	16,98	1518,6	1,14	
W 410 x 85,0	31658	1518,4	17,07	1731,7	1,14	
W 460 x 52,0	21370	949,8	17,91	1095,9	1,15	
W 460 x 60,0	25652	1127,6	18,35	1292,1	1,15	
W 460 x 68,0	29851	1300,7	18,46	1495,4	1,15	
W 460 x 74,0	33415	1462,4	18,77	1657,4	1,13	
W 460 x 82,0	37157	1615,5	18,84	1836,4	1,14	
W 460 x 89,0	41105	1775,6	18,98	2019,4	1,14	
W 460 x 97,0	44658	1916,7	19,03	2187,4	1,14	
W 460 x 106,0	48978	2088,6	19,04	2394,6	1,15	
W 530 x 66,0	34971	1332,2	20,46	1558	1,17	
W 530 x 72,0	39969	1525,5	20,89	1755,9	1,15	
W 530 x 74,0	40969	1548,9	20,76	1804,9	1,17	
W 530 x 82,0	47569	1801,8	21,34	2058,5	1,14	

W 530 x 85,0	48453	1811,3	21,21	2099,8	1,16	
W 530 x 92,0	55157	2069,7	21,65	2359,8	1,14	
W 530 x 101,0	62198	2316,5	21,87	2640,4	1,14	
W 530 x 109,0	67226	2494,5	21,94	2847	1,14	
W 610 x 101,0	77003	2554	24,31	2922,7	1,14	
W 610 x 113,0	88196	2901,2	24,64	3312,9	1,14	
W 610 x 125,0	99184	3241,3	24,89	3697,3	1,14	
W 610 x 140,0	112619	3650,5	25,06	4173,1	1,14	
W 610 x 155,0	129583	4241,7	25,58	4749,1	1,12	
W 610 x 174,0	147754	4797,2	25,75	5383,3	1,12	

LEGENDA	
	Perfil adequado
	Perfil não adequado

ANEXO C – EXEMPLO DE DETALHAMENTO DE COBERTURA DE UM GALPÃO DE DUAS ÁGUAS

