



UNIVERSIDADE FEDERAL DE MINAS GERAIS
PROGRAMA DE PÓS-GRADUAÇÃO EM
ENGENHARIA MECÂNICA

DESENVOLVIMENTO DE UM PROGRAMA PARA
CÁLCULO DE COMPONENTES MECÂNICOS E
ESTRUTURAIS PARA TRANSPORTADORES DE
CORREIA

MARCELO DE ARAÚJO MARCONDES

Belo Horizonte, 23 de Fevereiro de 2011.

Marcelo de Araújo Marcondes

**DESENVOLVIMENTO DE UM PROGRAMA PARA
CÁLCULO DE COMPONENTES MECÂNICOS E
ESTRUTURAIS PARA TRANSPORTADORES DE
CORREIA**

Dissertação apresentada ao Programa de Pós-Graduação em Engenharia Mecânica da
Universidade Federal de Minas Gerais, como requisito parcial à obtenção do título de
Mestre em Engenharia Mecânica.

Área de concentração: Projeto Mecânico

Orientador: Prof. Antônio Eustáquio de Melo Pertence
UFMG

Belo Horizonte
Escola de Engenharia da UFMG
Ano 2011



Universidade Federal de Minas Gerais
Programa de Pós-Graduação em Engenharia Mecânica
Av. Antônio Carlos, 6627 – Pampulha 31.270-901 – Belo Horizonte – MG.
Tel.: +55 31 3499-5145 – Fax: + 55 31 3443-3783
www.demec.ufmg.br – E-mail: cpgmec@demec.ufmg.br

DESENVOLVIMENTO DE UM PROGRAMA PARA CÁLCULO DE COMPONENTES MECÂNICOS E ESTRUTURAIS PARA TRANSPORTADORES DE CORREIA

MARCELO DE ARAÚJO MARCONDES

Dissertação defendida e aprovada em 23 de fevereiro de 2010, pela Banca Examinadora designada pelo Colegiado do Programa de Pós-Graduação em Engenharia Mecânica da Universidade Federal de Minas Gerais, como parte dos requisitos necessários à obtenção do título de “**Mestre em Engenharia Mecânica**”, na área de concentração de “**Projeto Mecânico**”.

Prof. Dr. Antônio Eustáquio de Melo Pertence – UFMG – Orientador

Prof. Dr. Paulo Roberto Cetlin – UFMG - Examinador

Prof. Dr. Danilo Amaral – UFMG - Examinador

Prof. Dr. Haroldo Béria Campos – UFMG - Examinador (Suplente)

AGRADECIMENTOS

À Deus pela luz

À Jesus pelo Amor.

À meu mestre pelo amparo

À Bel pelo incentivo e amor incondicionais.

À meus pais pela inspiração constante e carinho.

À meus irmãos pelo sorriso.

À KOCH DO BRASIL nas pessoas dos Srs. Ernani Neiva (Gerente de Engenharia) e Alexandre Calijorne (Gerente de Desenvolvimento Tecnológico).

Aos meus colegas Abraão, Gustavo e Milla pela preciosa ajuda em vários momentos

À UFMG – DEMEC por terem me acolhido como aluno.

E, em especial,

Ao meu orientador Prof. Dr. Antônio Eustáquio de Melo Pertence pela paciência, acessibilidade e profissionalismo.

MENSAGEM

SE

**“Se és capaz de manter tua calma, quando,
todo mundo ao redor já a perdeu e te culpa.
De crer em ti quando estão todos duvidando,
e para esses no entanto achar uma desculpa.**

**Se és capaz de esperar sem te desesperares,
ou, enganado, não mentir ao mentiroso,
Ou, sendo odiado, sempre ao ódio te esquivares,
e não parecer bom demais, nem pretensioso.**

**Se és capaz de pensar - sem que a isso só te atires,
de sonhar - sem fazer dos sonhos teus senhores.
Se, encontrando a Desgraça e o Triunfo, conseguires,
tratar da mesma forma a esses dois impostores.**

**Se és capaz de sofrer a dor de ver mudadas,
em armadilhas as verdades que disseste
E as coisas, por que deste a vida estraçalhadas,
e refazê-las com o bem pouco que te reste.**

**Se és capaz de arriscar numa única parada,
tudo quanto ganhaste em toda a tua vida.
E perder e, ao perder, sem nunca dizer nada,
resignado, tornar ao ponto de partida.**

**De forçar coração, nervos, músculos, tudo,
a dar seja o que for que neles ainda existe.
E a persistir assim quando, exausto, contudo,
resta a vontade em ti, que ainda te ordena: Persiste!**

**Se és capaz de, entre a plebe, não te corromperes,
e, entre Reis, não perder a naturalidade.
E de amigos, quer bons, quer maus, te defenderes,
se a todos podes ser de alguma utilidade.**

**Se és capaz de dar, segundo por segundo,
ao minuto fatal todo valor e brilho.
Tua é a Terra com tudo o que existe no mundo,
e - o que ainda é muito mais - és um Homem, meu filho!”**

Rudyard Kipling

SUMÁRIO

LISTA DE FIGURAS	VIII
LISTA DE TABELAS	XII
NOMENCLATURA.....	XIII
RESUMO	XVIII
1. INTRODUÇÃO.....	1
2. REVISÃO BIBLIOGRAFICA	3
2.1. Dimensionamento dos eixos.....	3
2.1.1. Correias transportadoras	3
2.1.2 Tambores	9
2.2 Dimensionamento das Estruturas Metálicas.....	16
2.2.1 – Determinação das forças atuantes.....	18
2.2.2 Avaliação de forças e deslocamentos em uma coluna treliçada plana	27
2.3 Generalização do método dos deslocamentos e do dimensionamento das estruturas metálicas	37
2.3.1 Método dos deslocamentos ou das matrizes de rigidez para elementos tridimensionais	38
2.4 Dimensionamento dos perfis	48
2.4.1 Análise de barras sujeitas somente a tração ou compressão (membros de treliças)	49
2.4.2 Análise dos estados limites para os membros tracionados ou comprimidos.....	52
2.4.3 Análise de barras sujeitas a forças cortantes e ou momentos fletores	61
2.4.4 Análise de vigas com um ou dois eixos de simetria, sem enrijecedores transversais intermediários, fletidas no plano da alma.....	61
2.4.5 Resistência e estabilidade da alma sob compressão transversal.....	64
2.5 Dimensionamento de barras roscadas (Chumbadores ou parafusos)	70
2.5.1 Ruptura da seção líquida efetiva por tração ou compressão.....	71
2.5.2 escoamento da seção bruta por tração ou compressão.....	71
2.5.3 Ruptura ou rasgamento da placa de apoio	72
2.5.4 Ruptura da seção líquida efetiva por cisalhamento	72
2.5.5 escoamento da seção bruta por cisalhamento	73
3. METODOLOGIA E DESENVOLVIMENTO.....	74
3.1. Escolha do método	74
3.2. Desenvolvimento do programa de cálculo	74
3.2.1 Cálculo de eixos de tambores	77
3.2.2 Cálculo das estruturas metálicas.....	78
3.2.3 Cálculo das barras roscadas.....	89
3.2.4 Teste do programa. Geração dos resultados.....	90

3.2.5 Padronização de eixos de tambor e de estruturas metálicas	90
4. RESULTADOS E DISCUSSÃO	93
4.1. Tipo de análise comparativa	93
4.2. Resultados obtidos.....	94
4.2.1 Telas principais do programa	94
4.2.1 Cálculos reais feitos com o programa.....	101
4.2.3 Cálculo dos eixos de tambores	102
4.2.4 Cálculo de estruturas metálicas	103
4.2.5 Cálculo de chumbadores.....	122
4.3. Proposta de padronização de componentes	123
4.3.1 Padronização de tambores	123
4.3.2 Padronização de colunas treliçadas	129
4.3.3 Padronização de pontes treliçadas	135
5. CONCLUSÃO.....	138
6. SUGESTÕES DE TRABALHOS FUTUROS.....	139
ABSTRACT	140
REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS	141

LISTA DE FIGURAS

FIGURA 2.1. Esquema típico de um transportador de correia	4
FIGURA 2.2. Transportador de correia tubular	4
FIGURA 2.3. Sistema de acionamento típico de um transportador de correia	5
FIGURA 2.4. Roletes de carga e correia	5
FIGURA 2.5. Chute de descarga de um transportador de correia móvel.....	6
FIGURA 2.6. Torre de esticamento.....	6
FIGURA 2.7. Estrutura tipo longarina	7
FIGURA 2.8. Estrutura tipo ponte treliçada.....	7
FIGURA 2.9. Estrutura tipo galeria sendo montada	8
FIGURA 2.10. Coluna treliçada	8
FIGURA 2.11. Chave elétrica e dutos de cabos elétricos	9
FIGURA 2.12. Desenho esquemático mostrando uma posição típica dos diversos tambores	10
FIGURA 2.13. Típico sistema de acionamento de um transportador de correia.....	10
FIGURA 2.14. Tambor de acionamento típico	11
FIGURA 2.15. Tambor movido	11
FIGURA 2.16. Esquema de forças aplicadas em um tambor de acionamento.....	12
FIGURA 2.17. Esquema de forças aplicadas ao eixo de um tambor de acionamento ...	13
FIGURA 2.18. Decomposição das forças nos planos XY e XZ.....	13
FIGURA 2.19. Modelo típico de coluna plana (treliça plana)	17
FIGURA 2.20. Modelo de ponte treliçada (treliça espacial).....	18
FIGURA 2.21. Forças aplicadas em uma coluna	19
FIGURA 2.22. Matrizes utilizadas no método da rigidez	22
FIGURA 2.23. Ações de engastamento produzidas pelas cargas	23
FIGURA 2.24. Ações de engastamento produzidas por variações de temperatura.....	24
FIGURA 2.25. Ações de engastamento produzidas por deformações iniciais.....	25
FIGURA 2.26. Ações de engastamento produzidas por deslocamento de extremidade	26
FIGURA 2.27. Ações de extremidade para membros de treliças.....	27
FIGURA 2.28. Esquema unifilar da coluna com numeração das barras, nós identificados e deslocamentos identificados	28
FIGURA 2.29. Deslocamento unitário na direção do deslocamento D1.....	32
FIGURA 2.30. Deslocamento unitário na direção do deslocamento D2.....	33

FIGURA 2.31. Deformações na barra 4 devido aos deslocamentos unitários D1 e D2.	36
FIGURA 2.32 – Deslocamentos possíveis em um membro reticulado qualquer.....	40
FIGURA 2.33. Valores limites de b/t em chapas componentes de perfis em compressão axial para impedir flambagem local (Fonte: NBR-8800; AISC).....	59
FIGURA 2.34. Expressões do fator Q_s , aplicáveis a placas não enrijecidas (Fonte: Pfeil et al (2009)).....	60
FIGURA 2.35. Tipos de ruptura da alma sem enrijecedores intermediários em viga sujeita à carga transversal concentrada: (a) escoamento local da alma; (b) enrugamento da alma com flambagem localizada; (c) flambagem da alma com deslocamento lateral da mesa tracionada; (d) flambagem da alma por compressão lateral	64
FIGURA 2.36. Resistência a escoamento local de alma sem enrijecedores de apoio....	67
FIGURA 3.1. Planilha interna do programa. Cálculo de estruturas metálicas – Quadro de dados de entrada a serem fornecidos pelo usuário do programa	79
FIGURA 3.2. Planilha interna do programa. Cálculo de estruturas metálicas – Trecho da matriz de rigidez global da estrutura já devidamente reordenada	81
FIGURA 3.3. Planilha interna do programa. Cálculo de estruturas metálicas – Trecho do quadro de entrada das forças e momentos aplicados diretamente nos nós. A ser preenchido conforme informações do usuário	82
FIGURA 3.4. Planilha interna do programa. Cálculo de ações combinadas dos nós e dos membros	83
FIGURA 3.5. Planilha interna do programa. Trecho dos resultados obtidos D (deslocamentos em metros), AR (reações nos apoios em N) e AMs (esforços nas extremidades dos membros em N)	84
FIGURA 3.6. Fluxograma do Método dos deslocamentos. Primeira parte. Análise geométrica	86
FIGURA 3.7. Fluxograma do Método dos deslocamentos. Segunda parte. Análise das ações	87
FIGURA 3.8. Fluxograma do Método dos deslocamentos. Terceira parte. Análise final. Resultados.....	88
FIGURA 4.1. Tela inicial do programa de cálculo.....	94
FIGURA 4.2. Tela de identificação dos membros e definição das coordenadas	95
FIGURA 4.3. Tela de definição do tipo de engastamento dos nós	95
FIGURA 4.4. Tela de definição das ações aplicadas nas barras	96
FIGURA 4.5. Tela de definição das ações aplicadas diretamente nos nós	96

FIGURA 4.6. Tela de seleção dos perfis, do material e do caso de flambagem	97
FIGURA 4.7. Tela de inserção dos dados para cálculo de eixo de tambor	97
FIGURA 4.8. Tela de entrada de dados para o cálculo de chumbadores ou parafusos..	98
FIGURA 4.9. Tela de resultados do dimensionamento das estruturas metálicas.....	99
FIGURA 4.10. Tela de resultados do dimensionamento de eixos	100
FIGURA 4.11. Tela de resultados do dimensionamento de barras roscadas	101
FIGURA 4.12. Problema 4.3	105
FIGURA 4.13. Problema 4.4	106
FIGURA 4.14. Problema 4.5	106
FIGURA 4.15. Problema 4.6	107
FIGURA 4.16. Problema 4.7	108
FIGURA 4.17. Problema 4.8	108
FIGURA 4.18. Problema 4.9	109
FIGURA 4.19. Problema 4.10	109
FIGURA 4.20. Problema 4.11	110
FIGURA 4.21. Problema 4.12	111
FIGURA 4.22. Problema 4.13	112
FIGURA 4.23. Problema 4.14	113
FIGURA 4.24. Problema 4.15	114
FIGURA 4.25. Problema 4.16	115
FIGURA 4.26. Problema 4.17	116
FIGURA 4.27. Problema 4.18	117
FIGURA 4.28. Problema 4.19	118
FIGURA 4.29. Problema 4.20	119
FIGURA 4.30. Problema 4.21	119
FIGURA 4.31. Problema 4.22	120
FIGURA 4.32. Problema 4.23	121
FIGURA 4.33. Problema 4.24	122
FIGURA 4.34. Base típica de transportador de correia com 4 chumbadores de 1”	123
FIGURA 4.35. Padronização de tambores motores – Códigos e dimensões	124
FIGURA 4.36. Padronização de tambores motores – Códigos e dimensões - Continuação	125
FIGURA 4.37. Padronização de tambores motores – Códigos e dimensões - Continuação	126

FIGURA 4.38. Padronização de tambores movidos – Códigos e dimensões.....	127
FIGURA 4.39. Padronização de tambores movidos – Códigos e dimensões - Continuação	128
FIGURA 4.40. Padronização de tambores movidos – Códigos e dimensões - Continuação	129
FIGURA 4.41. Padronização de colunas a serem calculadas – Códigos e dimensões.	130
FIGURA 4.42. Padronização de colunas a serem calculadas – Códigos e dimensões - Continuação	131
FIGURA 4.43. Padronização de colunas a serem calculadas – Códigos e dimensões - Continuação	132
FIGURA 4.44. Padronização de colunas a serem calculadas – Códigos e dimensões - Continuação	133
FIGURA 4.45. Padronização de colunas a serem calculadas – Códigos e dimensões - Continuação	134
FIGURA 4.46. Padronização de colunas a serem calculadas – Códigos e dimensões – Continuação	135
FIGURA 4.47. Padronização de pontes treliçadas a serem calculadas – Códigos e dimensões	136

LISTA DE TABELAS

TABELA 2.1. Momentos fletores em cada trecho no plano XY	14
TABELA 2.2. Momentos fletores em cada trecho no plano XZ.....	14
TABELA 2.3. Coeficientes de segurança parciais aplicados às ações.....	51
TABELA 2.4. Fatores de combinação para as ações variáveis.....	52
TABELA 2.5. Valores do coeficiente γ_m parcial de segurança aplicado às resistências	53
TABELA 4.1. Resultados comparativos do Problema 4.1	103
TABELA 4.2. Resultados comparativos do Problema 4.2.....	103
TABELA 4.3. Resultados comparativos do Problema 4.3.....	105
TABELA 4.4. Resultados comparativos do Problema 4.4.....	106
TABELA 4.5. Resultados comparativos do Problema 4.5.....	106
TABELA 4.6. Resultados comparativos do Problema 4.6.....	107
TABELA 4.7. Resultados comparativos do Problema 4.7.....	108
TABELA 4.8. Resultados comparativos do Problema 4.8.....	108
TABELA 4.9. Resultados comparativos do Problema 4.9.....	109
TABELA 4.10. Resultados comparativos do Problema 4.10.....	109
TABELA 4.11. Resultados comparativos do Problema 4.11.....	110
TABELA 4.12. Resultados comparativos do Problema 4.12.....	111
TABELA 4.13. Resultados comparativos do Problema 4.13.....	112
TABELA 4.14. Resultados comparativos do Problema 4.14.....	113
TABELA 4.15. Resultados comparativos do Problema 4.15.....	114
TABELA 4.16. Resultados comparativos do Problema 4.16.....	115
TABELA 4.17. Resultados comparativos do Problema 4.17.....	116
TABELA 4.18. Resultados comparativos do Problema 4.18.....	117
TABELA 4.19. Resultados comparativos do Problema 4.19.....	118
TABELA 4.20. Resultados comparativos do Problema 4.20.....	119
TABELA 4.21. Resultados comparativos do Problema 4.21.....	119
TABELA 4.22. Resultados comparativos do Problema 4.22.....	120
TABELA 4.23. Resultados comparativos do Problema 4.23.....	121
TABELA 4.24. Resultados comparativos do Problema 4.24.....	122
TABELA 4.25. Resultados comparativos do Problema 4.25.....	123

NOMENCLATURA

Letras Latinas

<i>T</i>	Momento torçor no eixo do tambor (N.m)
<i>N</i>	Potencia nominal do motor (kW)
<i>n</i>	Rotação da ponta do eixo do tambor (rpm)
<i>d</i>	Diâmetro do eixo
<i>E</i>	Módulo de elasticidade do material
<i>S</i>	Matriz de rigidez da estrutura
<i>D</i>	Vetor dos deslocamentos nos nós
<i>j</i>	Designação genérica para o primeiro nó de um membro
<i>k</i>	Designação genérica para o segundo nó de um membro
<i>R</i>	Matriz de rotação de um membro
<i>t</i>	Espessura da chapa no ponto onde se mede a tensão;
<i>S</i>	Momento estático referido ao centro de gravidade da seção bruta, da parte da área da seção entre a borda e o ponto onde se mede a tensão;
<i>V</i>	Força cortante
<i>a'</i>	Comprimento de apoio da carga concentrada
<i>c</i>	Espessura da mesa carregada mais o lado do filete em perfis soldados e a espessura da mesa mais o raio de concordância com a alma, no caso de perfis laminados
<i>d</i>	Diâmetro do furo
<i>I</i>	Designação genérica de perfis metálicos tipo I
<i>W</i>	Perfis Açominas de mesa larga
<i>h</i>	Altura total da seção dos perfis
<i>J</i>	Momento de inércia à torção de um perfil
<i>kc</i>	Fatores de concentração de tensões para flexão
<i>kc'</i>	Fatores de concentração de tensões para torção
<i>kf</i>	Fator de carga dinâmica devido a flexão
<i>kt</i>	Fator de carga dinâmica devido a torção
<i>My</i>	Momento fletor no plano XY
<i>Mz</i>	Momento fletor no plano XZ
<i>dI</i>	Diâmetro do eixo no apoio do mancal que corresponde ao ponto da

	força de reação RA.
d_2	Diâmetro do eixo no cubo no ponto de aplicação das forças diversas do corpo do tambor.
d_3	Diâmetro do eixo entre cubos no ponto médio do trecho 3.
d_4	Diâmetro do eixo na ponta chavetada no meio do trecho 5
W_i	Peso distribuído ao longo do membro i
L_i	Comprimento do membro i
D_x	Deslocamento linear na direção do eixo X
D_y	Deslocamento linear na direção do eixo Y
D_z	Deslocamento linear na direção do eixo Z
G_x	Deslocamento angular ao redor do eixo X
G_y	Deslocamento angular ao redor do eixo Y
G_z	Deslocamento angular ao redor do eixo Z
C_X	Cosseno diretor do membro em relação ao eixo global X
C_Y	Cosseno diretor do membro em relação ao eixo global Y
C_Z	Cosseno diretor do membro em relação ao eixo global Z
R_t	Matriz de transformação de rotação
F_d	Esforço solicitante
Q_i	Variável principal
Q_j	Demais cargas variáveis
f_y	Limite de escoamento do material utilizado
f_u	Limite de ruptura do material utilizado
N_{dres}	Força resistente do perfil
A_l	Área líquida do perfil
A_{nf}	Seção líquida efetiva do perfil
e_c	Excentricidade do plano de ligação
A_g	Área da seção bruta do perfil ou conector
V_{dres}	Esforço solicitante resistente
C_v	Razão entre a tensão crítica de flambagem elástica τ_{cr} . e a tensão de escoamento a cisalhamento
R_{dres}	Resistência do perfil
S_d	Força aplicada ou solicitante de projeto
R_d	Resistência da barra
AD	Ações na estrutura real correspondentes aos deslocamentos desconhecidos
ADL	Ações na estrutura restringida correspondentes aos deslocamentos

	desconhecidos e devidos a todas as cargas, exceto aquelas que correspondem aos deslocamentos desconhecidos
<i>ADS</i>	Inclui os efeitos de cargas, variações de temperatura, deformações iniciais e deslocamentos de apoio como se segue
<i>ADT, ADP, ADR</i>	Ações na estrutura fixa correspondentes aos deslocamentos desconhecidos e devidos à temperatura, deformação inicial e deslocamento de apoios
<i>ADS</i>	Somatório das ações $ADL+ADT+ADP+ADR$
<i>S-I</i>	Inverso da matriz de rigidez da estrutura
<i>AM</i>	Ações de extremidade de membro
<i>AML</i>	Ações de extremidade de membro na estrutura restringida devidas a todas as cargas, exceto aquelas que correspondem aos deslocamentos desconhecidos
<i>AMD</i>	Ações de extremidade de membro na estrutura restringida devidas a valores unitários dos deslocamentos
<i>AMT, AMP, AMR</i>	Ações de extremidade correspondentes aos deslocamentos desconhecidos e devidos à temperatura, deformação inicial e deslocamento de apoios
<i>AMS</i>	Somatório das ações $AML + AMT + AMP + AMR$
<i>AR</i>	Reações na estrutura real
<i>ARL</i>	Reações da estrutura restringida devidas a todas as cargas, exceto aquelas que correspondem aos deslocamentos desconhecidos
<i>ARD</i>	Reações na estrutura restringida devidas a valores unitários dos deslocamentos
<i>ART, ARP, ARR</i>	Reações na estrutura restringida correspondentes à temperatura, deformação inicial e deslocamento de apoios
<i>ARS</i>	Somatório das reações $ARL + ART + ARP + ARR$
<i>ADLi</i>	Ações geradas em cada membro <i>i</i> supondo engastamento nas duas extremidades
<i>SMDi</i>	Matriz de rigidez do membro <i>i</i> em relação aos eixos globais
<i>Sj</i>	Matriz de rigidez global da estrutura
<i>SRD</i>	Sub-matriz retangular que contém as ações correspondentes às restrições dos apoios devidas aos valores unitários dos deslocamentos correspondentes aos graus de liberdade
<i>SDR</i>	Matriz transposta de S_{RD} e representa as ações correspondentes aos graus de liberdade e causadas por deslocamentos unitários correspondentes às restrições de apoio
<i>SRR</i>	Sub-matriz quadrada e simétrica que contém ações correspondentes às restrições de apoio, devidas aos deslocamentos unitários correspondentes ao mesmo conjunto de restrições.
<i>AE</i>	Vetor de cargas equivalentes nos nós

<i>AC</i>	Vetor de ações combinadas
<i>AR</i>	Vetor das reações dos apoios
<i>AM_i</i>	Esforços nas extremidades de cada membro <i>i</i>
<i>t₀</i>	Espessura da alma dos perfis
<i>h₀</i>	Altura da alma dos perfis metálicos
<i>t_f</i>	Espessura da mesa dos perfis metálicos
<i>b_f</i>	Largura da mesa dos perfis metálicos
<i>I_x</i>	Momento de inércia do perfil em relação ao eixo X
<i>I_y</i>	Momento de inércia do perfil em relação ao eixo Y
<i>I_z</i>	Momento de inércia do perfil em relação ao eixo Z
<i>W_x</i>	Módulo de resistência do perfil em relação ao eixo X
<i>W_y</i>	Módulo de resistência do perfil em relação ao eixo Y
<i>W_z</i>	Módulo de resistência do perfil em relação ao eixo Z
<i>Z_x</i>	Módulo plástico de um perfil em relação ao eixo X
<i>Z_y</i>	Módulo plástico de um perfil em relação ao eixo Y
<i>Z_z</i>	Módulo plástico de um perfil em relação ao eixo Z
<i>i_x</i>	Raio de giração de um perfil em relação ao eixo X
<i>i_y</i>	Raio de giração de um perfil em relação ao eixo Y
<i>i_z</i>	Raio de giração de um perfil em relação ao eixo Z
<i>hw</i>	Altura da alma, exclusive para trechos de transição das mesas para a alma
<i>X,Y,Z</i>	Coordenadas
<i>mm</i>	Milímetro
<i>kgf</i>	Quilograma força
<i>kgf.m</i>	Quilograma força por metro
<i>kgf/mm²</i>	Quilograma força por milímetro quadrado

Letras Gregas

<i>α</i>	Coefficiente de dilatação térmica
<i>β_{kb}</i>	Fator de entalhe
<i>τ_{adm}</i>	Tensão de cisalhamento a torção admissível
<i>τ_{esc}</i>	Tensão de escoamento ao cisalhamento do material escolhido
<i>θ</i>	Deslocamento angular de deformação
<i>Δ</i>	Deslocamento linear de deformação
<i>φ</i>	Deslocamento angular de torção
<i>γ_i</i>	Coefficientes de ponderação de segurança aplicados às cargas permanentes
<i>γ_l</i>	Coefficiente de ponderação aplicado à carga variável principal Q1

γ_{ij}	Coefficientes aplicados às demais cargas variáveis Q_j
ψ_{0j}	Fatores de combinação que reduzem o efeito dessas ações variáveis para considerar a baixa probabilidade de ocorrência simultânea de ações de distintas naturezas com seus valores característicos
γ_m	Coefficientes parciais de segurança
γ_{a1}	Coefficiente parcial de segurança para escoamento e flambagem de aço
γ_{a2}	Coefficiente parcial de segurança para ruptura de aço
γ_c	Coefficiente parcial de segurança para concreto
γ_s	Coefficiente parcial de segurança para concreto armado
λ_0	Índice de esbeltez reduzido do perfil ou membro estudado
χ	É a relação entre a tensão resistente ou tensão última à compressão simples com flambagem por flexão do perfil e a tensão de escoamento do material
π	Número Pi = 3,1416...
σ	Tensão de tração ou compressão devido aos esforços de flexão ou tração ou compressão
τ	Tensão de cisalhamento devida às forças cortantes
τ_{cr}	Tensão crítica de flambagem elástica

Subscrito

res	Resistente
$máx$	Máxima

Sobrescrito

2	Quadrado da função ou do número
1/2	Raiz quadrada da função ou do número

RESUMO

O projeto mecânico de componentes e equipamentos na área de mineração tem apresentado ao longo dos anos um desenvolvimento surpreendente. Percebe-se uma grande variedade de métodos de cálculo dos componentes mecânicos e estruturais. Com o objetivo de melhorar o desempenho dos equipamentos de transporte conhecidos como transportadores de correia muito utilizados na área de mineração, apresenta-se aqui uma metodologia de cálculo simples e objetiva de alguns elementos mecânicos e estruturais dos transportadores, a saber, eixos de tambores, pequenas estruturas metálicas e barras roscadas visando ganhos na segurança e padronização destes componentes. Apresenta-se uma explanação destas metodologias de cálculo baseadas nos métodos das tensões admissíveis para os eixos, e no método dos estados limites para as estruturas metálicas e barras roscadas a partir da definição dos dados de entrada, do desenvolvimento da seqüência dos cálculos analíticos e das intervenções para a escolha de elementos padronizados através de interface gráfica feita em Excel[®]. Como resultado, propõe-se um programa para cálculo de componentes mecânicos e estruturais considerando-se os dados estabelecidos na norma NBR-6172 de 1995 para os eixos de tambores de transportadores de correia e pela norma NBR-8800 de 2008 para as estruturas metálicas e barras roscadas. Com isso, acredita-se poder melhorar a execução dos projetos, minimizando-se os erros e reduzindo-se os tempos de planejamento, cálculo, fabricação e implantação.

Palavras-chave: Padronização de componentes mecânicos, transportadores de correia, eixos de tambor, estruturas metálicas, barras roscadas, chumbadores, parafusos.

1. INTRODUÇÃO

O projeto mecânico de componentes e equipamentos nas áreas de mineração tem apresentado ao longo dos anos um desenvolvimento surpreendente. Um equipamento de interesse particular na indústria da mineração é o transportador de correia tanto para curtas quanto de longas distâncias (CEMA, 2006).

No presente trabalho, busca-se como o objetivo principal o desenvolvimento de um programa para cálculo de componentes mecânicos e estruturais. Inicialmente, o objetivo focava no desenvolvimento de um programa de cálculo de todos os elementos mecânicos e estruturais dos transportadores de correia. Posteriormente, por se perceber que este volume de trabalho ultrapassava os limites deste trabalho, optou-se por elencar dez elementos de interesse e que se julgasse os mais relevantes dentro dos transportadores para, no final, focar-se a escolha nos três principais. Desta forma, ficou decidido que os dez elementos mais importantes são: Estruturas metálicas, eixos de tambores, casco de tambores, parafusos, cabos de aço, roldanas, chumbadores, discos de tambores, bases de acionamento e chassis dos tambores. Foram escolhidos como principais as estruturas metálicas (estrutura do transportador, base do acionamento e chassis dos tambores), os eixos dos tambores e as barras roscadas (parafusos e chumbadores) por serem os mais significativos e abrangentes. Para tanto consideraram-se os dados estabelecidos nas normas NBR-6172 (Transportadores contínuos – Transportadores de correia – Tambores) e na norma NBR-8800 (Projeto de estruturas de aço e de estruturas mistas de aço e concreto de edifícios - Métodos dos Estados Limites), respectivamente para os eixos de tambores e para as estruturas metálicas e barras roscadas. Tudo isto por meio de tabelas e planilhas feitas em Excel[®].

Tem-se ainda o objetivo de apresentar uma metodologia de cálculo simples e prática, feita a partir da definição dos dados de entrada, do desenvolvimento da seqüência dos cálculos analíticos e das intervenções para a escolha de elementos padronizados, baseada no método das tensões admissíveis para o cálculo dos eixos de tambores e nas no método dos estados limites para as estruturas metálicas e barras roscadas (parafusos ou chumbadores). Tudo isto será feito visando ganhos na segurança e padronização dos

componentes considerando-se os dados estabelecidos e que possa ser facilmente seguida pelas empresas de projetos mecânicos e pelos fabricantes.

Na parte estrutural, baseou-se no método dos deslocamentos ou das matrizes de rigidez para a obtenção das ações nos membros da estrutura reticulada e na norma NBR-8800 para o cálculo e dimensionamento destes mesmos membros estruturais conforme a análise dos diversos estados limites de sollicitação.

Trata-se de um modelo de cálculos que poderá ser incrementado posteriormente com novos componentes tornando-se cada vez mais rica e abrangente. Eventualmente, sua aplicabilidade também poderá ser ampliada e estendida para outros equipamentos que não apenas transportadores de correia. Propõe-se aqui uma metodologia de aquisição do conhecimento e desenvolvimento dos cálculos em função das normas e referências atualmente disponíveis. Este mesmo método poderá tranquilamente ser expandido para outros componentes.

Esta plataforma de cálculo, além de firmar uma metodologia de cálculo pode também levar à obtenção de um processo de padronização que é de grande interesse tanto para as indústrias de mineração, quanto para as empresas de projetos e fabricantes dos transportadores de correia.

2. REVISÃO BIBLIOGRAFICA

2.1. Dimensionamento dos eixos

2.1.1. Correias transportadoras

De uma forma geral, os transportadores de correia são constituídos por um ou mais acionamentos que, por meio de tambores sustentados em seus eixos por mancais de rolamentos tracionam esteiras ou correias de borracha sobre as quais o material granulado é transportado. Cada transportador de correia irá apresentar características bastante individuais e peculiares conforme sua aplicação, conforme o material a ser transportado e também de acordo com o perfil do terreno e as distâncias e diferentes elevações entre o carregamento e a descarga do material (NBR 6177, 1999).

Tem-se assim, transportadores com perfis diversos, mas normalmente compostos pelos seguintes subconjuntos mostrados nas figuras apresentadas na seqüência:

- Acionamento, composto de motor, redutor, acoplamentos, freios e dispositivos contra-recuo;
- Tambores metálicos compostos de eixo, discos laterais, discos internos enrijecedores, casco, cubos, mancais de rolamento nas pontas dos eixos e revestimento do casco em borracha e/ou cerâmica;
- Esteira ou correia de elastômero com ou sem outros elementos internos como lonas, cabos de aço ou tramas metálicas;
- Roletes tanto de carga quanto de retorno onde se apóia a correia durante o transporte;
- Itens diversos de caldeiraria como chutes de descarga, cobertura sobre a correia, caixa de lastro ou contra-peso do sistema de esticamento e proteções para partes girantes como tambores e eixos diversos;
- Estruturas metálicas como colunas, pontes treliçadas, galerias treliçadas, estruturas tipo longarina, bases de acionamentos, bases suporte de tambores e estruturas de suportaçã dos contra-pesos do sistema de esticamento;

- Dispositivos diversos como limpadores e raspadores de borracha, chaves e dispositivos elétricos diversos;

Abaixo, na FIG. 2.1, vemos um desenho típico de um transportador de correia onde estão indicadas as posições de montagem dos itens acima discriminados.

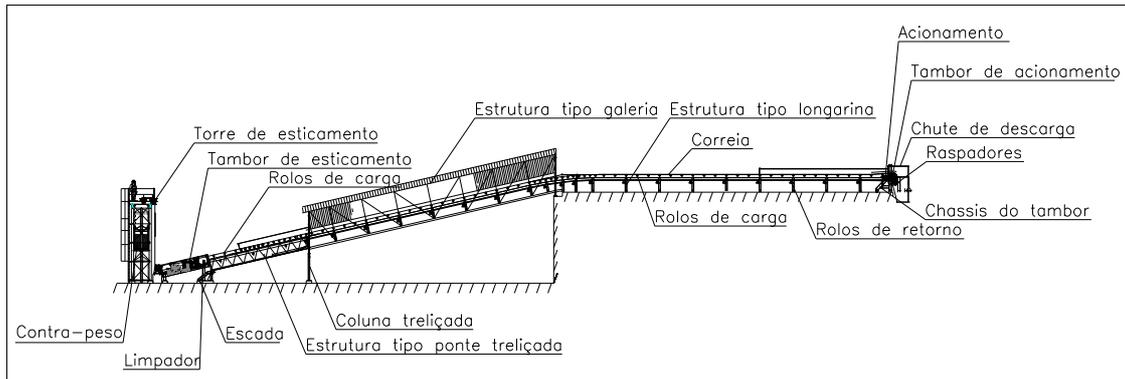


FIGURA 2.1. Esquema típico de um transportador de correia. (Imagem cedida pela Koch do Brasil Projetos Industriais Ltda)

Na FIG. 2.2. é mostrada a foto de um transportador de correia tubular.



FIGURA 2.2. Transportador de correia tubular. (Imagem cedida pela Koch do Brasil Projetos Industriais Ltda)

Abaixo, na FIG. 2.3, é apresentado um conjunto de acionamento típico composto de motor, redutor, acoplamento de alta velocidade, acoplamento de baixa velocidade, ainda montado na fábrica.

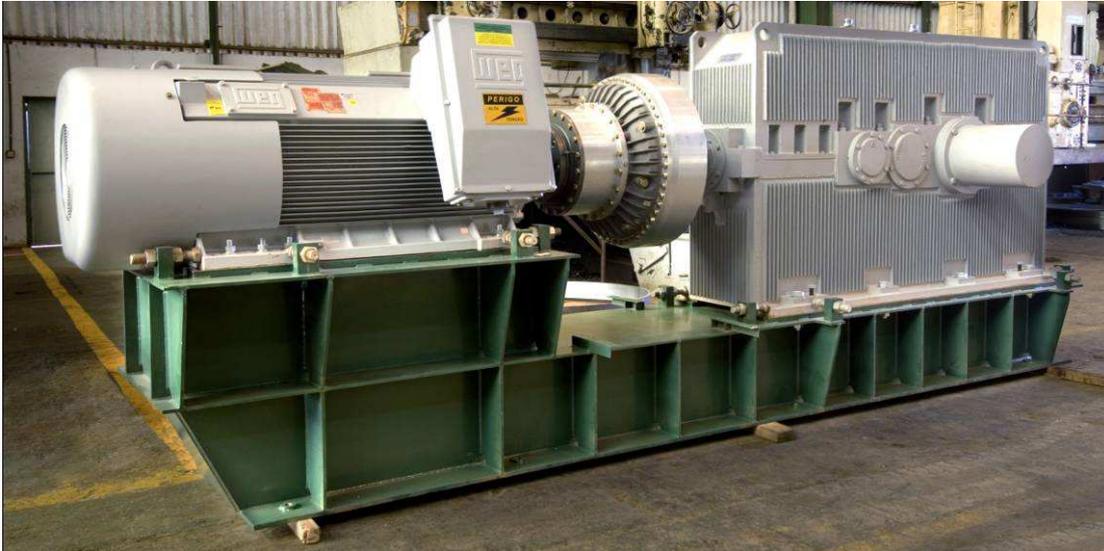


FIGURA 2.3. Sistema de acionamento típico de um transportador de correia. (Imagem cedida pela Koch do Brasil Projetos Industriais Ltda)

Na FIG. 2.4 é mostrado um conjunto rolete, bem como a correia de borracha sobre ele.



FIGURA 2.4. Roletes de carga e correia. (Imagem cedida pela Koch do Brasil Projetos Industriais Ltda)

É apresentado na FIG. 2.5 um chute de descarga enquanto na FIG. 2.6, mostra-se uma torre de esticamento.



FIGURA 2.5. Chute de descarga de um transportador de correia móvel. (Imagem cedida pela Koch do Brasil Projetos Industriais Ltda)



FIGURA 2.6. Torre de esticamento. (Imagem cedida pela Koch do Brasil Projetos Industriais Ltda)

Abaixo, nas FIG. 2.7, FIG. 2.8 e FIG. 2.9, apresentam-se os três tipos de estruturas metálicas citadas anteriormente, ou seja, estrutura tipo longarina, estrutura tipo ponte treliçada e estrutura tipo galeria. Na FIG. 2.10 é apresentada uma coluna treliçada típica.



FIGURA 2.7. Estrutura tipo longarina. (Imagem cedida pela Koch do Brasil Projetos Industriais Ltda)



FIGURA 2.8. Estrutura tipo ponte treliçada. (Imagem cedida pela Koch do Brasil Projetos Industriais Ltda)



FIGURA 2.9. Estrutura tipo galeria sendo montada. (Fonte: Koch do Brasil Projetos Industriais Ltda)



FIGURA 2.10. Coluna treliçada. (Fonte: Koch do Brasil Ltda)

Na FIG. 2.11 abaixo, é mostrada a montagem de uma chave elétrica de emergência bem como os tubos de cabos elétricos.



FIGURA 2.11. Chave elétrica e dutos de cabos elétricos. (Imagem cedida pela Koch do Brasil Projetos Industriais Ltda)

2.1.2 Tambores

Os tambores são componentes primordiais para o funcionamento dos transportadores, pois são eles que transmitem o movimento rotativo do acionamento, do eixo de saída dos redutores de velocidade para a correia, tracionando a mesma, juntamente com o material transportado, vencendo as distâncias e as resistências diversas, bem como promovendo as mudanças de direção da correia de forma a ter-se o perfil desejado do transportador.

Neste sentido, tem-se normalmente o tambor de descarga, os tambores de desvio diversos, os tambores de acionamento, o tambor de esticamento e o tambor de retorno conforme indicado esquematicamente na FIG. 2.12 (NBR-6177, 1999). Muitas vezes, o tambor de descarga é o próprio tambor de acionamento bem como o tambor de retorno

normalmente é o tambor de esticamento também, mas nem sempre isso ocorre. Para o dimensionamento do eixo será considerado o tambor de acionamento por se tratar do caso mais crítico.

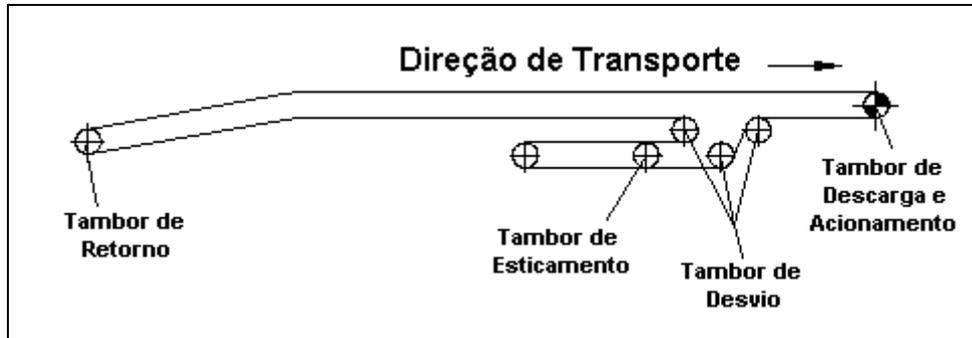


FIGURA 2.12. Desenho esquemático mostrando uma posição típica dos diversos tambores

Abaixo, na FIG. 2.13 é visto um sistema de acionamento típico mostrando os diversos equipamentos. Na FIG. 2.14 vê-se um tambor de acionamento típico mostrando seus diversos componentes.

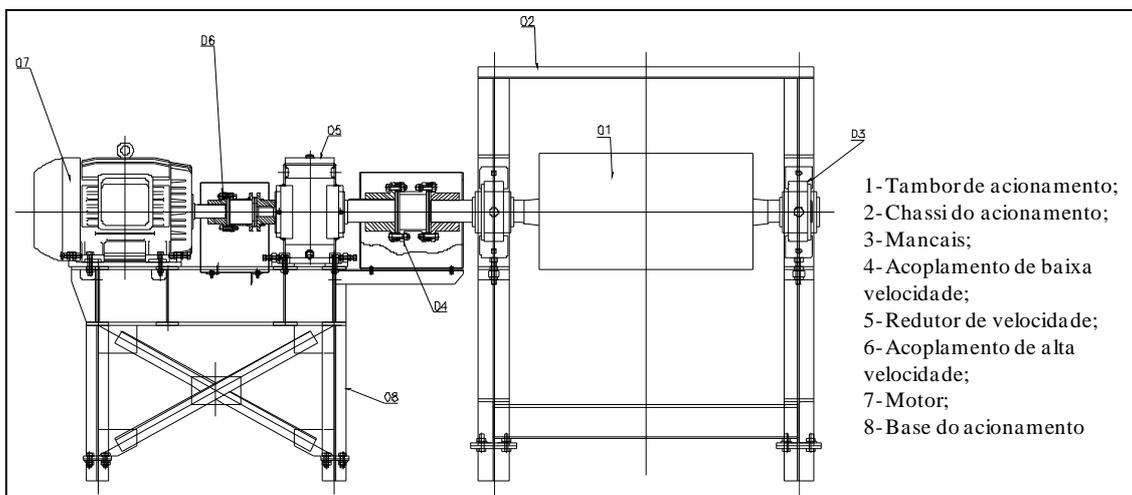


FIGURA 2.13. Típico sistema de acionamento de um transportador de correia

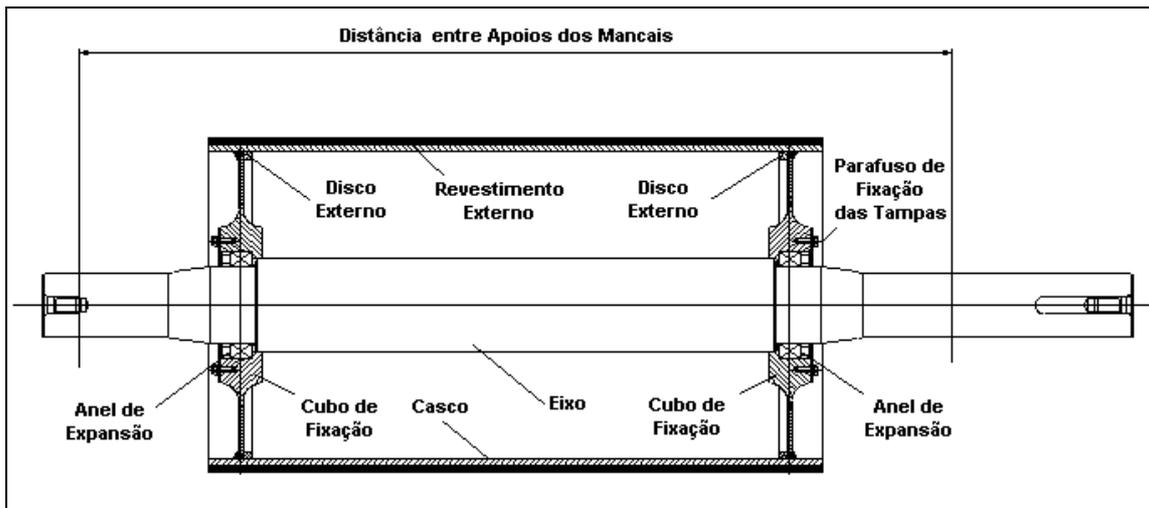


FIGURA 2.14. Tambor de acionamento típico

Na FIG. 2.14, é mostrado um tambor movido desmontado.



FIGURA 2.15. Tambor movido. (Fonte: Koch do Brasil Projetos Industriais Ltda)

2.1.2.1 Esforços e tensões atuantes no eixo

Para o dimensionamento do eixo do tambor, faz-se necessário analisar os esforços atuantes e as principais interações entre o eixo e os demais elementos.

Podem-se considerar os seguintes elementos: o acoplamento de baixa velocidade que transmite o esforço de torção proveniente do acionamento para o tambor através da chaveta ou anel de expansão; a correia que transmite as tensões de resistência de todo o transportador para a casca do tambor e desta por meio dos discos externos para os cubos e deles as forças atuam diretamente no eixo; mancais de rolamento que reagem no eixo aos esforços aplicados.

Ao mesmo tempo, estará atuando no eixo por meio da interação com os cubos o peso próprio P de todo o conjunto do tambor (exceto o próprio eixo) e ao longo do eixo atuará o seu peso próprio q distribuído de acordo com sua geometria, dimensões e escalonamento adotado.

Na ponta do eixo haverá torção gerada pelo acionamento ou a torção de frenagem. Caso haja duas pontas, esta deverá ser calculada considerando-se a torção nas duas partes ao mesmo tempo. Quando aplicável, freios ou conjuntos contra-recuo poderão atuar diretamente nos eixos com torque de frenagem.

Uma vez que o acionamento do transportador já tenha sido calculado, tem-se conhecimento das duas tensões chamadas de T_1 e T_2 atuantes no tambor e que são, respectivamente a tensão na parte superior ou no lado de carga e a tensão inferior ocasionada pelo esforço do esticamento e responsável por manter o atrito entre o revestimento do tambor e a correia evitando que o tambor deslize e não consiga transmitir o torque do motor para a correia. As FIG. 2.16 e FIG.2.17 indicam o esquema de forças respectivamente aplicadas no tambor de acionamento e em seu eixo.

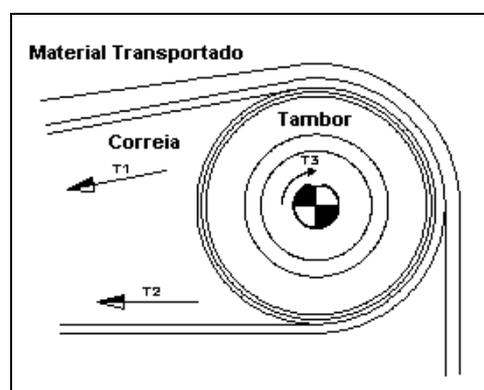


FIGURA 2.16. Esquema de forças aplicadas em um tambor de acionamento

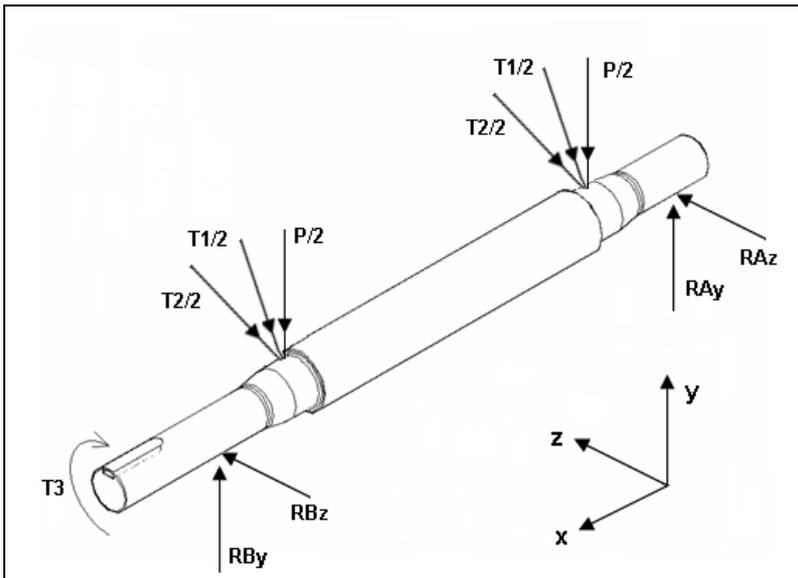


FIGURA 2.17. Esquema de forças aplicadas ao eixo de um tambor de acionamento

Em função das cargas indicadas, pode-se determinar os momentos fletores ao longo do eixo nos planos XY e XZ bem como o momento torçor proveniente do acionamento do transportador, considerando-se a distribuição de forças indicadas na FIG 2.18 (Beer, 1989).

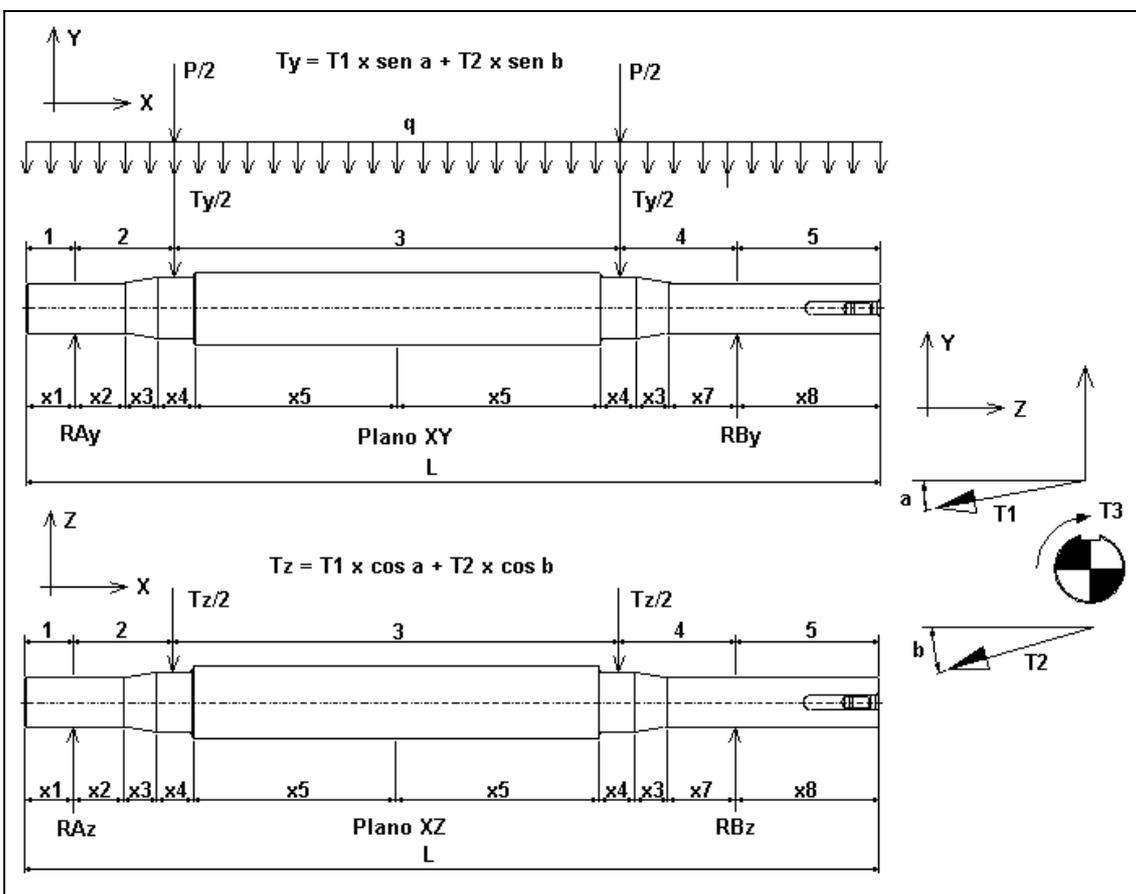


FIGURA 2.18. Decomposição das forças nos planos XY e XZ

No plano XY haverá superposição dos efeitos das forças. Os diagramas de momentos fletores nos planos XY e XZ obedecerão em cada trecho às equações indicadas nas TAB. 2.1 e TAB. 2.2.

TABELA 2.1. Momentos fletores em cada trecho no plano XY

Plano XY	
Trecho	Momento Fletor
1	$M_{y1} = -qL^2/2$
2	$M_{y2} = (P/2+Ty/2+qL/2)(L - x1) - qL^2/2$
3	$M_{y3} = (P/2+Ty/2+qL/2)(L - x1) - qL^2/2 - (Pp/2+Ty/2)(L - x1 - x2 - x3 - x4/2)$
4	$M_{y4} = ((P/2+Ty/2)+qL/2)(L-x1) - qL^2/2 - 2(P/2+Ty/2)(L - x1 - x2 - x3 - x4 - x5)$
5	$M_{y5} = (P/2+Ty/2+qL/2)(2L - 2x1 - x2 - 2x3 - 2x4 - 2x5 - x7) - qL^2/2 - 2(P/2+Ty/2)(L - x1 - x2 - x3 - x4 - x5)$

TABELA 2.2. Momentos fletores em cada trecho no plano XZ

Plano XZ	
Trecho	Momento Fletor
1	$M_{z1} = 0$
2	$M_{z2} = (Tz/2)(L - x1)$
3	$M_{z3} = (Tz/2)(x2+x3+x4/2)$
4	$M_{z4} = (Tz/2)L - (Tz/2)(x1+2x2+2x3+2x4+2x5)$
5	$M_{z5} = 0$

O momento torçor pode ser calculado a partir da EQ. 2.1 (Juvinal,1991).

$$T = \frac{9550 \cdot N}{n} \quad (2.1)$$

Onde:

T – Momento torçor no eixo do tambor (N.m)

N – potencia nominal do motor (kW)

n - rotação da ponta do eixo do tambor (rpm)

A rotação “n” pode ser obtida considerando-se a rotação do motor dividida pela relação de redução do redutor de velocidades.

O diâmetro do eixo em uma dada seção será calculado considerando-se os momentos fletores atuantes nesta seção e o momento torçor atuante, como indica a equação EQ. 2.2, (Shighey, 2005; Collins, 2006)

$$d = \sqrt[3]{\frac{16 \cdot \sqrt{(k_c \cdot k_f \cdot M_y)^2 + (k_c \cdot k_f \cdot M_z)^2 + (k_c' \cdot k_t \cdot T)^2}}{\pi \cdot \tau_{adm}}} \quad (2.2)$$

Onde:

d - diâmetro do eixo

k_c – fatores de concentração de tensões para flexão

k_c' – fatores de concentração de tensões para torção

k_f – fator de carga dinâmica devido a flexão

k_t - fator de carga dinâmica devido a torção

T – momento torçor

M_y – momento fletor no plano XY

M_z – momento fletor no plano XZ

τ_{adm} – tensão de cisalhamento a torção admissível

A tensão de cisalhamento a torção admissível é calculada segundo a EQ 2.3:

$$\tau_{adm} = \frac{\tau_{esc} \cdot b_o \cdot b_d}{FS \cdot F_s \cdot \beta_{kb}} \quad (2.3)$$

Onde:

τ_{esc} - tensão de escoamento ao cisalhamento do material escolhido.

b_o - fator de correção em função do acabamento do material do eixo.

b_d é o fator de correção em função do diâmetro.

FS - fator de segurança

F_s - fator de serviço

β_{kb} é o fator de entalhe

Caso a fixação do eixo no tambor seja feita por anel de expansão, não é necessário o emprego do fator de concentração de tensões para torção k_c' na seção correspondente do referido eixo. Se for usada uma fixação por chavetas este fator deverá ser levado em conta.

2.2 Dimensionamento das Estruturas Metálicas

Assim como foi feito com os tambores, nesta seção buscar-se-á uma forma de calcular e padronizar os elementos estruturais principais presentes nos transportadores de correia.

Em sua grande parte, o corpo de um transportador de correia é constituído de estruturas metálicas cujo objetivo é o de suportar os subconjuntos diversos operacionais do mesmo bem como os esforços provenientes das sobrecargas de material, das tensões de correia geradas na transmissão do movimento do acionamento para a correia e das cargas de vento possíveis de solicitarem a estrutura. Tem-se, por exemplo, a estrutura que suporta o acionamento, as estruturas que sustentam os tambores, a estrutura que suporta e abriga o sistema de esticamento e os suportes dos roletes onde corre a correia.

As estruturas metálicas principais, contudo, são aquelas sobre as quais todos estes subconjuntos se apóiam e que existem ao longo de todo o transportador, elevando-o às diversas alturas necessárias em seu percurso que busca, na medida do possível, seguir o perfil do terreno, especialmente em transportadores de longa distância.

Sendo assim, as estruturas metálicas que constituirão a maior parte do corpo dos transportadores comumente serão colunas treliçadas e pontes treliçadas. As colunas, na verdade, constituem treliças planas enquanto que as pontes são treliças espaciais.

Temos ainda estruturas chamadas estruturas tipo longarina, mas que por sua simplicidade normalmente não são calculadas estruturalmente já que se encontram no piso ou protegidas das cargas de vento. Seu cálculo, porém, com a ferramenta que agora é desenvolvida é também perfeitamente possível caso seja do interesse do calculista. Outras estruturas importantes são as treliças espaciais maiores que abrigam tanto longarinas quanto passadiços e o próprio transportador chamadas de galerias.

Costuma-se considerar os esforços em componentes mecânicos ou pequenas estruturas como esforços em estruturas isostáticas, em que as equações de equilíbrio e diagramas de corpos livres são suficientes para a determinação das forças presentes nos diversos membros.

Conforme nos adverte Almeida (2009), no entanto, a maioria esmagadora das estruturas metálicas reticuladas que se pode encontrar na realidade são estruturas hiperestáticas e que, portanto, necessitarão de um tratamento especial que não somente por meio das equações de equilíbrio. Para esta análise, os calculistas de estruturas contam com dois métodos eficazes que são o chamado “Método das forças ou Método da Flexibilidade” e o segundo método que é o “Método dos deslocamentos ou Método da Rigidez” (Gere et al, 1981).

Os esquemas gerais das colunas e das pontes a serem estudadas serão similares aos abaixo mostrados nas FIG. 2.19. e FIG. 2.20.

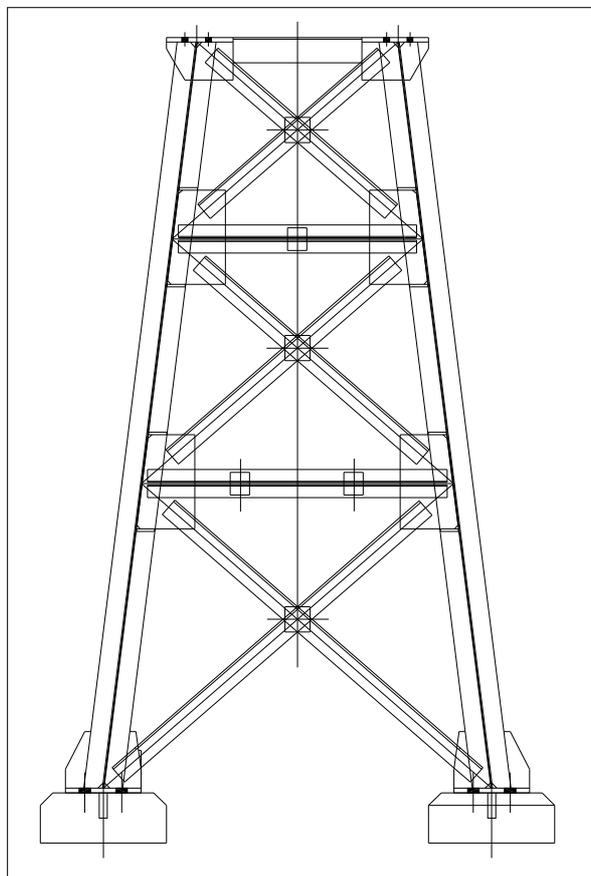


FIGURA 2.19. Modelo típico de coluna plana (treliça plana)

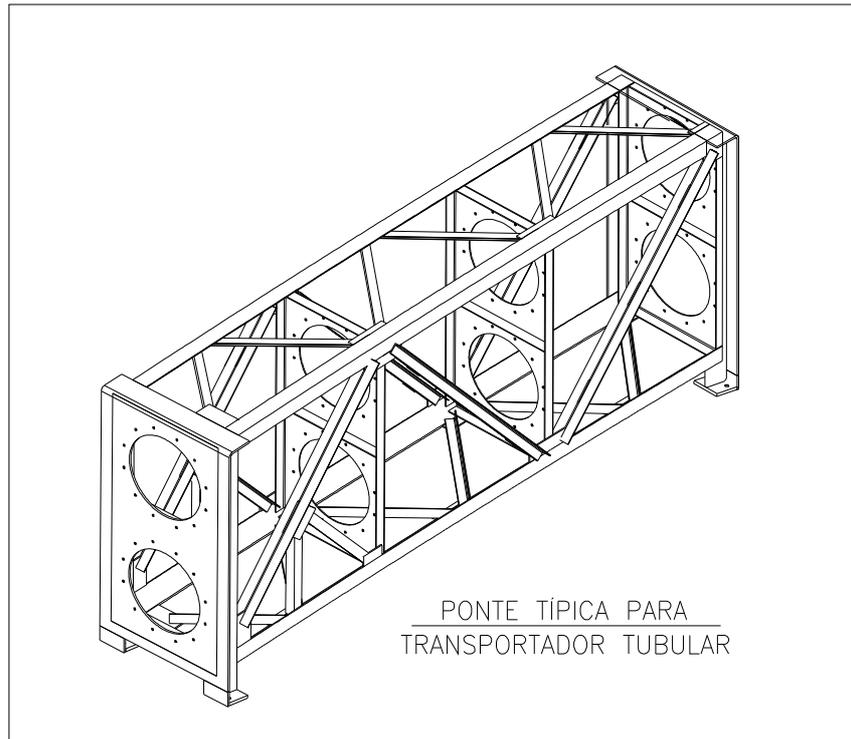


FIGURA 2.20. Modelo de ponte treliçada (treliça espacial)

Para efeito de padronização de componentes, analisar-se-á especialmente as colunas e as pontes treliçadas mostradas acima, mas o programa de cálculo que é desenvolvido aqui também está preparado para calcular qualquer tipo de estrutura reticulada, quer barras simples, quer treliças planas ou espaciais quer pórticos tanto planos quanto espaciais.

2.2.1 – Determinação das forças atuantes

Num transportador de correia, as distâncias são vencidas com estruturas metálicas. Quando o transportador está no chão, normalmente utilizam-se estruturas metálicas simples tipo longarina que consistem de suportes verticais e vigas horizontais de um lado e do outro do transportador, ligadas por travessas que sustentam os roletes e seus suportes.

Quando os transportadores são mais elevados, acima de 2 metros de altura, por exemplo, utilizam-se estruturas tipo ponte treliçada para vencer os vãos do terreno apoiadas em colunas treliçadas as quais estão sujeitas às cargas de peso próprio, ao peso próprio das estruturas suportadas por elas, ao peso próprio do transportador propriamente dito (roletes, suportes de roletes, correia, chaves elétricas, passadiços,

corrimãos e guarda-corpos, cabeamento elétrico, tubulação de água e/ou ar de serviço) além do material transportado e uma sobrecarga de material prevista para o caso de queda do material e incrustação no passadiço bem como é levando em consideração a presença de pessoal de manutenção ou de operação sobre os passadiços sustentando caixas de ferramentas ou outros itens imprevistos.

Além desses pesos verticais, uma sollicitação muito significativa também no dimensionamento são as forças de vento transversais ao transportador que, pela própria altura das colunas e por serem consideradas aplicadas no topo das colunas irão gerar um binário de arrancamento ou esmagamento nas bases da coluna conforme o lado de que vier o vento. Estas forças podem ser obtidas conforme orientado na norma Norma ABNT NBR-6123 – Forças devidas ao vento em edificações de Junho de 1988.

Teremos geralmente a situação mostrada na FIG. 2.21:

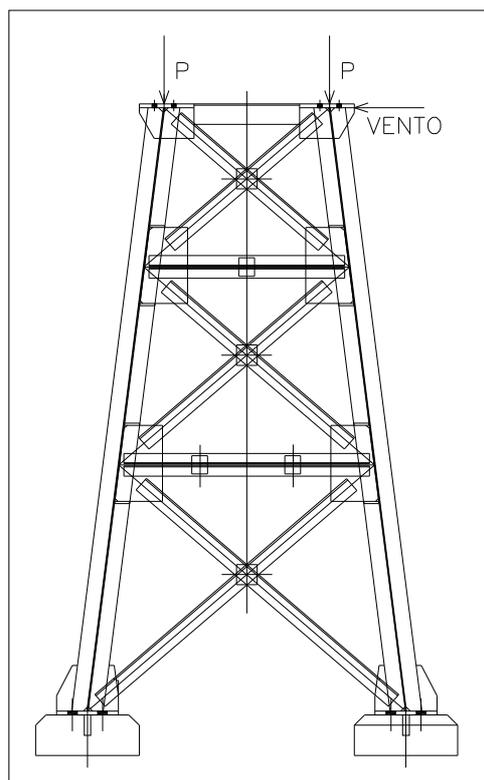


FIGURA 2.21. Forças aplicadas em uma coluna

Percebe-se, claramente, que se trata de uma estrutura hiperestática para a qual, as equações de equilíbrio isostático são insuficientes para a determinação tanto das reações de apoio quanto dos esforços em cada barra.

Neste caso, conforme nos orientam vários autores (Gere et al, 1981, Vasconcelos Filho, 1986 e Moreira, 1976), a melhor abordagem é por meio do chamado “Método da rigidez” pelo qual, analisa-se a estrutura pelas incógnitas que são os deslocamentos nos nós da mesma.

Pelo método da rigidez, o número de incógnitas a calcular é o mesmo que o grau de indeterminação cinemática da estrutura segundo Gere et al (1981).

Considera-se, inicialmente a estrutura liberada para determinação da quantidade de deslocamentos a serem determinados. É necessário especificar os tipos de deformações a serem consideradas na análise tais como deformações por flexão e deformações axiais. Dependendo dos tipos de deformações a serem consideradas, devem ser dadas as rigidezes apropriadas dos membros. Por exemplo, se são consideradas deformações por flexão, a rigidez à flexão $E.I$ deve ser conhecida para cada membro. Se forem consideradas deformações axiais, devem ser conhecidas a rigidez axial $E.A$ e assim sucessivamente onde E é o módulo de elasticidade do material dos perfis, I é o momento de inércia do eixo em torno do qual a estrutura está sendo flexionada e A é a área da seção transversal do perfil Gere et al (1981).

A seguir, analisa-se a estrutura imaginando restrições ao movimento em todos os pontos onde se tenha os deslocamentos a serem calculados, ou seja, nos nós. Artificialmente, induzi-se a estrutura a ficar restringida nestes pontos, mas ainda submetida às cargas e então se determinam os esforços correspondentes a cada deslocamento a ser calculado. Todas as cargas, exceto aquelas que correspondem a um deslocamento de nó desconhecido, são consideradas como aplicadas à estrutura fixa, sendo avaliadas as várias ações na estrutura. As ações mais importantes a serem determinadas são as ações A_{DL} que correspondem aos deslocamentos desconhecidos. Outras ações de interesse são as ações de extremidade A_{ML} para os membros e as reações A_{RL} nos apoios. Todas estas ações podem ser encontradas rapidamente com a ajuda de tabelas de ações de engastamento apresentadas abaixo de Gere et al (1981).

A seguir, faz-se uma análise da estrutura restringida para valores unitários dos deslocamentos nos nós. Devem-se determinar várias ações na estrutura restringida

devidas a valores unitários dos deslocamentos de nó desconhecidos. As ações mais importantes a serem encontradas são as que correspondem aos deslocamentos desconhecidos (os coeficientes de rigidez S). As outras a serem avaliadas são as ações de extremidade e as reações A_{MD} e A_{RD} respectivamente.

Determinam-se então os deslocamentos por meio da EQ. 2.4 de superposição para as ações A_D correspondentes a estes deslocamentos na estrutura real:

$$A_D = A_{DS} + S.D \quad (2.4)$$

Nesta equação, o vector A_{DS} inclui os efeitos de cargas, variações de temperatura, deformações iniciais e deslocamentos de apoio como se segue na EQ. 2.5:

$$A_{DS} = A_{DL} + A_{DT} + A_{DP} + A_{DR} \quad (2.5)$$

Resolvendo a EQ. 2.4 tem-se a EQ. 2.6:

$$D = S^{-1} .(A_D - A_{DS}) \quad (2.6)$$

Onde S^{-1} é o inverso da matriz de rigidez da estrutura.

Finalmente, podem-se obter as ações de extremidade nos membros e as reações nos apoios que é, no final das contas, o que nos interessa. Os vetores A_M e A_R para as ações de extremidade de membro e as reações, respectivamente, na estrutura real são obtidos das seguintes equações de superposição, EQ. 2.7 e EQ. 2.8:

$$A_M = A_{MS} + A_{MD} \times D \quad (2.7)$$

$$A_R = A_{RS} + A_{RD} \times D \quad (2.8)$$

Nestas equações, os vetores A_{MS} e A_{RS} representam ações na estrutura restringida devidas a todas as causas, como se segue:

$$A_{MS} = A_{ML} + A_{MT} + A_{MP} + A_{MR} \quad (2.9) \text{ e}$$

$$A_{RS} = A_{RL} + A_{RT} + A_{RP} + A_{RR} \quad (2.10)$$

Sendo assim, as EQ. 2.4, EQ. 2.7 e EQ. 2.8 são as equações principais e que resumem o método de determinação de forças em estruturas hiperestáticas.

Todas as matrizes utilizadas no método da rigidez bem como as ações de engastamento produzidas pelas cargas, ações de engastamento produzidas por variações de temperatura, ações de engastamento produzidas por deformações iniciais, ações de engastamento produzidas por deslocamentos de extremidade e ações de extremidade para membros de treliças, conforme apresentado por Gere et al (1981), estão resumidas e apresentadas abaixo nas FIG. 2.22., FIG. 2.23, FIG. 2.24, FIG. 2.25, FIG. 2.26 e FIG. 2.27.

<i>Matriz</i>	<i>Ordem</i>	<i>Definição</i>
D	$d \times 1$	Deslocamentos de nó desconhecidos (d = número de deslocamentos)
AD	$d \times 1$	Ações na estrutura real correspondentes aos deslocamentos desconhecidos
ADL	$d \times 1$	Ações na estrutura restringida correspondentes aos deslocamentos desconhecidos e devidos a todas as cargas, exceto aquelas que correspondem aos deslocamentos desconhecidos
S (OU ADD)	$d \times d$	Ações na estrutura restringida correspondentes aos deslocamentos desconhecidos e devidos a valores unitários dos deslocamentos (coeficientes de rigidez)
ADT, ADP, ADR	$d \times 1$	Ações na estrutura fixa correspondentes aos deslocamentos desconhecidos e devidos à temperatura, deformação inicial e deslocamento de apoios
ADS	$d \times 1$	$ADS = ADL + ADT + ADP + ADR$
AM	$m \times 1$	Ações de extremidade de membro na estrutura real (m = número de ações de extremidade)
AML	$m \times 1$	Ações de extremidade de membro na estrutura restringida devidas a todas as cargas, exceto aquelas que correspondem aos deslocamentos desconhecidos
AMD	$m \times d$	Ações de extremidade de membro na estrutura restringida devidas a valores unitários dos deslocamentos
AMT, AMP, AMR	$m \times 1$	Ações de extremidade de membro na estrutura restringida devidas a temperatura, deformação inicial e deslocamento de apoios
AMS	$m \times 1$	$AMS = AML + AMT + AMP + AMR$
AR	$r \times 1$	Reações na estrutura real (m = número de reações)
ARL	$r \times 1$	Reações na estrutura restringida devidas a todas as cargas, exceto aquelas que correspondem aos deslocamentos desconhecidos
ARD	$r \times d$	Reações na estrutura restringida devidas a valores unitários dos deslocamentos
ART, ARP, ARR	$r \times 1$	Reações na estrutura restringida devidas a temperatura, deformação inicial e deslocamento de apoios
ARS	$r \times 1$	$ARS = ARL + ART + ARP + ARR$

FIGURA 2.22. Matrizes utilizadas no método da rigidez

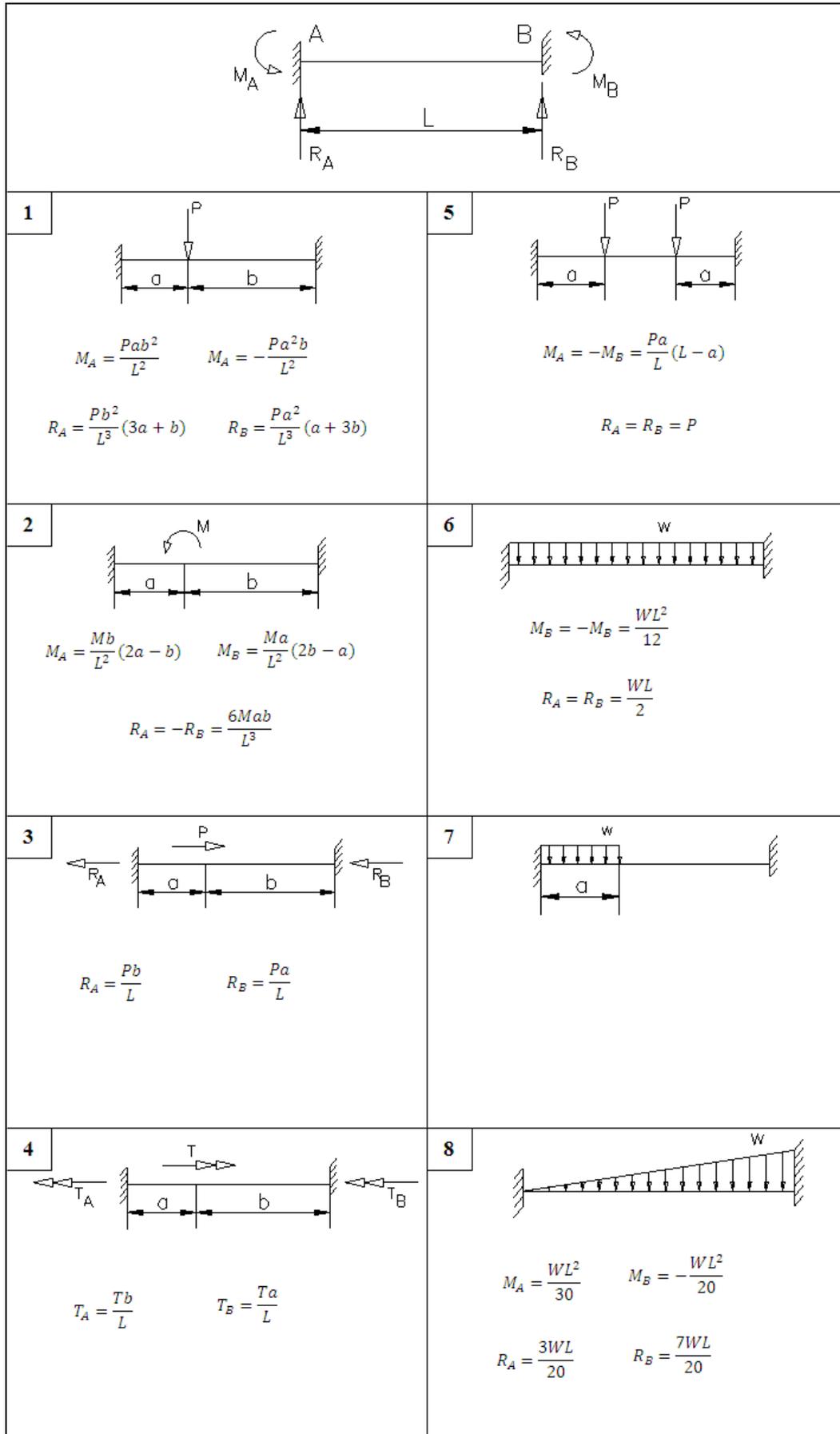


FIGURA 2.23. Ações de engastamento produzidas pelas cargas

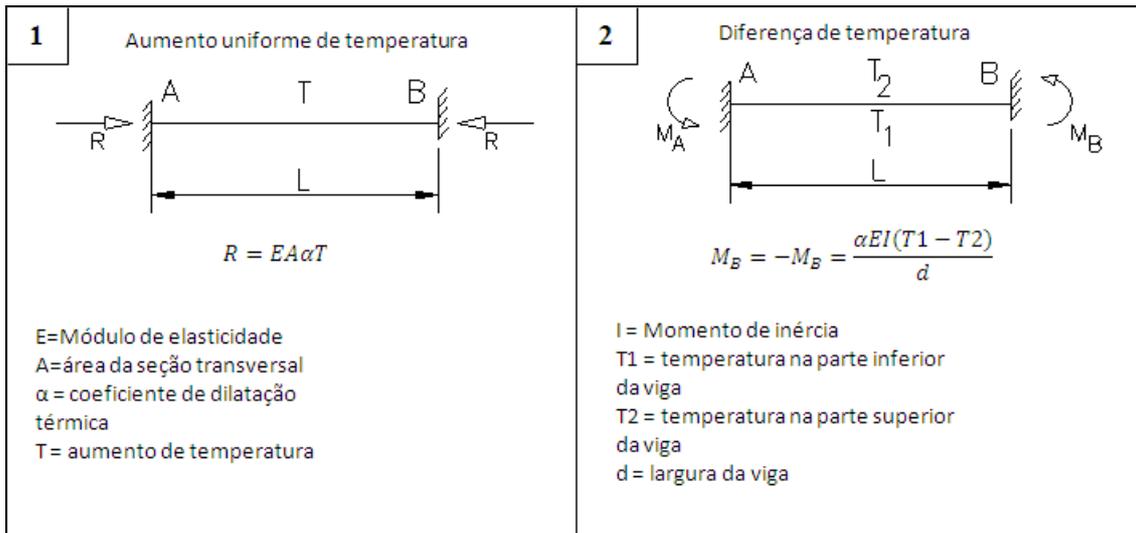


FIGURA 2.24. Ações de engastamento produzidas por variações de temperatura

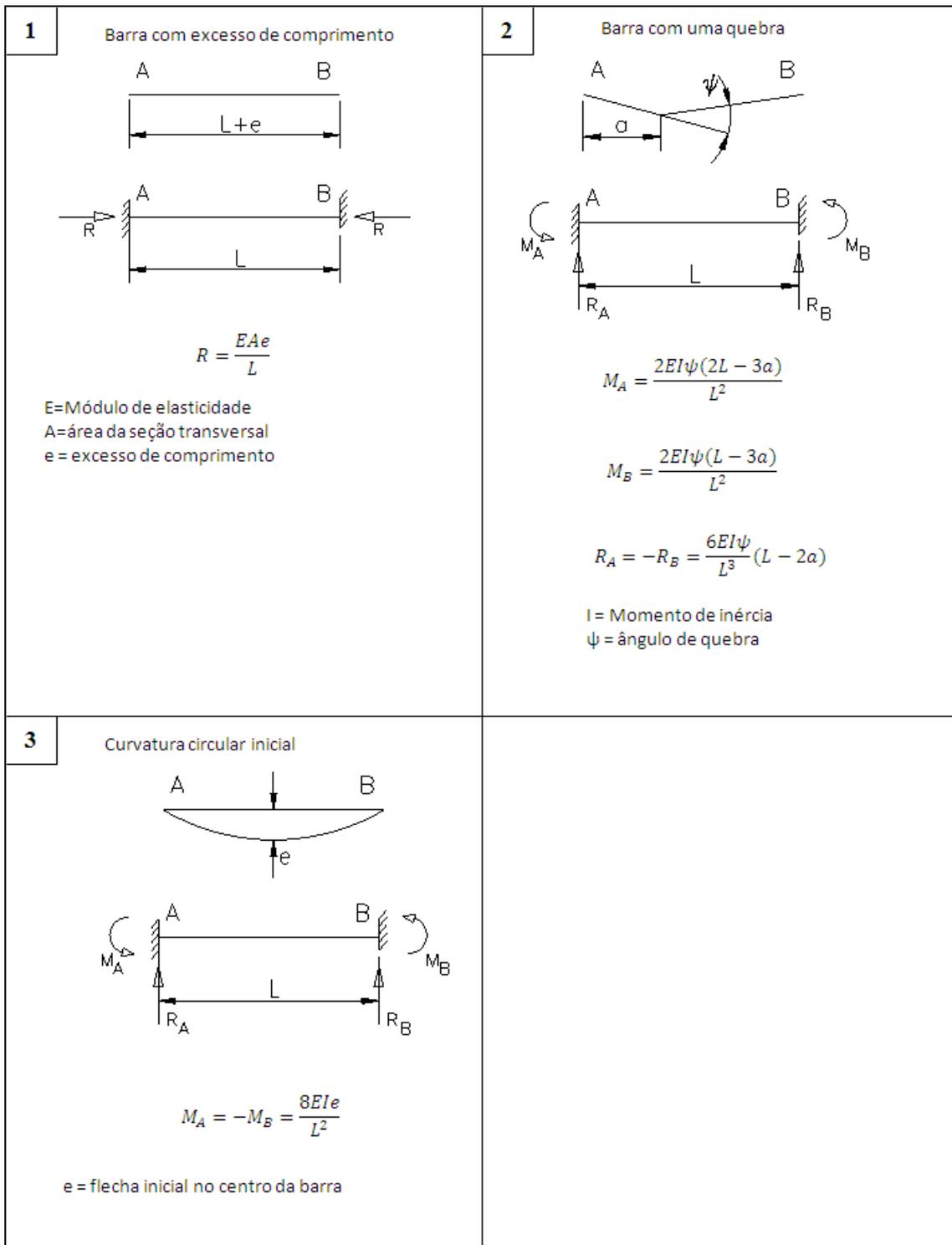


FIGURA 2.25. Ações de engastamento produzidas por deformações iniciais

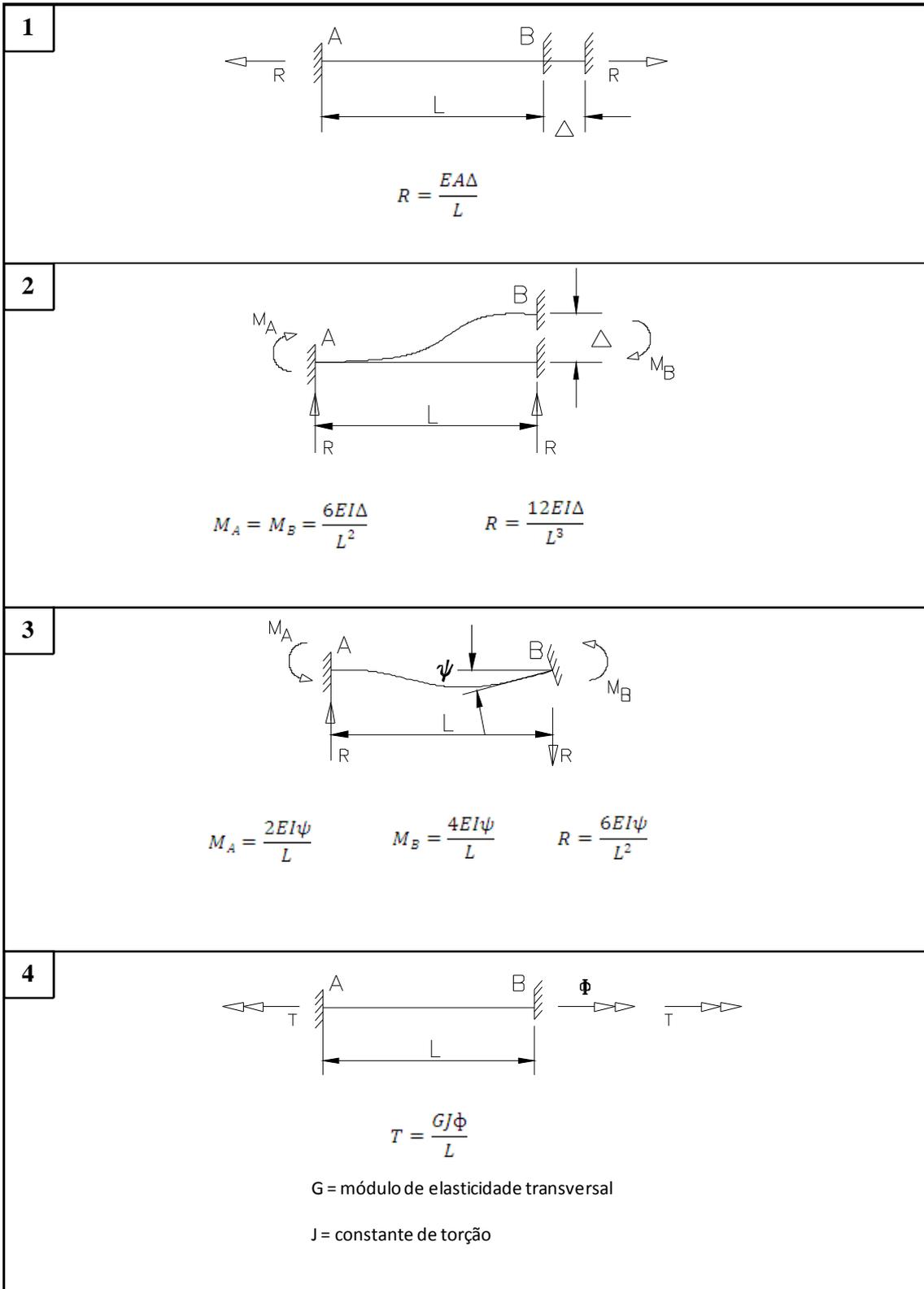


FIGURA 2.26. Ações de engastamento produzidas por deslocamento de extremidade

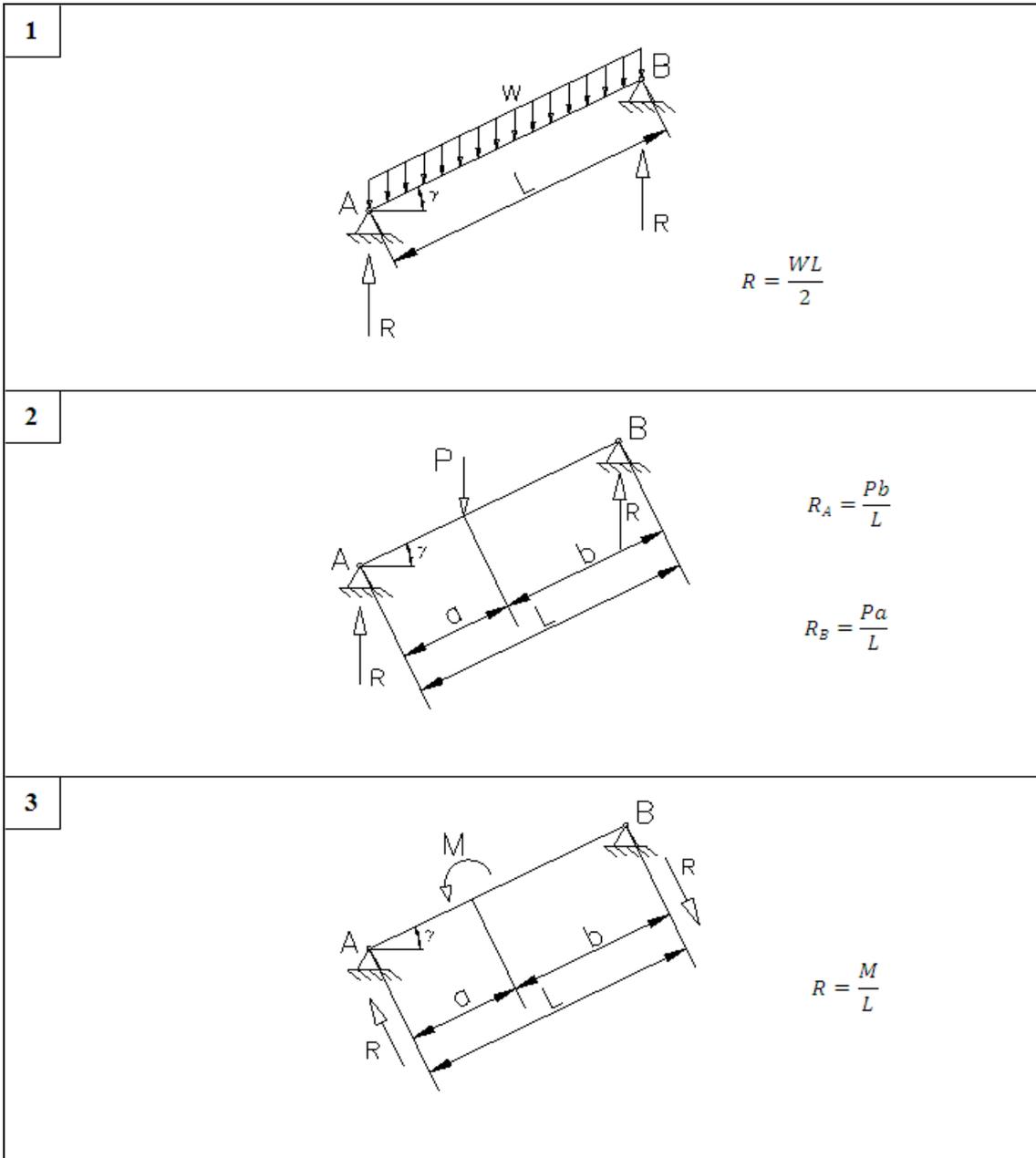


FIGURA 2.27. Ações de extremidade para membros de treliças

2.2.2 Avaliação de forças e deslocamentos em uma coluna treliçada plana

A análise de uma coluna como a apresentada na FIG. 2.21 requer, como descrito anteriormente, a definição dos deslocamentos possíveis nos nós conforme as relações de engastamento definidas nos nós. No caso de colunas típicas para nossas aplicações em transportadores de correia, desconsideram-se os efeitos de deformação pela variação de temperatura que não são relevantes, bem como os efeitos de deformações iniciais que

não deverão ocorrer assim como não deverão ocorrer deslocamentos dos apoios. A coluna típica será considerada conforme o unifilar apresentado abaixo na FIG. 2.28.

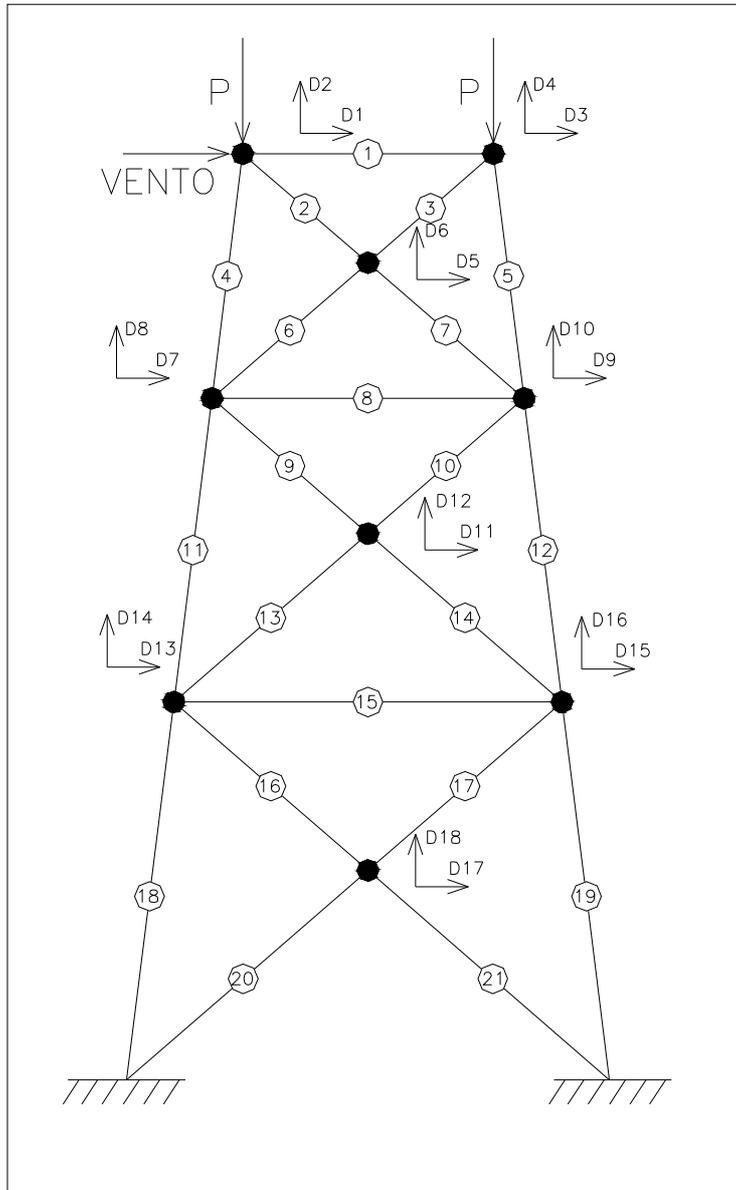


FIGURA 2.28. Esquema unifilar da coluna com numeração das barras, nós identificados e deslocamentos identificados

Como se pode ver acima, após a identificação dos nós, obteve-se 21 barras ou membros nos quais se quer identificar as ações de extremidade que nos servirão como cargas para o dimensionamento de cada um destes membros. Os nós estão marcados como pontos cheios e é neles que ocorrerão os deslocamentos possíveis. Como se trata de um elemento treliçado plano, tem-se apenas deslocamentos lineares já que irão ocorrer apenas esforços de tração ou compressão nos membros.

Assim, começa-se identificando as ações correspondentes aos deslocamentos diversos para se obter o primeiro vetor A_D da EQ. 2.4.

$$A_D = A_{DL} + S \times D \quad (2.4)$$

Em nosso exemplo, considera-se para efeito de simplificação a carga de vento como sendo igual a P e os pesos distribuídos de todas as barras como sendo W_i onde i é o índice que varia de 1 a 21 já que se tem 21 barras. Sendo assim, tem-se o resultado de AD dado pela EQ. 2.11.

$$AD = \begin{bmatrix} P \\ -P \\ 0 \\ -P \\ 0 \\ 0 \\ 0 \\ 0 \\ 0 \\ 0 \\ 0 \\ 0 \\ 0 \\ 0 \\ 0 \\ 0 \\ 0 \\ 0 \\ 0 \\ 0 \\ 0 \end{bmatrix} \quad (2.11)$$

Que, como se vê é uma matriz 18x1 já que são possíveis 18 deslocamentos no total.

A seguir, obtêm-se as matrizes A_{DL} e A_{ML} que representam as ações na estrutura quando considerados todos os nós engastados e, portanto, sem graus de liberdade.

Em cada membro da estrutura, tem-se o peso W_i uniformemente distribuído conforme mostrado no item 1 da FIG. 2.27. o que dará as ações A_{DLi} para cada deslocamento. Dessa forma, A_{DL1} e A_{DL2} , por exemplo, corresponderão às ações no nó restringido agora devido aos pesos distribuídos das barras 1, 2 e 4 que são as que partem daquele nó.

Tem-se então:

$$A_{DL1} = 0 \text{ e}$$

$$A_{DL2} = (W1 \times L1)/2 + (W2 \times L2)/2 + (W4 \times L4)/2 \text{ conforme se vê no item 1 da FIG. 2.27.}$$

Proceder-se-á da mesma forma para todos os outros deslocamentos e será obtida a matriz 18x1 apresentada a seguir na EQ. 2.12.

$$ADL = \begin{bmatrix} 0 \\ (W1.L1)/2 + (W2.L2)/2 + (W4.L4)/2 \\ 0 \\ (W1.L1)/2 + (W3.L3)/2 + (W5.L5)/2 \\ 0 \\ (W2.L2)/2 + (W3.L3)/2 + (W6.L6)/2 + (W7.L7)/2 \\ 0 \\ (W4.L4)/2 + (W6.L6)/2 + (W8.L8)/2 + (W9.L9)/2 + (W11.L11)/2 \\ 0 \\ (W5.L5)/2 + (W7.L7)/2 + (W8.L8)/2 + (W10.L10)/2 + (W12.L12)/2 \\ 0 \\ (W9.L9)/2 + (W10.L10)/2 + (W13.L13)/2 + (W14.L14)/2 \\ 0 \\ (W11.L11)/2 + (W13.L13)/2 + (W15.L15)/2 + (W16.L16)/2 + (W18.L18)/2 \\ 0 \\ (W12.L12)/2 + (W14.L14)/2 + (W15.L15)/2 + (W17.L17)/2 + (W19.L19)/2 \\ 0 \\ (W16.L16)/2 + (W17.L17)/2 + (W20.L20)/2 + (W21.L21)/2 \end{bmatrix} \quad (2.12)$$

A determinação de A_{ML} é feita igualmente imaginando a estrutura restringida em todos os nós e obtendo-se os efeitos de extremidade nos membros. Será utilizada agora a EQ. 2.13.

$$A_M = A_{ML} + A_{MD} \times D \quad (2.13)$$

As ações A_{ML} serão determinadas em cada membro rebatendo a reação no apoio na direção da barra o que equivale a dizer:

$$A_{MLi} = (Wi \times Li/2) \cdot \text{sen} \gamma_i, \text{ onde } \gamma_i \text{ é o ângulo formado entre o membro e a horizontal, assim:}$$

$A_{ML1} = (W1 \times L1/2) \cdot \text{sen} \gamma_1$ e faz-se assim para todos os membros da estrutura, obtendo a seguinte matriz 21x1 dada pela EQ. 2.14:

$$\begin{aligned}
 AML = & \begin{bmatrix}
 -(W1.L1/2).sen \gamma1 \\
 -(W2.L2/2).sen \gamma2 \\
 -(W3.L3/2).sen \gamma3 \\
 -(W4.L4/2).sen \gamma4 \\
 -(W5.L5/2).sen \gamma5 \\
 -(W6.L6/2).sen \gamma6 \\
 -(W7.L7/2).sen \gamma7 \\
 -(W8.L8/2).sen \gamma8 \\
 -(W9.L9/2).sen \gamma9 \\
 -(W10.L10/2).sen \gamma10 \\
 -(W11.L11/2).sen \gamma11 \\
 -(W12.L12/2).sen \gamma12 \\
 -(W13.L13/2).sen \gamma13 \\
 -(W14.L14/2).sen \gamma14 \\
 -(W15.L15/2).sen \gamma15 \\
 -(W16.L16/2).sen \gamma16 \\
 -(W17.L17/2).sen \gamma17 \\
 -(W18.L18/2).sen \gamma18 \\
 -(W19.L19/2).sen \gamma19 \\
 -(W20.L20/2).sen \gamma20 \\
 -(W21.L21/2).sen \gamma21
 \end{bmatrix}
 \end{aligned}
 \tag{2.14}$$

Onde o sinal negativo indica compressão nas barras.

Em seguida, devem-se obter as matrizes de rigidez S e A_{MD} obtidas quando se impõem deslocamentos unitários nas direções dos deslocamentos a serem obtidos. Exemplo, a ação S_{1-1} corresponde à ação na direção do deslocamento 1 quando se impõe um deslocamento unitário na direção daquele deslocamento. A ação S_{2-1} corresponde à ação na direção do deslocamento 2 causada por um deslocamento unitário na direção do deslocamento 1. Já S_{5-17} , por exemplo, seria a ação na direção do deslocamento 5 quando se impusesse um deslocamento unitário no direção do deslocamento 17 e assim por diante. Para satisfazer-se a EQ. 2.4, a matriz de S deverá ser uma matriz 18x18.

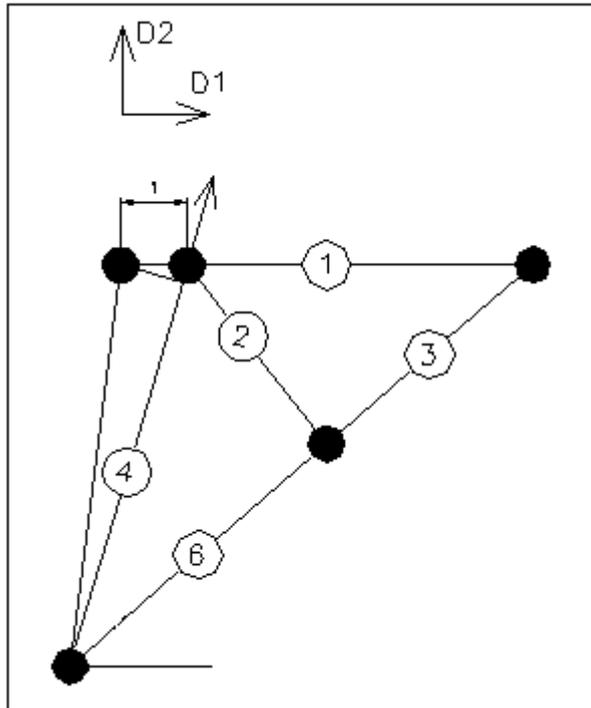


FIGURA 2.29. Deslocamento unitário na direção do deslocamento D1

Da FIG. 2.29 acima é fácil perceber que o crescimento imposto à barra 4 pelo deslocamento unitário na direção de D1 é igual a $\cos\gamma_4$ onde γ_4 é o ângulo entre a horizontal e o membro 4.

Já do item 1 da FIG. 2.26, verifica-se, por exemplo, que a força na extremidade deste membro será igual à EQ. 2.15 abaixo.

$$R = \frac{E_4 \times A_4 \times \Delta}{L_4} \tag{2.15}$$

Onde $\Delta = \cos\gamma_4$ como visto acima positiva já que se trata de uma força de tração. Na direção de D1 esta força será conforme a EQ. 2.16.

$$F = (E_4 \cdot A_4 \cdot \cos^2\gamma_4) / L_4. \tag{2.16}$$

O item S_{1-1} será, portanto, o somatório de todas as forças nas barras 4, 2 e 1 projetadas na direção de D1 conforme a EQ. 2.17.

$$S_{11} = \sum_i^5 \frac{E_i \times A_i}{L_i} \times \cos\gamma_i \times \cos\gamma_i \tag{2.17}$$

Já S_{2-1} será a soma das ações na direção de D2 geradas pelo deslocamento unitário na direção de D1 que será igual à EQ. 2.18.

$$S_{21} = \sum_i^{24} \frac{E_i \times A_i}{L_i} \times \cos \gamma_i \times \sin \gamma_i \quad (2.18)$$

Fica fácil perceber que nas direções a partir de D3, D4 e assim por diante, o deslocamento unitário na direção D1 não influenciará mais já que se consideram os nós todos engastados e estes termos deverão ser zero.

Nos somatórios acima, cada componente de força proveniente de cada membro que converge no nó deverá entrar no somatório com o sinal devido, ou seja, será positivo se o membro estiver sofrendo um esforço de tração e negativo caso o esforço seja de compressão.

Ao impor-se agora um deslocamento unitário na direção D2, tem-se conforme a FIG. 2.30.

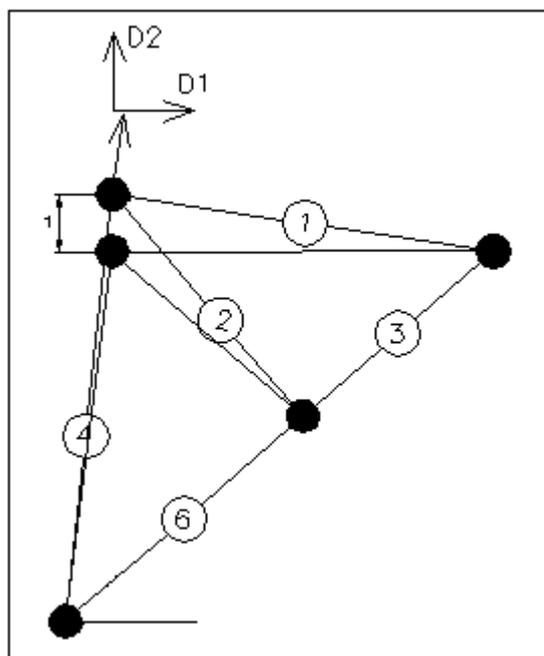


FIGURA 2.30. Deslocamento unitário na direção do deslocamento D2

Como se vê, este deslocamento unitário irá impor um aumento no comprimento nas barras 1, 2 e 4. Este aumento de comprimento equivale aproximadamente ao valor $\sin \gamma_i$ onde i é o índice de cada barra.

Assim, tem-se a ação S_{1-2} que corresponde à força na direção D1 devida ao deslocamento unitário imposto na direção D2. Para a barra 4, por exemplo esse valor será igual a pela EQ. 2.19.

$$\frac{E \cdot A}{L} \sin \gamma_4 \times \cos \gamma_4 \quad (2.19)$$

Assim se chega à EQ. 2.20:

$$S_{12} = \sum_1^{2,4} \frac{E_i \times A_i}{L_i} \times \sin \gamma_i \times \cos \gamma_i \quad (2.20)$$

Já S_{22} serão as forças na direção D2 devidas ao deslocamento unitário na direção D2 dado abaixo na EQ. 2.21.

$$S_{22} = \sum_1^{2,4} \frac{E_i \times A_i}{L_i} \times \sin \gamma_i \times \sin \gamma_i \quad (2.21)$$

A partir daí, S_{32} , S_{42} , etc..., percebe-se que as demais forças são iguais a zero, pois o deslocamento na direção 2 não gera esforços nas demais direções de deslocamentos D3, D4 e assim por diante. Assim, após todas as operações necessárias, chega-se à seguinte matriz S 18x18 resumida abaixo dos itens S_{11} , S_{1-18} , S_{18-1} e S_{18-18} na EQ. 2.22.

$$S = \begin{bmatrix} \sum_1^{2,4} \frac{E_i \times A_i}{L_i} \times \cos \gamma_i \times \cos \gamma_i & \dots & & 0 \\ \vdots & \ddots & & \vdots \\ 0 & \dots & \sum_{18}^{17,20,21} \frac{E_i \times A_i}{L_i} \times \sin \gamma_i \times \sin \gamma_i & \dots \end{bmatrix} \quad (2.22)$$

Uma vez que se obteve a matriz de rigidez acima, é possível utilizar a EQ. 2.4.

$$A_D = A_{DL} + S \times D \quad (2.4)$$

A qual, trabalhada nos dará a já apresentada EQ. 2.6.

$$D = S^{-1}(A_D - A_{DL}) \quad (2.6)$$

Na qual S^{-1} é a matriz inversa da matriz S obtida acima. Uma vez solucionada a EQ. 2.6., obtêm-se todos os deslocamentos de D1 a D18 na matriz 18x1 dado abaixo conforme a EQ. 2.23.

$$D = \begin{bmatrix} D1 \\ \vdots \\ D18 \end{bmatrix} \quad (2.23)$$

Assim como se determina a matriz S baseada na imposição de deslocamentos unitários nas direções dos 18 deslocamentos possíveis, deve-se agora determinar a matriz das ações A_{MD} referentes ao deslocamento de cada extremidade de membro causadas pelos deslocamentos unitários para se poder utilizar a EQ. 2.13.

$$A_M = A_{ML} + A_{MD} \times D \quad (2.13)$$

A fim de que seja possível obter a matriz das forças na extremidade de cada membro A_M que são os valores que se utiliza para calcular os perfis a serem utilizados.

Como há 21 barras, tem-se 21 ações de extremidade e logo, a matriz A_M será uma matriz 21x1. Ora, assim como A_{ML} obtida é uma matriz 21x1 também e D é uma matriz 18x1, tem-se que A_{MD} deverá ser uma matriz 21x18.

Seus membros serão determinados assim.

O item A_{MD41} , por exemplo, é a força no membro 4 devido a um deslocamento unitário na direção de D1 assim como A_{MD42} é a força no membro 4 devido a um deslocamento unitário na direção D2 conforme mostrado abaixo na FIG. 2.31:

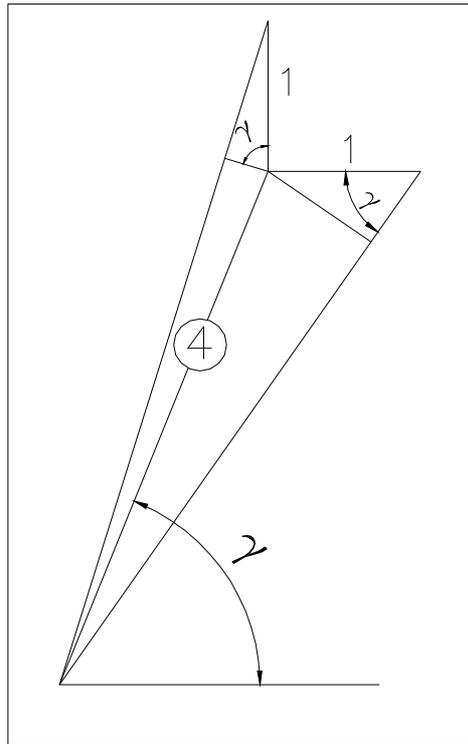


FIGURA 2.31. Deformações na barra 4 devido aos deslocamentos unitários D1 e D2

Pela FIG. 2.31 acima, vê-se que a deformação devido ao deslocamento unitário na direção D1 é igual a $\cos\gamma_4$ e a deformação devido ao deslocamento unitário na direção D2 será $\sin\gamma_4$.

Assim, a força na extremidade da barra em cada situação será, conforme item 1 da FIG. 2.26 igual à EQ. 2.24:

$$AMD_{41} = \frac{E_4 \times A_4}{L_4} \times \cos \gamma_4 \quad (2.24)$$

E EQ. 2.25.

$$AMD_{42} = \frac{E_4 \times A_4}{L_4} \times \sin \gamma_4 \quad (2.25)$$

E assim sucessivamente podem-se obter os demais elementos da matriz na EQ. 2.26:

$$AMD = \begin{bmatrix} -\frac{E1 \times A1}{L1} \times \cos y1 & \dots & 0 \\ \vdots & \ddots & \vdots \\ 0 & \dots & \frac{E21 \times A21}{L21} \times \cos y21 \end{bmatrix} \quad (2.26)$$

Aplicando-se então a EQ. 2.7. pode-se obter então a matriz 21x1 relativa às forças nas extremidades de cada membro da estrutura apresentada abaixo na EQ. 2.27:

$$AM = \begin{bmatrix} AM1 \\ \vdots \\ AM21 \end{bmatrix} \quad (2.27)$$

2.3 Generalização do método dos deslocamentos e do dimensionamento das estruturas metálicas

Conforme explanado acima, para uma treliça plana, como as colunas de um transportador de correia, o método das matrizes de rigidez bem como os métodos de determinação das resistências dos perfis pelo método dos estados limites seriam suficientes para o correto dimensionamento de tal estrutura. O problema, porém, é que não existe apenas este tipo de estruturas na vida real. Lida-se normalmente com estruturas mais complexas com estruturas tridimensionais e com inúmeros graus de liberdade. É necessário, então, generalizar os métodos até aqui expostos de forma a se poder enfrentar qualquer desafio sem reservas.

A seguir, continua-se analisando as estruturas pelos mesmos métodos até agora expostos, mas de uma forma mais generalizada e buscando uma adequação ao que se pretende ao final que é a criação de um programa computacional que possa calcular, ou seja, determinar com segurança as forças e momentos diversos resultantes em todos os membros da estrutura reticulada, bem como as reações nos apoios da estrutura, seus deslocamentos diversos e a avaliação comparativa entre os esforços resistentes dos perfis e os esforços realmente atuantes. Ao se chegar neste ponto, tem-se, de fato, calculado e dimensionado adequadamente a estrutura metálica.

2.3.1 Método dos deslocamentos ou das matrizes de rigidez para elementos tridimensionais

Conforme explanado anteriormente, continua-se utilizando as 3 equações principais do método da rigidez EQ. 2.4, EQ. 2.7 e EQ. 2.8. como descrito abaixo:

$$A_D = A_{DS} + S \times D \quad (2.4)$$

$$A_{DS} = A_{DL} + A_{DT} + A_{DP} + A_{DR} \quad (2.5)$$

$$D = S^{-1} \cdot (A_D - A_{DS}) \quad (2.6)$$

Onde S^{-1} é o inverso da matriz de rigidez da estrutura.

$$A_M = A_{MS} + A_{MD} \times D \quad (2.7)$$

$$A_R = A_{RS} + A_{RD} \times D \quad (2.8)$$

Onde:

$$A_{MS} = A_{ML} + A_{MT} + A_{MP} + A_{MR} \quad (2.9) \text{ e}$$

$$A_{RS} = A_{RL} + A_{RT} + A_{RP} + A_{RR} \quad (2.10)$$

Para o cálculo das estruturas tridimensionais, com inclinação entre as barras em diferentes direções, não é suficiente utilizar-se o método anteriormente descrito para a coluna treliçada plana. Na verdade, para que se tenha um trabalho mais geral que possa atender a qualquer tipo de estrutura metálica reticulada, necessita-se de um método mais generalizado e que leve em consideração o aspecto tridimensional de algumas delas.

Inicialmente, deve-se levar em consideração que a estrutura metálica poderá ter uma geometria qualquer, bem como uma configuração de forças ou momentos aplicados de forma bem genérica.

Sendo assim, considera-se uma estrutura com membros reticulados em que os membros estejam inclinados em relação aos três eixos de coordenadas X, Y e Z formando ângulos quaisquer com estes eixos. O método da Matriz de rigidez generalizado prevê esta situação genérica levando em consideração dois sistemas de coordenadas, a saber, o SISTEMA LOCAL de coordenadas X_m , Y_m e Z_m e o sistema global da estrutura, X_s , Y_s e Z_s em que as coordenadas locais podem ser projetadas nos eixos globais convertendo os vetores locais em vetores globais e vice-versa de tal forma que se possa estudar o efeito de cada um deles e as interações entre todos eles.

O método aqui proposto é um método geral que atenderá desde barras simples, até treliças planas e espaciais, pórticos planos e pórticos espaciais e grelhas. Os casos mais simples serão apenas simplificações dos casos mais complexos.

Precisa-se, inicialmente, ter bem definida a estrutura a ser calculada com todos os membros e nós devidamente numerados e identificados além dos esforços diversos aplicados à mesma. Podem-se ter ações ou esforços (forças e momentos) tanto diretamente nos nós quanto nas barras.

Uma vez que se tenha tanto a geometria da estrutura quanto a distribuição dos esforços sobre a mesma, passa-se a analisar primeiramente o aspecto geométrico determinando as matrizes de rigidez de todos os membros e depois, analisa-se o conjunto de esforços (forças e momentos tanto fletores quanto torçores) possíveis.

Analisando o aspecto geométrico, o primeiro passo é a determinação das matrizes de rigidez dos membros conforme os eixos locais. Por inspeção, sabe-se que os possíveis deslocamentos nas duas extremidades de cada membro, independentemente do tipo de articulação ou engastamento a princípio são em número de 6 divididos em 3 possíveis translações e 3 possíveis rotações. Sendo assim, ter-se-á a seguinte situação genérica representada na FIG. 2.32.

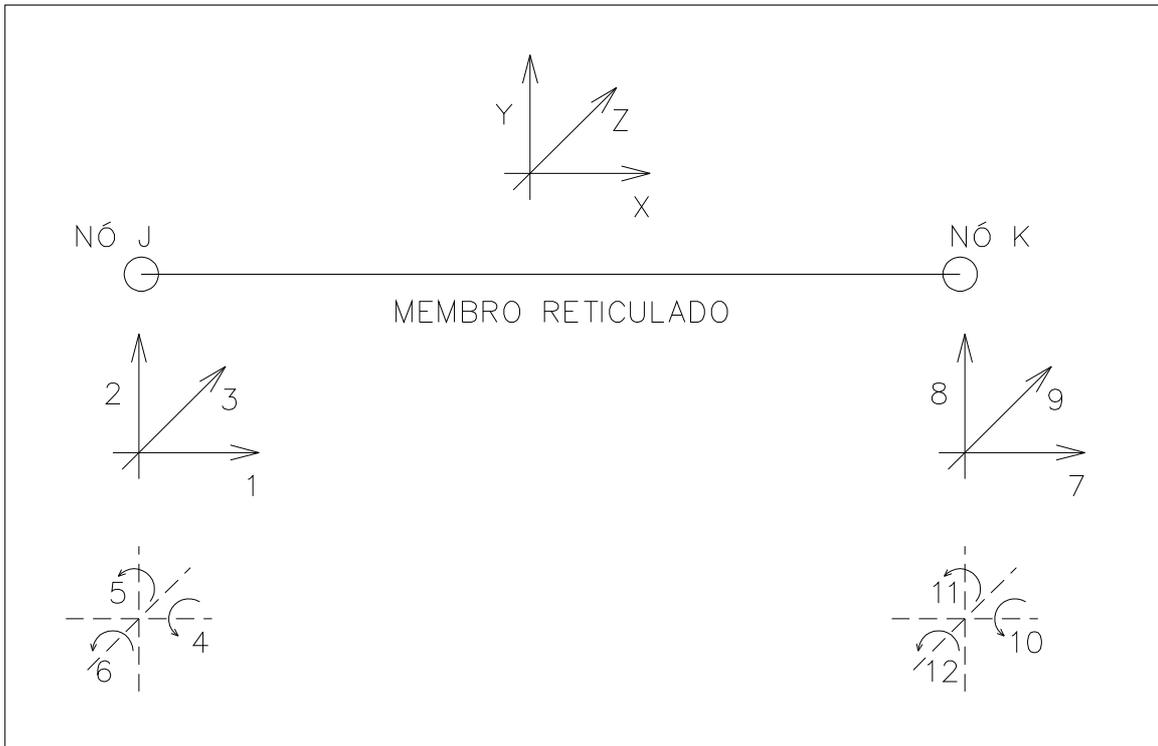


FIGURA 2.32 – Deslocamentos possíveis em um membro reticulado qualquer

Como se pode ver, em cada membro de uma estrutura reticulada é possível se ter 12 deslocamentos possíveis, 6 em cada extremidade ou nó e estes deslocamentos são 6 translações possíveis dos nós e 6 giros possíveis dos nós (D_x , D_y , D_z , G_x , G_y e G_z).

Para a montagem da matriz de rigidez do membro, considera-se um deslocamento unitário em cada um dos 12 graus de liberdade possíveis e utilizando-nos da tabela 10, determinam-se as diversas forças e momentos de reação nos nós causados por aquele deslocamento específico. Por exemplo, um deslocamento unitário na direção X_m irá causar uma força na direção X_m e este será o primeiro elemento da matriz $SM_{1,1}$. Este mesmo deslocamento unitário na direção X_m causará uma força na direção Y_m , Z_m , um momento em torno de X_m , outro momento em torno de Y_m , outro em torno de Z_m e todas estas mesmas reações no segundo nó ou nó “k” do membro, totalizando assim 12 reações devidas apenas ao primeiro deslocamento unitário na direção X_m . Estes doze elementos $SM_{1,1}$, $SM_{2,1}$, $SM_{3,1}$, $SM_{4,1}$, $SM_{5,1}$, $SM_{6,1}$, $SM_{7,1}$, $SM_{8,1}$, $SM_{9,1}$, $SM_{10,1}$, $SM_{11,1}$ e $SM_{12,1}$ irão compor a primeira coluna da matriz de rigidez do membro.

Sucessivamente, consideram-se deslocamentos unitários na direção Dy, depois Dz, depois Gx, Gy, Gz do nó “j” e depois no nó “k” e todas as reações a estes deslocamentos. Esta matriz resultante 12 x 12 é o que se chama de MATRIZ DE RIGIDEZ DE MEMBRO. Assim, tem-se as matrizes de rigidez dos membros na EQ. 2.28:

$$SM = \begin{bmatrix} S1\ 1i & \dots & S1\ 12i \\ \vdots & \ddots & \vdots \\ S12\ 1i & \dots & S12\ 12i \end{bmatrix} \quad (2.28)$$

Onde o índice i indica o número do membro dentro da estrutura total, por exemplo, em uma estrutura de 50 membros, deve-ser feita esta análise para o membro 1, para o membro 2, para o membro 3 e etc. até o membro 50.

Uma vez obtidas todas as matrizes de rigidez SMi de todos os “i” membros da estrutura metálica, precisa-se agora convertê-las em matrizes de rigidez dos membros conforme os eixos globais da estrutura SMDi. Para tanto, necessário se faz conhecer-se os ângulos de inclinação entre o membro e os eixos coordenados globais. Destes ângulos α , β e γ , é possível se obter os chamados cossenos diretores CX, CY e CZ.

Tomando como referência as coordenadas dos nós “j” e “k” de cada membro, é possível determinar os cossenos diretores em relação aos eixos globais conforme apresentado abaixo nas EQ. 2.29, EQ. 2.30, EQ. 2.31 e EQ. 2.32.

$$CX = \frac{xk - xj}{L} \quad (2.29)$$

$$CY = \frac{yk - yj}{L} \quad (2.30)$$

$$CZ = \frac{zk - zj}{L} \quad (2.31)$$

E;

$$L = \sqrt{(xk - xj)^2 + (yk - yj)^2 + (zk - zj)^2} \quad (2.32)$$

Com isso é possível gerar a matriz R que se obtém girando e rebatendo os eixos locais (Xm, Ym e Zm) em direção aos eixos globais dos membros (Xs, Ys e Zs) resultando, por fim na matriz seguinte EQ. 2.33.

$$R = \begin{bmatrix} \frac{CX}{\sqrt{CX^2 + \sqrt{CZ^2}}} & \frac{CY}{\sqrt{CX^2 + \sqrt{CZ^2}}} & \frac{CZ}{\sqrt{CX^2 + \sqrt{CZ^2}}} \\ \frac{-CXY}{\sqrt{CX^2 + \sqrt{CZ^2}}} & 0 & \frac{-CYCZ}{\sqrt{CX^2 + \sqrt{CZ^2}}} \\ \frac{-CZ}{\sqrt{CX^2 + \sqrt{CZ^2}}} & 0 & \frac{CX}{\sqrt{CX^2 + \sqrt{CZ^2}}} \end{bmatrix} \quad (2.33)$$

Conforme nos instrui Weaver et al (1965), com o fim de transformar a matriz de rigidez de membro dos eixos de membro para os eixos da estrutura levando a uma análise tridimensional, é requerida a matriz de transformação de rotação Rt para o membro da estrutura espacial. Esta matriz de transformação Rt é dada pela EQ. 2.34.

$$Rt = \begin{bmatrix} R & 0 & 0 & 0 \\ 0 & R & 0 & 0 \\ 0 & 0 & R & 0 \\ 0 & 0 & 0 & R \end{bmatrix} \quad (2.34)$$

É demonstrado em Gere et al (1981) que as matrizes de rigidez de quaisquer membros estruturais S_{MDi} nos eixos globais podem ser obtidas pela equação matricial EQ. 2.35.

$$S_{MDi} = R_T^t S_{Mi} R_T \quad (2.35)$$

Assim, se houver uma estrutura com 4 membros, tem-se 4 matrizes nxn onde n é igual ao número de deslocamentos possíveis ou graus de liberdade como são normalmente definidos. No caso mais geral que é o nosso objetivo aqui este valor é 12. Se forem 50 membros, por exemplo, haverá 50 matrizes 12 x 12.

O próximo passo é gerar agora a matriz de rigidez global de nós para a estrutura toda, matriz Sj. Para isto, reúnem-se todas as matrizes de rigidez globais dos membros em uma única grande matriz na qual os diversos deslocamentos possíveis são colocados da esquerda para a direita e de cima para baixo em ordem seqüencial, ou seja, seguindo a numeração crescente dos nós tomando o cuidado de somar os elementos em que os mesmos deslocamentos sejam influenciados por dois ou mais membros da estrutura. Explicando melhor, onde as matrizes S_{MD} se interceptam o que equivale a dizer quando

um nó é pertencente a mais de um membro da estrutura, ele recebe em seus deslocamentos a contribuição de cada um dos membros que nele convergem. Realizando toda esta montagem tem-se então uma matriz $6n \times 6n$ onde n é o número de nós da estrutura. O número 6 vem do fato de cada nó terá um máximo de 6 deslocamentos possíveis conforme já visto anteriormente e mostrado abaixo na FIG. 2.33.

$$S_J = \begin{bmatrix} 1 & 2 & 3 & 4 & 5 & 6 & 7 & 8 & 9 & 10 & 11 & 12 & 13 & 14 & \dots & 252 \\ 2 & X & X & X & X & X & X & X & X & X & X & X & X & X & X & X \\ 3 & X & X & X & X & X & X & X & X & X & X & X & X & X & X & X \\ 4 & X & X & X & X & X & X & X & X & X & X & X & X & X & X & X \\ 5 & X & X & X & X & X & X & X & X & X & X & X & X & X & X & X \\ 6 & X & X & X & X & X & X & X & X & X & X & X & X & X & X & X \\ 7 & X & X & X & X & X & X & X & X & X & X & X & X & X & X & X \\ 8 & X & X & X & X & X & X & X & X & X & X & X & X & X & X & X \\ 9 & X & X & X & X & X & X & X & X & X & X & X & X & X & X & X \\ 10 & X & X & X & X & X & X & X & X & X & X & X & X & X & X & X \\ 11 & X & X & X & X & X & X & X & X & X & X & X & X & X & X & X \\ 12 & X & X & X & X & X & X & X & X & X & X & X & X & X & X & X \\ 13 & X & X & X & X & X & X & X & X & X & X & X & X & X & X & X \\ 14 & X & X & X & X & X & X & X & X & X & X & X & X & X & X & X \\ \dots & X & X & X & X & X & X & X & X & X & X & X & X & X & X & X \\ 252 & X & X & X & X & X & X & X & X & X & X & X & X & X & X & X \end{bmatrix}$$

FIGURA 2.33. Matriz global de rigidez combinando as contribuições de dois membros num mesmo nó

A matriz que se obtém, porém, com a ordenação e combinação das diversas matrizes S_{MDi} , ainda não é a matriz S_J já que os deslocamentos ainda estão numerados apenas em ordem crescente de 1 a 300 por exemplo no caso de uma estrutura com 50 nós. A matriz de nós global S_J final é uma matriz na qual os deslocamentos possíveis devem estar nos primeiros lugares para posteriormente poderem ser combinadas com os vetores de ações ou cargas aplicadas na estrutura. Isto porque na determinação das matrizes de rigidez de cada membro, considera-se que todos os nós estavam engastados, mas isto não é a realidade. Nem todos eles estarão engastados restringindo todos os graus de liberdade. É necessário que o calculista agora defina quais os graus de liberdade, melhor dizendo, quais dos 300 deslocamentos possíveis na estrutura de 50 membros que são realmente possíveis. Estes deslocamentos deverão ser reordenados para que os possíveis apareçam nas primeiras posições. A matriz que se obtém até agora se trata da matriz S_J .

Para transformar-se a matriz S_I na matriz S_J , deve-se agora remanejar as linhas e colunas de forma que as linhas referentes aos deslocamentos possíveis venham para os primeiros lugares e as demais fiquem abaixo destas ordenadamente. Em seguida, faz-se a mesma operação com as colunas referentes aos deslocamentos possíveis de forma que a matriz final será do mesmo tamanho, mas com os membros reordenados.

Esta matriz S_J , depois de reordenada, poderá ser dividida em 4 sub-matrizes conforme a EQ. 2.36 abaixo:

$$S_J = \begin{bmatrix} S & \cdots & S_{DR} \\ \vdots & \ddots & \vdots \\ S_{RD} & \cdots & S_{RR} \end{bmatrix} \quad (2.36)$$

Nesta matriz, S representa o que se chama de matriz de rigidez da estrutura e corresponde aos deslocamentos possíveis desconhecidos na estrutura, ou seja, aos graus de liberdade reais da mesma.

A matriz S_{RD} é uma sub-matriz retangular que contém as ações correspondentes às restrições dos apoios devidas aos valores unitários dos deslocamentos correspondentes aos graus de liberdade. Em outras palavras, esta sub-matriz nos dará as reações nos apoios da estrutura o que será particularmente útil para a definição das cargas de base que a Engenharia civil considerará para o dimensionamento das bases civis da obra. Esta matriz é a mesma que foi chamada anteriormente de A_{RD} . Já S_{DR} é a matriz transposta de S_{RD} e representa as ações correspondentes aos graus de liberdade e causadas por deslocamentos unitários correspondentes às restrições de apoio. A matriz S_{RD} e a S_{DR} são transportas uma da outra.

A matriz S_{RR} é uma sub-matriz quadrada e simétrica que contém ações correspondentes às restrições de apoio, devidas aos deslocamentos unitários correspondentes ao mesmo conjunto de restrições. As matrizes S_{DR} e S_{RR} podem ser usadas na análise de estruturas que tenham deslocamentos em seus apoios como nos diz Gere et al (1981).

A sub-matriz S_{RD} nos interessa mais diretamente, pois se pode utilizar para obter a matriz das reações de apoio A_R mais tarde.

A seguir, analisa-se o segundo lado da análise estrutural que se refere à análise das ações ou esforços aos quais a estrutura está sujeita. Estes esforços podem tanto ser forças quanto momentos torçores, ou fletores ou ainda uma combinação destes.

Estes esforços podem tanto estar aplicados diretamente nos nós quanto também podem estar aplicados nas barras. Neste caso, deve-se dar um tratamento de forma a pode-se transferir os esforços aplicados diretamente nas barras para esforços equivalentes nos nós para se poder trabalhar com as matrizes de rigidez obtidas anteriormente.

Primeiramente, gera-se um vetor de ações chamado “A” que nada mais é do que todas as ações aplicadas diretamente nos nós e na seqüência dos deslocamentos conforme já enumerado anteriormente, D_x , D_y , D_z , G_x , G_y e G_z de cada nó. Assim, se houver uma estrutura com 50 nós, haverá um vetor 300×1 .

A seguir, deve-se obter as matrizes de ações de extremidade de cada membro em função dos carregamentos existentes em cada barra nas direções dos 6 deslocamentos estudados e referentes às ações feitas nas barras somente (lembrando que as ações feitas diretamente nos nós já foram reunidos no vetor A). Esta operação é similar à feita anteriormente para a obtenção das matrizes de rigidez, mas ela agora visa obter-se um conjunto de reações nos nós referentes aos carregamentos reais presentes nas barras. Estuda-se então, conforme a tabela 7 as ações correspondentes a cada um dos graus de liberdade e monta-se as matrizes A_{MLmi} 12×1 para cada membro da estrutura. Explicando melhor, conforme se vê na tabela 7, dependendo do tipo de carregamento que se tiver na barra, têm-se reações diferentes nos nós. Analisa-se qual é o caso de carregamento que se tem na barra ou membro e monta-se o vetor 12×1 correspondentes às ações referentes a D_{xj} , D_{yj} , D_{zj} , G_{xj} , G_{yj} e G_{zj} e D_{xk} , D_{yk} , D_{zk} , G_{xk} , G_{yk} e G_{zk} . Estes vetores deverão ser agora corrigidos com a rotação dos mesmos multiplicando-se as matrizes A_{MLmi} pela matriz de transformação de rotação R_T .

Estes vetores obtidos são os vetores A_{MLi} . Somando-se a contribuição de cada vetor A_{MLi} para cada respectivo deslocamento D_x , D_y , D_z , G_x , G_y e G_z (levando-se em consideração a superposição de influência nos nós a exemplo do que foi feito na matriz de rigidez S_J , tem-se cada elemento de um novo vetor A_E que é o vetor das cargas nodais equivalentes aos esforços aplicados nas barras e transferidos para os nós.

Assim que se tiver o vetor A_E de cargas equivalentes nos nós, inverte-se os sinais de todos os valores, pois o que se quer são as ações equivalentes nos nós e não as reações que se obtém manipulando os diversos vetores A_{MLi} como descrito anteriormente.

Esta matriz obtida é a matriz A_E a qual se soma à matriz A obtida anteriormente para as ações diretamente aplicadas nos nós e então se obtém a matriz A_C na EQ. 2.37. que são todas as ações agora transportadas para os nós.

$$A_C = A_E + A \quad (2.37)$$

Para manipular-se o vetor das ações combinadas A_C em conjunto com a matriz de rigidez global S_J obtida anteriormente, precisa-se reordenar também a matriz A_C colocando nos primeiros lugares as ações correspondentes aos deslocamentos reais ou graus de liberdade reais da estrutura.

Após esta reordenação do vetor A_C , obtém-se o vetor de ações combinadas A_C .

Neste vetor A_C , a primeira parte correspondente aos deslocamentos possíveis, que nada mais são do que o vetor A_D (ações aplicadas nas direções dos graus de liberdade, utilizada anteriormente na EQ. 2.4) enquanto o restante se trata do vetor A_{RL} , o qual com os sinais dos termos invertidos se tornará o vetor A_{RL} citado anteriormente na EQ. 2.10.

$$A_D = A_{DS} + S \times D \quad (2.4)$$

$$A_R = A_{RS} + A_{RD} \times D \quad (2.8)$$

$$A_{RS} = A_{RL} + A_{RT} + A_{RP} + A_{RR} \quad (2.10)$$

Voltando agora a analisar a matriz de rigidez S_J obtida anteriormente, sabe-se que a primeira parte da matriz constitui a matriz de rigidez propriamente dita S .

Sabe-se que:

$$A_{DS} = A_{DL} + A_{DT} + A_{DP} + A_{DR} \quad (2.5)$$

Nesta equação, o vetor A_{DS} inclui os efeitos de cargas (A_{DL}), variações de temperatura (A_{DT}), deformações iniciais (A_{DP}) e deslocamentos de apoio (A_{DR}).

Desconsiderando os efeitos de variações de temperatura e de deformações iniciais e deslocamentos de apoio, o termo se reduz a A_{DL} .

O fato, porém, de os efeitos das cargas sobre os membros serem postos na forma de cargas nodais equivalentes automaticamente implica em que o vetor A_{DL} é nulo. Por este procedimento, vê-se que as equações se reduzem à EQ. 2.38.

$$A_D = S \times D \quad (2.38)$$

Ou seja, a EQ. 2.38 invertida nos dá a EQ. 2.39:

$$D = S^{-1} \times A_D \quad (2.39)$$

A matriz inversa da matriz de rigidez S (matriz S^{-1}) multiplicada pela matriz A_D obtida anteriormente, conforme se pode notar, nos dará finalmente a matriz D dos deslocamentos nos diversos graus de liberdade da estrutura.

Sabe-se ainda que a EQ. 2.8 reduzida conforme os critérios usados acima nos dará a EQ. 2.40.

$$A_R = A_{RL} + A_{RD} \times D \quad (2.40)$$

Em que A_{RD} é igual à sub-matriz S_{RD} citada anteriormente e obtida da matriz de rigidez global S_j . A matriz A_{RL} também já foi obtida acima como uma parte da matriz A_E .

Aplicando todas elas na EQ. 2.40 chega-se finalmente ao vetor das reações dos apoios A_R que queríamos inicialmente obter.

Utilizando-nos agora da EQ. 2.7, pode-se simplificar a mesma conforme as mesmas considerações acima na forma da EQ. 2.41.

$$A_M = A_{MS} + A_{MD} \times D \quad (2.7)$$

$$A_M = A_{ML} + A_{MD} \times D_j \quad (2.41)$$

Nesta equação, a matriz A_{MD} nada mais é do que a matriz S_{MDi} de cada membro no qual pretende-se obter as ações de extremidade e A_{MLi} também já obtive-se anteriormente, além da matriz dos deslocamentos D que agora deverá ser completada com algarismos nulos (0) para os deslocamentos não possíveis de forma que tanto os deslocamentos possíveis quanto os não possíveis estejam ordenados. Esta matriz expandida dos deslocamentos é chamada de matriz D_j .

Resolvendo, portanto, a EQ. 2.41 acima, chega-se finalmente, à matriz A_{Mi} de cada membro da estrutura onde os valores obtidos são os esforços nas extremidades destes membros.

Estes esforços que podem ser tanto forças quanto momentos é que deverão ser considerados no dimensionamento dos elementos estruturais analisando cada um dos estados limites conforme cada caso de carregamento e conforme já explanado anteriormente neste trabalho.

2.4 Dimensionamento dos perfis

Como foi dito anteriormente, as forças e momentos com seus respectivos sinais são essenciais para o dimensionamento dos membros de uma estrutura. Uma vez que os mesmos tenham sido obtidos, percebe-se que há duas situações possíveis em estruturas treliçadas nas quais as forças em todos os membros são forças de tração quando positivas ou compressão quando negativas. Nas demais estruturas, tem-se também a possibilidade de forças cortantes, bem como de momentos torçores ou momentos fletores nas barras.

2.4.1 Análise de barras sujeitas somente a tração ou compressão (membros de treliças)

Analisando primeiramente os membros sujeitos a forças de tração ou compressão, sabe-se que quando a força for positiva (tração), o dimensionamento é mais simples como nos demonstra Pfeil et al (2009) e conforme a norma NBR-8800 de 2008.

Segundo Pfeil et al (2009) e conforme a norma NBR-8800 de 2008, o dimensionamento pelos estados limites consiste em analisar a estrutura, determinando os esforços resistentes dos perfis e comparando-os com os esforços atuantes os quais obtém-se pela aplicação de alguns coeficientes de ponderação conforme cada caso em particular. Nas peças tracionadas, os estados limites a serem considerados no dimensionamento são os seguintes, conforme o tipo de ligação entre os perfis como mostrado abaixo na FIG. 2.34 abaixo:

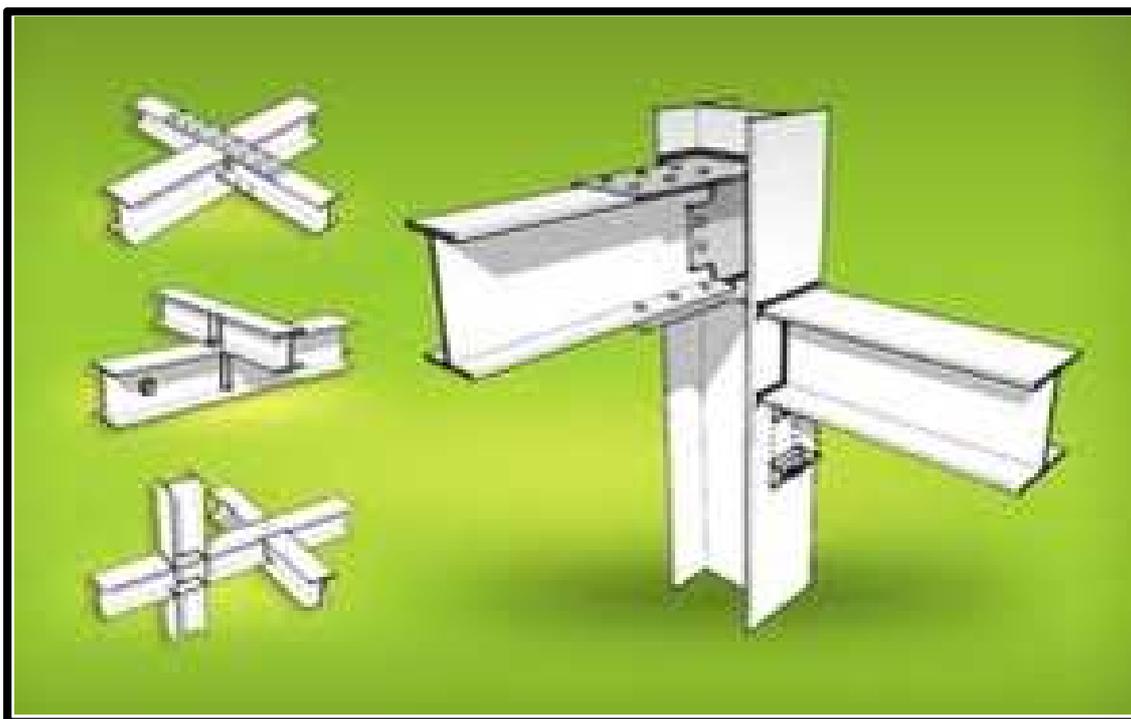


FIGURA 2.34. Exemplo de tipos de conexão entre perfis estruturais.

- escoamento da seção bruta do perfil;
- Ruptura da seção líquida do perfil;
- Corte dos conectores por cisalhamento;
- Ruptura por cisalhamento do bloco de conectores;
- Colapso por rasgamento da chapa ou ovalização do furo;

- Escoamento da seção efetiva das soldas se a ligação for soldada ao invés de parafusada.

No caso das peças que forem solicitadas por esforços de compressão, segundo Pfeil et al (2009) e conforme a norma NBR-8800 de 2008, tem-se que analisar os seguintes estados limites:

- Escoamento da seção bruta do perfil;
- Ruptura da seção líquida do perfil;
- Corte dos conectores por cisalhamento;
- Ruptura por cisalhamento do bloco de conectores;
- Colapso por rasgamento da chapa ou ovalização do furo;
- Escoamento da seção efetiva das soldas se a ligação for soldada ao invés de parafusada;
- Flambagem global do perfil;
- Flambagem local na mesa do perfil;
- Flambagem local na alma do perfil.

O estudo desses estados limites diversos nos dará os esforços resistentes dos perfis sendo que o mais determinante será aquele em que a resistência do perfil for a menor de todas. Por isso é que se deve analisar todos os casos para que se possa definir qual será o mais crítico e, portanto, determinante no dimensionamento.

Para o caso dos perfis tracionados, o que se deve fazer é calcular inicialmente a força solicitante dada pela combinação das forças atuantes conforme Pfeil et al (2009) na EQ. 2.42.

$$F_d = \sum \gamma_{gi} \times G_i + \gamma_{q1} \times Q_1 + \sum \gamma_{qj} \times \psi_{0j} \times Q_j \quad (2.42)$$

Onde F_d é o esforço solicitante, γ_{gi} são os coeficientes de ponderação de segurança aplicados às cargas permanentes G_i . Já γ_{q1} é o coeficiente de ponderação aplicado à carga variável principal Q_1 e γ_{qj} são os coeficientes aplicados às demais cargas variáveis Q_j às quais também se aplicam os fatores de combinação ψ_{0j} que reduzem o

efeito dessas ações variáveis para considerar a baixa probabilidade de ocorrência simultânea de ações de distintas naturezas com seus valores característicos.

Em Pfeil et al (2009) e na norma NBR-8800 de 2008 encontra-se as tabelas dos fatores de segurança parciais γ_f ($\gamma_g + \gamma_q$) e ψ_0 .

Além dos coeficientes acima, são considerados ainda os coeficientes parciais de segurança γ_{mi} . As tabelas TAB. 2.3 e TAB. 2.4 com estes diversos coeficientes conforme a norma NBR-8800 de 2008 são apresentados a seguir:

TABELA 2.3. Coeficientes de segurança parciais aplicados às ações

Coeficientes de ponderação						
Combinações	Ações permanentes		Ações variáveis			
	Grande variabilidade	Pequena variabilidade	Recalques diferenciais	Variação de temperatura	Ações decorrentes do uso	Demais ações variáveis
	$\gamma_g(a)$	$\gamma_g(b)$	γ_q	$\gamma_q(c)$	$\gamma_q(d)$	γ_q
Normais	1,4 (0,9)	1,3 (1,0)	1,2	1,2	1,5	1,4
Durante a construção	1,3 (0,9)	1,2 (1,0)	1,2	1,0	1,3	1,2
Excepcionais	1,2 (0,9)	1,1 (1,0)	0	0	1,1	1,0

Notas: a) Os valores entre parênteses correspondem aos coeficientes para ações permanentes favoráveis a segurança; ações variáveis e excepcionais favoráveis a segurança não entram nas combinações.

b) São consideradas cargas permanentes de pequena variabilidade os pesos próprios de elementos metálicos e pré-fabricados, com controle rigoroso de peso. Excluem-se os revestimentos feitos in-loco destes elementos.

c) A variação de temperatura citada não inclui a gerada por equipamentos (esta deve ser considerada como ação decorrente do uso da edificação);

d) Ações decorrentes do uso da edificação incluem: sobrecarga em pisos e em coberturas, cargas de pontes rolantes, cargas de outros equipamentos, etc.

TABELA 2.4. Fatores de combinação para as ações variáveis

Fatores de combinação ψ	
Ações	$\psi(A)$
Sobrecargas em pisos de bibliotecas, arquivos, oficinas e garagens; conteúdo de silos e reservatórios	0,75
Cargas de equipamentos, incluindo pontes-rolantes, e sobrecargas em pisos diferentes dos anteriores	0,65
Pressão dinâmica do vento	0,6
Variações de temperatura	0,6

Os coeficientes ψ devem ser tomados iguais a 1,0 para as ações variáveis não citadas nesta TAB. 2.4 e também para as ações variáveis nela citadas quando forem de mesma natureza da ação variável predominante Q1; todas as ações variáveis decorrentes do uso de uma edificação (sobrecargas em pisos e em coberturas, cargas de pontes-rolantes e de outros equipamentos), por exemplo, são consideradas de mesma natureza.

Desta forma, de posse das forças de extremidade obtidas anteriormente pelo método das matrizes de rigidez conforme explanado anteriormente, determina-se, então, as forças atuantes em cada membro da coluna segundo a EQ. 2.43.

$$F_d = \begin{bmatrix} F_{d1} \\ \vdots \\ F_{d21} \end{bmatrix} \quad (2.43)$$

2.4.2 Análise dos estados limites para os membros tracionados ou comprimidos

2.4.2.1. escoamento da seção bruta do perfil

Neste caso tere-se a EQ. 2.44:

$$N_{dres} = A_g \times f_y / \gamma_m \quad (2.44)$$

Que nos dá a força resistente do perfil em função de A_g que é a área bruta do perfil obtida facilmente das tabelas comerciais dos perfis, f_y é o limite de escoamento do material utilizado (250MPa para o aço A-36 por exemplo) e γ_m é o coeficiente parcial

de segurança conforme a TAB. 2.5. que, no caso de escoamento da seção bruta se torna $\gamma_{a1} = 1,10$.

TABELA 2.5. Valores do coeficiente γ_m parcial de segurança aplicado às resistências

Material	Combinações de ações			
	γ_m	Normais	Especiais ou de construção	Excepcionais
Aço estrutural, pinos e parafusos – Estados limites de escoamento e flambagem	γ_{a1}	1,10	1,10	1,00
Aço estrutural, pinos e parafusos – Estado limite de ruptura	γ_{a2}	1,35	1,35	1,15
Concreto	γ_c	1,40	1,20	1,20
Aço de armadura de concreto armado	γ_s	1,15	1,15	1,00

O critério de aprovação do perfil escolhido é conforme a EQ. 2.45.

$$N_{dres} \geq F_d \quad (2.45)$$

A EQ. 2.33 será o critério geral que será utilizado daqui pra frente.

2.4.2.2. Ruptura da seção líquida do perfil

A seção líquida do perfil “An” é obtida multiplicando-se a área líquida da seção “Al” por um fator C_t dado pela seguinte EQ. 2.46.

$$C_t = 1 - \frac{e_c}{l} \geq 0,60 \quad (2.46)$$

Onde e_c é a excentricidade do plano de ligação (ou da face do segmento ligado) em relação ao centro geométrico da seção toda ou da parte da seção que resiste ao esforço transferido e l é o comprimento da ligação, igual ao comprimento do cordão de solda em ligações soldadas, e em ligações parafusadas é igual à distância entre o primeiro e o

último parafuso na direção da força. Estes valores de excentricidade podem ser obtidos das tabelas de propriedades dos diversos perfis comerciais encontrados no mercado.

A área líquida (Al) pode ser obtida subtraindo-se da área bruta as áreas dos furos abertos para as ligações por conectores. Ao diâmetro dos furos adiciona-se normalmente 1,5mm e multiplica-se pela espessura da chapa. A área bruta da seção do perfil menos estas áreas projetadas dos furos nos dará então a área líquida (Al). Multiplicando-se a área líquida pelo fator Ct, tem-se a área líquida efetiva (Anef.) conforme mostrado abaixo na FIG. 2.35 a qual é aplicada na seguinte EQ. 2.47.

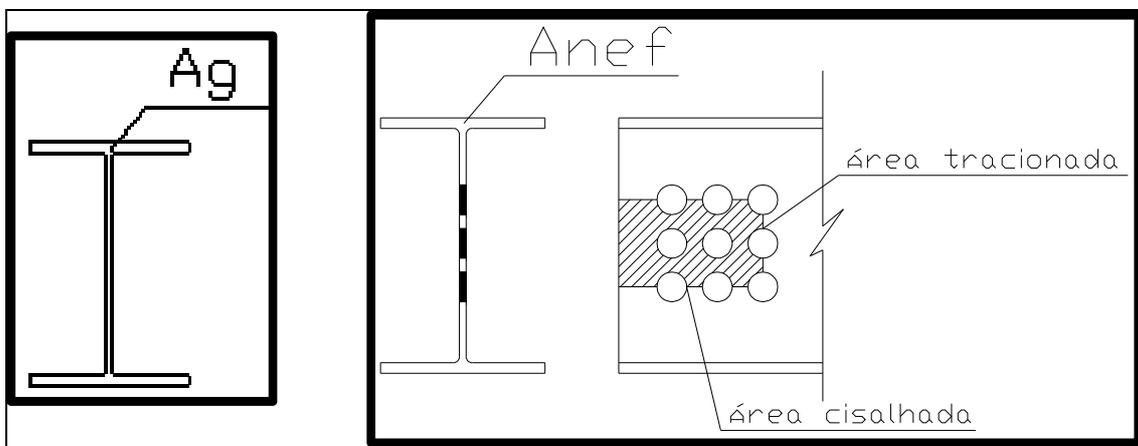


FIGURA 2.35. Área bruta do perfil e área líquida efetiva

$$N_{dres} = \frac{A_{nef} \times f_u}{\gamma_{a2}} \quad (2.47)$$

Na qual f_u é a tensão de ruptura do material do perfil (400 MPa para o aço A-36 por exemplo) e γ_{a2} é o coeficiente de segurança parcial para o caso de ruptura dado pela TAB. 2.5.

2.4.2.3 Corte dos conectores por cisalhamento

A força resistente ao corte dos conectores por cisalhamento é dada pela EQ. 2.48.

$$R_{vres} = \frac{(0,7 \times A_g) \times (0,6 \times f_u)}{\gamma_{a2}} \quad (2.48)$$

Ag é a área da seção bruta do conector (parafusos ou barras roscadas) e a tensão de ruptura do parafuso é dada nas tabelas dos fabricantes variando conforme os parafusos sejam parafusos comuns ou parafusos de alta resistência.

2.4.2.4 Ruptura por cisalhamento do bloco de conectores

Tal estado limite leva em conta a possibilidade de que os conectores não venham a romper, mas que a chapa que une os conectores não suporte os esforços de tração e cisalhamento e venha a rasgar levando consigo todo o bloco de conectores.

Neste caso deve-se levar em consideração tanto a área tracionada quanto a área cisalhada. Sendo assim, tem-se a EQ. 2.49.

$$N_{dres} = \frac{0,6n f_{u,k} A_{nv}}{\gamma_{M2}} + \frac{f_{u,k} A_{nt}}{\gamma_{M2}} \quad (2.49)$$

Onde A_{nv} e A_{nt} são respectivamente as áreas líquidas a cisalhamento e a tração do bloco de conectores obtidas da área total subtraídas das áreas projetadas dos furos como relatado anteriormente.

2.4.2.5. Colapso por rasgamento da chapa ou ovalização do furo

Neste caso, serão comparados os resultados de duas equações diferentes EQ. 2.50 e EQ. 2.51.

$$R_{dres} = \frac{2,4n a t f_u}{\gamma_{M2}} \quad (2.50)$$

E

$$R_{dres} = \frac{1,0n a t f_u}{\gamma_{M2}} \quad (2.51)$$

Em que se tem:

a = distância entre a borda do furo e a extremidade da chapa medida na direção da força solicitante para a resistência ao rasgamento entre um furo extremo e a borda da chapa ou;

a= distância entre a borda do furo e a borda do furo consecutivo, medida na direção da força solicitante para a determinação da resistência ao rasgamento da chapa entre furos igual a (s-d) sendo s o espaçamento entre os centros de furos.

Usa-se o menor dos dois valores.

d= diâmetro nominal do conector;

t= espessura da chapa;

fu= resistência à ruptura por tração do aço da chapa

Após os cálculos considera-se o menor valor obtido para a força resistente Rdres.

2.4.2.6- Escoamento da seção efetiva das soldas se a ligação for soldada ao invés de parafusada

Quando as ligações são feitas por meio de soldas ao invés de parafusos o dimensionamento é feito em função da área efetiva da solda considerada segundo a EQ. 2.52.

$$R_{dres} = \frac{A_{mb} f_y}{\gamma_{M1}} \quad (2.52)$$

Para soldas de penetração total em que a resistência será dada pela área do metal base e não da solda, daí utilizar-se a área A_{mb} e a tensão de escoamento do metal base f_y .

Para soldas de entalhe de penetração parcial sob tração ou compressão perpendiculares ao eixo da solda, a resistência é determinada com o menor valor entre a equação acima e a EQ. 2.53.

$$R_{dres} = \frac{0,99 A_{we} f_w}{\gamma_{M1}} \quad (2.53)$$

Com f_w = tensão resistente do metal da solda (415MPa para eletrodos E60XX e 485MPa para eletrodos E70XX);

A_w = área efetiva da solda = t x l onde t é a garganta da solda (0,7 vezes a perna da solda) e l é o comprimento da solda;

γ_w1 é o fator de ponderação (1,25 para combinações normais e 1,05 para combinações excepcionais de ações).

Para tensões de tração ou compressão paralelas ao eixo da solda de penetração total ou parcial, não é preciso verificar-se a resistência da solda segundo Pfeil et al (2009).

Para soldas de filete, considera-se que os esforços na solda são esforços de cisalhamento assim como se considera acima nas soldas de penetração parcial, mas o fator de segurança utilizado (γ_w2) é diferente e a equação se tornará a EQ. 2.54.

$$R_{dres} = \frac{0,60 \times A_{res} \times f_w}{\gamma_w2} \quad (2.54)$$

γ_w2 é o fator de ponderação (1,35 para combinações normais e 1,15 para combinações excepcionais de ações).

2.4.2.7. Flambagem global do perfil

No caso daqueles perfis que estiverem sendo comprimidos, deve-se ainda levar em conta os efeitos de flambagem possíveis na estrutura. Esta flambagem tanto poderá ser do perfil como um elemento único quando o colapso localizado seja na mesa do perfil quanto na alma do mesmo.

Para o dimensionamento quanto à flambagem global a equação a ser considerada é a EQ. 2.55.

$$N_{dres} = \frac{A_g \times f_c}{\gamma_{a1}} \quad (2.55)$$

Em que f_c = tensão resistente ou tensão última à compressão simples com flambagem por flexão;

A_g = área da seção transversal bruta da haste;

γ_{a1} = 1,10 para combinações normais de ações conforme a TAB. 2.5.

A tensão resistente f_c é obtida da EQ. 2.56.

$$\chi = \frac{F_c}{F_y} \quad (2.56)$$

Onde f_y é a tensão de escoamento do material do perfil e χ é determinada com as equações EQ. 2.57 e EQ. 2.58.

$$\chi = 0,658^{\lambda_0^2} \text{ para } \lambda_0 \leq 1,50 \text{ ou} \quad (2.57)$$

$$\chi = \frac{0,877}{\lambda_0^2} \text{ para } \lambda_0 > 1,50 \quad (2.58)$$

Onde λ_0 é o índice de esbeltez reduzido do perfil ou membro estudado obtido com a seguinte EQ. 2.59.

$$\lambda_0 = \frac{K \cdot l}{i} \times \sqrt{\frac{F_y}{\pi^2 \times E}} \quad (2.59)$$

Em que l é o comprimento da peça;

i é o raio de giração do perfil: $i = \sqrt{\frac{I}{A}}$ (I é o momento de inércia em torno do eixo que esta-se considerando e A é a área da seção transversal do perfil). O raio de giração é um dado normalmente fornecido pelos fornecedores dos perfis nas tabelas de propriedades de seus produtos.

f_y = limite de escoamento do material;

E = Coeficiente de elasticidade do material (210 GPa para o aço A-36 por exemplo)

K = coeficiente que define o comprimento efetivo de flambagem dado em função da condição de fixação das extremidades do perfil conforme o desenho abaixo. O produto $K \times l$ nos dá o comprimento l_{fl} conhecido como comprimento de flambagem.

2.4.2.8. Flambagem local do perfil

Para a análise da flambagem local tanto da mesa quanto da alma dos perfis, deve-se inicialmente obter o quociente $\frac{b}{t}$ entre a largura da mesa e sua espessura ou entre a altura da alma e sua espessura conforme a FIG. 2.36 abaixo:

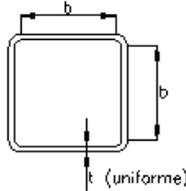
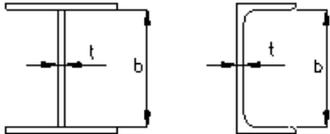
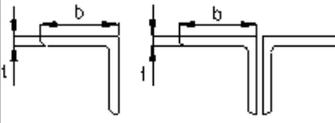
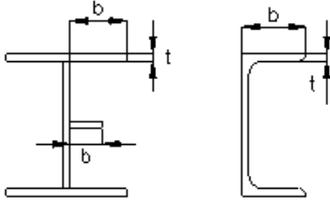
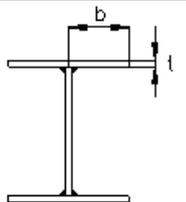
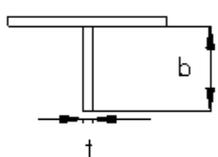
Elemento	Grupo	Exemplos	$(b/t)_r$		
				MR250	AR350
Enrijecido (AA)	1		$1,40 \sqrt{\frac{E}{f_y}}$	39,6	33,4
	2		$1,49 \sqrt{\frac{E}{f_y}}$	42,1	35,6
Enrijecido (AA)	3		$0,45 \sqrt{\frac{E}{f_y}}$	12,7	10,7
	4		$0,56 \sqrt{\frac{E}{f_y}}$	15,8	13,4
	5		$0,64 \sqrt{\frac{E}{f_y/k_c^*}}$		
	6		$0,75 \sqrt{\frac{E}{f_y}}$	21,2	17,9
$* k_c = \frac{4}{\sqrt{h_0/t_0}}$, $0,35 \leq k_c \leq 0,76$. O coeficiente k_c considera a influência da esbeltez da alma na rigidez à rotação oferecida como apoio à placa da mesa do perfil.					

FIGURA 2.36. Valores limites de b/t em chapas componentes de perfis em compressão axial para impedir flambagem local (Fonte: NBR-8800; AISC)

O quociente obtido $(b/t)_r$ deve ser comparado com os valores de referência apresentados na FIG. 2.36 acima. Se o valor real for menor do que os valores limites

apresentados, então não se tem o risco de colapso por flambagem local tanto da mesa quanto da alma do perfil.

Para os grupos de perfis listados acima na categoria “Não enrijecidos”, aplica-se ainda um fator de correção “Q” que torna as equações EQ. 2.43 e EQ. 2.47 em suas formas expandidas nas equações EQ. 2.60 e EQ. 2.61.

$$N_{dres} = \frac{Q \times A_g \times f_c}{\gamma_{d1}} \quad (2.60)$$

Em que Q = coeficiente de redução, aplicável a seções em que uma ou mais placas componentes têm relação $(b/t)_r$ superior aos valores limites da FIG. 2.36 cujos valores podem ser calculados de acordo com a FIG. 2.37 a seguir:

$$\lambda_0 = \frac{N_{d1}}{t} \times \sqrt{\frac{Q \times f_y}{\pi^2 \times E}} \quad (2.61)$$

	Limites			$Q_s \leq 1$
		MR250	AR350	
3	$0,45 \sqrt{\frac{E}{f_y}} < \frac{b}{t} \leq 0,91 \sqrt{\frac{E}{f_y}}$	$12,7 < \frac{b}{t} \leq 25,7$	$10,7 < \frac{b}{t} \leq 21,7$	$Q_s = 1,340 - 0,76 \frac{b}{t} \sqrt{\frac{f_y}{E}}$
	$\frac{b}{t} > 0,91 \sqrt{\frac{E}{f_y}}$	$\frac{b}{t} > 25,7$	$\frac{b}{t} > 21,7$	$Q_s = \frac{0,53E}{f_y(b/t)^2}$
4	$0,56 \sqrt{\frac{E}{f_y}} < \frac{b}{t} \leq 1,03 \sqrt{\frac{E}{f_y}}$	$15,8 < \frac{b}{t} \leq 29,1$	$13,4 < \frac{b}{t} \leq 24,6$	$Q_s = 1,415 - 0,74 \frac{b}{t} \sqrt{\frac{f_y}{E}}$
	$\frac{b}{t} > 1,03 \sqrt{\frac{E}{f_y}}$	$\frac{b}{t} > 29,1$	$\frac{b}{t} > 24,6$	$Q_s = \frac{0,69E}{f_y(b/t)^2}$
5	$0,64 \sqrt{\frac{E}{f_y/k_c}} < \frac{b}{t} \leq 1,17 \sqrt{\frac{E}{f_y/k_c}}$			$Q_s = 1,415 - 0,65 \frac{b}{t} \sqrt{\frac{f_y}{k_c E}}$
	$\frac{b}{t} > 1,17 \sqrt{\frac{E}{f_y/k_c}}$			$Q_s = \frac{0,90E k_c}{f_y(b/t)^2}$
6	$0,75 \sqrt{\frac{E}{f_y}} < \frac{b}{t} \leq 1,03 \sqrt{\frac{E}{f_y}}$	$21,2 < \frac{b}{t} \leq 29,1$	$17,9 < \frac{b}{t} \leq 24,6$	$Q_s = 1,908 - 1,22 \frac{b}{t} \sqrt{\frac{f_y}{E}}$
	$\frac{b}{t} > 1,03 \sqrt{\frac{E}{f_y}}$	$\frac{b}{t} > 29,1$	$\frac{b}{t} > 24,6$	$Q_s = \frac{0,69E}{f_y(b/t)^2}$

FIGURA 2.37. Expressões do fator Qs, aplicáveis a placas não enrijecidas (Fonte: Pfeil et al (2009))

Assim, ter-se-á analisado a estrutura com relação aos esforços de tração ou compressão aos quais as barras reticuladas estarão sujeitas.

2.4.3 Análise de barras sujeitas a forças cortantes e ou momentos fletores

Como visto anteriormente, ao realizar-se o método de obtenção das forças ou momentos nas extremidades dos membros de uma estrutura reticulada, encontram-se tanto forças de tração ou compressão quanto forças cortantes nas extremidades quanto momentos nas extremidades. Precisa-se então conhecer algumas fórmulas ou análises dos estados limites que podem ocorrer em função destas forças ou momentos de flexão das vigas.

As almas das vigas metálicas servem principalmente para ligar as mesas e absorver os esforços cortantes. A alma das vigas é dimensionada basicamente para a condição de flambagem sob ação de tensões cisalhantes (Pfeil et al, 2009).

As tensões de cisalhamento τ , em peças de altura constante solicitadas por esforço cortante V , são dadas pela conhecida fórmula da Resistência dos Materiais (Gere e Timoshenko – 1994) apresentada aqui como a EQ. 2.62.

$$\tau = \frac{V \times S}{t \times I} \quad (2.62)$$

Onde:

t = espessura da chapa no ponto onde se mede a tensão;

S = momento estático referido ao centro de gravidade da seção bruta, da parte da área da seção entre a borda e o ponto onde se mede a tensão;

I = momento de inércia da seção bruta, referido ao centro de gravidade respectivo.

2.4.4 Análise de vigas com um ou dois eixos de simetria, sem enrijecedores transversais intermediários, fletidas no plano da alma

2.4.4.1. Vigas I com valores moderados de hw/t_0

Para vigas I com alma pouco esbelta (valores baixos de $\frac{h_w}{t_0}$), a flambagem da alma por cisalhamento não é determinante (o material entra em escoamento para cargas inferiores à carga crítica de flambagem). Os valores limites de h_w/t_0 para esta categoria de almas são dados pela EQ. 2.63 (Pfeil et al, 2009):

$$\frac{h_w}{t_0} = 2,46 \times \sqrt{\frac{E}{f_y}} \quad (2.63)$$

Sendo h_w a altura da alma, tomada igual à distância h_0 entre as faces internas das mesas em perfis soldados, e igual $(h_0 - 2.r)$ nos perfis laminados.

O esforço cortante resistente de projeto para vigas que atendam a esta condição é dado pela EQ. 2.64.

$$V_{dres} = \frac{A_w (0,6 f_y)}{\gamma_{a1}} \quad (2.64)$$

Com γ_{a1} dado na TAB. 2.5. e A_w é tomada igual a $h.t_0$ sendo h a altura total da seção.

Os perfis laminados, em geral, e os perfis soldados de pequena altura têm relações $\frac{h_w}{t_0}$ que atendem ao requisito acima de modo que a flambagem da alma por cisalhamento não é determinante no dimensionamento destes perfis nos quais podem ser dispensados os enrijecedores intermediários (Pfeil et al, 2009).

2.4.4.2. Vigas I com valores elevados de h_w/t_0

Em vigas I com valores $\frac{h_w}{t_0}$ superiores ao limite dado na EQ. 2.63, a resistência ao cisalhamento é reduzida por efeito de flambagem da alma. Esse fato é levado em conta multiplicando-se a equação por um fator C_v .

Em vigas I com valores $\frac{h_w}{t_0}$ superiores ao limite da EQ. 2.63, podem-se ainda dispensar os enrijecedores transversais intermediários nos trechos onde o esforço solicitante Vd for inferior ao esforço de cálculo dado pela EQ. 2.65.

$$V_{dres} = \frac{C_v \cdot A_w \cdot (0,6 f_y)}{\gamma_{a1}} \quad (2.65)$$

Para valores de $\frac{h_w}{t_0}$ maiores do que $3,06 \cdot \sqrt{\frac{E}{f_y}}$, o coeficiente C_v é a razão entre a tensão crítica de flambagem elástica τ_{cr} e a tensão de escoamento a cisalhamento (f_v), melhor dizendo, pela EQ. 2.66. te-se:

$$C_v = \frac{\tau_{cr}}{0,6 \cdot f_v} \quad (2.66)$$

Onde τ_{cr} é dado pela EQ. 2.67.

$$\tau_{cr} = \frac{k \cdot E}{\left(\frac{h_0}{t_0}\right)^2} \quad (2.67)$$

Onde k é o fator que considera as condições de contorno da placa, e é uma função do espaçamento a entre enrijecedores transversais.

Para valores de $\frac{h_w}{t_0}$ superiores ao limite $2,46 \cdot \sqrt{\frac{E}{f_y}}$, porém inferiores a $3,06 \cdot \sqrt{\frac{E}{f_y}}$, o coeficiente C_v traduz uma transição linear entre a resistência à flambagem elástica e a resistência ao escoamento por cisalhamento. Nas vigas I sem enrijecedores intermediários, o coeficiente C_v pode ser obtido com as seguintes equações EQ. 2.68 e EQ. 2.69.

Flambagem elástica

$$\text{Para } \frac{h_w}{t_0} > 3,06 \cdot \sqrt{\frac{E}{f_y}}, \quad C_v = \frac{7,8 E}{f_v \left(\frac{h_w}{t_0}\right)^2} \quad (2.68)$$

$$\text{Para } 2,46 \cdot \sqrt{\frac{E}{f_y}} < \frac{h_w}{t_0} < 3,06 \cdot \sqrt{\frac{E}{f_y}}, \quad C_v = \frac{2,46}{h_w/t_0} \cdot \sqrt{\frac{E}{f_y}} \quad (2.69)$$

2.4.4.3. Limite superior da relação hw/t_0 em vigas com enrijecedores transversais

Nas vigas com enrijecedores transversais intermediários, os valores máximos de hw/t_0 adotados nos projetos são como nas EQ. 2.70. e EQ. 2.71.

$$hw/t_0 \leq 11,7 \cdot \sqrt{\frac{E}{f_y}} \text{ para } \alpha/hw \leq 1,5 \quad (2.70)$$

e,

$$hw/t_0 < (hw/t_0)_{\text{máx.}} \text{ para } \alpha/hw > 1,5 \text{ onde } (hw/t_0)_{\text{máx.}} = 260 \quad (2.71)$$

2.4.5 Resistência e estabilidade da alma sob compressão transversal

Alguns estados limites que devem também ser analisados têm a ver com forças locais aplicadas e concentradas em regiões de alma não enrijecida em que podem ocorrer os seguintes tipos de ruptura da alma por compressão transversal conforme a FIG. 2.38 abaixo.

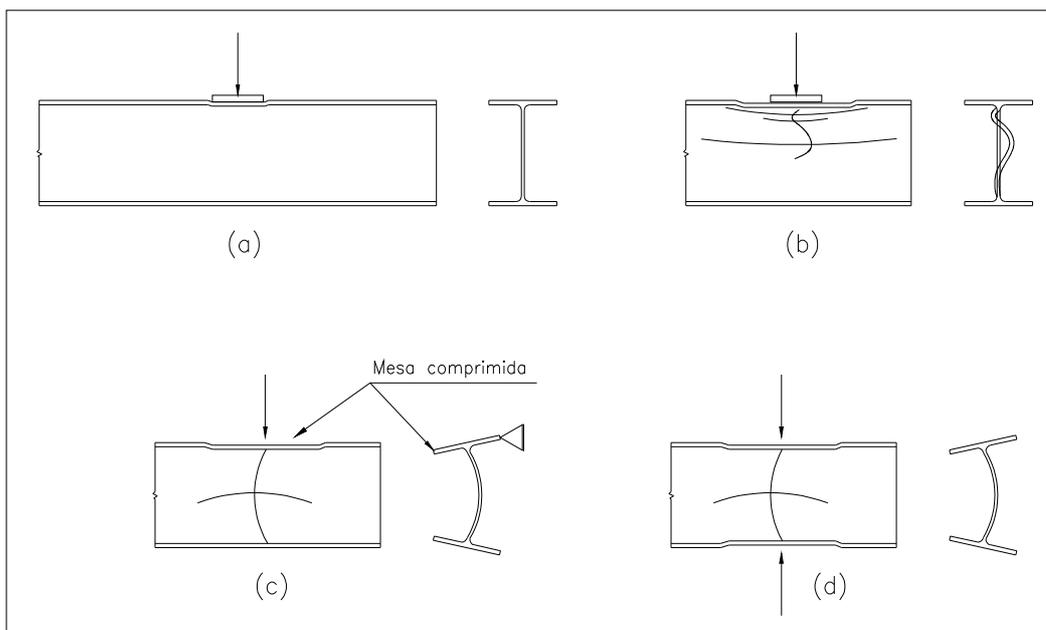


FIGURA 2.38. Tipos de ruptura da alma sem enrijecedores intermediários em viga sujeita à carga transversal concentrada: (a) escoamento local da alma; (b) enrugamento da alma com flambagem localizada; (c) flambagem da alma com deslocamento lateral da mesa tracionada; (d) flambagem da alma por compressão lateral

São estes tipos de ruptura:

- Escoamento local da alma;
- Enrugamento da alma com flambagem localizada;
- Flambagem da alma com ou sem deslocamento lateral da mesa tracionada;
- Flambagem da alma por compressão transversal.

Para cada um destes estados limites, decorrentes da ação de cargas concentradas simples (em uma mesa) ou aos pares (em duas mesas), é exigida a colocação de enrijecedores transversais de apoio se a resistência necessária exceder os valores obtidos com as equações descritas a seguir. Além disso, deve-se verificar a flexão transversal da mesa em função da largura de distribuição da carga aplicada na mesa.

A flambagem da alma por compressão transversal com deslocamento lateral da mesa tracionada conforme a figura acima ocorre para vigas com mesa estreita quando, no ponto de aplicação de uma carga concentrada simples (só na mesa comprimida), não está impedido o deslocamento lateral relativo entre as mesas. Por outro lado, estes tipos de colapso não ocorrem nas seguintes condições:

- $(hw/t_0)/(l/bf) > 2,3$ quando a rotação da mesa carregada for impedida;
- $(hw/t_0)/(l/bf) > 1,7$ quando a rotação da mesa carregada não for impedida;

Onde l é o maior dentre os comprimentos sem contenção lateral das duas mesas na vizinhança da seção carregada.

O cálculo das resistências neste caso podem ser encontrados na norma brasileira NBR-8800.

2.4.5.1. Estado limite da Flexão local da mesa

Uma força concentrada F aplicada sobre a largura bf da mesa de um perfil I ou H é transferida para a alma por meio da flexão localizada da mesa. A resistência à flexão da

mesa é dada em termos da força resistente de projeto conforme as normas NBR-8800 e AISC pela EQ. 2.72.

$$R_{dres} = \frac{0,25 \cdot t_f^2 \cdot f_y}{\gamma_{m1}} \quad (2.72)$$

A qual deve ser maior que a força F_d solicitante de projeto. Caso contrário, devem ser colocados enrijecedores transversais de ambos os lados da alma na seção de aplicação da carga.

A força resistente, porém, deve ser reduzida à metade no caso em que a força é aplicada em uma seção cuja distância ao extremo da viga seja menor do que $10 \cdot t_f$.

2.4.5.2. Estado limite de Escoamento local da alma

Nos pontos de aplicação de cargas concentradas, em seções sem enrijecedores, verifica-se a compressão ou tração transversal da alma, que pode provocar o escoamento da mesma. De acordo com a norma NBR-8800, a resistência é dada pela EQ. 2.73.

$$R_{dres} = \frac{1,10}{\gamma_{m1}} \cdot R_n = \frac{1,10}{\gamma_{m1}} \cdot l_a \cdot t_0 \cdot f_y \quad (2.73)$$

Onde l_a = extensão da alma carregada, admitindo distribuição das tensões com um gradiente de 2,5:1.

Para cargas intermediárias ($l > h$), tem-se a EQ. 2.74.

$$R_n = (5 \cdot c + a') \cdot f_y \cdot t_0 \quad (2.74)$$

E para cargas de extremidade ($l < h$), a EQ. 2.75.

$$R_n = (2,5 \cdot c + a') \cdot f_y \cdot t_0 \quad (2.75)$$

Onde:

a' = comprimento de apoio da carga concentrada;

c = espessura da mesa carregada mais o lado do filete em perfis soldados e a espessura da mesa mais o raio de concordância com a alma, no caso de perfis laminados. Tudo isto conforme a FIG. 2.39 abaixo:

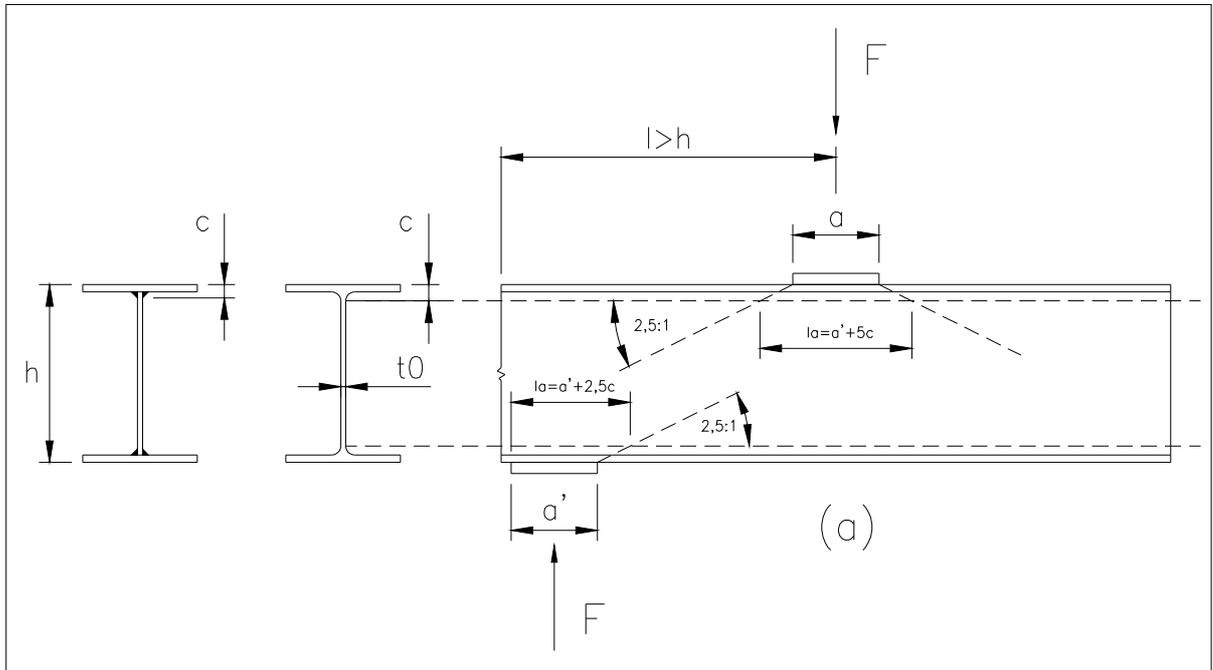


FIGURA 2.39. Resistência a escoamento local de alma sem enrijecedores de apoio

2.4.5.3. Estado limite de Enrugamento da alma

Em trechos não enrijecidos de almas de vigas, sujeitas a cargas concentradas produzindo compressão transversal, a resistência ao enrugamento da alma com flambagem localizada (web crippling) é dada, de acordo com a NBR-8800, pela EQ. 2.76.

$$R_{dres} = \frac{0,825}{\gamma_{a1}} \cdot R_n \quad (2.76)$$

Com R_n dado pela EQ. 2.77:

$$R_n = K \cdot t_0^2 \cdot \left[1 + 3 \cdot \frac{a'}{h} \cdot \left(\frac{t_0}{t_f} \right)^{1,5} \right] \cdot \sqrt{E \cdot f_y \cdot \frac{t_f}{t_0}} \quad (2.77)$$

Sendo;

$K = 0,80$ para cargas intermediárias, quando aplicadas a uma distância da extremidade da viga maior que $h/2$;

$K = 0,40$ para cargas de extremidade, quando aplicadas a uma distância menor que $h/2$ do extremo da viga.

Para cargas de extremidade, a equação acima é válida para $a'/h \leq 0,2$. Caso contrário, utiliza-se EQ. 2.78:

$$R_n = 0,40 \cdot t_0^2 \cdot \left[1 + \left(4 \cdot \frac{a'}{h} - 0,2 \right) \cdot \left(\frac{t_0}{t_f} \right)^{1,5} \right] \cdot \sqrt{E \cdot f_y \cdot \frac{t_f}{t_0}} \quad (2.78)$$

Quando a força solicitante de projeto exceder $R_{dres.}$, deve-se prover um enrijecedor transversal ou um par de enrijecedores transversais que se estendem, pelo menos, até a metade da altura da alma.

2.4.5.4. Estado limite de Flambagem da alma sob ação de cargas concentradas nas duas mesas

No caso de cargas de compressão transversal aplicadas em ambas as mesas na mesma seção de um elemento, a alma deve ter sua esbeltez limitada de modo a evitar a flambagem.

Em trechos não enrijecidos de almas sujeitas à compressão transversal por cargas concentradas nas duas mesas (FIG. 2.38. item “d”), a resistência de projeto vale R_n/α_1 , o valor de R_n é dado pela EQ. 2.79:

$$R_n = \frac{24 \cdot t_0^3}{hw} \cdot \sqrt{\frac{E}{f_y}} \quad (2.79)$$

Onde;

hw = altura da alma, exclusive para trechos de transição das mesas para a alma.

Quando o par de cargas concentradas for aplicado a uma distância da extremidade da viga menor do que $h/2$, a resistência deve ser reduzida em 50%.

2.4.5.5. Dimensionamento dos Enrijecedores de Apoio

Os enrijecedores de apoio devem ser empregados sempre que a carga solicitante de compressão transversal da alma ultrapassar a resistência em algum dos estados limites estudados acima. Em tais casos, os enrijecedores de apoio, além de impedir o escoamento, o enrugamento e a flambagem da alma, têm a função de transferir para a alma as cargas concentradas aplicadas nas mesas. Geralmente, essas cargas são as reações de apoio das vigas.

Os enrijecedores de apoio devem ser soldados à alma. Eles devem estender-se pelo menos até a metade da altura da alma, para evitar os estados limites de escoamento local e enrugamento da alma, e devem se de altura total e estender-se até aproximadamente as bordas longitudinais das mesas, nos casos em que não são atendidas as condições de segurança dos estados limites de flambagem da alma, ilustrados na FIG. 2.37. O apoio da mesa carregada sobre o enrijecedor pode ser feito por contato ou por solda.

Utilizam-se também enrijecedores de apoio de altura total em extremidades das vigas de edifícios nas quais as almas não sejam ligadas a outras vigas ou pilares.

Os enrijecedores de apoio de altura total são dimensionados como colunas sujeitas à flambagem por flexão em relação a um eixo no plano da alma. A seção transversal a ser considerada é formada pelas chapas dos enrijecedores mais uma faixa da alma da largura $12t_0$ nos enrijecedores de extremidade ou $25t_0$ nos enrijecedores em seção intermediária. O comprimento efetivo de flambagem do enrijecedor será de $0,75 \cdot h_0$.

Para evitar a flambagem local do enrijecedor, recomenda-se que a relação largura-espessura do mesmo não exceda a $0,56 \cdot \sqrt{E/f_y}$.

No caso de superfícies usinadas, a seção de contato do enrijecedor com a mesa onde atua a carga será verificada a esmagamento local, considerando-se a resistência de projeto dada pela EQ. 2.80:

$$R_{dres} = A_c \cdot (1.8 \cdot f_y) / \gamma_{a2} \quad (2.80)$$

Onde A_c = área de contato do enrijecedor com a mesa carregada.

2.5 Dimensionamento de barras roscadas (chumbadores ou parafusos)

Um terceiro item que se decidiu estudar neste trabalho e incluir no programa de cálculo que foi desenvolvido, são as barras roscadas por causa de sua grande utilização em transportadores de correia e outros tantos equipamentos da área de mineração e mesmo de outras áreas industriais.

Uma barra roscada nada mais é do que uma barra metálica, normalmente cilíndrica na qual se usina uma rosca nas pontas de forma que se possa conectar uma porca ou contra-porca, apoiada em arruelas de diversos tipos (lisas, cônicas, de pressão, etc.) de forma a se prender chapas colocadas perpendicularmente a estas barras. Duas das aplicações mais comuns destes componentes mecânicos são chumbadores e parafusos.

Os chumbadores, em se tratando de transportadores de correia são as peças que unem a base civil em concreto dos transportadores ou dos edifícios às placas de base as quais são diretamente ligadas aos perfis em aço que compõem a estrutura metálica propriamente dita já estudada anteriormente neste trabalho.

Os parafusos são peças roscadas, mas que têm uma cabeça presa ao corpo da barra roscada de forma a ser usado na união de chapas metálicas desde que na ponta roscada do corpo do parafuso se adicione uma porca e ou contra-porca com arruelas que complementarão a união.

Os estados limites a serem considerados para o dimensionamento das barras roscadas, conforme a NBR-8800 são os seguintes:

- Ruptura da seção líquida efetiva por tração ou compressão;
- Escoamento da seção bruta por tração ou compressão;
- Ruptura ou rasgamento da placa de apoio;
- Ruptura da seção líquida efetiva por cisalhamento;
- Escoamento da seção bruta por cisalhamento;
- Ruptura ou rasgamento chapa de ligação (já estudada anteriormente);
- Escoamento da seção bruta da chapa ou perfil (já estudada anteriormente);
- Colapso por cisalhamento do bloco de conectores (já estudado anteriormente);
- Ovalização dos furos (pressão de apoio) também já estudado anteriormente;
- Rasgamento da borda da chapa até o furo (já estudado anteriormente);

Como se vê, alguns dos estados limites já foram estudados quando se estuda os estados limites a que são sujeitas as estruturas metálicas.

2.5.1 Ruptura da seção líquida efetiva por tração ou compressão

A resistência de uma barra roscada quanto à ruptura da seção líquida efetiva ($A_{n_{ef}}$) é dada pela EQ. 2.81:

$$R_d = 0,75 A_g \cdot f_u / \gamma_{a2} \quad (2.81)$$

Se a força aplicada ou solicitante de projeto S_d calculada ponderando-se a força real com os fatores de ponderação da norma conforme explicado anteriormente for menor do que a resistência da barra R_d , então se considera a barra aprovada para este estado limite.

2.5.2 Escoamento da seção bruta por tração ou compressão

A resistência de uma barra roscada quanto ao escoamento da seção bruta (A_g) é dada pela EQ. 2.82:

$$R_d = A_g \cdot f_y / \gamma_{a1} \quad (2.82)$$

Se a força aplicada ou solicitante de projeto S_d calculada ponderando-se a força real com os fatores de ponderação da norma conforme explicado anteriormente for menor do que a resistência da barra R_d , então se considera a barra aprovada para este estado limite.

2.5.3 Ruptura ou rasgamento da placa de apoio

A resistência de uma placa de apoio quanto ao rasgamento é dada pela EQ. 2.83:

$$R_d = \pi \cdot d \cdot e \cdot 0,6 \cdot f_y / \gamma_{a1} \quad (2.83)$$

Onde “d” é o diâmetro do furo (igual ao diâmetro nominal da barra + 3,5mm), “e” é a espessura da placa de apoio e f_y é a tensão de escoamento do material da placa de apoio. O 0,6 se deve ao fato de este estado limite se dar por cisalhamento.

Se a força aplicada ou solicitante de projeto S_d calculada ponderando-se a força real com os fatores de ponderação da norma conforme explicado anteriormente for menor do que a resistência da barra R_d , então se considera a barra aprovada para este estado limite.

2.5.4 Ruptura da seção líquida efetiva por cisalhamento

A resistência de uma barra roscada quanto à ruptura da seção líquida efetiva (A_{nef}) por cisalhamento é dada pela EQ. 2.84:

$$R_d = 0,75 \cdot A_g \cdot 0,6 \cdot f_u / \gamma_{a2} \quad (2.84)$$

Se a força aplicada ou solicitante de projeto S_d calculada ponderando-se a força real com os fatores de ponderação da norma conforme explicado anteriormente for menor do que a resistência da barra R_d , então se considera a barra aprovada para este estado limite.

2.5.5 Escoamento da seção bruta por cisalhamento

A resistência de uma barra roscada quanto ao escoamento da seção bruta (A_g) por cisalhamento é dada pela EQ. 2.85:

$$R_d = A_g \cdot 0.6 \cdot f_y / \gamma_{a1} \quad (2.85)$$

Se a força aplicada ou solicitante de projeto S_d calculada ponderando-se a força real com os fatores de ponderação da norma conforme explicado anteriormente for menor do que a resistência da barra R_d , então se considera a barra aprovada para este estado limite.

Sendo assim, analisados todos os estados limites, é possível dimensionar e projetar as barras roscadas.

3. METODOLOGIA E DESENVOLVIMENTO

3.1. Escolha do método

Para a elaboração da plataforma de cálculo optou-se por uma análise dos elementos mecânicos e estruturais baseada no que fosse de mais atual e mais desenvolvido sobre o assunto em termos de normas, livros ou publicações científicas diversas.

Partiu-se para a idéia de gerar um programa no qual fosse compilado o que houvesse de mais avançado em métodos de cálculo de dimensionamento dos elementos mecânicos e estruturais que seriam escolhidos. Este programa não teria o objetivo de ser um substituto, nem mesmo concorrente de outros softwares que já existem no mercado como, por exemplo, o SAP-2000[®] ou o METALICAS 3D[®] já conhecidos e consagrados internacionalmente. O objetivo seria o de criar uma metodologia de cálculo de elementos mecânicos e estruturais, propondo uma estrutura computacional que pudesse ser alimentada no futuro com novos elementos.

O próximo passo foi a definição dos elementos mecânicos e estruturais a serem tratados no programa relativos aos transportadores de correia. Foram escolhidos os eixos dos tambores, as estruturas metálicas de sustentação e as barras roscadas que podem ser tanto chumbadores quanto parafusos ou pinos de conexão.

Foi estabelecida a sistematização detalhada da metodologia de cálculo destes elementos a partir da revisão bibliográfica. Optou-se pela utilização do aplicativo Excel[®] com a utilização de macros baseado em VBA[®] (Visual Basic Application) disponível no programa no sentido de criarem-se interfaces gráficas que facilitariam a utilização da plataforma de cálculo pelos usuários.

3.2. Desenvolvimento do programa de cálculo

Inicialmente, utilizando-se uma planilha eletrônica do Excel[®] foram estruturadas as fórmulas e suas relações na seqüência em que a seqüência de cálculo estabelecida indicava.

Para o cálculo dos eixos o processo foi simples, pois o cálculo automatizado consistiu na aplicação direta das formulas para obtenção dos esforços solicitantes, a aplicação dos fatores de segurança para a obtenção da tensão admissível, os coeficientes de correção conforme acabamento, etc. Assim, os dados de entrada seriam apenas as forças ou momentos aplicados ao eixo, a escolha do material do mesmo, a escolha dos fatores de acabamento superficial, de entalhe e dos demais como já explanado no capítulo anterior, a escolha do material do eixo e uma estimativa dos diversos diâmetros para que o programa possa comparar com os valores calculados e apresentar uma apreciação dos mesmos. Como resultados, o programa apresenta uma avaliação na qual informa se o dimensional proposto para o eixo atende ou não e se o eixo está aprovado ou não. Neste momento, caso não esteja aprovado, o usuário deverá alterar as dimensões propostas ou então propor outro material mais resistente para o eixo. Neste caso, basta ao usuário informar ao programa os limites de escoamento e ruptura do material que queira utilizar conforme lhe será solicitado.

Para as barras roscadas, o trabalho foi mais complexo, pois devia-se analisar alguns estados limites e foi necessário também, se dedicar ao dimensionamento das chapas de ligação entre os conectores. Neste caso, os dados de entrada são os dados dimensionais das barras e das chapas de ligação, a escolha dos materiais de composição das mesmas e os esforços a que elas estão sujeitas. Como resultados no relatório final, deverá ser apresentada uma análise de cada estado limite apreciado e uma afirmação do programa se o dimensional proposto está aprovado ou não com mensagens como "OK!! VERIFICADAS CONDIÇÕES DE RESISTÊNCIA DOS PARAFUSOS" ou então "NÃO OK!! REDIMENSIONE OS PARAFUSOS" ou então "OK!! VERIFICADAS CONDIÇÕES DE RESISTÊNCIA DA CHAPA" ou "NÃO OK!! REDIMENSIONE A CHAPA DE LIGAÇÃO".

Já para o cálculo das estruturas metálicas, foram necessárias interações com matrizes, reposicionamento de elementos dentro de uma mesma matriz conforme critérios estabelecidos, além da seleção de parte destes elementos das matrizes em detrimento de outros. Esta parte foi a mais complexa de todas e só foi possível mediante a utilização de Macros do Excel[®] e da programação das mesmas utilizando-se a linguagem Visual Basic[®]. Estas macros são apresentadas ao final deste trabalho na parte dos ANEXOS.

A parte da análise estrutural foi dividida em partes a saber: determinação das forças e momentos e posteriormente análise destas forças e momentos obtidos utilizando a análise dos estados limites para o dimensionamento dos perfis de composição da estrutura metálica.

Após o desenvolvimento e correções da planilha de cálculo foi possível então aplicá-la a alguns exercícios de teste seguindo-se a criação e ajustes das interfaces gráficas necessárias para facilitar a interação entre o programa e o usuário necessárias para o cálculo. Para isto, lançamos mão dos recursos que o próprio Excel[®] dispõe como colocação de botões de comando, telas de rosto, quadros de escolha diversa e outros para que o usuário tivesse realmente a sensação de que estava frente a um programa dedicado ao cálculo e não tivesse acesso ao interior das planilhas o que faria que sua operação se tornasse bem mais simples e direcionada além de preservar o próprio programa da interferência indevida do usuário conforme nos aconselha Jelen, 2004.

Toda a entrada de dados e saída dos resultados da avaliação e aprovação ou não do dimensionamento feito tanto para os eixos, quanto para as estruturas metálicas e para as barras roscadas será apresentada no próximo capítulo dos resultados e discussões onde serão apresentadas a telas de entrada de dados e a tela de saída dos resultados

Os dados de entrada no caso do cálculo de estruturas metálicas são os dados geométricos da estrutura como um todo, ou seja, as coordenadas dos nós, as forças ou momentos aplicados nos nós da estrutura e os tipos de engastamento dos nós, além da escolha por parte do usuário do tipo de carregamento nas barras e dos casos de flambagem. São também dados de entrada a escolha do perfil das barras e do material das mesmas. Como resultados, ter-se-á a avaliação dos perfis escolhidos, saindo no relatório uma avaliação quanto à aplicabilidade ou não do perfil escolhido com frases apresentadas no relatório como as seguintes "OK!! VERIFICADAS CONDIÇÕES DE RESISTÊNCIA DO PERFIL" ou "NÃO OK!! REDIMENSIONE O PERFIL" ou ainda "OK! O PERFIL ATENDE À RESISTÊNCIA QUANTO À FLEXÃO SEM CONTENÇÃO LATERAL" e "NÃO OK!! ESCOLHA OUTRO PERFIL OU COLOQUE CONTENÇÕES LATERAIS. ESTE NÃO ATENDE AOS CRITÉRIOS DE RESISTÊNCIA QUANTO À FLEXÃO SEM CONTENÇÃO LATERAL", assim

como também as reações nos apoios da estrutura, os deslocamentos dos nós e os esforços nas extremidades dos membros.

Resumidamente, foi esta a seqüência utilizada no desenvolvimento deste trabalho. A seguir, buscou-se detalhar um pouco mais cada etapa com o objetivo de esclarecer-se um pouco melhor o trabalho desenvolvido.

3.2.1 Cálculo de eixos de tambores

Para o dimensionamento de um eixo, são necessários alguns passos. Primeiro precisa-se saber quais são os esforços aplicados a este eixo e quais são suas condições de apoio. Depois, precisa-se escolher um material para composição deste eixo. Esta escolha é provisória e serve para balizar o cálculo inicialmente. Posteriormente, de forma iterativa, pode-se voltar e alterar estes parâmetros. Precisa-se agora aplicar as formas de dimensionamento com os fatores de correção adequados ao caso específico daquele eixo.

Faz-se a escolha, a critério do usuário dos diversos diâmetros escalonados do eixo. Os dados de entrada na planilha são preenchidos e através das fórmulas calculam se o eixo. Se o dimensionamento estiver correto haverá uma mensagem de aprovação ou não das dimensões escolhidas. Em caso negativo, caberá ao usuário decidir-se por modificar os parâmetros geométricos do eixo ou se mudará o material do mesmo ou as duas opções.

Estas telas de resultados finais serão apresentadas no capítulo 4 de resultados e discussões.

Algumas simplificações foram adotadas nestes cálculos estabelecidos no programa. Não foram considerados os efeitos devidos à vibração mecânica no dimensionamento destes eixos. No cálculo também foi considerado apenas um acionamento motor aplicado ao eixo, não sendo considerados a aplicação de freios, volantes de inércia ou outros componentes mecânicos que poderiam introduzir novos esforços no eixo. Esta simplificação se justifica por não ser o caso mais comum a aplicação destes outros componentes, sendo o caso mais comum o contemplado pelo programa conforme a norma CEMA (2006).

Assim, ao final deste processo ter-se-á calculado e dimensionado corretamente o eixo do tambor sujeito aos esforços de cisalhamento, flexão e torção inerentes à sua aplicação.

3.2.2 Cálculo das estruturas metálicas

Inicialmente, buscou-se desenvolver a análise geométrica das matrizes de rigidez. Desenvolveu-se uma planilha pensando na forma como o usuário do programa entenderia melhor as demandas de informações do programa bem como também buscando dar uma seqüência lógica para a realização das interações e cálculos.

O usuário deve informar são as condições geométricas da estrutura, ou seja, quantos membros compõem a mesma, quantos nós ela possui e a relação entre os nós e os membros, bem como as coordenadas destes nós de forma a que a planilha possa calcular o comprimento dos membros e as matrizes de rotação dos mesmos para converter tanto das coordenadas globais para as locais e vice-versa.

Sendo assim, a primeira tela que deveria ser preenchida deveria levar os dados para a planilha conforme visto na FIG. 3.1:

MEMBRO	Nó j				Nó k			
	ID	Coord. X	Coord. Y	Coord. Z	ID	Coord. X	Coord. Y	Coord. Z
1	1	0	0	0	2	2	0	0
2	2	2	0	0	3	5	0	0
3	3	5	0	0	4	7	0	0
4								
5								
6								
7								
8								
9								
10								
11								
12								
13								
14								
15								
16								
17								

FIGURA 3.1. Planilha interna do programa. Cálculo de estruturas metálicas – Quadro de dados de entrada a serem fornecidos pelo usuário do programa

Esta tabela se estende até o número de membros da estrutura. Inicialmente, pensou-se em uma estrutura reticulada com um máximo de 41 membros pelo simples motivo de que este era o número de membros composto por uma ponte treliçada típica de um transportador de correia típico. Posteriormente, esta quantidade poderá facilmente ser aumentada para atender a uma gama maior de estruturas. Isto apenas demandará um número cada vez maior de interações e tornará o programa mais pesado. Com artifícios de programação, sabe-se que é possível estudar uma sistematização destas interações de forma que o próprio programa leia a quantidade de membros e se ajuste automaticamente a esta nova condição como é feito em programas mais avançados como o SAP-2000[®] por exemplo. Este trabalho porém está além do escopo deste trabalho já que requer a contribuição de especialistas em programação o que não é nosso objetivo aqui.

A partir destas informações introduzidas pelo usuário, o programa foi elaborado com as fórmulas e macros para que o mesmo deduzisse as matrizes de rigidez locais de cada membro, os cossenos diretores de cada membro, as matrizes de rotação e de transformação de rotação de cada membro dos eixos locais para os eixos globais.

Uma vez desenvolvidas as matrizes SMDs ou de rigidez global de cada membro, desenvolveu-se as fórmulas e macros necessárias para que o programa calculasse a matriz global da estrutura na qual cada força ou momento é alocada em sua posição correta dentro da matriz 252×252 (já que previmos uma estrutura com 41 membros e 42 nós e cada nó contribui com 6 deslocamentos possíveis).

A seguir, foi feita uma programação através da utilização de macro para que fosse possível o programa de cálculo estabelecer a contribuição de rigidez de cada membro que pudesse concorrer naquele nó específico já que, de antemão, não é possível saber como o usuário irá desenhar sua estrutura nem a seqüência em que irá distribuir os membros nem como irá numerar os nós relativamente aos membros. Após uma programação minuciosa, conseguiu-se que a matriz SJ gerada contasse com a contribuição de todos os nós, tivesse o tamanho correto e contasse com a contribuição de todos os possíveis membros para aqueles nós o que veio das 42 matrizes de tamanho 252×252 com seu somatório como se pode ver abaixo na FIG. 3.4, um trecho interno desta matriz.

Fica-se neste ponto na dependência de que o usuário defina algo muito importante que são os graus de liberdade reais de cada nó da estrutura. Isto seria feito posteriormente numa tela de entrada do programa na qual o usuário escolheria uma forma ou tipo de engastamento em cada nó e isto definiria para o programa se os deslocamentos respectivos eram possíveis ou não. Esta era a etapa final e mais importante para a geração da matriz de rigidez global na qual a matriz é reordenada, tanto em linhas quanto em colunas, de forma que nos primeiros lugares ficassem apenas os elementos concernentes aos graus de liberdade reais dos nós assinalados com a palavra “sim” enquanto os demais são assinalados com a palavra “não” que vêm da escolha do tipo de engastamento feita anteriormente pelo usuário. Estes elementos geram, como já explicado anteriormente, a matriz S composta apenas pelos termos assinalados por “sim” a qual pode ser utilizada para a geração do vetor dos deslocamentos dos nós.

Da matriz global S_J também se retira uma sub-matriz muito importante que é a S_{RD} que auxiliará na obtenção do vetor das forças ou momentos de reações nos apoios da estrutura.

	sim	sim	não	não	não	não	não	não	não	não	não	não
	12	18	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
SJ	17406667	3481333	0	7833000	0	0	0	5222000	0	-4351667	0	0
18	3481333	17406667	0	0	0	0	0	0	0	3481333	0	0
1	0	0	3,42E+08	0	0	0	0	0	-3,4E+08	0	0	0
2	7833000	0	0	7833000	0	0	0	7833000	0	-7833000	0	0
3	0	0	0	0	987000	0	-987000	0	0	0	-987000	0
4	0	0	0	0	0	3230	0	0	0	0	0	-3230
5	0	0	0	0	-987000	0	1316000	0	0	0	987000	0
6	5222000	0	0	7833000	0	0	0	10444000	0	-7833000	0	0
7	0	0	-3,4E+08	0	0	0	0	0	5,7E+08	0	0	0
8	-4351667	3481333	0	-7833000	0	0	0	-7833000	0	10153889	0	0
9	0	0	0	0	-987000	0	987000	0	0	0	1279444	0
10	0	0	0	0	0	-3230	0	0	0	0	0	5383,333
11	0	0	0	0	-987000	0	658000	0	0	0	548333,3	0
13	0	0	0	0	0	0	0	0	-2,3E+08	0	0	0
14	-3481333	4351667	0	0	0	0	0	0	0	-2320889	0	0
15	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	-292444	0
16	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	-2153,33
17	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	-438667	0
19	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
20	0	-7833000	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
21	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
22	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
23	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
24	0	5222000	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0

FIGURA 3.2. Planilha interna do programa. Cálculo de estruturas metálicas – Trecho da matriz de rigidez global da estrutura já devidamente reordenada

Neste ponto do trabalho, dá-se uma parada na análise geométrica e passa-se agora a fazer a análise quanto às forças e momentos, ou seja, aos esforços reais aos quais a estrutura está disposta.

A primeira coisa a ser feita, nesta segunda planilha, é montar-se um vetor dos esforços aplicados diretamente nos nós da estrutura. Este vetor ou matriz deverá ser preenchido pelo usuário o que equivale, nos programas de cálculo de estruturas que têm uma interface CAD ao lançamento de forças ou momentos diretamente nos nós da estrutura no desenho. No programa aqui desenvolvido, esta entrada é feita por uma tela onde o usuário simplesmente digita os esforços na unidade indicada à frente do número de cada nó (que já está definido desde o início da análise geométrica). Abaixo, na FIG. 3.3, tem-se uma visão de uma parte do vetor de ações nos nós:

NÓ	DESLOCAMENTO POSSÍVEL	AÇÃO CORRESPONDENTE
1	Dx	
	Dy	
	Dz	
	Gx	
	Gy	
	Gz	
2	Dx	
	Dy	-10000
	Dz	
	Gx	
	Gy	
	Gz	
3	Dx	
	Dy	
	Dz	
	Gx	
	Gy	
	Gz	-20000

FIGURA 3.3. Planilha interna do programa. Cálculo de estruturas metálicas – Trecho do quadro de entrada das forças e momentos aplicados diretamente nos nós. A ser preenchido conforme informações do usuário

Após esta primeira definição dos esforços que são aplicados diretamente aos nós, o usuário deverá também entrar em uma tela onde informará as forças ou momentos que são aplicados aos membros da estrutura. O programa precisa destas informações para poder fazer a conversão destes esforços dos membros para os nós e em seguida somá-los aos anteriormente locados diretamente aos nós. Estes esforços aplicados nos membros foram de uma programação um pouco mais complexa já que dependem do plano em que os mesmos são aplicados, pois isto irá gerar reações na extremidade dos membros conforme os 3 eixos cartesianos diferentemente de um caso para outro.

O usuário deverá digitar o valor destas ações nos membros, sejam elas forças concentradas, forças distribuídas, momentos fletores ou torçores. Ele digitará apenas a intensidade e o sinal desta ação, escolhendo, em seguida, a qual dos 8 casos de carregamento da FIG. 2.23. se refere o específico daquele membro. O programa calcula, conforme a intensidade informada e o sinal da ação e conforme o caso informado, as reações na extremidade do membro que, com o sinal invertido, nada mais são do que aquelas mesmas forças ou momentos aplicados no membro agora transformados ou transportados para os nós. Sendo assim, o programa agora é capaz de somar os esforços

aplicados diretamente nos nós e já incorporados acima a estes novos esforços nos nós trazidos diretamente dos membros. Este novo vetor de forças e momentos (A_C conforme já explanado no capítulo anterior) é o que será usado para o tratamento conjunto com a matriz de rigidez global S_J explicada anteriormente.

Assim como foi feito, porém, com a matriz de rigidez global, as contribuições de todos os membros que concorrem em um mesmo nó devem ser somados uns aos outros quando houver esta superposição. Este tratamento da matriz precisou ser feito com o artifício da programação computacional a exemplo do que foi feito com a matriz S_J . Outra operação semelhante à anteriormente realizada na análise geométrica teve que ser feita a qual demandou algumas macros e que foi a ordenação dos esforços equivalentes aos graus de liberdade reais da estrutura, ou seja, devem ficar nos primeiros lugares do vetor de ações aquelas que correspondem aos deslocamentos reais da estrutura (assinaladas com a palavra “sim” conforme a escolha dos engastamentos feita anteriormente pelo usuário).

Vencida esta etapa, tornou-se possível gerar uma matriz ou vetor único com todos os esforços encadeados e compostos em condições idênticas ao que foi feito para a matriz de rigidez conforme mostrado na FIG. 3.4 abaixo.

AC	
Gerar AC	
-1250	SIM
-17917	SIM
0	NÃO
-5000	NÃO
0	NÃO
0	NÃO
0	NÃO
-2500	NÃO
0	NÃO
-22500	NÃO
0	NÃO
-12500	NÃO
0	NÃO
0	NÃO
0	NÃO

FIGURA 3.4. Planilha interna do programa. Cálculo de ações combinadas dos nós e dos membros

Nesta matriz A_C , a parte superior em que consta a palavra “SIM” é a sub-matriz A_D que corresponde às ações concernentes aos deslocamentos reais da estrutura estudada assim como a sub-matriz S equivalia também aos deslocamentos reais dentro da matriz de rigidez global. Utilizando-se então da EQ. 2.6, o programa determina o vetor dos deslocamentos da estrutura D e com ele, utilizando-se das EQ. 2.28 e EQ. 2.29, chega-se aos vetores de reações nos apoios A_R e forças e momentos nas extremidades dos membros A_{Ms} conforme mostrado na FIG. 3.5 abaixo:

$$D = S^{-1} \times A_D \quad (2.6)$$

$$A_R = A_{RL} + A_{RD} \times D \quad (2.28)$$

$$A_M = A_{ML} + A_{MD} \times D_j \quad (2.29)$$

D	12	1,3964E-04	AR	0	Dx1	AM1	Dxj	0
	18	-0,00105725		6093,781	Dy1		Dyj	6093,781
	1	0		0	Dz1		Dzj	0
	2	0		0	Gx1		Gxj	0
	3	0		0	Gy1		Gyj	0
	4	0		3229,188	Gz1		Gzj	3229,188
	5	0		0	Dx2		Dxk	0
	6	0		18211,72	Dy2		Dyk	3906,219
	7	0		0	Dz2		Dzk	0
	8	0		0	Gx2		Gxk	0
	9	0		0	Gy2		Gyk	0
	10	0		0	Dx3		Gzk	-1041,63
	11	0		7413,094	Dy3			
	13	0		0	Dz3	AM2	Dxj	0
	14	0		0	Gx3		Dyj	4305,5
	15	0		0	Gy3		Dzj	0
	16	0		0	Dx4		Gxj	0
	17	0		13281,41	Dy4		Gyj	0
	19	0		0	Dz4		Gzj	1041,625
	20	0		0	Gx4		Dxk	0
	21	0		0	Gy4		Dyk	10694,5
	22	0		-7187,94	Gz4		Dzk	0
	23	0		0	Dx5		Gxk	0
	24	0		0	Dy5		Gyk	0
	25	0		0	Dz5		Gzk	-10625,1
	26	0		0	Gx5			
	27	0		0	Gy5	AM3	Dxj	0
	28	0		0	Gz5		Dyj	-3281,41
	29	0		0	Dx6		Dzj	0

FIGURA 3.5. Planilha interna do programa. Trecho dos resultados obtidos D (deslocamentos em metros), A_R (reações nos apoios em N) e A_{Ms} (esforços nas extremidades dos membros em N)

Estas forças e momentos nas extremidades dos membros é que serão usadas pelo programa para as verificações dos diversos estados limites conforme já explicado no item 2.4 deste trabalho.

A seguir, nas FIG. 3.6, FIG. 3.7 e FIG. 3.8, apresenta-se um fluxograma para melhor compreensão com as fases descritas acima para a determinação dos deslocamentos, das reações nos apoios da estrutura e dos esforços na extremidade dos membros, esforços estes que serão usados no dimensionamento dos perfis conforme explicado no item 2.4.

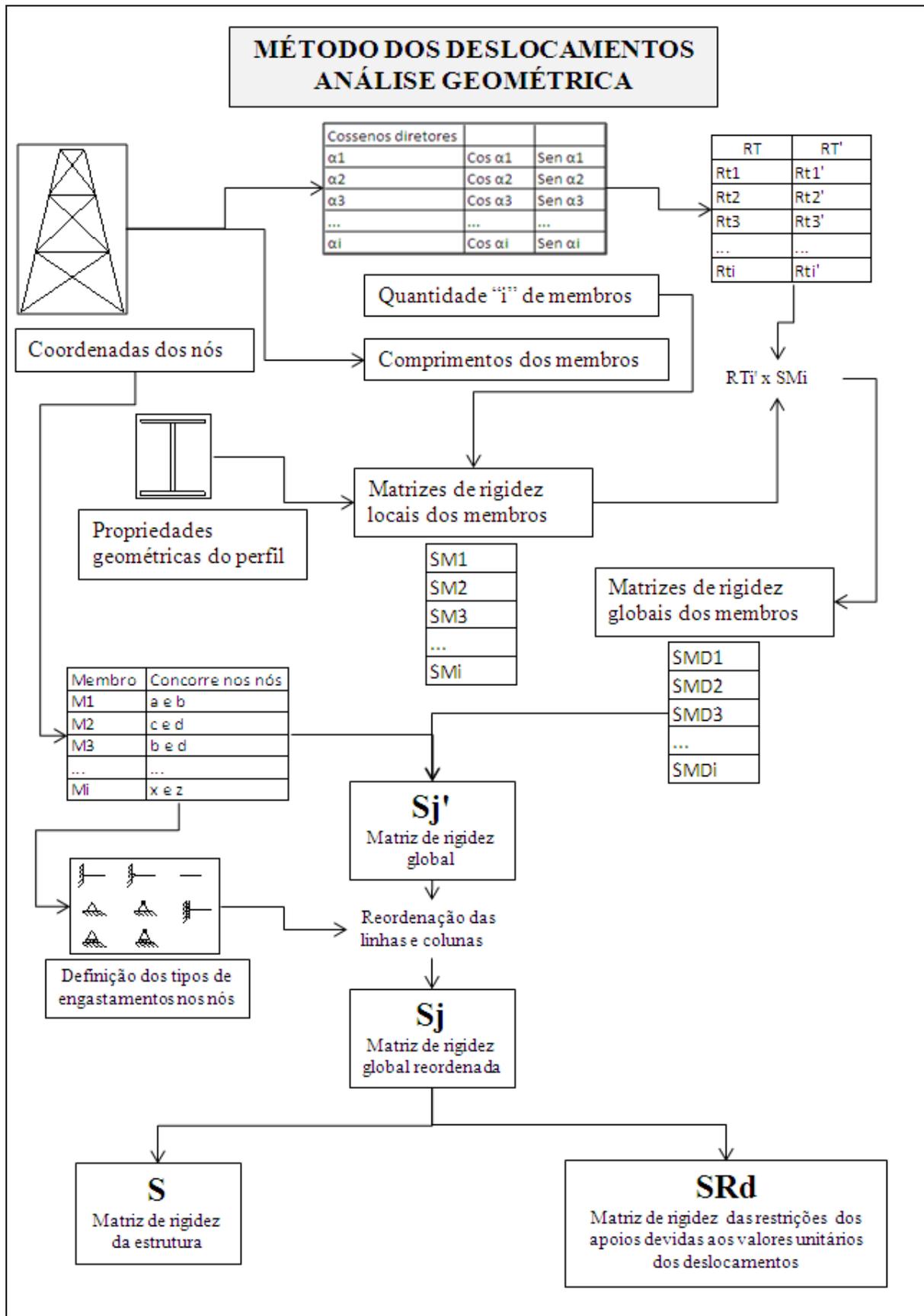


FIGURA 3.6. Fluxograma do Método dos deslocamentos. Primeira parte. Análise geométrica

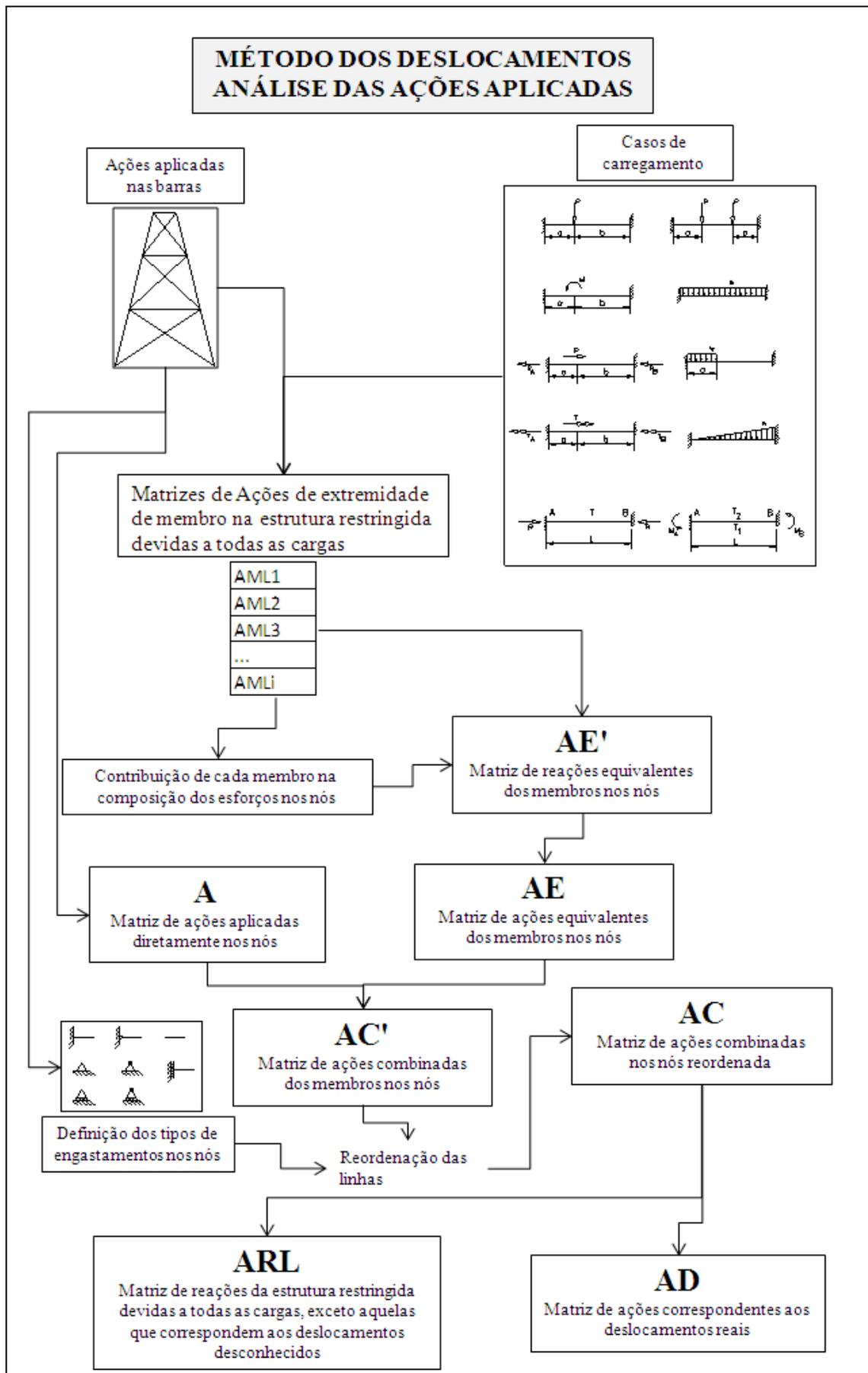


FIGURA 3.7. Fluxograma do Método dos deslocamentos. Segunda parte. Análise das ações

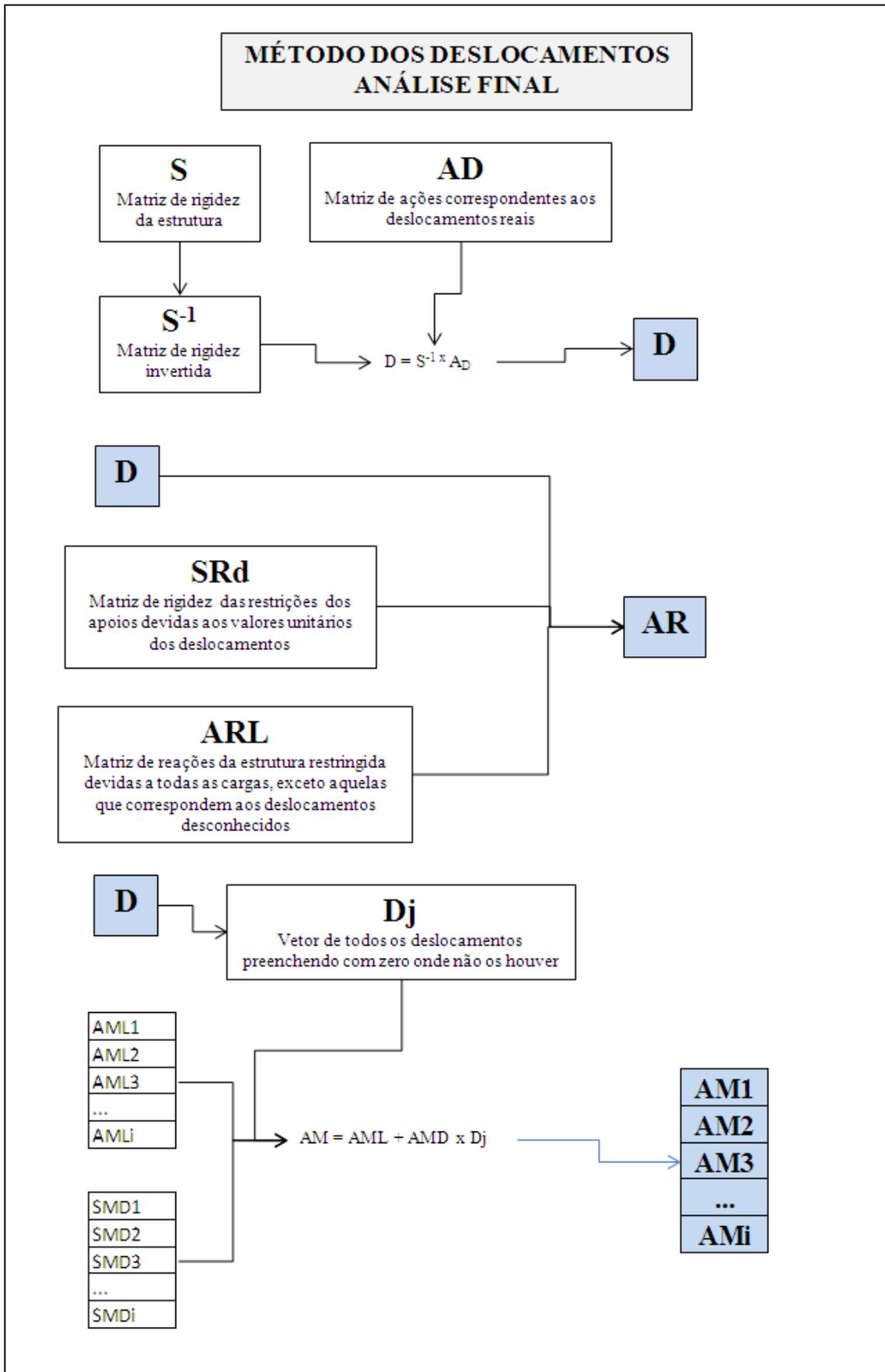


FIGURA 3.8. Fluxograma do Método dos deslocamentos. Terceira parte. Análise final. Resultados.

Após esta análise dos diversos estados limites, o programa apresenta uma tela de resultados nos quais, da forma mais clara possível, alerta o usuário se o perfil escolhido atende ou não aos diversos critérios de resistência. Com mensagens como, por exemplo: “OK! O PERFIL ATENDE À RESISTÊNCIA QUANTO À FLEXÃO COM CONTENÇÃO LATERAL”, o usuário ficará tranquilo de que sua estrutura está bem dimensionada e poderá seguir para o projeto executivo e para a construção.

Além da análise dos estados limites, achou-se também conveniente que constassem nos resultados os vetores dos deslocamentos finais dos nós, bem como o vetor das reações de apoio AR e dos vetores das ações nas extremidades dos membros AMs.

3.2.3 Cálculo das barras roscadas

A exemplo do que foi feito anteriormente tanto para os eixos quanto para as estruturas metálicas, utiliza-se o programa Excel[®] para o desenvolvimento do nosso programa de cálculo. No caso das barras roscadas, conforme preconiza a norma brasileira NBR-8800 de 2008, as barras roscadas, sejam elas chumbadores, pinos ou parafusos, devem ser dimensionadas observando-se a utilização de materiais de resistência mecânica adequada e que tenham sido fabricadas conforme métodos que não gerem exageradas tensões residuais nem distorções perigosas na estrutura cristalina. Em suma, parte-se do princípio que o material destas barras roscadas serão aços reconhecidamente eficazes existentes no mercado com propriedades mecânicas homogêneas nas três direções e sem tensões residuais prejudiciais à mesma.

O programa segue todos os passos necessários para a averiguação de todos os estados limites conforme descrito no item 2.5 deste trabalho. As fórmulas foram alocadas diretamente no Excel[®] e os resultados obtidos para esforços solicitantes são comparados com as resistências das barras calculadas conforme explicado no item 2.5. Ao final da análise, o programa alerta o usuário com mensagens como: “OK!! VERIFICADAS CONDIÇÕES DE RESISTÊNCIA DOS PARAFUSOS OU CHUMBADORES” ou “NÃO OK!! REDIMENSIONE OS PARAFUSOS OU CHUMBADORES”. Em caso negativo, o usuário pode perfeitamente alterar tanto o material da barra roscada ou, se achar interessante, alterar as dimensões da mesma até que a resposta seja positiva para a análise dos estados limites.

3.2.4 Teste do programa. Geração dos resultados.

Ao final da elaboração do Programa, tornou-se claro que o próximo passo seria o de se testar o mesmo com casos de aplicação real para que se pudesse testar os limites do programa, verificar possíveis erros, corrigindo-os dentro do tempo hábil para se poder validá-lo.

Neste ponto, foi feito o cálculo de dois eixos de tambores já previamente calculados e fabricados tornando-se possível comparar os resultados obtidos com o programa aqui desenvolvido aos resultados obtidos com os quais o equipamento foi realmente fabricado e que sabidamente, funcionou a contento. Foi feita também uma série de cálculos de estruturas metálicas simples utilizando-se o programa desenvolvido, comparando-se os resultados aos resultados de uma fonte de consulta confiável, bem como com os resultados obtidos em dois outros programas considerados “padrão ouro” por calculistas do mundo inteiro. Um cálculo de chumbadores foi feito e comparado com os resultados utilizados na fabricação destes chumbadores que atualmente estão em operação apoiando um transportador de correia.

3.2.5 Padronização de eixos de tambor e de estruturas metálicas

Para a padronização do eixo do tambor foi utilizada a norma NBR-6172 que pré-estabelece relações entre a largura da correia a ser utilizada, o diâmetro do tambor e quatro valores de diâmetro ao longo do eixo do tambor. A partir disto fica definida uma relação de proporção dimensional para este conjunto sem, entretanto definir sua capacidade de transmissão.

A norma NBR-6172 indica a codificação dos tambores conforme segue abaixo:

F / G / S / R – XXXX - xxxx – xxx – xxx – xxx – xxx, onde:

F = Quanto à função (A = de acionamento, L = livre);

G = Quanto à geometria (P = plano, B = abaulado);

S = Quanto à superfície de contato (R = revestido, S = não revestido);

R = Quanto ao revestimento (O = liso, E = espinha de peixe, D = diamante);

XXXX = largura da correia em milímetros;

xxxx = diâmetro do tambor em milímetros;

xxx = diâmetros do eixo respectivamente no mancal d1, d2, d3 e d4

Os valores dos diâmetros definidos pela norma correspondem às seções mais significativas para o dimensionamento e são os seguintes:

d1 - diâmetro do eixo no apoio do mancal que corresponde ao ponto da força de reação RA.

d2 - diâmetro do eixo no cubo no ponto de aplicação das forças diversas do corpo do tambor.

d3 - diâmetro do eixo entre cubos no ponto médio do trecho 3.

d4 - diâmetro do eixo na ponta chavetada no meio do trecho 5.

A partir do levantamento de todos os dados necessários para a resolução das EQ. 2.1, EQ. 2.2 e EQ. 2.3 e da adoção de materiais e elementos mecânicos padronizados, tais como parafusos, anéis de expansão e chavetas, desenvolveu-se uma metodologia de padronização utilizando um processo de cálculo reverso com obtenção da capacidade de cada conjunto tambor/eixo estabelecido pela norma, através da potência máxima admissível de acionamento (N) e a combinação máxima de tensão permitida no tambor (T1+T2).

Considerando-se a adoção dos materiais e elementos mecânicos padronizados abaixo é possível se obter os conjuntos tambor/eixo padronizados baseando-se na norma NBR-6172 apresentada a seguir no capítulo 4. Nesta tabela, foram acrescentadas as colunas indicando a o os valores da potência máxima admissível de acionamento (N) e a combinação máxima de tensão permitida no tambor (T1+T2) oriundos do processo de cálculo reverso.

- Material do Eixo – Aço ABNT – 4140 (conforme a norma NBR-NM 87:2000) ;
- Perfis laminados em geral – Aço ASTM A-36;
- Parafusos de fixação – ASTM A-325;

- Motor – Trifásicos, Assíncronos de indução de 4 pólos.
- Relação de redução do redutor de velocidade – 1/28

É apresentada ainda uma proposta de padronização de pontes treliçadas e colunas treliçadas planas para transportadores de correia.

A seguir, no capítulo 4, será feita uma análise dos resultados obtidos nos cálculos acima mencionados.

4. RESULTADOS E DISCUSSÃO

4.1. Tipo de análise comparativa

Inicialmente, é necessário que se diga que a análise se dirigiu tanto a eixos de tambores que foram calculados e fabricados e que estão atualmente em operação considerada satisfatória pelo cliente, bem como por chumbadores também calculados, fabricados e fornecidos sem que se tenha tido qualquer reclamação dos mesmos. Este foi o critério que se considerou satisfatório para considerar os mesmos aprovados. Quanto ao cálculo das estruturas metálicas, porém, torna-se difícil comparar os resultados obtidos pelo programa com estruturas existentes e já confirmadamente seguras, pois não se tem os valores tanto de reações de apoio quanto das forças nas extremidades dos membros que foram obtidas por seus calculistas à época de seu projeto. Além disso, em muitas delas, os métodos utilizados foram outros e coeficientes diversos podem ter sido usados o que mascararia os resultados. Melhor é se comparar os resultados obtidos com a aplicação do programa aos resultados apontados, por exemplo, por um autor ou por um livro texto no qual se tenha como resposta dos exercícios exatamente os valores que aquele autor consagrado obteve e que são considerados corretos.

Utilizou-se, então, o livro texto “Análise de Estruturas Reticuladas” de Gere et al (1989), no qual, em seus capítulos 2 e 4, conta-se ao final dos capítulos com uma vasta lista de exercícios propostos. Buscou-se resolver estes problemas com o programa, comparando o problema também a estruturas reais e calculou-se o erro percentual que foi obtido entre o resultado indicado no final do livro e o resultado obtido pelo programa.

Considerou-se que um erro percentual de até 10% é satisfatório o que equivale a dizer que foi alcançado um acerto mínimo de 90%. Este valor de 10% para o erro foi baseado no fato de que o menor dos fatores de segurança inseridos na análise dos estados limites é $\gamma_1=1,1$ o que indica que qualquer erro de até 10% já estará coberto por este coeficiente que é, como já vimos, apenas um dos vários coeficientes de ponderação introduzidos como segurança no método.

Para uma melhor consolidação e validação dos resultados obtidos, ainda foram calculadas as mesmas estruturas com o uso de um outro programa comprovadamente eficaz, já validado e reconhecido internacionalmente que é o SAP-2000 versão 14[®] da empresa CSI como padrão ouro de comparação.

4.2. Resultados obtidos

4.2.1 Telas principais do programa

Como resultado inicial de todo o trabalho de desenvolvimento do programa em si, serão apresentadas a seguir as principais telas da interface do programa com o usuário.

Inicialmente, ao entrar no programa o usuário irá se deparar com a tela apresentada abaixo na FIG. 4.1. Nesta tela, ele terá a opção de decidir que tipo de elemento mecânico ou estrutural deseja calcular.



FIGURA 4.1. Tela inicial do programa de cálculo

Uma vez tendo escolhido, por exemplo, calcular “estruturas metálicas”, o usuário será conduzido às próximas telas mostradas abaixo nas FIG. 4.2, FIG. 4.3, FIG. 4.4 e FIG. 4.5. e FIG. 4.6, onde as informações geométricas da estrutura, o tipo de engastamento dos nós, as ações nos nós e nos membros da estrutura, a escolha dos perfis estruturais para cada membro bem como o material dos mesmos e o caso de flambagem a ser considerado devem ser escolhidos pelo calculista.

Inserção de membros

Número do membro:

Nó j

ID	Coordenada X	Coordenada Y	Coordenada Z
<input type="text"/>	<input type="text"/>	<input type="text"/>	<input type="text"/>

Nó k

ID	Coordenada X	Coordenada Y	Coordenada Z
<input type="text"/>	<input type="text"/>	<input type="text"/>	<input type="text"/>

MEMBRO	Nó j ID	Coord. X	Coord. Y	Coord. Z	Nó k ID	Coord. X	Coord. Y	Coord. Z
1	1	0	0	0	2	2	0	0

FIGURA 4.2. Tela de identificação dos membros e definição das coordenadas

Definição de engastamentos nos nós

Selecione o nó na lista de nós a esquerda e escolha o tipo engastamento correspondente para o nós selecionado.

Listagem dos nós da estrutura

nó 1	: A
nó 2	: C

Tipo de engastamento

FIGURA 4.3. Tela de definição do tipo de engastamento dos nós

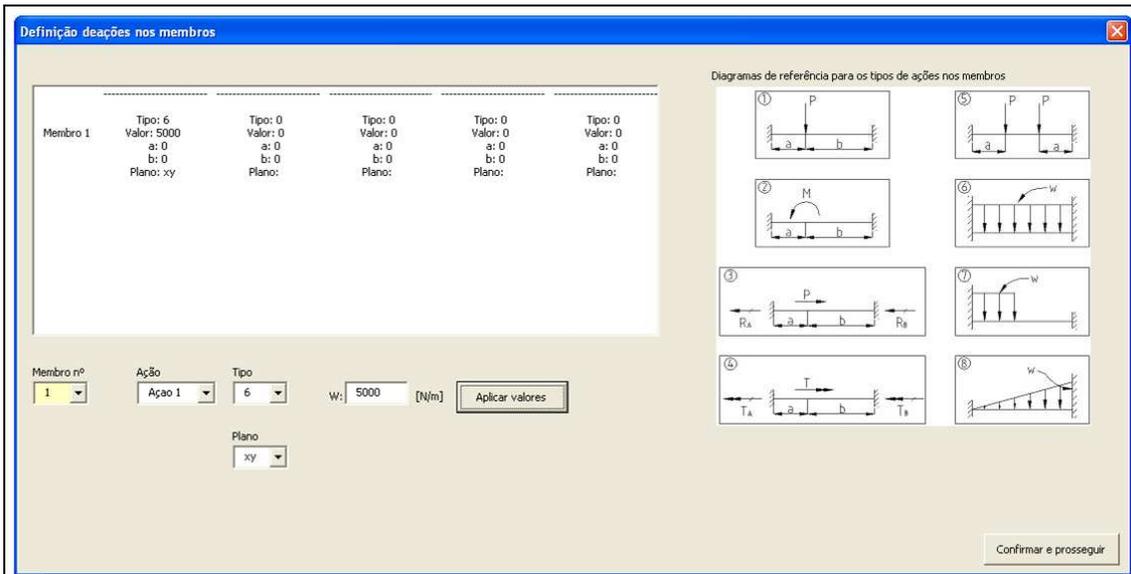


FIGURA 4.4. Tela de definição das ações aplicadas nas barras

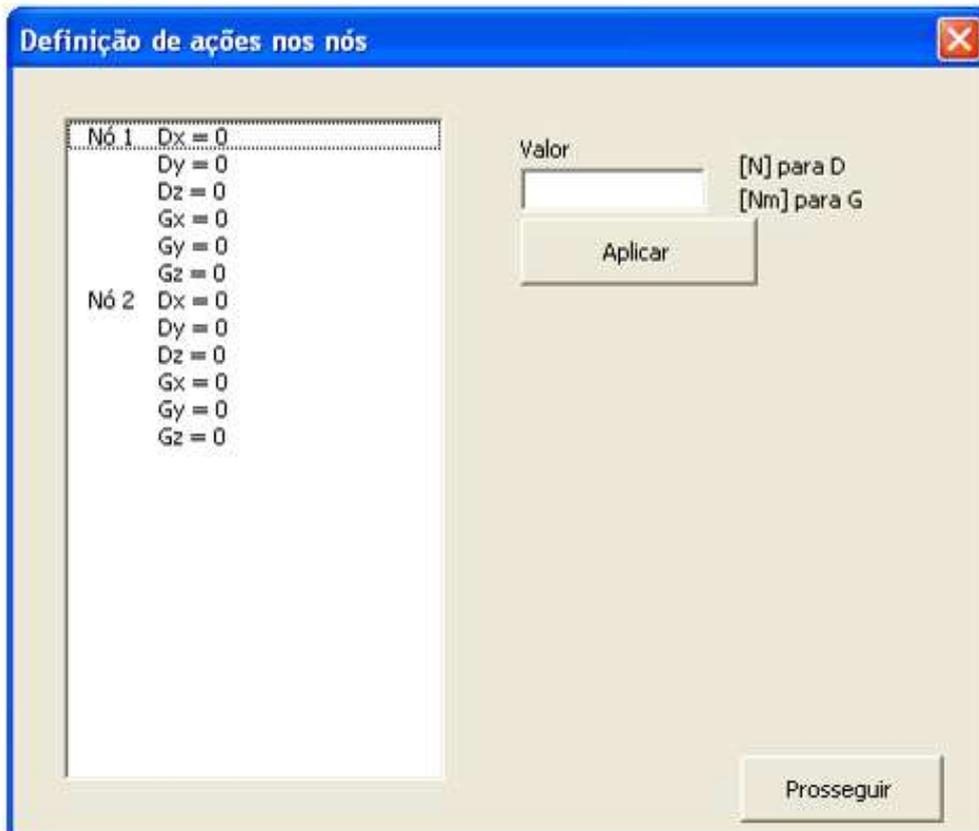


FIGURA 4.5. Tela de definição das ações aplicadas diretamente nos nós

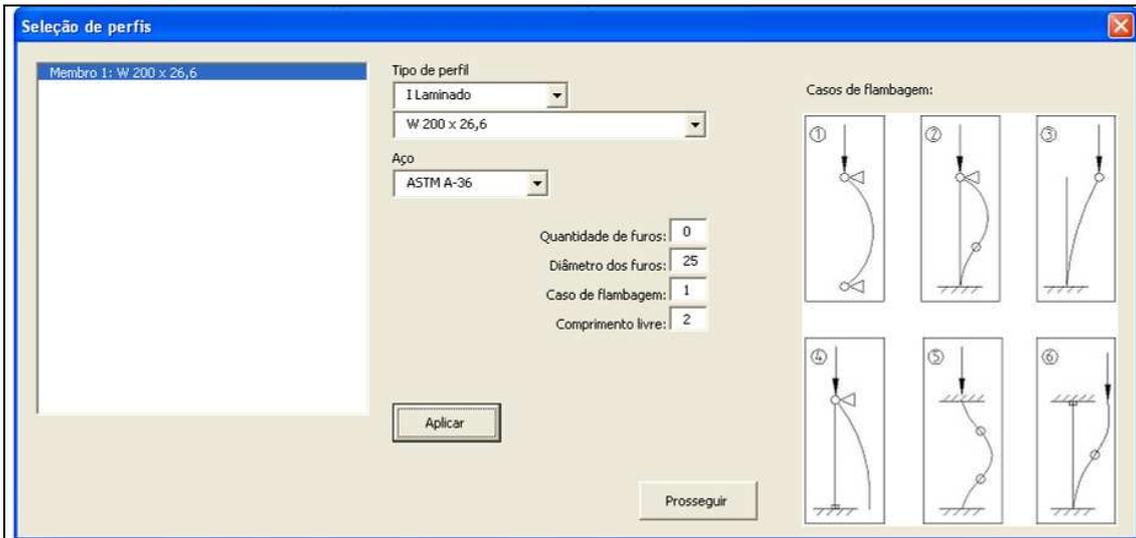


FIGURA 4.6. Tela de seleção dos perfis, do material e do caso de flambagem

Caso seja de interesse do calculista calcular um eixo, a tela inicial o conduzirá à próxima tela apresentada abaixo na FIG. 4.7.

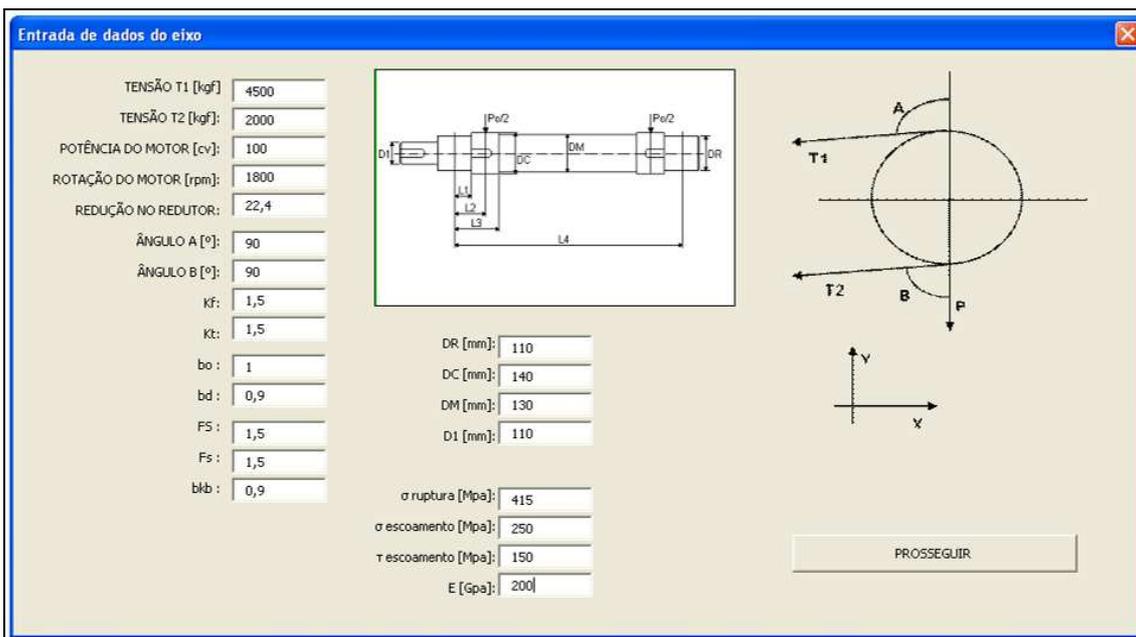


FIGURA 4.7. Tela de inserção dos dados para cálculo de eixo de tambor

Caso seja de interesse do calculista calcular um chumbador ou parafuso, a tela inicial o conduzirá à próxima tela apresentada abaixo na FIG. 4.8.

Ligações Aparafusadas - Estudo dos estados limites

Diâmetro nominal do parafuso:	20
Ag (área bruta):	314,16
ya1:	1,10
ya2:	1,35
Material do parafuso:	ASTM A-36
Material das chapas:	ASTM A-36
Área transversal bruta:	7
Espessura da chapa:	8
Diâmetro do furo:	9
Quant. De furos:	10
Perímetro do bloco de conectores:	11
Distância "a" entre o último furo e a borda da chapa ou entre furos:	12
Força atuante de tração:	13
Qtde. conectores resistentes:	14
Força em cada parafuso:	15
Diâmetro da porca:	16
Espessuras das chapas ligadas:	17
Força atuante de cisalhamento:	18
Qtde. conectores resistentes:	19
Diâmetro da porca:	20
Espessuras das chapas ligadas:	21

CHAPA DE LIGAÇÃO

Perímetro do bloco de conectores

PROSSEGUIR

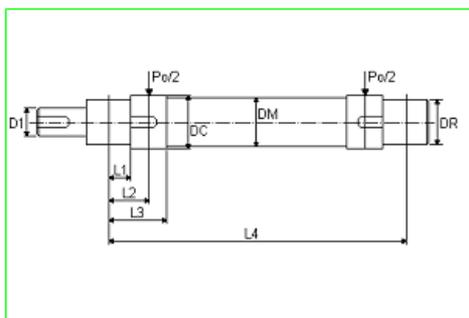
FIGURA 4.8. Tela de entrada de dados para o cálculo de chumbadores ou parafusos

Abaixo, nas FIG. 4.9, FIG. 4.10. e FIG. 4.11, serão apresentadas as três telas apresentadas pelo programa como o resultado final do dimensionamento da estrutura metálica, dos eixos e das barras roscadas. Com elas, o calculista terá a segurança se o dimensionamento está seguro e finalizado.

RESULTADO DO DIMENSIONAMENTO DA ESTRUTURA METÁLICA	
CONFORME NORMA NBR-8800-2008	MEMBRO N° 37
CASO 1 MEMBRO TRACIONADO OU COMPRIMIDO	
ESTADOS LIMITES	
1.1) Ruptura da seção líquida efetiva (An.ef.) por tração	OK!! VERIFICADAS CONDIÇÕES DE RESISTÊNCIA DO PERFIL
1.2) Escoamento da seção bruta tracionada (Ag.)	OK!! VERIFICADAS CONDIÇÕES DE RESISTÊNCIA DO PERFIL
1.3) Ruptura da seção líquida efetiva (An.ef.) por compressão	OK!! VERIFICADAS CONDIÇÕES DE RESISTÊNCIA DO PERFIL
1.4) Escoamento da seção bruta comprimida (Ag.)	OK!! VERIFICADAS CONDIÇÕES DE RESISTÊNCIA DO PERFIL
1.5) Flambagem global do perfil	OK!! VERIFICADAS CONDIÇÕES DE RESISTÊNCIA DO PERFIL
1.6) Flambagem local da mesa do perfil	OK!! A ESBELTEZ DA MESA DO PERFIL EVITA FLAMBAGEM LOCAL
CASO 2- MEMBRO FLEXIONADO EM TORNO DE "Z"	
ESTADOS LIMITES	
2.1) Resistência do perfil à flexão com contenção lateral	OK! O PERFIL ATENDE À RESISTÊNCIA QUANTO À FLEXÃO COM CONTENÇÃO LATERAL
2.2) Resistência do perfil à flexão sem contenção lateral - Flambagem lateral	OK! O PERFIL ATENDE À RESISTÊNCIA QUANTO À FLEXÃO SEM CONTENÇÃO LATERAL
CASO 3- MEMBRO FLEXIONADO EM TORNO DE "Y"	
ESTADOS LIMITES	
3.1) Resistência do perfil à flexão com contenção lateral	OK! O PERFIL ATENDE À RESISTÊNCIA QUANTO À FLEXÃO COM CONTENÇÃO LATERAL
3.2) Resistência do perfil à flexão sem contenção lateral - Flambagem lateral	OK! O PERFIL ATENDE À RESISTÊNCIA QUANTO À FLEXÃO SEM CONTENÇÃO LATERAL
CASO 4- MEMBRO CISALHADO POR ESFORÇOS CORTANTES	
ESTADO LIMITE	
4.1) Resistência do perfil ao cisalhamento com $hw/t0$ moderado	OK!! ESTE PERFIL ATENDE AOS REQUISITOS DE RESISTÊNCIA DA ALMA QUANTO À FORÇA CORTANTE

FIGURA 4.9. Tela de resultados do dimensionamento das estruturas metálicas

RESULTADO DO DIMENSIONAMENTO DOS EIXOS



MOMENTOS FLETORES NAS SEÇÕES PRINCIPAIS (kgf.m)

		PLANO	
MANCAL	220,5	Y	Mf mancal = 508,0 kgf.m
CUBO	441,0	Y	
MANCAL	457,6	X	Mf cubo = 1016,0 kgf.m
CUBO	915,3	X	

DIÂMETRO DO EIXO NO MANCAL - DR

DR mín.	108,4 mm	DR	110 mm	OK!!!
---------	----------	----	--------	-------

DIÂMETRO DO EIXO NO CUBO - DC

DC mín.	116,2 mm	DC	150 mm	OK!!!
		DM	190 mm	
		D1	100 mm	

VERIFICAÇÃO DA FLECHA NO EIXO NO PLANO Y

lx1, ly1 =	7186901	[mm ⁴]	Momento de Inércia em x ou a y no mancal
lx2, ly2 =	24850547	[mm ⁴]	Momento de Inércia em relação a x ou a y no cubo
lx3, ly3	63971321	[mm ⁴]	Momento de Inércia em x ou y no meio do eixo
Fmax. =	0,599	[mm]	
Vão / Flecha =	5112		Vão / Flecha > 2000 OK!!!

Fator M1	0,047
Fator M2	2,113
Fator M3	5,998
Fator M4	4,716

VERIFICAÇÃO DA FLECHA NO EIXO NO PLANO X

lx1, ly1 =	7186901	[mm ⁴]	Momento de Inércia em x ou a y no mancal
lx2, ly2 =	24850547	[mm ⁴]	Momento de Inércia em relação a x ou a y no cubo
lx3, ly3	63971321	[mm ⁴]	Momento de Inércia em x ou y no meio do eixo
Fmax. =	1,48	[mm]	
Vão / Flecha =	2069		Vão / Flecha > 2000 OK!!!

M1	0,097
M2	2,113
M3	8,443
M4	4,716

FIGURA 4.10. Tela de resultados do dimensionamento de eixos

RESULTADO DO DIMENSIONAMENTO DE BARRAS ROSCADAS
<p>CONFORME NORMA NBR-8800-2008</p> <p>CASO 1- BARRA ROSCADA OU PARAFUSO TRACIONADO</p> <p>ESTADOS LIMITES</p> <p>1.1) Ruptura da seção líquida efetiva (An.ef.)</p> <p>OK!! VERIFICADAS CONDIÇÕES DE RESISTÊNCIA DOS PARAFUSOS</p> <p>1.2) Escoamento da seção bruta (Ag.)</p> <p>NÃO OK!! REDIMENSIONE OS PARAFUSOS</p> <p>1.3) Ruptura ou rasgamento da placa de apoio</p> <p>NÃO OK!! REDIMENSIONE OS PARAFUSOS</p>
<p>CASO 2- BARRA ROSCADA OU PARAFUSO CISALHADO</p> <p>ESTADOS LIMITES</p> <p>2.1) Ruptura da seção líquida efetiva (An.ef.)</p> <p>OK!! VERIFICADAS CONDIÇÕES DE RESISTÊNCIA DOS PARAFUSOS</p> <p>2.2) Escoamento da seção bruta (Ag.)</p> <p>OK!! VERIFICADAS CONDIÇÕES DE RESISTÊNCIA DOS PARAFUSOS</p> <p>2.3) Ruptura da seção líquida do perfil ou chapa (Anef)</p> <p>OK!! VERIFICADAS CONDIÇÕES DE RESISTÊNCIA DA CHAPA</p> <p>2.4) Escoamento da seção bruta da chapa ou perfil (Ag)</p> <p>NÃO OK!! REDIMENSIONE A CHAPA DE LIGAÇÃO</p> <p>2.5) Colapso por cisalhamento do bloco de conectores</p> <p>OK!! VERIFICADAS CONDIÇÕES DE RESISTÊNCIA DA CHAPA</p> <p>2.6) Ovalização dos furos (pressão de apoio)</p> <p>NÃO OK!! REDIMENSIONE A CHAPA DE LIGAÇÃO</p> <p>2.7) Rasgamento da chapa até a borda do furo</p> <p>OK!! VERIFICADAS CONDIÇÕES DE RESISTÊNCIA DA CHAPA</p>

FIGURA 4.11. Tela de resultados do dimensionamento de barras roscadas

4.2.1 Cálculos feitos com o programa

A seguir, discutem-se os resultados obtidos para os cálculos práticos realizados com o programa e que serviram para validação e testes do mesmo.

Inicialmente compararam-se os valores obtidos para dois eixos calculados e em funcionamento. Analisou-se também um grupo de chumbadores. Quanto às estruturas metálicas, basicamente, são 6 os tipos estruturais que se pode encontrar: Vigas ou barras lineares, treliças planas, treliças espaciais, pórticos planos, pórticos espaciais e grelhas.

Encontram-se facilmente exercícios resolvidos com resultados fáceis de comparação para 5 destes tipos, por exemplo no livro “Análise de Estruturas Reticuladas” de Gere et al (1989), ficando apenas as treliças espaciais sem exemplares de exercícios na obra acima citada por ser de solução muito trabalhosa se feita manualmente e, portanto, pouco prática em um livro didático. No entanto, pelo fato de seus cálculos serem apenas um caso intermediário entre as treliças planas e os pórticos espaciais, considera-se que as mesmas também se encontram satisfeitas e encampadas pelas análises feitas a seguir.

4.2.3 Cálculo dos eixos de tambores

Problema 4.1: Um tambor de acionamento de um transportador de correia horizontal de 277,5 metros de comprimento e com correia de 800mm de largura. A capacidade de projeto do transportador é de 554 toneladas/hora de material. A potência nominal do motor de acionamento deste transportador foi definida e o motor comprado para 75kW. As tensões T1 e T2 exercidas pela correia no casco do tambor são respectivamente de 5761 kgf e 1874 kgf. A relação de redução do redutor de velocidades é de 1: 19,311. Os resultados são comparados abaixo na TAB. 4.1.

TABELA 4.1. Resultados comparativos do Problema 4.1

	CONFORME CONSTRUÍDO	CONFORME PROGRAMA	ERRO (%)
Aplicação	Tambor de acionamento	Tambor de acionamento	-
Potência nominal (kW)	75	75	-
Material	SAE 1045	SAE 1045	-
T1 (kgf)	5761	5761	-
T2(kgf)	1874	1874	-
D1 (mm) (ponta)	100	100	0
D2 (mm) (mancal)	110	120	-9,090909
D3 (mm) (cubo)	140	150	-7,142857
D4 (mm) (entre cubos)	160	160	0
D5 (mm) (2a ponta)	100	100	0

Problema 4.2: Um tambor de acionamento de um transportador de correia horizontal de 118,05 metros de comprimento e com correia de 1200mm de largura. A capacidade de projeto do transportador é de 1960 toneladas/hora de material. A potência nominal do motor de acionamento deste transportador foi definida e o motor comprado para 55 kW. As tensões T1 e T2 exercidas pela correia no casco do tambor são respectivamente de 4088 kgf e 1910 kgf. A relação de redução do redutor de velocidades é de 1: 31,333. Os resultados são comparados abaixo na TAB. 4.2.

TABELA 4.2. Resultados comparativos do Problema 4.2

	CONFORME CONSTRUÍDO	CONFORME PROGRAMA	ERRO (%)
Aplicação	Tambor de acionamento	Tambor de acionamento	-
Potência nominal (kW)	55	55	-
Material	SAE 4140	SAE 4140	-
T1 (kgf)	4088	4088	-
T2(kgf)	1910	1910	-
D1 (mm) (ponta)	130	130	0
D2 (mm) (mancal)	130	130	0
D3 (mm) (cubo)	170	170	0
D4 (mm) (entre cubos)	190	190	0
D5 (mm) (2a ponta)	130	130	0

4.2.4 Cálculo de estruturas metálicas

A seguir, conforme foi dito, serão analisados alguns cálculos feitos pelo programa em comparação com outras fontes de referência.

Para todos os problemas a seguir, arbitrou-se, para efeito de comparação, que o perfil da estrutura será, por exemplo, perfil Gerdau Açominas W 200 x 26,6 kg/m.

Arbitrou-se ainda que o comprimento dos perfis será de 2 metros, as forças P concentradas serão de 10000 N e as cargas distribuídas W serão iguais a 5000 N/m.

Observação: Nas tabelas apresentadas abaixo, o erro percentual é calculado entre a resposta da fonte teórica dos exercícios (Livro Análise de Estruturas Reticuladas – Gere e Weaver, 1989) e os valores obtidos pelos cálculos do programa. Os valores indicados obtidos do programa SAP-2000[®] servem como referências de comparação dos resultados obtidos.

Em todos os problemas a seguir, considerar a seguinte convenção:

Os nós são numerados da esquerda para a direita ou conforme indicado em cada figura.

As forças, momentos e deslocamentos são numerados na seguinte ordem: Força ou deslocamento na direção x, força ou deslocamento na direção y, força ou deslocamento na direção z, momento ou giro na direção x, momento ou giro na direção y e momento ou giro na direção z.

Os membros têm sempre dois nós o primeiro sendo chamado de nó “j” e o segundo de nó “k”.

Exemplos:

D_{x1} = Reação de apoio. Força em N, no nó 1 da estrutura na direção x.

D_{y2} = Reação de apoio. Força em N, no nó 2 da estrutura na direção y.

D_{z1} = Reação de apoio. Força em N, no nó 1 da estrutura na direção z.

G_{x2} = Reação de apoio. Momento em N.m, no nó 2 da estrutura na direção do eixo x.

G_{y3} = Reação de apoio. Momento em N.m, no nó 3 da estrutura na direção do eixo y.

G_{z1} = Reação de apoio. Momento em N.m, no nó 1 da estrutura na direção do eixo z.

D_{xj1} = Força em N, na extremidade do membro 1 da estrutura, na direção x do nó j.

D_{zk5} = Força em N, na extremidade do membro 5 da estrutura, na direção z do nó k.

G_{zk7} = Momento em N.m, na extremidade do membro 7 da estrutura, na direção z do nó k.

Os eixos estão orientados conforme mostrado na FIG. 2.32.

Problema 4.3 – Encontre as reações da viga mostrada na FIG. 4.12. A viga suporta uma carga uniforme de intensidade w e tem rigidez à flexão EI . As reações devem ser tomadas pela seguinte ordem: a força no apoio A chamada aqui de $Dy1$ em N, o binário no apoio A chamado $Gz1$ em N.m e a força no apoio B, $Dy2$ em N. Os resultados são comparados abaixo na TAB. 4.3.

Dados principais do perfil:

Altura total = 207 mm

Largura da mesa = 133 mm

Espessura da alma = 5,8 mm

Espessura da mesa = 8,4 mm

Momento de inércia maior = 2611 cm⁴

Raio de giração = 8,73 cm

Módulo plástico = 282,3 cm³

Módulo de elasticidade (E) = 200 GPa

Limite de escoamento (f_y) = 250 MPa

Limite de ruptura (f_u) = 400 MPa

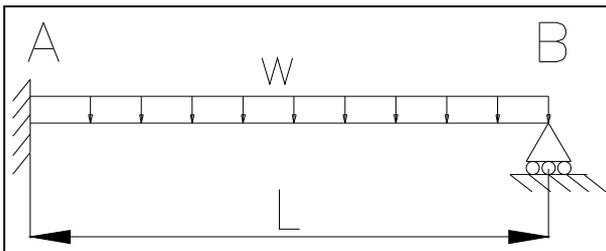


FIGURA 4.12. Problema 4.3

TABELA 4.3. Resultados comparativos do Problema 4.3

RESULTADO	LIVRO	PROGRAMA	SAP-2000	ERRO (%)
Dy1	6250	6250,25	6199,183	-0,0040
Gz1	2500	2500,5	2398,37	-0,0200
Dy2	3750	3749,75	3800,82	0,0067

Problema 4.4 – Encontre as ações de extremidade para o membro AB da FIG. 4.13. A viga está submetida em seu ponto médio a uma força P , vertical e para baixo. As ações de extremidade devem ser tomadas pela seguinte ordem: (1) Força cortante na extremidade esquerda ($Dy1$ em N), (2) binário na extremidade esquerda ($Gz1$ em N.m) e (3) a força cortante na extremidade direita ($Dy2$ em N). Os resultados são comparados abaixo na TAB. 4.4.

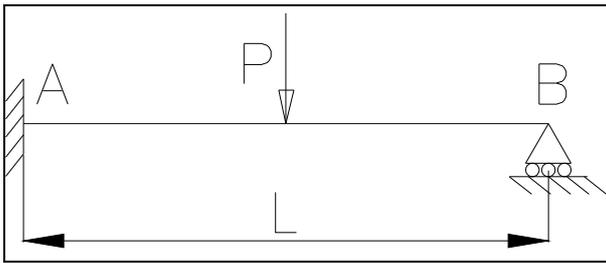


FIGURA 4.13. Problema 4.4

TABELA 4.4. Resultados comparativos do Problema 4.4

RESULTADO	LIVRO	PROGRAMA	SAP-2000	ERRO (%)
Dy1	6875	6875	6799,94	0,0000
Gz1	3750	3750	3599,876	0,0000
Dy2	3125	3125	3200	0,0000

Problema 4.5 – Encontre as ações de extremidade para o membro AB da FIG. 4.14. As ações de extremidade devem ser tomadas pela seguinte ordem: (1) Força cortante na extremidade esquerda ($Dy1$ em N), (2) binário na extremidade esquerda ($Gz1$ em N.m) e (3) o momento na extremidade direita ($Gz2$ em N.m). (Neste problema, considerou-se $L = 3m$). Os resultados são comparados abaixo na TAB. 4.5.

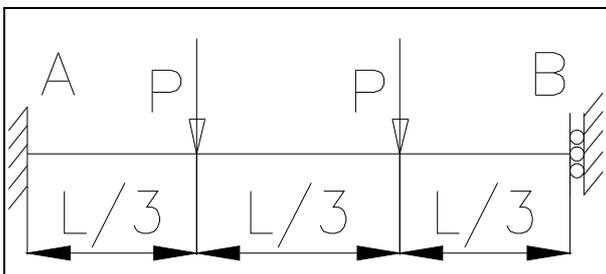


FIGURA 4.14. Problema 4.5

TABELA 4.5. Resultados comparativos do Problema 4.5

RESULTADO	LIVRO	PROGRAMA	SAP-2000	ERRO (%)
Dy1	20000	20000	20000	0,0000
Gz1	21667	21667	21667	0,0000
GZ2	8333,33	8334	8333,33	-0,0080

Problema 4.6 – Encontre as ações de extremidade dos membros da FIG. 4.15. As ações de extremidade devem ser tomadas pela seguinte ordem: (1) Força cortante na extremidade A (Dy_{j1} em N), (2) momento na extremidade A (Gz_{j1} em N.m) e (3) força cortante na extremidade B (Dy_{k2} em N), (4) momento na extremidade B (Gz_{k2} em N.m), (5) força de reação de apoio no apoio B (Dy_2 em N) e (6) força de reação de apoio no apoio C (Dy_3 em N). Os resultados são comparados abaixo na TAB. 4.6.

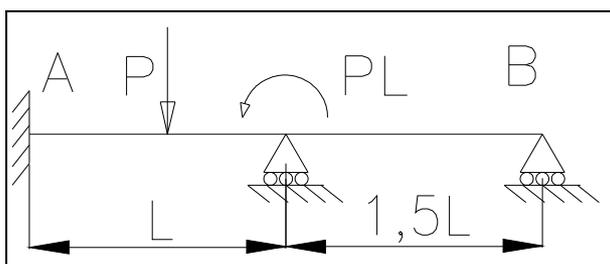


FIGURA 4.15. Problema 4.6

TABELA 4.6. Resultados comparativos do Problema 4.6

RESULTADO	LIVRO	PROGRAMA	SAP-2000	ERRO (%)
Dy_{j1}	16250	16250	15440,4	0,0000
Gz_{j1}	10000	10000	8870	0,0000
Dy_{k2}	2500	2500	2663,2	0,0000
Gz_{k2}	7500	7500	6658	0,0000
Dy_2	-3750	-3750	-2777,2	0,0000
Dy_3	-2500	-2500	-2663,2	0,0000

Nos problemas a seguir, utilizar a convenção explanada anteriormente quanto à identificação das forças na extremidade dos membros.

Problema 4.7 – Encontrar D_{yj1} , G_{zj1} , D_{yk1} , G_{zk1} , D_{y2} e D_{y3} da FIG. 4.16. Os resultados são comparados abaixo na TAB. 4.7.

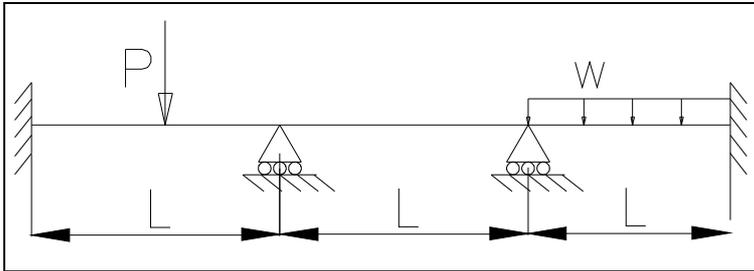


FIGURA 4.16. Problema 4.7

TABELA 4.7. Resultados comparativos do Problema 4.7

RESULTADO	LIVRO	PROGRAMA	SAP-2000	ERRO (%)
D_{yj1}	6166,67	6166,67	6083,2	0,0000
G_{zj1}	3277,78	3277,8	3160,93	-0,0006
D_{yk1}	3833,33	3833,33	3916,8	0,0000
G_{zk1}	-944,44	-944,44	-994,54	0,0000
D_{y2}	4083,33	4083,2	4162,64	0,0032
D_{y3}	3833,33	3833,33	3916,8	0,0000

Problema 4.8 – Encontrar G_{zj1} , G_{zk1} , G_{zj2} , G_{zk2} , G_{zj3} , G_{zk3} , D_{y2} e D_{y3} . ($EI_1 = EI_3 = EI$, $EI_2 = 2EI$) da FIG. 4.17. Os resultados são comparados abaixo na TAB. 4.8.

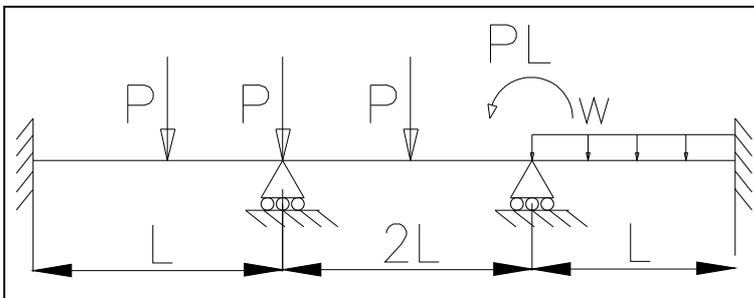


FIGURA 4.17. Problema 4.8

TABELA 4.8. Resultados comparativos do Problema 4.8

RESULTADO	LIVRO	PROGRAMA	SAP-2000	ERRO (%)
G_{zj1}	277,78	277,8	601,9	-0,0072
G_{zk1}	-6944,44	-6944,44	-6823,50	0,0000
G_{zj2}	6944,44	6944,44	6823,50	0,0000
G_{zk2}	5555,56	5555,4	2482,27	0,0029
G_{zj3}	14444,44	14444,6	17517,73	-0,0011
G_{zk3}	4722,22	4721,8	5292,26	0,0089
D_{y2}	26458,33	26458,25	25437,24	0,0003
D_{y3}	16458,33	16458,25	19078,6	0,0005

Problema 4.9 – Encontrar Dy_1 , Gz_1 , Dy_3 e Gz_3 da FIG. 4.18. ($EI_1 = 2EI$, $EI_2 = EI$). Os resultados são comparados abaixo na TAB. 4.9.

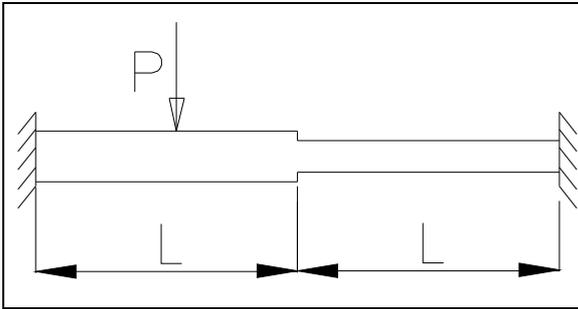


FIGURA 4.18. Problema 4.9

TABELA 4.9. Resultados comparativos do Problema 4.9

RESULTADO	LIVRO	PROGRAMA	SAP-2000	ERRO (%)
Dy_1	8636,36	8636,36	8568,37	0,0000
Gz_1	5984,85	5984,85	5827,11	0,0000
Dy_3	1363,67	1363,64	1431,63	0,0022
Gz_3	-1439,4	-1439,4	-1553,62	0,0000

Problema 4.10 – Encontrar Dx_1 , Dx_2 , Dx_3 da FIG. 4.19. Os resultados são comparados abaixo na TAB. 4.10.

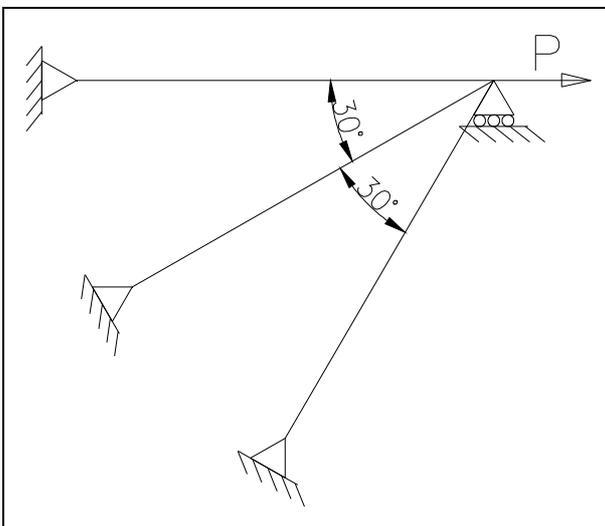


FIGURA 4.19. Problema 4.10

TABELA 4.10. Resultados comparativos do Problema 4.10

RESULTADO	LIVRO	PROGRAMA	SAP-2000	ERRO (%)
Dx_1	5000	4994,594	4994,81	0,1081
Dx_2	4330	4325,446	4325,64	0,1052
Dx_3	2500	2497,299	2497,41	0,1080

Problema 4.11 – Encontrar D_{xk1} , D_{xk2} , D_{xk3} da FIG. 4.20. Os resultados são comparados abaixo na TAB. 4.11.

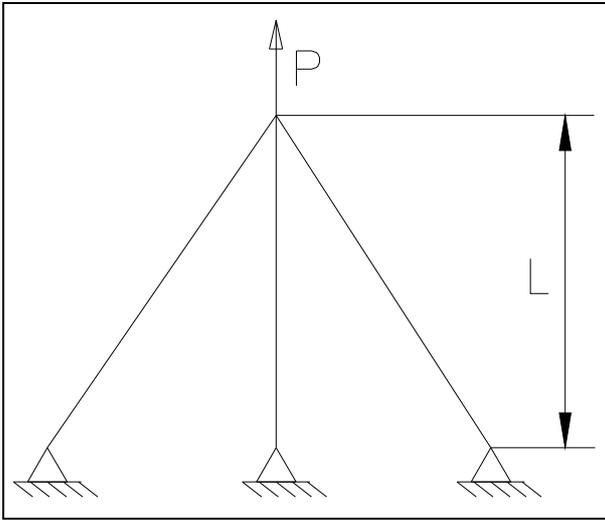


FIGURA 4.20. Problema 4.11

TABELA 4.11. Resultados comparativos do Problema 4.11

RESULTADO	LIVRO	PROGRAMA	SAP-2000	ERRO (%)
D_{xk1}	2930	2925,463	2925,54	0,1548
D_{xk2}	5860	5850,926	5851,07	0,1548
D_{xk3}	2930	2925,463	2925,54	0,1548

Problema 4.12– Encontrar D_{xk1} , D_{xk2} , D_{xk3} da FIG. 4.21 considerando também a influência do peso próprio da estrutura. Os resultados são comparados abaixo na TAB. 4.12.

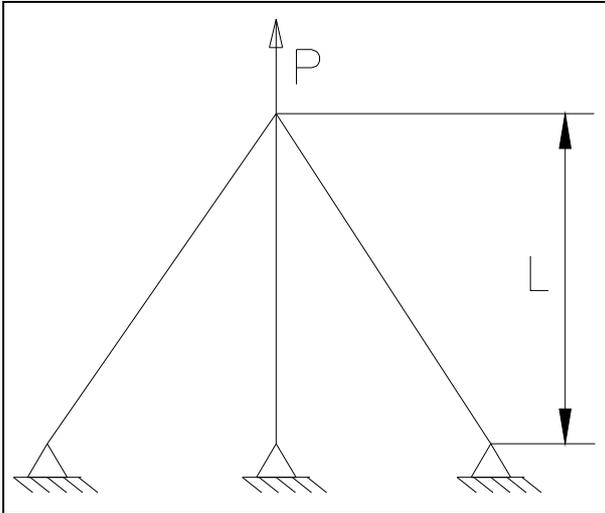


FIGURA 4.21. Problema 4.12

TABELA 4.12. Resultados comparativos do Problema 4.12

RESULTADO	LIVRO	PROGRAMA	SAP-2000	ERRO (%)
D_{xk1}	2898,08	3163,72	2925,54	-9,166
D_{xk2}	5529,628	5850,926	5851,07	5,810
D_{xk3}	2898,08	2687,204	2925,54	7,276

Problema 4.13 – Encontrar D_{xk1} , D_{xk2} , D_{xk3} da FIG. 4.22. Os resultados são comparados abaixo na TAB. 4.13.

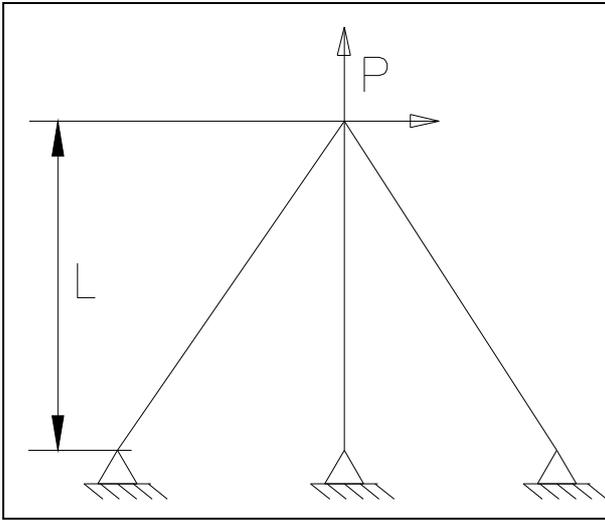


FIGURA 4.22. Problema 4.13

TABELA 4.13. Resultados comparativos do Problema 4.13

RESULTADO	LIVRO	PROGRAMA	SAP-2000	ERRO (%)
D_{xk1}	10000	9988,155	9988,50	0,1184
D_{xk2}	5860	5850,926	5851,07	0,1548
D_{xk3}	-4140	-4137,23	-4137,43	0,0669

Problema 4.15 – Encontrar Dx_1 , Dy_1 , Dy_3 , Dx_4 , Dx_2 , Dy_2 devidas ao peso próprio da estrutura da FIG. 4.24. Os resultados são comparados abaixo na TAB. 4.15.

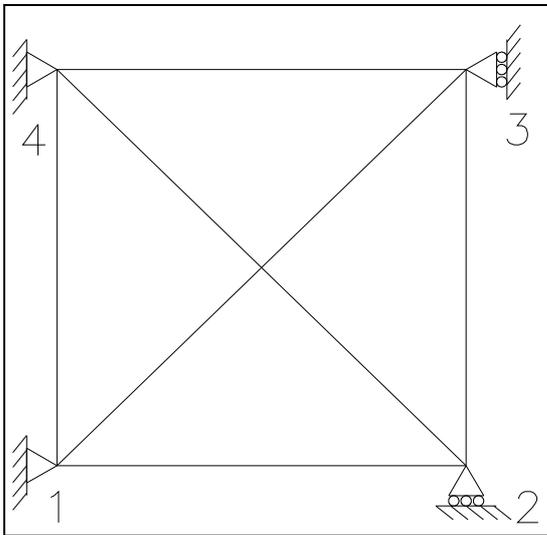


FIGURA 4.24. Problema 4.15

TABELA 4.15. Resultados comparativos do Problema 4.15

RESULTADO	LIVRO	PROGRAMA	SAP-2000	ERRO (%)
Dx_1	237,272	277,697	234,61	-17,04
Dy_1	1145,4	1144,8	1132,78	0,052
Dy_2	1578,98	1537,25	1561,75	2,64
Dx_3	-237,27	-103,31	-234,61	56,45
Dx_4	0,1	-174,39	0	-
Dy_4	908,124	947,85	898,18	-4,37

Problema 4.16 – Encontrar Dx_1 , Dy_1 , Gz_1 , Dx_2 , Dy_2 , Gz_2 da FIG. 4.25. Os resultados são comparados abaixo na TAB. 4.16. Considere $H = 2\text{m}$ (altura) e $L = 3\text{m}$ (comprimento horizontal).

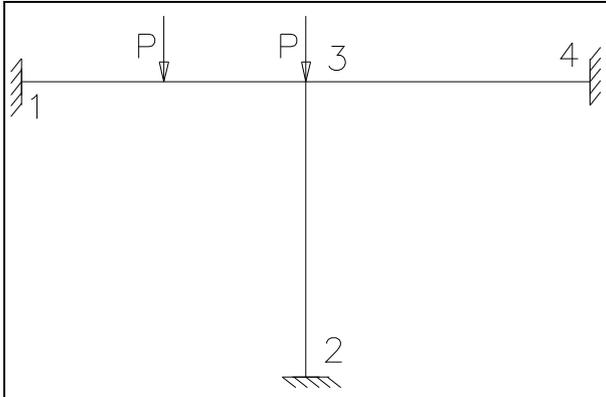


FIGURA 4.25. Problema 4.16

TABELA 4.16. Resultados comparativos do Problema 4.16

RESULTADO	LIVRO	PROGRAMA	SAP-2000	ERRO (%)
Dx_1	602,68	595,7345	552,39	1,1524
Dy_1	5535,714	5639,068	5635,33	-1,8670
Gz_1	4285,714	4439,284	4411,66	-3,5833
Dx_2	-1205,357	-1191,47	-1104,8	1,1521
Dy_2	15000	14799,14	14813,05	1,3391
Gz_2	803,57	787,4905	667,8	2,0010

Problema 4.17 – Encontrar D_{xj2} , D_{yj2} , G_{zj2} , D_{x3} , D_{y3} da FIG. 4.26 sendo $M = 2.W.L^2$ e $H=L=2\text{m}$. Os resultados são comparados abaixo na TAB. 4.17.

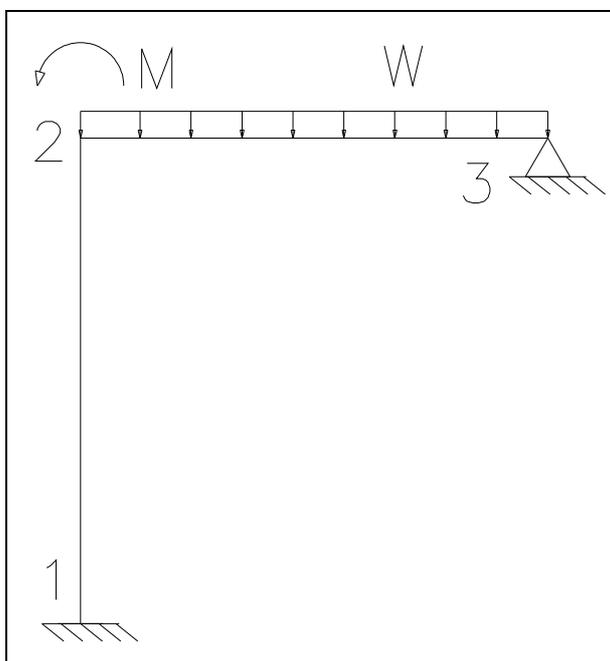


FIGURA 4.26. Problema 4.17

TABELA 4.17. Resultados comparativos do Problema 4.17

RESULTADO	LIVRO	PROGRAMA	SAP-2000	ERRO (%)
D_{xj2}	-16071,43	-15933,00	14858,82	0,8613
D_{yj2}	14285,71	14317,21	14617,63	-0,2205
G_{zj2}	18571,43	18634,42	19235,26	-0,3392
D_{x3}	16071,43	15932,96	14858,82	0,8616
D_{y3}	-4285,71	-4317,21	-4617,63	-0,7349

Problema 4.18 – Encontrar Dx_1 , Dy_1 , Gz_1 , Dx_2 , Dy_2 , Gz_2 da FIG. 4.27, sendo $P= 6k$, $L=24$ ft, $H=16$ ft, $E=30000$ ksi, $I=350$ in⁴, $A= 16$ in². Os resultados são comparados abaixo na TAB. 4.18.

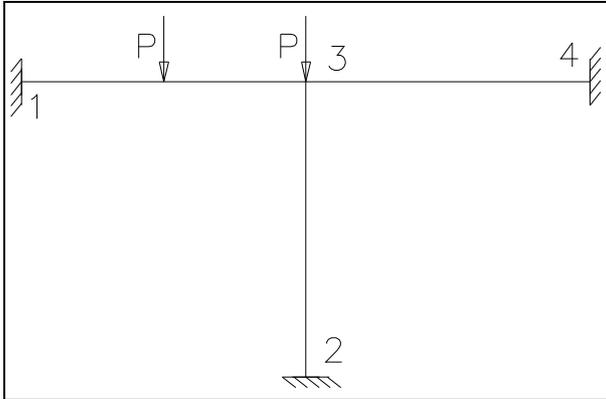


FIGURA 4.27. Problema 4.18

TABELA 4.18. Resultados comparativos do Problema 4.18

RESULTADO	LIVRO	PROGRAMA	SAP-2000	ERRO (%)
Dx_1	0,36	0,36	0,33	0,0000
Dy_1	3,34	3,34	3,33	0,0000
Gz_1	249,6	249,63	247,13	-0,0120
Dx_2	-0,72	-0,72	-0,67	0,0000
Dy_2	8,96	8,96	9,01	0,0000
Gz_2	46,3	45,99543	44,1	0,6578

Problema 4.19 – Encontrar Dx_4 , Dy_4 , Gz_4 da FIG. 4.28, sendo $P= 16k$, $L=720$ in, $H=240$ in, $E=30000$ ksi, $IBC=1100$ in⁴, $IAB = ICD = 650$ in⁴ , $A= 16$ in². Os resultados são comparados abaixo na TAB. 4.19.

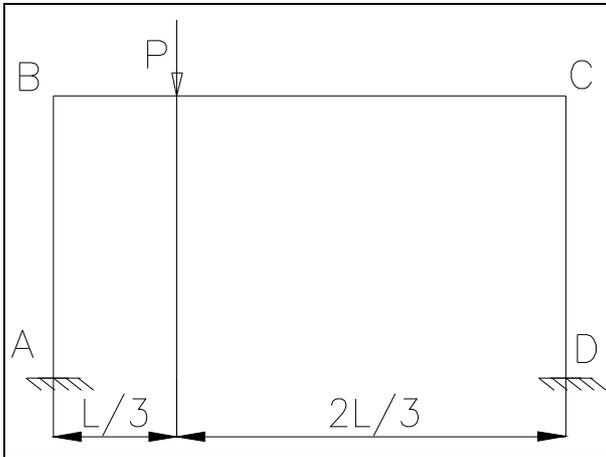


FIGURA 4.28. Problema 4.19

TABELA 4.19. Resultados comparativos do Problema 4.19

RESULTADO	LIVRO	PROGRAMA	SAP-2000	ERRO (%)
Dx_4	-6,24	-6,2073	-6,15	0,5240
Dy_4	5,06	4,916341	4,94	2,8391
Gz_4	596,4	590,55	588,3	0,9809

Problema 4.20 – Encontrar Dy_1 , Gx_1 , Gz_1 da FIG. 4.29. O comprimento dos dois membros é L e a força está aplicada em $L/2$. Os resultados são comparados abaixo na TAB. 4.20.

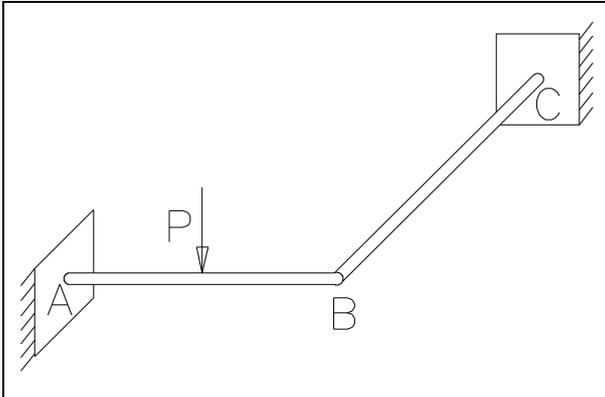


FIGURA 4.29. Problema 4.20

TABELA 4.20. Resultados comparativos do Problema 4.20

RESULTADO	LIVRO	PROGRAMA	SAP-2000	ERRO (%)
Dy_1	8437,5	8437,21	8399,13	0,0034
Gx_1	-1,925	-1,9309	-1,612	-0,3065
Gz_1	6873,366	6873,262	6797,4	0,0015

Problema 4.21 – Encontrar Dy_{kC} , Gz_{kC} , Gx_{kC} da FIG. 4.30. O comprimento dos dois membros é L e a força está aplicada em $L/2$. Os resultados são comparados abaixo na TAB. 4.21.

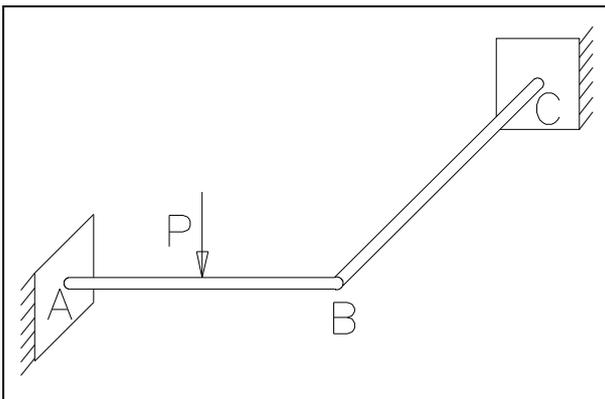


FIGURA 4.30. Problema 4.21

TABELA 4.21. Resultados comparativos do Problema 4.21

RESULTADO	LIVRO	PROGRAMA	SAP-2000	ERRO (%)
Dy_{k2}	1562,79	1562,79	1600,87	0,0000
Gz_{k2}	-3123,649	-3123,65	-3195,50	0,0000
Gx_{k2}	1,158	1,158	0,91	0,0000

Problema 4.22 – Encontrar os deslocamentos D_1 , D_2 e D_3 no nó B da FIG. 4.31 sendo D_1 o deslocamento na direção do eixo “y”, D_2 o giro em torno do eixo “x” e D_3 o giro em torno do eixo “z”. O comprimento dos dois membros é L e a força está aplicada em $L/2$. Os resultados são comparados abaixo na TAB. 4.22.

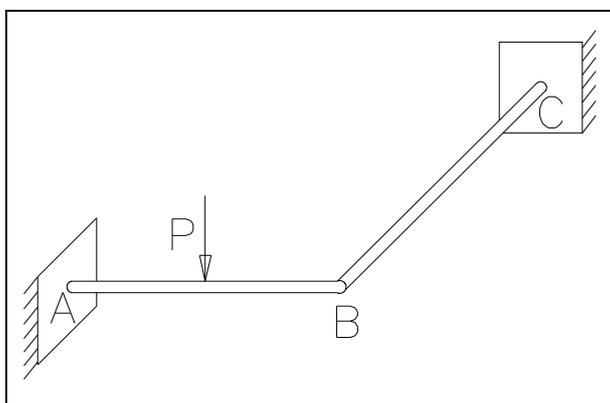


FIGURA 4.31. Problema 4.22

TABELA 4.22. Resultados comparativos do Problema 4.22

RESULTADO	LIVRO	PROGRAMA	SAP-2000	ERRO (%)
D1	-1,91E-03	-1,91E-03	-0,0009	0,0000
D2	0,00127556	0,00127495	0,00061	0,0478
D3	-0,0012756	-0,001275	-0,00034	0,0478

A partir dos próximos exercícios, apresenta-se como resultado dos cálculos todos os deslocamentos reais gerados na estrutura, a seguir todas as forças e momentos geradas na extremidade de todos os membros bem como todas as reações nos apoios. Tudo conforme a convenção anteriormente apresentada.

Problema 4.23 – Encontrar todos os deslocamentos, as ações nas extremidades de todos os membros e as reações de apoio representadas, respectivamente pelos vetores D, AR e AMi. da FIG. 4.32. Os resultados são comparados abaixo na TAB. 4.23.

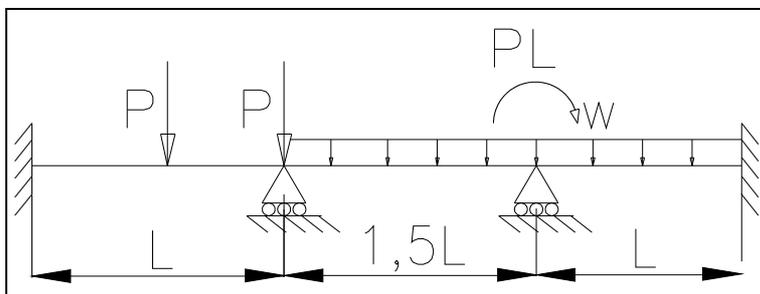


FIGURA 4.32. Problema 4.23

TABELA 4.23. Resultados comparativos do Problema 4.23

VETOR	RESULTADO	LIVRO	PROGRAMA	SAP-2000	ERRO (%)
D	D1	1,40E-04	1,40E-04	0,00015	0,0429
	D2	-0,00106	-0,001057	-0,0016	0,2594
AR	AR1	6093,75	6093,781	5989,4	-0,0005
	AR2	3229,17	3229,188	3103,7	-0,0006
	AR3	18211,806	18211,72	18248,4	0,0005
	AR4	7413,19	7413,094	8023,9	0,0013
	AR5	13281,25	13281,41	12738,4	-0,0012
	AR6	-7187,5	-7187,94	-6388,4	-0,0061
AM1	AM11	6093,75	6093,781	5989,4	-0,0005
	AM12	3229,17	3229,188	3103,7	-0,0006
	AM13	3906,25	3906,219	4010,61	0,0008
	AM14	-1041,67	-1041,63	-1124,92	0,0038
AM2	AM21	4305,56	4305,5	4237,77	0,0014
	AM22	1041,67	1041,621	1124,92	0,0047
	AM23	10694,44	10694,5	10762,23	-0,0006
	AM24	-10625	-10625,1	-10911,60	-0,0009
AM3	AM31	-3281,25	-3281,41	-2738,37	-0,0049
	AM32	-9375	-9374,88	9088,40	0,0013
	AM33	13281,25	13281,41	12693	-0,0012
	AM34	-7187,5	-7187,94	-6284	-0,0061

Problema 4.24 – Encontrar todos os deslocamentos, as ações nas extremidades de todos os membros e as reações de apoio representadas, respectivamente pelos vetores D, AR e AMi. da FIG. 4.33. Os resultados são comparados abaixo na TAB. 4.24.

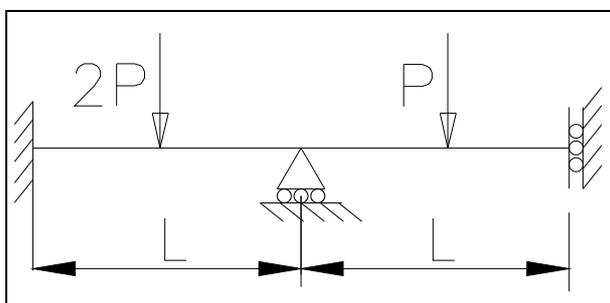


FIGURA 4.33. Problema 4.24

TABELA 4.24. Resultados comparativos do Problema 4.24

VETOR	RESULTADO	LIVRO	PROGRAMA	SAP-2000	ERRO (%)
D	D1	-1,92E-04	-1,92E-04	-2,099E-04	0,0371
	D2	-8,30E-04	-0,00082	-9,572E-04	0,0385
AR	AR1	8500	8500	8595,25	0,0000
	AR2	4000	4000	4142,87	0,0000
	AR3	21500	21500	21404,75	0,0000
	AR4	3000	3000	3047,62	0,0000
AM1	AM11	8500	8500	8595,25	0,0000
	AM12	4000	4000	4142,87	0,0000
	AM13	11500	11500	11404,75	0,0000
	AM14	-7000	-7000	-6848,82	0,0000
AM2	AM21	10000	10000	10000	0,0000
	AM22	7000	7000	6952,38	0,0000
	AM23	0,0001	0,0001	0	0,0000
	AM24	3000	3000	3047,62	0,0000

4.2.5 Cálculo de chumbadores

A seguir, é analisado um cálculo feito pelo programa em comparação com outra fonte de referência para chumbadores.

Comparam-se alguns chumbadores de bases civis já padronizadas e que sabidamente atendem aos carregamentos propostos com o que foi possível se obter com os cálculos feitos pelo programa.

Problema 4.25: Os chumbadores apresentados na FIG. 4.34. apresentada abaixo foram utilizados em um transportador de correias cuja base está sujeita a uma carga de arrancamento de 20 toneladas força o que equivale a 5 toneladas força por chumbador como se pode ver. São usados 4 chumbadores com diâmetro nominal de 1 polegada. Verificar se os mesmos foram corretamente dimensionados. Os resultados são comparados abaixo na TAB. 4.25.

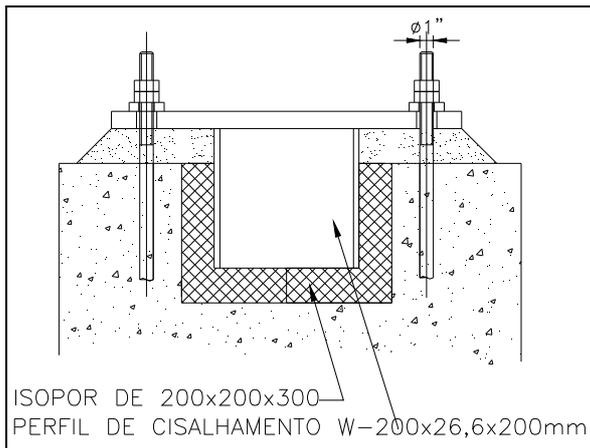


FIGURA 4.34. Base típica de transportador de correia com 4 chumbadores de 1"

TABELA 4.25. Resultados comparativos do Problema 4.25

RESULTADO	CONFORME PROJETO	PROGRAMA
Diâmetro nominal	1"	1"
Capacidade de carga de cada chumbador	6 ton.	6 ton.

4.3. Proposta de padronização de componentes

4.3.1 Padronização de tambores

A seguir são apresentadas as FIG. 4.35, FIG. 4.36 e FIG. 4.37 as tabelas de tambores padronizados conforme a norma NBR-6172 em sua série completa na qual se tomou a liberdade de acrescentar as colunas indicando a potência máxima no acionamento e a combinação mais severa de T1+T2 para as quais o eixo do tambor padronizado apresentado está adequado. Em casos especiais como, por exemplo, tambores onde sejam aplicados freios ou sistemas de contra-recuo tanto na ponta de eixo do acoplamento quanto em segunda ponta de eixo oposto ao acoplamento, será possível utilizarem-se as mesmas dimensões do padrão desde que o mesmo seja calculado nesta nova condição e se acrescente ao código a letra E indicativa de tambor especial.

Código	Largura da correia (mm)	Diâmetro do tambor (mm)	Diâmetros do eixo (mm)				Potência máxima no acionamento (kW)	Combinação máxima (T1+T2) (N)
			d1	d2	d3	d4		
APRD-0400-0200-xxx-xxx-xxx-xxx	400	200	40	70	100	40	3,7	10000
APRD-0400-0250-xxx-xxx-xxx-xxx		250	50	90	100	50	9,2	18000
APRD-0400-0315-xxx-xxx-xxx-xxx		315	60	100	130	60	18,5	19000
APRD-0400-0400-xxx-xxx-xxx-xxx		400	70	110	130	70	22	46000
APRD-0500-0200-xxx-xxx-xxx-xxx	500	200	40	70	100	40	3,7	8000
APRD-0500-0250-xxx-xxx-xxx-xxx		250	50	90	100	50	5,5	16000
APRD-0500-0315-xxx-xxx-xxx-xxx		315	60	100	130	60	11	28000
APRD-0500-0400-xxx-xxx-xxx-xxx		400	70	110	130	70	22	40000
APRD-0500-0500-xxx-xxx-xxx-xxx		500	70	110	130	70	22	40000
APRD-0600-0250-xxx-xxx-xxx-xxx	600	250	50	90	100	50	5,5	14000
APRD-0600-0315-xxx-xxx-xxx-xxx		315	60	100	130	60	11	24000
APRD-0600-0400-xxx-xxx-xxx-xxx		400	70	110	130	70	18,5	34000
APRD-0600-0400-xxx-xxx-xxx-xxx		500	80	120	150	80	37	46000
APRD-0600-0500-xxx-xxx-xxx-xxx		630	90	120	150	90	5,5	58000
APRD-0600-0630-xxx-xxx-xxx-xxx		800	100	130	170	100	75	82000
APRD-0600-0800-xxx-xxx-xxx-xxx			110	150	190	100	90	118000
APRD-0600-0800-xxx-xxx-xxx-xxx			125	170	210	115	132	182000
APRD-0650-0250-xxx-xxx-xxx-xxx	650	250	50	90	100	50	5,5	10000
APRD-0650-0315-xxx-xxx-xxx-xxx		315	60	100	130	60	11	22000
APRD-0650-0400-xxx-xxx-xxx-xxx		400	70	110	130	70	18,5	34000
APRD-0650-0400-xxx-xxx-xxx-xxx		500	80	120	150	80	30	50000
APRD-0650-0500-xxx-xxx-xxx-xxx		630	90	120	150	90	55	58000
APRD-0650-0630-xxx-xxx-xxx-xxx		800	100	130	170	100	75	78000
APRD-0650-0800-xxx-xxx-xxx-xxx			110	150	190	100	90	110000
APRD-0650-0800-xxx-xxx-xxx-xxx			125	170	210	115	132	170000
APRD-0800-0315-xxx-xxx-xxx-xxx	800	315	70	110	130	70	7,5	22000
APRD-0800-0400-xxx-xxx-xxx-xxx		400	80	120	150	80	30	34000
APRD-0800-0500-xxx-xxx-xxx-xxx		500	90	120	150	90	55	38000
APRD-0800-0630-xxx-xxx-xxx-xxx		630	100	130	170	100	75	58000
APRD-0800-0800-xxx-xxx-xxx-xxx		800	110	150	190	100	90	90000
APRD-0800-1000-xxx-xxx-xxx-xxx		1000	125	170	210	115	150	118000
APRD-1000-0400-xxx-xxx-xxx-xxx	1000	400	70	110	130	70	15	14000
APRD-1000-0500-xxx-xxx-xxx-xxx		500	80	120	150	80	37	22000
APRD-1000-0630-xxx-xxx-xxx-xxx		630	90	120	150	90	55	22000
APRD-1000-0800-xxx-xxx-xxx-xxx		800	100	130	170	100	75	38000
APRD-1000-0800-xxx-xxx-xxx-xxx		1000	110	150	190	100	110	54000
APRD-1000-1000-xxx-xxx-xxx-xxx		1250	125	170	210	115	132	86000
APRD-1000-1250-xxx-xxx-xxx-xxx			140	200	250	130	185	158000
APRD-1200-0400-xxx-xxx-xxx-xxx	1200	400	80	120	150	80	37	18000
APRD-1200-0500-xxx-xxx-xxx-xxx		500	90	120	150	90	55	18000
APRD-1200-0630-xxx-xxx-xxx-xxx		630	100	130	170	100	75	26000
APRD-1200-0800-xxx-xxx-xxx-xxx		800	110	150	190	100	110	42000
APRD-1200-0800-xxx-xxx-xxx-xxx		1000	125	170	210	115	150	78000
APRD-1200-1000-xxx-xxx-xxx-xxx		1250	140	200	250	130	180	130000
APRD-1200-1250-xxx-xxx-xxx-xxx		1400	160	220	270	150	330	146000
APRD-1200-1000-xxx-xxx-xxx-xxx			180	240	290	170	400	278000
APRD-1200-1250-xxx-xxx-xxx-xxx			200	260	310	180	630	330000
APRD-1200-1400-xxx-xxx-xxx-xxx			220	280	340	200	800	482000
APRD-1200-1400-xxx-xxx-xxx-xxx			240	300	360	220	900	650000
APRD-1200-1400-xxx-xxx-xxx-xxx		260	320	390	240	1250	738000	
APRD-1200-1400-xxx-xxx-xxx-xxx		280	340	410	260	1400	1022000	

FIGURA 4.35. Padronização de tambores motores – Códigos e dimensões

Código	Largura da correia (mm)	Diâmetro do tambor (mm)	Diâmetros do eixo (mm)				Potência máxima no acionamento (kW)	Combinação máxima (T1+T2) (N)
			d1	d2	d3	d4		
APRD-1400-0500-xxx-xxx-xxx-xxx APRD-1400-0630-xxx-xxx-xxx-xxx APRD-1400-0800-xxx-xxx-xxx-xxx APRD-1400-1000-xxx-xxx-xxx-xxx APRD-1400-1250-xxx-xxx-xxx-xxx APRD-1400-1400-xxx-xxx-xxx-xxx	1400	500	90	120	150	90	37	14000
			100	130	170	100	75	22000
		630	110	150	190	100	112	34000
			125	170	210	115	150	58000
		800	140	200	250	130	180	110000
			160	220	270	150	315	146000
		1000	180	240	290	170	400	226000
			200	260	310	180	500	310000
		1250	220	280	340	200	710	422000
			240	300	360	220	900	562000
1400	260	320	390	240	1120	738000		
	280	340	410	260	1250	922000		
APRD-1600-0500-xxx-xxx-xxx-xxx APRD-1600-0630-xxx-xxx-xxx-xxx APRD-1600-0800-xxx-xxx-xxx-xxx APRD-1600-1000-xxx-xxx-xxx-xxx APRD-1600-1250-xxx-xxx-xxx-xxx APRD-1600-1400-xxx-xxx-xxx-xxx APRD-1600-1600-xxx-xxx-xxx-xxx	1600	500	100	130	170	100	75	14000
			110	150	190	100	112	26000
		630	125	170	210	115	150	42000
			140	200	250	130	180	86000
		800	160	220	270	150	315	126000
			180	240	290	170	400	170000
		1000	200	260	310	180	500	242000
			220	280	340	200	710	330000
		1250	240	300	360	220	900	442000
			260	320	390	240	1120	582000
		1400	280	340	410	260	1250	738000
			300	360	440	280	1800	926000
		1600	320	380	460	300	2250	1150000
			340	400	480	320	2250	1422000
	360	420	500	340	3150	1534000		
APRD-1800-0500-xxx-xxx-xxx-xxx APRD-1800-0630-xxx-xxx-xxx-xxx APRD-1800-0800-xxx-xxx-xxx-xxx APRD-1800-1000-xxx-xxx-xxx-xxx APRD-1800-1250-xxx-xxx-xxx-xxx APRD-1800-1400-xxx-xxx-xxx-xxx APRD-1800-1600-xxx-xxx-xxx-xxx	1800	500	110	150	190	100	112	22000
			125	170	210	115	150	34000
		630	140	200	250	130	180	66000
			160	220	270	150	315	98000
		800	180	240	290	170	400	142000
			200	260	310	180	710	182000
		1000	220	280	340	200	800	266000
			240	300	360	220	1120	338000
		1250	260	320	390	240	1250	462000
			280	340	410	260	1600	590000
1400	300	360	440	280	1800	742000		
	320	380	460	300	2250	918000		
	340	400	480	320	2250	1122000		
	360	420	500	340	3150	1334000		
APRD-2000-0630-xxx-xxx-xxx-xxx APRD-2000-0800-xxx-xxx-xxx-xxx APRD-2000-1000-xxx-xxx-xxx-xxx APRD-2000-1250-xxx-xxx-xxx-xxx APRD-2000-1400-xxx-xxx-xxx-xxx APRD-2000-1600-xxx-xxx-xxx-xxx APRD-2000-1800-xxx-xxx-xxx-xxx	2000	630	125	170	210	115	150	26000
			140	200	250	130	225	54000
		800	160	220	270	150	355	82000
			180	240	290	170	450	114000
		1000	200	260	310	180	710	158000
			220	280	340	200	800	218000
		1250	240	300	360	220	1120	286000
			260	320	390	240	1250	382000
		1400	280	340	410	260	1600	482000
			300	360	440	280	1800	618000
		1600	320	380	460	300	2250	758000
			340	400	480	320	2250	926000
1800	360	420	500	340	3150	1114000		

FIGURA 4.36. Padronização de tambores motores – Códigos e dimensões - Continuação

Código	Largura da correia (mm)	Diâmetro do tambor (mm)	Diâmetros do eixo (mm)				Potência máxima no acionamento (kW)	Combinação máxima (T1+T2) (N)
			d1	d2	d3	d4		
APRD-2200-0800-xxx-xxx-xxx-xxx APRD-2200-1000-xxx-xxx-xxx-xxx APRD-2200-1250-xxx-xxx-xxx-xxx APRD-2200-1400-xxx-xxx-xxx-xxx APRD-2200-1600-xxx-xxx-xxx-xxx APRD-2200-1800-xxx-xxx-xxx-xxx APRD-2200-2000-xxx-xxx-xxx-xxx	2200	800	140	200	250	130	225	46000
			160	220	270	150	355	66000
			180	240	290	170	450	94000
		1000	200	260	310	180	710	130000
			220	280	340	200	800	182000
			240	300	360	220	1120	238000
			260	320	390	240	1250	318000
			280	340	410	260	1600	398000
			300	360	440	280	2250	514000
			320	380	460	300	2250	630000
			340	400	480	320	2250	766000
			360	420	500	340	3150	926000
			380	440	520	360	3150	1102000
400	460	540	380	3150	1302000			
APRD-2400-0800-xxx-xxx-xxx-xxx APRD-2400-1000-xxx-xxx-xxx-xxx APRD-2400-1250-xxx-xxx-xxx-xxx APRD-2400-1400-xxx-xxx-xxx-xxx APRD-2400-1600-xxx-xxx-xxx-xxx APRD-2400-1800-xxx-xxx-xxx-xxx APRD-2400-2000-xxx-xxx-xxx-xxx APRD-2400-2250-xxx-xxx-xxx-xxx	2400	800	160	220	270	150	355	54000
			180	240	290	170	450	78000
			200	260	310	180	710	110000
		1000	220	280	340	200	900	154000
			240	300	360	220	1120	198000
			260	320	390	240	1400	266000
			280	340	410	260	1800	338000
			300	360	440	280	2250	434000
			320	380	460	300	2250	534000
			340	400	480	320	2250	650000
			360	420	500	340	3150	782000
			380	440	520	360	3150	930000
			400	460	540	380	3150	1102000
430	500	580	400	3150	1502000			
450	520	600	420	3150	1746000			
APRD-2600-0800-xxx-xxx-xxx-xxx APRD-2600-1000-xxx-xxx-xxx-xxx APRD-2600-1250-xxx-xxx-xxx-xxx APRD-2600-1400-xxx-xxx-xxx-xxx APRD-2600-1600-xxx-xxx-xxx-xxx APRD-2600-1800-xxx-xxx-xxx-xxx APRD-2600-2000-xxx-xxx-xxx-xxx APRD-2600-2250-xxx-xxx-xxx-xxx	2600	800	200	260	310	180	710	94000
			220	280	340	200	900	130000
			240	300	360	220	1120	170000
		1000	260	320	390	240	1400	226000
			280	340	410	260	1800	286000
			300	360	440	280	2250	370000
			320	380	460	300	2250	454000
			340	400	480	320	3150	554000
			360	420	500	340	3150	666000
			380	440	520	360	3150	794000
			400	460	540	380	3150	942000
			430	500	580	400	3150	1282000
			450	520	600	420	3150	1490000
470	540	620	440	3150	1722000			

FIGURA 4.37. Padronização de tambores motores – Códigos e dimensões - Continuação

Abaixo, apresentam-se as FIG. 4.38, FIG. 4.39 e FIG. 4.40 de padronização de tambores movidos (tambores de descarga, de retorno, de esticamento e de desvio) com seus respectivos códigos e dimensões principais.

Código	Largura da correia (mm)	Diâmetro do tambor (mm)	Diâmetros do eixo (mm)				Potência máxima no acionamento (kW)	Combinação máxima (T1+T2) (N)
			d1	d2	d3	d4		
LPSO-0400-0200-xxx-xxx-xxx-xxx LPSO-0400-0250-xxx-xxx-xxx-xxx LPSO-0400-0315-xxx-xxx-xxx-xxx LPSO-0400-0400-xxx-xxx-xxx-xxx	400	200	40	70	100	NA	NA	10000
		250	50	90	100	NA	NA	18000
		315	60	100	130	NA	NA	19000
		400	70	110	130	NA	NA	46000
LPSO-0500-0200-xxx-xxx-xxx-xxx LPSO-0500-0250-xxx-xxx-xxx-xxx LPSO-0500-0315-xxx-xxx-xxx-xxx LPSO-0500-0400-xxx-xxx-xxx-xxx LPSO-0500-0500-xxx-xxx-xxx-xxx	500	200						
		250	40	70	100	NA	NA	8000
		315	50	90	100	NA	NA	16000
		400	60	100	130	NA	NA	28000
		500	70	110	130	NA	NA	40000
LPSO-0600-0250-xxx-xxx-xxx-xxx LPSO-0600-0315-xxx-xxx-xxx-xxx LPSO-0600-0400-xxx-xxx-xxx-xxx LPSO-0600-0500-xxx-xxx-xxx-xxx LPSO-0600-0630-xxx-xxx-xxx-xxx LPSO-0600-0800-xxx-xxx-xxx-xxx	600	250	50	90	100	NA	NA	14000
		315	60	100	130	NA	NA	24000
		400	70	110	130	NA	NA	34000
		500	80	120	150	NA	NA	46000
		630	90	120	150	NA	NA	58000
		800	100	130	170	NA	NA	82000
			110	150	190	NA	NA	118000
			125	170	210	NA	NA	182000
LPSO-0650-0250-xxx-xxx-xxx-xxx LPSO-0650-0315-xxx-xxx-xxx-xxx LPSO-0650-0400-xxx-xxx-xxx-xxx LPSO-0650-0500-xxx-xxx-xxx-xxx LPSO-0650-0630-xxx-xxx-xxx-xxx LPSO-0650-0800-xxx-xxx-xxx-xxx	650	250	50	90	100	NA	NA	10000
		315	60	100	130	NA	NA	22000
		400	70	110	130	NA	NA	34000
		500	80	120	150	NA	NA	50000
		630	90	120	150	NA	NA	58000
		800	100	130	170	NA	NA	78000
			110	150	190	NA	NA	110000
LPSO-0800-0315-xxx-xxx-xxx-xxx LPSO-0800-0400-xxx-xxx-xxx-xxx LPSO-0800-0500-xxx-xxx-xxx-xxx LPSO-0800-0630-xxx-xxx-xxx-xxx LPSO-0800-0800-xxx-xxx-xxx-xxx LPSO-0800-1000-xxx-xxx-xxx-xxx	800	315	70	110	130	NA	NA	22000
		400	80	120	150	NA	NA	34000
		500	90	120	150	NA	NA	38000
		630	100	130	170	NA	NA	58000
		800	110	150	190	NA	NA	90000
		1000	125	170	210	NA	NA	118000
LPSO-1000-0400-xxx-xxx-xxx-xxx LPSO-1000-0500-xxx-xxx-xxx-xxx LPSO-1000-0630-xxx-xxx-xxx-xxx LPSO-1000-0800-xxx-xxx-xxx-xxx LPSO-1000-1000-xxx-xxx-xxx-xxx LPSO-1000-1250-xxx-xxx-xxx-xxx	1000	400	70	110	130	NA	NA	14000
		500	80	120	150	NA	NA	22000
		630	90	120	150	NA	NA	22000
		800	100	130	170	NA	NA	38000
		1000	110	150	190	NA	NA	54000
		1250	125	170	210	NA	NA	86000
			140	200	250	NA	NA	158000
LPSO-1200-0400-xxx-xxx-xxx-xxx LPSO-1200-0500-xxx-xxx-xxx-xxx LPSO-1200-0630-xxx-xxx-xxx-xxx LPSO-1200-0800-xxx-xxx-xxx-xxx LPSO-1200-1000-xxx-xxx-xxx-xxx LPSO-1200-1250-xxx-xxx-xxx-xxx LPSO-1200-1400-xxx-xxx-xxx-xxx	1200	400	80	120	150	NA	NA	18000
		500	90	120	150	NA	NA	18000
		630	100	130	170	NA	NA	26000
		800	110	150	190	NA	NA	42000
		1000	125	170	210	NA	NA	78000
		1250	140	200	250	NA	NA	130000
		1400	160	220	270	NA	NA	146000
			180	240	290	NA	NA	278000
			200	260	310	NA	NA	330000
			220	280	340	NA	NA	482000
			240	300	360	NA	NA	650000
			260	320	390	NA	NA	738000
	280	340	410	NA	NA	1022000		

FIGURA 4.38. Padronização de tambores movidos – Códigos e dimensões

Código	Largura da correia (mm)	Diâmetro do tambor (mm)	Diâmetros do eixo (mm)				Potência máxima no acionamento (kW)	Combinação máxima (T1+T2) (N)
			d1	d2	d3	d4		
LPSO-1400-0500-xxx-xxx-xxx-xxx LPSO-1400-0630-xxx-xxx-xxx-xxx LPSO-1400-0800-xxx-xxx-xxx-xxx LPSO-1400-1000-xxx-xxx-xxx-xxx LPSO-1400-1250-xxx-xxx-xxx-xxx LPSO-1400-1400-xxx-xxx-xxx-xxx	1400	500	90	120	150	NA	NA	14000
			100	130	170	NA	NA	22000
		630	110	150	190	NA	NA	34000
			125	170	210	NA	NA	58000
		800	140	200	250	NA	NA	110000
			160	220	270	NA	NA	146000
		1000	180	240	290	NA	NA	226000
			200	260	310	NA	NA	310000
		1250	220	280	340	NA	NA	422000
			240	300	360	NA	NA	562000
1400	260	320	390	NA	NA	738000		
	280	340	410	NA	NA	922000		
LPSO-1600-0500-xxx-xxx-xxx-xxx LPSO-1600-0630-xxx-xxx-xxx-xxx LPSO-1600-0800-xxx-xxx-xxx-xxx LPSO-1600-1000-xxx-xxx-xxx-xxx LPSO-1600-1250-xxx-xxx-xxx-xxx LPSO-1600-1400-xxx-xxx-xxx-xxx LPSO-1600-1600-xxx-xxx-xxx-xxx	1600	500	100	130	170	NA	NA	14000
			110	150	190	NA	NA	26000
		630	125	170	210	NA	NA	42000
			140	200	250	NA	NA	86000
		800	160	220	270	NA	NA	126000
			180	240	290	NA	NA	170000
		1000	200	260	310	NA	NA	242000
			220	280	340	NA	NA	330000
		1250	240	300	360	NA	NA	442000
			260	320	390	NA	NA	582000
		1400	280	340	410	NA	NA	738000
			300	360	440	NA	NA	926000
		1600	320	380	460	NA	NA	1150000
			340	400	480	NA	NA	1422000
		360	420	500	NA	NA	1534000	
LPSO-1800-0500-xxx-xxx-xxx-xxx LPSO-1800-0630-xxx-xxx-xxx-xxx LPSO-1800-0800-xxx-xxx-xxx-xxx LPSO-1800-1000-xxx-xxx-xxx-xxx LPSO-1800-1250-xxx-xxx-xxx-xxx LPSO-1800-1400-xxx-xxx-xxx-xxx LPSO-1800-1600-xxx-xxx-xxx-xxx	1800	500	110	150	190	NA	NA	22000
			125	170	210	NA	NA	34000
		630	140	200	250	NA	NA	66000
			160	220	270	NA	NA	98000
		800	180	240	290	NA	NA	142000
			200	260	310	NA	NA	182000
		1000	220	280	340	NA	NA	266000
			240	300	360	NA	NA	338000
		1250	260	320	390	NA	NA	462000
			280	340	410	NA	NA	590000
		1400	300	360	440	NA	NA	742000
			320	380	460	NA	NA	918000
1600	340	400	480	NA	NA	1122000		
	360	420	500	NA	NA	1334000		
LPSO-2000-0630-xxx-xxx-xxx-xxx LPSO-2000-0800-xxx-xxx-xxx-xxx LPSO-2000-1000-xxx-xxx-xxx-xxx LPSO-2000-1250-xxx-xxx-xxx-xxx LPSO-2000-1400-xxx-xxx-xxx-xxx LPSO-2000-1600-xxx-xxx-xxx-xxx LPSO-2000-1800-xxx-xxx-xxx-xxx	2000	630	125	170	210	NA	NA	26000
			140	200	250	NA	NA	54000
		800	160	220	270	NA	NA	82000
			180	240	290	NA	NA	114000
		1000	200	260	310	NA	NA	158000
			220	280	340	NA	NA	218000
		1250	240	300	360	NA	NA	286000
			260	320	390	NA	NA	382000
		1400	280	340	410	NA	NA	482000
			300	360	440	NA	NA	618000
		1600	320	380	460	NA	NA	758000
			340	400	480	NA	NA	926000
1800	360	420	500	NA	NA	1114000		

FIGURA 4.39. Padronização de tambores movidos – Códigos e dimensões - Continuação

Código	Largura da correia (mm)	Diâmetro do tambor (mm)	Diâmetros do eixo (mm)				Potência máxima no acionamento (kW)	Combinação máxima (T1+T2) (N)
			d1	d2	d3	d4		
LPSO-2200-0800-xxx-xxx-xxx-xxx LPSO-2200-1000-xxx-xxx-xxx-xxx LPSO-2200-1250-xxx-xxx-xxx-xxx LPSO-2200-1400-xxx-xxx-xxx-xxx LPSO-2200-1600-xxx-xxx-xxx-xxx LPSO-2200-1800-xxx-xxx-xxx-xxx LPSO-2200-2000-xxx-xxx-xxx-xxx	2200	800	140	200	250	NA	NA	46000
			160	220	270	NA	NA	66000
			180	240	290	NA	NA	94000
		1000	200	260	310	NA	NA	130000
			220	280	340	NA	NA	182000
			240	300	360	NA	NA	238000
		1250	260	320	390	NA	NA	318000
			280	340	410	NA	NA	398000
			300	360	440	NA	NA	514000
		1400	320	380	460	NA	NA	630000
			340	400	480	NA	NA	766000
			360	420	500	NA	NA	926000
		1600	380	440	520	NA	NA	1102000
400	460		540	NA	NA	1302000		
420	480		560	NA	NA	1526000		
LPSO-2400-0800-xxx-xxx-xxx-xxx LPSO-2400-1000-xxx-xxx-xxx-xxx LPSO-2400-1250-xxx-xxx-xxx-xxx LPSO-2400-1400-xxx-xxx-xxx-xxx LPSO-2400-1600-xxx-xxx-xxx-xxx LPSO-2400-1800-xxx-xxx-xxx-xxx LPSO-2400-2000-xxx-xxx-xxx-xxx LPSO-2400-2250-xxx-xxx-xxx-xxx	2400	800	160	220	270	NA	NA	54000
			180	240	290	NA	NA	78000
			200	260	310	NA	NA	110000
		1000	220	280	340	NA	NA	154000
			240	300	360	NA	NA	198000
			260	320	390	NA	NA	266000
		1250	280	340	410	NA	NA	338000
			300	360	440	NA	NA	434000
			320	380	460	NA	NA	534000
		1400	340	400	480	NA	NA	650000
			360	420	500	NA	NA	782000
			380	440	520	NA	NA	930000
		1600	400	460	540	NA	NA	1102000
430	500		580	NA	NA	1502000		
450	520		600	NA	NA	1746000		
LPSO-2600-0800-xxx-xxx-xxx-xxx LPSO-2600-1000-xxx-xxx-xxx-xxx LPSO-2600-1250-xxx-xxx-xxx-xxx LPSO-2600-1400-xxx-xxx-xxx-xxx LPSO-2600-1600-xxx-xxx-xxx-xxx LPSO-2600-1800-xxx-xxx-xxx-xxx LPSO-2600-2000-xxx-xxx-xxx-xxx LPSO-2600-2250-xxx-xxx-xxx-xxx	2600	800	200	260	310	NA	NA	94000
			220	280	340	NA	NA	130000
			240	300	360	NA	NA	170000
		1000	260	320	390	NA	NA	226000
			280	340	410	NA	NA	286000
			300	360	440	NA	NA	370000
		1250	320	380	460	NA	NA	454000
			340	400	480	NA	NA	554000
			360	420	500	NA	NA	666000
		1400	380	440	520	NA	NA	794000
			400	460	540	NA	NA	942000
			430	500	580	NA	NA	1282000
		1600	450	520	600	NA	NA	1490000
470	540		620	NA	NA	1722000		

FIGURA 4.40. Padronização de tambores movidos – Códigos e dimensões - Continuação

4.3.2 Padronização de colunas treliçadas

Para as colunas, uma vez que se considerou que o programa é capaz de calculá-las e dimensionar corretamente os perfis que as compõem, foi elaborada a tabela apresentada

nas FIG. 4.41, FIG. 4.42, FIG. 4.43, FIG. 4.44, FIG. 4.45 e FIG. 4.46 conforme a largura das correias dos transportadores de correia, diferentes faixas de altura para as colunas e as mesmas serão calculadas para a pior situação, ou seja, para as capacidades de projeto dos transportadores, velocidades mínimas das correias, pesos relativos dos elementos suportados por elas e cargas de vento atuantes na mais alta coluna da seqüência. Estas faixas de colunas foram batizadas com nomes específicos sabendo que todas as colunas daquela categoria serão formadas pelos mesmos perfis, de mesmo material e que todas suportam minimamente a carga da mais alta.

Coluna	Faixa de alturas (mm)	Largura da correia (mm)	Capacidade de projeto (ton./hora)	Pontes associadas	Largura passadiços (mm)
C1	0 a 2500	400	0 - 2500	P1 a P4	1 x 600
C2	2500 a 5000	400	0 - 2500	P1 a P4	1 x 600
C3	5000 a 7500	400	0 - 2500	P1 a P4	1 x 600
C4	7500 a 10000	400	0 - 2500	P1 a P4	1 x 600
C5	0 a 2500	500	0 - 2500	P1 a P4	1 x 600
C6	2500 a 5000	500	0 - 2500	P1 a P4	1 x 600
C7	5000 a 7500	500	0 - 2500	P1 a P4	1 x 600
C8	7500 a 10000	500	0 - 2500	P1 a P4	1 x 600
C9	0 a 2500	600	0 - 2500	P1 a P4	1 x 600
C10	2500 a 5000	600	0 - 2500	P1 a P4	1 x 600
C11	5000 a 7500	600	0 - 2500	P1 a P4	1 x 600
C12	7500 a 10000	600	0 - 2500	P1 a P4	1 x 600
C13	0 a 2500	650	0 - 2500	P1 a P4	1 x 600
C14	2500 a 5000	650	0 - 2500	P1 a P4	1 x 600
C15	5000 a 7500	650	0 - 2500	P1 a P4	1 x 600
C16	7500 a 10000	650	0 - 2500	P1 a P4	1 x 600
C17	0 a 2500	800	0 - 5000	P5 a P8	2 x 800

FIGURA 4.41. Padronização de colunas a serem calculadas – Códigos e dimensões

Coluna	Faixa de alturas (mm)	Largura da correia (mm)	Capacidade de projeto (ton./hora)	Pontes associadas	Largura passadiços (mm)
C18	2500 a 5000	800	0 - 5000	P5 a P8	2 x 800
C19	5000 a 7500	800	0 - 5000	P5 a P8	2 x 800
C20	7500 a 10000	800	0 - 5000	P5 a P8	2 x 800
C21	10000 a 12500	800	0 - 5000	P5 a P8	2 x 800
C22	12500 a 15000	800	0 - 5000	P5 a P8	2 x 800
C23	15000 a 17500	800	0 - 5000	P5 a P8	2 x 800
C24	17500 a 20000	800	0 - 5000	P5 a P8	2 x 800
C25	20000 a 25000	800	0 - 5000	P5 a P8	2 x 800
C26	25000 a 30000	800	0 - 5000	P5 a P8	2 x 800
C27	0 a 2500	1000	0 - 8000	P9 a P12	2 x 800
C28	2500 a 5000	1000	0 - 8000	P9 a P12	2 x 800
C29	5000 a 7500	1000	0 - 8000	P9 a P12	2 x 800
C30	7500 a 10000	1000	0 - 8000	P9 a P12	2 x 800
C31	10000 a 12500	1000	0 - 8000	P9 a P12	2 x 800
C32	12500 a 15000	1000	0 - 8000	P9 a P12	2 x 800
C33	15000 a 17500	1000	0 - 8000	P9 a P12	2 x 800
C34	17500 a 20000	1000	0 - 8000	P9 a P12	2 x 800
C35	20000 a 25000	1000	0 - 8000	P9 a P12	2 x 800
C36	25000 a 30000	1000	0 - 8000	P9 a P12	2 x 800
C37	0 a 2500	1200	0 - 8000	P9 a P12	2 x 800
C38	2500 a 5000	1200	0 - 8000	P9 a P12	2 x 800
C39	5000 a 7500	1200	0 - 8000	P9 a P12	2 x 800
C40	7500 a 10000	1200	0 - 8000	P9 a P12	2 x 800

FIGURA 4.42. Padronização de colunas a serem calculadas – Códigos e dimensões - Continuação

Coluna	Faixa de alturas (mm)	Largura da correia (mm)	Capacidade de projeto (ton./hora)	Pontes associadas	Largura passadiços (mm)
C41	10000 a 12500	1200	0 - 8000	P9 a P12	2 x 800
C42	12500 a 15000	1200	0 - 8000	P9 a P12	2 x 800
C43	15000 a 17500	1200	0 - 8000	P9 a P12	2 x 800
C44	17500 a 20000	1200	0 - 8000	P9 a P12	2 x 800
C45	20000 a 25000	1200	0 - 8000	P9 a P12	2 x 800
C46	25000 a 30000	1200	0 - 8000	P9 a P12	2 x 800
C47	0 a 2500	1400	0 - 10000	P13 a P16	2 x 800
C48	2500 a 5000	1400	0 - 10000	P13 a P16	2 x 800
C49	5000 a 7500	1400	0 - 10000	P13 a P16	2 x 800
C50	7500 a 10000	1400	0 - 10000	P13 a P16	2 x 800
C51	10000 a 12500	1400	0 - 10000	P13 a P16	2 x 800
C52	12500 a 15000	1400	0 - 10000	P13 a P16	2 x 800
C53	15000 a 17500	1400	0 - 10000	P13 a P16	2 x 800
C54	17500 a 20000	1400	0 - 10000	P13 a P16	2 x 800
C55	20000 a 25000	1400	0 - 10000	P13 a P16	2 x 800
C56	25000 a 30000	1400	0 - 10000	P13 a P16	2 x 800
C57	0 a 2500	1600	0 - 10000	P13 a P16	2 x 800
C58	2500 a 5000	1600	0 - 10000	P13 a P16	2 x 800
C59	5000 a 7500	1600	0 - 10000	P13 a P16	2 x 800
C60	7500 a 10000	1600	0 - 10000	P13 a P16	2 x 800
C61	10000 a 12500	1600	0 - 10000	P13 a P16	2 x 800
C62	12500 a 15000	1600	0 - 10000	P13 a P16	2 x 800

FIGURA 4.43. Padronização de colunas a serem calculadas – Códigos e dimensões - Continuação

Coluna	Faixa de alturas (mm)	Largura da correia (mm)	Capacidade de projeto (ton./hora)	Pontes associadas	Largura passadiços (mm)
C63	15000 a 17500	1600	0 - 10000	P13 a P16	2 x 800
C64	17500 a 20000	1600	0 - 10000	P13 a P16	2 x 800
C65	20000 a 25000	1600	0 - 10000	P13 a P16	2 x 800
C66	25000 a 30000	1600	0 - 10000	P13 a P16	2 x 800
C67	0 a 2500	1800	0 - 15000	P17 a P20	2 x 800
C68	2500 a 5000	1800	0 - 15000	P17 a P20	2 x 800
C69	5000 a 7500	1800	0 - 15000	P17 a P20	2 x 800
C70	7500 a 10000	1800	0 - 15000	P17 a P20	2 x 800
C71	10000 a 12500	1800	0 - 15000	P17 a P20	2 x 800
C72	12500 a 15000	1800	0 - 15000	P17 a P20	2 x 800
C73	15000 a 17500	1800	0 - 15000	P17 a P20	2 x 800
C74	17500 a 20000	1800	0 - 15000	P17 a P20	2 x 800
C75	20000 a 25000	1800	0 - 15000	P17 a P20	2 x 800
C76	25000 a 30000	1800	0 - 15000	P17 a P20	2 x 800
C77	0 a 2500	2000	0 - 15000	P17 a P20	2 x 800
C78	2500 a 5000	2000	0 - 15000	P17 a P20	2 x 800
C79	5000 a 7500	2000	0 - 15000	P17 a P20	2 x 800
C80	7500 a 10000	2000	0 - 15000	P17 a P20	2 x 800
C81	10000 a 12500	2000	0 - 15000	P17 a P20	2 x 800
C82	12500 a 15000	2000	0 - 15000	P17 a P20	2 x 800
C83	15000 a 17500	2000	0 - 15000	P17 a P20	2 x 800
C84	17500 a 20000	2000	0 - 15000	P17 a P20	2 x 800
C85	20000 a 25000	2000	0 - 15000	P17 a P20	2 x 800

FIGURA 4.44. Padronização de colunas a serem calculadas – Códigos e dimensões - Continuação

Coluna	Faixa de alturas (mm)	Largura da correia (mm)	Capacidade de projeto (ton./hora)	Pontes associadas	Largura passadiços (mm)
C86	25000 a 30000	2000	0 - 15000	P17 a P20	2 x 800
C87	0 a 2500	2200	0 - 20000	P21 a P24	2 x 800
C88	2500 a 5000	2200	0 - 20000	P21 a P24	2 x 800
C89	5000 a 7500	2200	0 - 20000	P21 a P24	2 x 800
C90	7500 a 10000	2200	0 - 20000	P21 a P24	2 x 800
C91	10000 a 12500	2200	0 - 20000	P21 a P24	2 x 800
C92	12500 a 15000	2200	0 - 20000	P21 a P24	2 x 800
C93	15000 a 17500	2200	0 - 20000	P21 a P24	2 x 800
C94	17500 a 20000	2200	0 - 20000	P21 a P24	2 x 800
C95	20000 a 25000	2200	0 - 20000	P21 a P24	2 x 800
C96	25000 a 30000	2200	0 - 20000	P21 a P24	2 x 800
C97	0 a 2500	2400	0 - 20000	P21 a P24	2 x 800
C98	2500 a 5000	2400	0 - 20000	P21 a P24	2 x 800
C99	5000 a 7500	2400	0 - 20000	P21 a P24	2 x 800
C100	7500 a 10000	2400	0 - 20000	P21 a P24	2 x 800
C101	10000 a 12500	2400	0 - 20000	P21 a P24	2 x 800
C102	12500 a 15000	2400	0 - 20000	P21 a P24	2 x 800
C103	15000 a 17500	2400	0 - 20000	P21 a P24	2 x 800
C104	17500 a 20000	2400	0 - 20000	P21 a P24	2 x 800
C105	20000 a 25000	2400	0 - 20000	P21 a P24	2 x 800
C106	25000 a 30000	2400	0 - 20000	P21 a P24	2 x 800
C107	0 a 2500	2600	0 - 20000	P21 a P24	2 x 800
C108	2500 a 5000	2600	0 - 20000	P21 a P24	2 x 800

FIGURA 4.45. Padronização de colunas a serem calculadas – Códigos e dimensões - Continuação

Coluna	Faixa de alturas (mm)	Largura da correia (mm)	Capacidade de projeto (ton./hora)	Pontes associadas	Largura passadiços (mm)
C109	5000 a 7500	2600	0 - 20000	P21 a P24	2 x 800
C110	7500 a 10000	2600	0 - 20000	P21 a P24	2 x 800
C111	10000 a 12500	2600	0 - 20000	P21 a P24	2 x 800
C112	12500 a 15000	2600	0 - 20000	P21 a P24	2 x 800
C113	15000 a 17500	2600	0 - 20000	P21 a P24	2 x 800
C114	17500 a 20000	2600	0 - 20000	P21 a P24	2 x 800
C115	20000 a 25000	2600	0 - 20000	P21 a P24	2 x 800
C116	25000 a 30000	2600	0 - 20000	P21 a P24	2 x 800

FIGURA 4.46. Padronização de colunas a serem calculadas – Códigos e dimensões – Continuação

4.3.3 Padronização de pontes treliçadas

Para as pontes, uma vez que se considerou que o programa é capaz de calculá-las e dimensionar corretamente os perfis que as compõem, foi elaborada a tabela abaixo apresentada nas FIG. 4.47, com diferentes faixas de largura e comprimento para as pontes as quais terão que ser calculadas para a pior situação, ou seja, para as capacidades de projeto dos transportadores, velocidades mínimas das correias, pesos relativos dos elementos suportados por elas e cargas de vento atuantes na ponte mais comprida da seqüência. Estas faixas foram batizadas com nomes específicos sabendo que todas as pontes daquela categoria são formadas pelos mesmos perfis, de mesmo material e que todas suportam minimamente a carga da mais comprida.

Ponte	Comprimento (mm)	Largura da correia (mm)	Capacidade de projeto (ton./hora)	Diâmetro dos rolos (mm)	Largura passadiços (mm)
P1	0 a 6000	400, 500, 600, 650	0 - 2500	0 a 102	1 x 600
P2	6000 a 12000	400, 500, 600, 650	0 - 2500	0 a 102	1 x 600
P3	12000 a 18000	400, 500, 600, 650	0 - 2500	0 a 102	1 x 600
P4	18000 a 24000	400, 500, 600, 650	0 - 2500	0 a 102	1 x 600
P5	0 a 6000	800	0 - 5000	0 a 127	2 x 800
P6	6000 a 12000	800	0 - 5000	0 a 127	2 x 800
P7	12000 a 18000	800	0 - 5000	0 a 127	2 x 800
P8	18000 a 24000	800	0 - 5000	0 a 127	2 x 800
P9	0 a 12000	1000, 1200	0 - 8000	0 a 165	2 x 800
P10	12000 a 18000	1000, 1200	0 - 8000	0 a 165	2 x 800
P11	18000 a 24000	1000, 1200	0 - 8000	0 a 165	2 x 800
P12	24000 a 36000	1000, 1200	0 - 8000	0 a 165	2 x 800
P13	0 a 12000	1400, 1600	0 - 10000	0 a 165	2 x 800
P14	12000 a 18000	1400, 1600	0 - 10000	0 a 165	2 x 800
P15	18000 a 24000	1400, 1600	0 - 10000	0 a 165	2 x 800
P16	24000 a 36000	1400, 1600	0 - 10000	0 a 165	2 x 800
P17	0 a 12000	1800, 2000	0 - 15000	0 a 165	2 x 800
P18	12000 a 18000	1800, 2000	0 - 15000	0 a 165	2 x 800
P19	18000 a 24000	1800, 2000	0 - 15000	0 a 165	2 x 800
P20	24000 a 36000	1800, 2000	0 - 15000	0 a 165	2 x 800
P21	0 a 12000	2200, 2400, 2600	0 - 20000	0 a 165	2 x 800
P22	12000 a 18000	2200, 2400, 2600	0 - 20000	0 a 165	2 x 800
P23	18000 a 24000	2200, 2400, 2600	0 - 20000	0 a 165	2 x 800
P24	24000 a 36000	2200, 2400, 2600	0 - 20000	0 a 165	2 x 800

FIGURA 4.47. Padronização de pontes treliçadas a serem calculadas – Códigos e dimensões

Para os cálculos que deverão ser feitos para definição final das séries padronizadas, sugere-se a utilização dos seguintes materiais:

Eixos dos tambores – Aço SAE 4140;

Perfis laminados – Aço ASTM A-36;

Parafusos – ASTM A-325;

Chapas de ligação – Aço ASTM A-36

Eletrodos – E70XX.

As tabelas de padronização acima poderão e deverão ser alteradas com o tempo a fim de incorporar inovações ou mesmo eliminar alguns padrões que podem mostrar ser de pouca utilidade. Casos particulares e solicitações dos clientes também poderão passar a incorporar o padrão acima apresentado.

5. CONCLUSÃO

Os resultados obtidos foram satisfatórios considerando-se que se trata de um programa ainda em desenvolvimento e com o qual se conseguiu uma aproximação muito boa dos resultados reais dos esforços calculados nas estruturas, eixos e barras roscadas. O objetivo principal que era o de desenvolver um programa de cálculo para elementos mecânicos e estruturais de transportadores de correia foi atendido a contento. Além disso, conseguiu-se desenvolver um programa bastante amigável para o dimensionamento de estruturas metálicas.

Há muitas coisas a serem melhoradas no desempenho do programa, especialmente nas simplificações que foram feitas. Em alguns dos cálculos realizados, o erro obtido ficou acima do proposto de 10%. É necessário pesquisar mais e buscar entender melhor algum detalhe específico.

Foi obtido sucesso no desenvolvimento de um sistema especialista, automatizado, no qual se conseguiu congrega de forma sistemática os resultados de vários esforços desenvolvidos ao longo dos últimos anos nas empresas de engenharia e fabricantes de equipamentos para a área de mineração o que, por si só, já é de grande interesse e valia para a Engenharia do Brasil.

O desenvolvimento do programa para o dimensionamento dos demais elementos mecânicos e estruturais relacionados na introdução e que não puderam ser trabalhados aqui a partir deste ponto torna-se perfeitamente possível. Poder-se-á tanto desenvolver e aprofundar os métodos aqui incorporados para os três elementos inicialmente escolhidos quanto se poderá, incorporar novos elementos mecânicos.

Uma observação importante que se deve fazer neste momento de conclusão é a de que o Excel[®] demonstrou ser uma plataforma bastante segura e satisfatória para o desenvolvimento deste tipo de estudos, mas não é a melhor. Posteriormente, pretende-se incrementar a metodologia aqui proposta com a utilização de outras linguagens de programação mais direcionadas para este tipo de análise, especialmente no tratamento matricial que se tornou tão importante.

6. SUGESTÕES DE TRABALHOS FUTUROS

Este trabalho ora apresentado comporta em si uma série de promessas para futuros desenvolvimentos. Há, atualmente, uma série de planilhas e programas simples para o cálculo de elementos mecânicos diversos. A expectativa é que este projeto possa incorporar outros sistemas já desenvolvidos por outros engenheiros, mas que se encontram espalhados.

Pode-se ainda desenvolver bastante o programa em si, seja convertendo as planilhas em programas de linguagens mais eficazes, seja simplificando as interfaces. Outros programas como o Matlab[®], ou linguagens mais robustas como C++[®], ou ainda outras podem também ser incorporadas para diminuir o tamanho do programa bem como permitir interações mais rápidas com maior grau de complexidade.

Outra vertente igualmente promissora é a de se aprofundar na análise matricial e na análise dos membros reticulados estruturais direcionando para uma análise conforme o método dos elementos finitos. Este trabalho, por certo, será mais dispendioso e precisará contar com o amparo multidisciplinar de outros colaboradores, mas é perfeitamente possível.

ABSTRACT

Mechanical design of components and equipments used on mining area have being an amazing development along those last years. Studying it, we have perceived a great amount of methods of calculation for even mechanical and structural components used in its equipments. In order to improve the performance of the transportation equipments known as Belt Conveyors we show here an objective and simple calculation methodology of some mechanical and structural elements for the belt conveyors like pulley shafts, metallic small structures and threaded rods as screws, anchors or pins seeking for gains on safety and standardization of these components. Its shown here an explanation of these calculation methodologies based upon the method of the allowable tension for the shafts and the method of the limit states for the metallic structures and threaded rods, beginning with the definition of the input data, the development of the sequence of analytic calculations and the interventions necessary for the choice of standardized elements with graphic interface made through Excel[®]. As a result, it's proposed a process of standardization of these components, considering the established data from Brazilian standard NBR-6172 from 1995 which one can be followed by mechanical design companies and pulley shafts manufacturers and standard NBR-8800 from 2008 for the metallic structures and threaded rods manufacturers. Doing this, we believe that better execution of the projects can be achieved, minimizing the mistakes and reducing the times of planning, calculation, manufacturing and deployment.

Keywords: Standardization of mechanical components, belt conveyors, pulley shaft, metallic structures, threaded rods, screws, connectors, bolted connections.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

1. ALMEIDA, M.C.F. Estruturas Isostáticas. 1ª ed. Editora Oficina de Textos. 168p, 2009.
2. ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (ABNT). NBR-NM 87:2000. Aço carbono e ligados para construção mecânica - Designação e composição química. Rio de Janeiro.
3. ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (ABNT). NBR-6123:1988. Forças devidas ao vento em edificações. Rio de Janeiro.
4. ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (ABNT). NBR-8800:2008. Projeto de estruturas de aço e de estruturas mistas de aço e concreto de edifícios - (Métodos dos Estados Limites). Rio de Janeiro.
5. ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (ABNT). NBR-6172:1995. Transportadores contínuos – Transportadores de correia – Tambores. Rio de Janeiro.
6. ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (ABNT). NBR-6177:1999. Transportadores contínuos – Transportadores de correia – Terminologia. Rio de Janeiro.
7. BEER, F.P; JOHNSTON, E.R. Resistência dos Materiais. 2ª ed. McGraw-Hill Editora. 654p, 1989.
8. COLLINS, J.A. Projeto Mecânico de Elementos de Máquinas, 1ª Ed. LTCE, 760 p, 2006.
9. CONVEYOR EQUIPMENT MANUFACTURERS ASSOCIATION - CEMA. Belt Conveyors for Bulk Materials. 6th Ed. 81 p. 2006.

10. GERE, J.M; WEAVER, W.J. Análise de Estruturas Reticuladas. Editora Guanabara Dois S.A., 443p, 1981.
11. JELEN, B; SYRSTAD, T. Macros e VBA para Microsoft Excel®. 9ª ed. Elsevier Editora, 576p, 2004.
12. JUVINALL, R.C; MARSHEK, K.M. Fundamentals of machine component design. 2nd ed. John Wiley & Sons Editora, 804p, 1991.
13. MOREIRA, D.F. Análise Matricial de Estruturas. Editora da Universidade de São Paulo – Livros Técnicos e Científicos Editora S.A., 390p, 1977.
14. PFEIL, W; PFEIL, M. Estruturas de Aço. 8ª ed. Livros Técnicos e Científicos Editora S.A. 357p, 2009.
15. SHIGHEY, J; MISCHKE, C.R. Projeto de Engenharia Mecânica. 7ª Ed. Bookman, 960 p, 2005.
16. VASCONCELOS, A.F. Teoria das estruturas – Método dos deslocamentos – Processo de Cross. Editorial Glenn do Brasil Ltda., 457p, 1986.