PAOLA TORNERI

**COMPORTAMENTO ESTRUTURAL DE PONTES ESTAIADAS
COMPARAÇÃO DE ALTERNATIVAS**

Dissertação apresentada à Escola
Politécnica da Universidade de
São Paulo para obtenção do
Título de Mestre em Engenharia

SÃO PAULO

2002

PAOLA TORNERI

**COMPORTAMENTO ESTRUTURAL DE PONTES ESTAIADAS
COMPARAÇÃO DE ALTERNATIVAS**

Dissertação apresentada à Escola
Politécnica da Universidade de
São Paulo para obtenção do
Título de Mestre em Engenharia

Área de Concentração:
Engenharia de Estruturas

Orientador:
Fernando Rebouças Stucchi

SÃO PAULO

2002

FICHA CATALOGRÁFICA

Torneri, Paola

Comportamento estrutural de pontes estaiadas: comparação de alternativas / Paola Torneri. -- São Paulo, 2002.
272p.

Dissertação (Mestrado) – Escola Politécnica da Universidade de São Paulo. Departamento de Engenharia de Estruturas e Fundações.

1. Pontes estaiadas (Concepção) I. Universidade de São Paulo. Escola Politécnica. Departamento de Engenharia de Estruturas e Fundações II. t.

*Aos meus amados pais,
pelo apoio inestimável*

AGRADECIMENTOS

A Deus, pela saúde e disposição para chegar ao fim de mais uma etapa.

Aos meus pais, pelo estímulo constante, presença amiga, compreensão, carinho e apoio.

A minha família, em especial ao meu irmão Marco, a minha cunhada Aline e a todos os meus amigos, pelo carinho e por tornarem minha vida cada dia mais alegre.

Ao Prof. Fernando Rebouças Stucchi, pela enorme dedicação na orientação deste trabalho, amizade, respeito, confiança e contagiante amor à profissão.

A todos os meus amigos do Laboratório de Estruturas e Materiais, pelo carinho, apoio e presença amiga.

A todos os meus amigos do Laboratório de Mecânica Computacional, pela amizade e ajuda.

A todos os meus amigos da EGT Engenharia, pela constante troca de experiências, amizade e consideração.

Ao Professor Kalil Skaf, pelo incentivo, amizade e aprendizado.

A todos os professores da Escola Politécnica pelo estímulo constante, em especial aos Professores Miguel Luiz Bucalem e Hideki Ishitani pela atenção e contribuições que apresentaram neste trabalho.

À Fundação de Amparo à Pesquisa do Estado de São Paulo (FAPESP), pelo apoio financeiro.

Ao Consórcio Novo Guamá, pela oportunidade de visitar a ponte estaiada do Guamá (Belém, Pará) e enorme receptividade.

*“Talvez não tenhamos conseguido fazer o melhor,
mas lutamos para que o melhor fosse feito...
Não somos o que deveríamos ser;
não somos o que queríamos ser;
não somos o que iremos ser; mas, graças
a Deus também não somos o que éramos.”*

(Martin Luther King)

RESUMO

Nos últimos anos, a utilização de pontes estaiadas tem evoluído rapidamente e novos conceitos estruturais têm surgido, como por exemplo: o desenvolvimento de seções flexíveis e esbeltas, o aumento do comprimento dos vãos e a aplicação de pontes estaiadas em múltiplos vãos.

Torna-se necessário portanto uma compreensão profunda do comportamento estrutural desse sistema. No processo de projeto as decisões mais importantes são geralmente feitas nas fases iniciais quando a síntese predomina sobre a análise numérica, tornando fundamental o entendimento do comportamento físico da estrutura na fase de pré-dimensionamento.

Na concepção de uma ponte estaiada inúmeras alternativas estruturais são possíveis, por exemplo: pode-se utilizar um ou dois planos de cabos em diferentes arranjos, mastros e tabuleiros com seções transversais diversas e diferentes tipos de vinculação externa. Para um dado problema, mais de uma solução pode ser viável, no entanto algumas delas propiciarão a maior eficiência, sob o ponto de vista de consumo de materiais, facilidades construtivas, prazo de execução e comportamento físico da estrutura.

Neste trabalho foram analisadas diferentes concepções estruturais com o objetivo de fornecer subsídios para as decisões tomadas no início do projeto estrutural de uma ponte estaiada. Para tanto, a partir do entendimento preliminar do comportamento físico de diferentes sistemas, foram definidas alternativas estruturais para análise estática através de modelos de elementos finitos tridimensionais. A análise e a comparação dos resultados permitiram um aprofundamento daquele entendimento.

Além disso, alguns aspectos relevantes no projeto de pontes estaiadas foram estudados, tais como: o pré-dimensionamento dos estais, a definição da força de protensão inicial dos mesmos, o estudo do problema de fadiga nos cabos e a elaboração de modelos simplificados para análise preliminar do comportamento do tabuleiro e da torre.

ABSTRACT

In the last years, the use of cable-stayed bridges has increased a lot and new design concepts have appeared, such as: the development of slender and flexible deck sections, the increase in span length and the application of cable-stayed bridges in multiple spans.

It is thus necessary a thorough understanding of the structural behavior of this system. During the design process the most important decisions are usually taken in the initial phases, when the synthesis prevail over the numerical analysis, which requires the understanding of the physical structural behavior in the preliminary design.

The design of cable-stayed bridges involves many structural alternatives, for example: it is possible to use one or more cable planes in different arrangements, a wide range of pylons and decks cross sections and different types of external connections. For a given problem, more than one solution can be feasible, however some of them will provide a greater efficiency, from the point of view of material consumption, construction facilities, time of execution and physical behavior of the structure.

This study analyzes different structural conceptions with the purpose of helping in the decisions made in the beginning of a cable-stayed bridge structural project. For this, from the preliminary understanding of the physical behavior of different systems, some structural alternatives were defined and a static analysis using finite element models was carried out. The analysis and comparison of results allowed an improved understanding of the problem.

Furthermore, some relevant aspects in cable-stayed bridges were studied, such as: the preliminary stay design, the definition of initial prestressing force in the stays, the study of the fatigue behavior of the cables and the development of simple models to simulate the response of the bridge decks and pylons.

SUMÁRIO

LISTA DE TABELAS

LISTA DE FIGURAS

1. INTRODUÇÃO	1
1.1 EXEMPLOS REPRESENTATIVOS	1
1.2 ANÁLISE DA EVOLUÇÃO DA CONCEPÇÃO.....	8
1.3 LIMITAÇÕES DA APLICAÇÃO DAS PONTES ESTAIADAS	12
2. ANÁLISE DAS ALTERNATIVAS ESTRUTURAIS.....	14
2.1 SISTEMAS DE CABOS.....	16
2.1.1 <i>Estabilidade</i>	17
2.1.2 <i>Configuração longitudinal</i>	22
2.1.2.1 Sistema em harpa.....	22
2.1.2.2 Sistemas em leque	25
2.1.2.3 Sistema de cabos em múltiplos vãos	32
2.1.3 <i>Configuração transversal</i>	35
2.1.3.1 Sistemas com suspensão central.....	35
2.1.3.2 Sistemas com suspensão lateral.....	36
2.1.4 <i>Sistema de cabos sob carregamento lateral</i>	38
2.2 TABULEIRO	42
2.2.1 <i>Interação com o sistema de cabos</i>	42
2.2.1.1 Introdução	42
2.2.1.2 Atuação frente a solicitações verticais	43
2.2.2 <i>Condições de vinculação</i>	44
2.2.3 <i>Seções transversais</i>	48
2.2.3.1 Tabuleiros de aço	48
2.2.3.2 Tabuleiros de concreto	49
2.2.3.3 Tabuleiros mistos	50
2.2.4 <i>Configuração da seção transversal</i>	51
2.3 TORRE.....	55
2.3.1 <i>Comportamento na direção longitudinal</i>	55
2.3.1.1 Interação com o sistema de cabos	55
2.3.1.2 Condições de vinculação	56
2.3.2 <i>Configuração transversal</i>	58
2.3.2.1 Torres com mastro único.....	58
2.3.2.2 Torres com dois mastros.....	59
2.3.3 <i>Seção transversal</i>	63
3. MODELOS SIMPLIFICADOS PARA CONCEPÇÃO PRELIMINAR	65
3.1 ASPECTOS DE MODELAGEM.....	67
3.2 MODELOS PARA REPRESENTAÇÃO DO COMPORTAMENTO DO TABULEIRO NA FASE FINAL	68

3.2.1 Aspectos Gerais.....	68
3.2.2 Tabuleiro representado por uma viga sobre apoios elásticos.....	70
3.2.2.1 Determinação do módulo de elasticidade equivalente do estai.....	70
3.2.2.2 Determinação da matriz de rigidez do cabo.....	78
3.2.2.3 Equações diferenciais para cálculo simplificado da superestrutura	80
3.2.2.3.1 Estudo da flexão.....	80
3.2.2.3.2 Estudo da torção	86
3.3 MODELOS PARA ESTUDO DO COMPORTAMENTO DA TORRE	88
3.3.1 Estabilidade	88
3.3.2 Modelos simplificados para verificação da estabilidade	90
3.3.2.1 Estabilidade Transversal.....	91
3.3.2.2 Estabilidade Longitudinal	94
4. ANÁLISE DA FORMULAÇÃO DE DISCHINGER PARA SIMULAÇÃO DO COMPORTAMENTO DOS ESTAIS	96
5. ESTUDO PARAMÉTRICO	100
5.1 INTRODUÇÃO.....	100
5.2 PARÂMETROS ADOTADOS	101
5.2.1 Vão lateral e configuração dos cabos.....	101
5.2.2 Espaçamento entre estais.....	102
5.2.3 Altura da torre.....	103
5.2.4 Configuração transversal da torre.....	103
5.2.5 Configuração da seção transversal do tabuleiro	104
5.2.6 Definição dos modelos	104
5.3 MODELOS DE BARRA	107
5.3.1 Descrição das características dos Modelos.....	107
5.3.1.1 Modelo 1.....	107
5.3.1.1.1 Resumo das principais propriedades geométricas	107
5.3.1.1.2 Características gerais e estruturação do modelo de barras	109
5.3.1.1.3 Estudo da vinculação entre o tabuleiro e os encontros.....	113
5.3.1.1.4 Vinculação entre o tabuleiro e as torres.....	115
5.3.1.1.5 Determinação das propriedades geométricas das vigas do modelo de barras.....	115
5.3.1.1.5.1 Tabuleiro.....	115
5.3.1.1.5.2 Torre.....	117
5.3.1.1.5.3 Resumo das propriedades geométricas das vigas.....	117
5.3.1.1.5.4 Estais	118
5.3.1.1.6 Definição do carregamento a ser aplicado no modelo de barras	126
5.3.1.1.6.1 Peso próprio.....	126
5.3.1.1.6.2 Revestimento.....	126
5.3.1.1.6.3 Guarda-rodas.....	127
5.3.1.1.6.4 Trem Tipo 45.....	127
5.3.1.2 Modelo 2.....	128
5.3.1.3 Modelo 3.....	131
5.3.1.4 Modelo 4.....	132
5.3.1.5 Modelo 5.....	135
5.3.1.7 Modelo 6.....	137
5.3.1.8 Modelo 7.....	146

5.3.1.9 Modelo 8.....	149
6. RESULTADOS DO ESTUDO PARAMÉTRICO	152
6.1 MODELO 1 COMPARADO AO MODELO 2.....	153
6.1.1 <i>Tensões nos estais</i>	153
6.1.1.1 Tensão máxima.....	154
6.1.1.2 Tensão mínima	156
6.1.1.3 Flutuação de tensões.....	158
6.1.2 <i>Deslocamentos da torre e do tabuleiro</i>	159
6.1.3 <i>Momentos Fletores</i>	160
6.2 MODELO 1 COMPARADO AO MODELO 3.....	162
6.2.1 <i>Tensões nos estais</i>	162
6.2.1.1 Tensões máximas	162
6.2.1.2 Tensões mínimas.....	166
6.2.1.3 Flutuação de tensões.....	166
6.2.2 <i>Deslocamentos</i>	167
6.2.3 <i>Momentos Fletores</i>	168
6.2.4 <i>Esforço normal no tabuleiro</i>	170
6.3 MODELO 2 COMPARADO AO MODELO 4.....	171
6.3.1 <i>Tensões nos estais</i>	171
6.3.1.1 Tensões máximas	171
6.3.1.2 Tensões mínimas.....	172
6.3.1.3 Flutuação de tensões.....	173
6.3.2 <i>Momentos Fletores</i>	173
6.4 MODELO 1 COMPARADO AO MODELO 5.....	175
6.4.1 <i>Tensões nos estais</i>	175
6.4.1.1 Tensões máximas	175
6.4.1.2 Tensões mínimas.....	176
6.4.1.3 Flutuação de tensões.....	177
6.4.2 <i>Deslocamentos</i>	177
6.4.3 <i>Momentos Fletores</i>	178
6.4.4 <i>Esforço Normal</i>	180
6.5 MODELO 6 COMPARADO AO MODELO 7.....	181
6.5.1 <i>Tensões nos estais</i>	181
6.5.1.1 Tensões máximas	181
6.5.1.2 Tensões mínimas.....	183
6.5.1.3 Flutuação de tensões.....	184
6.5.2 <i>Deslocamentos</i>	185
6.5.3 <i>Momentos Fletores</i>	186
6.5.4 <i>Momento torsor no tabuleiro</i>	187
6.6 MODELO 6 COMPARADO AO MODELO 8.....	190
6.6.1 <i>Tensões nos estais</i>	190
6.6.1.1 Tensões máximas	190
6.6.1.2 Tensões mínimas.....	191
6.6.1.3 Flutuação de tensões.....	191
6.6.2 <i>Deslocamentos</i>	192
6.6.3 <i>Momentos Fletores</i>	193
6.6.4 <i>Momentos Torsores no Tabuleiro</i>	196
6.7 MODELO 4 COMPARADO AO MODELO 6.....	198

6.7.1 Tensões nos estais.....	199
6.7.1.1 Tensões máximas	199
6.7.1.2 Tensões mínimas.....	200
6.7.1.3 Flutuação de tensões.....	201
6.7.2 Deslocamentos.....	201
6.7.3 Momentos Fletores.....	203
6.7.4 Estudo do Comportamento à Torção	205
7. APLICAÇÃO DE MODELOS SIMPLIFICADOS PARA REPRESENTAÇÃO DO COMPORTAMENTO DO TABULEIRO NA FASE FINAL	212
7.1. MODELO DA ANALOGIA DA VIGA SOBRE APOIOS ELÁSTICOS	212
7.1.1 Validação do Modelo Teórico.....	213
7.1.1.1 Considerações iniciais	213
7.1.1.2 Adaptação da formulação da Analogia da Viga sobre Apoios Elásticos para plano de cabos com configuração em semi-harpa	213
7.1.2 Modelo simplificado com estimativa dos deslocamentos horizontais da torre	217
7.2. MODELO SIMPLIFICADO COM TABULEIRO ARTICULADO NOS PONTOS DE VINCULAÇÃO COM OS ESTAIS	222
8. ANÁLISE SIMPLIFICADA DE FADIGA	228
8.1 TENSÕES LIMITES	228
8.2 MÉTODO DE ANÁLISE.....	229
8.3 RESULTADOS OBTIDOS	233
9. ANÁLISE DO EFEITO DA TEMPERATURA, RETRAÇÃO E FLUÊNCIA	241
9.1 TEMPERATURA	241
9.2 RETRAÇÃO.....	242
9.2.1 Tabuleiro.....	242
9.2.2 Torre.....	243
9.3 FLUÊNCIA.....	243
9.4 TEMPERATURA EQUIVALENTE	244
9.5 ANÁLISE DOS RESULTADOS	244
10. APLICAÇÃO DOS MODELOS SIMPLIFICADOS PARA ESTUDO DO COMPORTAMENTO DA TORRE	247
10.1 MODELOS PARA ESTUDO DA FLEXÃO TRANSVERSAL DA TORRE	248
10.1.1 Modelo Simplificado	248
10.1.1.1 Análise Linear (Física e Geométrica)	248
10.1.1.2 Análise considerando a não-linearidade geométrica	250
10.1.2 Comparação com os resultados do modelo tridimensional.....	255
10.2 FLEXÃO LONGITUDINAL DA TORRE.....	257
11. CONSIDERAÇÕES FINAIS	259
REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS.....	267

LISTA DE TABELAS

Tabela 4.1	Comparação entre a rigidez do estai proposta por Dischinger $\left(\frac{E_{corr} \cdot A}{l}\right)$ e a estimada pelo ADINA (tg α nos pontos indicados)..	98
Tabela 5.1	Resumo das propriedades geométricas do Modelo 1.....	117
Tabela 5.2	Estimativa da área de aço necessária para os estais do Modelo 1.....	122
Tabela 5.3	Estimativa do módulo de elasticidade de Dischinger e pré-alongamento dos estais do Modelo 1.....	125
Tabela 5.4	Propriedades geométricas das transversinas do Modelo 6.....	144
Tabela 5.5	Resumo das propriedades geométricas para a seção celular (S2).....	145
Tabela 5.6	Propriedades geométricas da seção celular (S3)	149
Tabela 6.1	Tensões máximas nos estais dos Modelos 1 e 2.....	154
Tabela 6.2	Tensões mínimas nos estais dos Modelos 1 e 2.....	158
Tabela 6.3	Flutuação de tensões nos estais dos Modelos 1 e 2.....	159
Tabela 6.4	Tensões máximas nos estais dos Modelos 1, 3 inicial e 3 modificado.....	163
Tabela 6.5	Tensões mínimas nos estais dos Modelos 1 e 3.....	166
Tabela 6.6	Flutuação de tensões para os Modelos 1 e 3.....	167
Tabela 6.7	Tensões máximas nos estais dos Modelos 2 e 4 (MPa).....	172
Tabela 6.8	Tensões mínimas nos estais dos Modelos 2 e 4 (MPa).....	172
Tabela 6.9	Flutuação de tensões nos estais dos Modelos 2 e 4 (MPa).....	173
Tabela 6.10	Tensões máximas para os estais dos Modelos 1 e 5.....	176
Tabela 6.11	Tensões mínimas para os estais dos Modelo 1 e 5.....	176
Tabela 6.12	Flutuação de tensões para os Modelos 1 e 5.....	177
Tabela 6.13	Tensões máximas para os estais dos Modelos 6 e 7.....	182
Tabela 6.14	Tensões mínimas para os estais dos Modelos 6 e 7.....	183
Tabela 6.15	Flutuação de tensões para os estais dos Modelos 6 e 7.....	184
Tabela 6.16	Tensões máximas para os estais dos Modelos 6 e 8.....	190
Tabela 6.17	Tensões mínimas para os estais dos Modelos 6 e 8.....	191
Tabela 6.18	Flutuação de tensões para os estais dos Modelos 6 e 8.....	192
Tabela 6.19	Tensões máximas para os estais dos Modelos 4 e 6.....	199
Tabela 6.20	Tensões mínimas para os estais dos Modelos 4 e 6.....	200

Tabela 6.21	Flutuação de tensões para os estais dos Modelos 4 e 6.....	201
Tabela 6.22	Tensões máximas de tração nas fibras inferiores (σ^+) e superiores (σ^-) dos Modelos 4 e 6 e momentos fletores positivos (M^+) e negativos (M^-) para os respectivos modelos	204
Tabela 6.23	Tensões máximas de tração nas fibras inferiores (σ^+) e superiores (σ^-) dos Modelos 4 e 6 e momentos fletores positivos (M^+) e negativos (M^-) para os respectivos modelos submetidos ao carregamento de torção.....	207
Tabela 6.24	Tensões máximas de tração nas fibras inferiores (σ^+) e superiores (σ^-) dos Modelos 4 e 6 e momentos fletores positivos (M^+) e negativos (M^-) para os respectivos modelos, submetidos ao carregamento de sobrecarga disposto no vão central, em toda a largura da seção.....	208
Tabela 6.25	Comparação entre os momentos fletores das duas alternativas para o mesmo carregamento vertical, mas para a situação com carregamento de torção e sem.....	208
Tabela 6.26	Diferenças entre forças (kN) nos estais dos Modelos 4 e 6, conforme numeração apresentada na Figura 5.19.....	210
Tabela 7.1	Esforço normal nos 40 primeiros estais.....	222
Tabela 7.2	Comparação entre o Modelo 1 articulado e completo.....	226
Tabela 8.1	Resultados obtidos a partir do modelo com estimativa da protensão inicial pelo controle de carga. Indicação em vermelho dos valores acima dos máximos admissíveis definidos no item 8.1..	234
Tabela 8.2	Resultados obtidos a partir da correção das áreas dos estais da Tabela 8.1 por um fator equivalente a $\frac{\Delta\sigma}{125}$	234
Tabela 8.3	Comparação da estimativa da força normal de protensão para os estais, pelo controle de força (estimativa em função do equilíbrio dos carregamentos na largura de influência dos estais) e controle de flechas (enrijecendo-se os estais).....	237
Tabela 8.4	Resultados obtidos a partir do modelo com estimativa de protensão inicial pelo controle de flecha (enrijecendo-se os estais)..	238
Tabela 8.5	Resultados obtidos a partir da correção da área dos estais indicada na Tabela 8.4, por um fator de acréscimo gradual.....	239
Tabela 8.6	Resultados obtidos a partir da correção da área dos estais indicados na Tabela 8.5, pelos fatores citados acima.....	240
Tabela 9.1	Tabela comparativa entre resultados do Modelo 4 com e sem temperatura.	244
Tabela 10.1	Resumo dos esforços R_i aplicados nos pontos de vinculação entre a torre e os estais, a excentricidade e_i e o respectivo momento fletor na seção da torre imediatamente acima do tabuleiro.....	254

LISTA DE FIGURAS

Figura 1.1	Ponte Brooklyn (vão central de 486,50 m, 1883), nos Estados Unidos.....	3
Figura 1.2	Evolução dos máximos vãos transponíveis por pontes estaiadas nos últimos anos.....	7
Figura 1.3	Ponte Knee (vão central de 320 m, 1969), na Alemanha.....	9
Figura 1.4	Ponte de Maracaibo (vãos de 235 m, 1962), na Venezuela.....	9
Figura 1.5	Ponte Friedrich Ebert (vão central de 280 m, 1967), na Alemanha..	10
Figura 1.6	Ponte Pasco Kennewick (vão central de 300 m, 1978), nos Estados Unidos.....	11
Figura 2.1	Casos de concepção.....	15
Figura 2.2	Sistemas de cabos para pontes estaiadas: sistema em leque, sistema em harpa, sistema em harpa modificado.....	16
Figura 2.3	Sistema externamente ancorado (a) e sistema auto-ancorado (b)	16
Figura 2.4	Sistemas de cabos estáveis de primeira ordem (a), estáveis de Segunda ordem (b) e instáveis (c)	18
Figura 2.5	Sistema de cabos com configuração em leque (estável de primeira ordem).....	18
Figura 2.6	Sistema de cabos com configuração em harpa (instável).....	19
Figura 2.7	Sistema em harpa com apoios intermediários nos vãos laterais.....	19
Figura 2.8	Sistemas estruturais de uma ponte estaiada simétrica e autoancorada.....	20
Figura 2.9	Sistemas de cabos de ancoragem externa parcial: I – Sistema estável de segunda ordem, II – Sistema estável de primeira ordem.....	22
Figura 2.10	Sistema em harpa com dois pares de estais.....	23
Figura 2.11	Modelo para análise.....	23
Figura 2.12	Momentos induzidos no tabuleiro para o carregamento representado na Figura 2.11 e para torre com rigidez à flexão desprezível.....	23
Figura 2.13	Momentos induzidos na torre para o carregamento representado na Figura 2.11 e para tabuleiro com rigidez à flexão desprezível.....	24
Figura 2.14	Deformação de um sistema em harpa com carga variável disposta no vão central apenas.....	24
Figura 2.15	Sistema em harpa com vão lateral inferior à metade do central e com apoios intermediários.....	25

Figura 2.16	Sistema em harpa de múltiplos cabos, torre rígida e apoios laterais deslocados das extremidades.....	25
Figura 2.17	Modelos básicos para análise comparativa.....	26
Figura 2.18	Diagramas de força normal no tabuleiro e na torre obtidos no estudo comparativo indicado na Figura 2.17.....	27
Figura 2.19	Diagrama de momentos fletores para uma torre com sistema em leque modificado	28
Figura 2.20	Linhas elásticas para uma ponte de três vãos e cada um destes sistemas de cabos, para os casos de carregamento representados.....	29
Figura 2.21	Diversos arranjos estruturais para o sistema de cabos em leque.....	30
Figura 2.22	Sistema de cabos em múltiplos vãos.....	33
Figura 2.23	Forças atuantes em uma torre engastada ao tabuleiro de um sistema auto-ancorado.....	34
Figura 2.24	Configuração de uma torre triangular em um sistema auto-ancorado.....	34
Figura 2.25	Seção transversal da Ponte Socorridos (vão central de 106 m, 1993), em Portugal.....	36
Figura 2.26	Equilíbrio do momento torsor, causado pela força P, através dos planos de cabos.....	36
Figura 2.27	Equilíbrio do momento torsor, causado pela força P, em parte pelos dois planos de cabos e em parte pela rigidez à torção do tabuleiro.....	37
Figura 2.28	Sistema de cabos auto-ancorado: (a) perspectiva, (b) detalhe em planta do tabuleiro, (c) detalhe da torre.....	39
Figura 2.29	Sistema de cabos externamente ancorado: (a) perspectiva, (b) detalhe em planta do tabuleiro, (c) detalhe da torre.....	39
Figura 2.30	Suporte lateral oferecido por um sistema de cabos externamente ancorado substituído por uma viga contínua sobre apoios elásticos	40
Figura 2.31	Comparação entre os diagramas de momentos fletores para cargas de peso próprio de uma ponte em viga e de uma estaiada.....	42
Figura 2.32	Três condições de vinculações longitudinais possíveis para o tabuleiro.....	44
Figura 2.33	Esforços normais nos vãos centrais dos tabuleiros dos sistemas indicados na Figura 2.32.....	45
Figura 2.34	Dois sistemas de vinculação longitudinal do tabuleiro.....	46
Figura 2.35	Conexão entre tabuleiro e torre capaz de transmitir forças laterais e momento torsores.....	47
Figura 2.36	Configurações possíveis para o tabuleiro: seção antiga (a) e atual (b).....	48

Figura 2.37	Seção transversal de concreto da Ponte Quetzalapa (vão central de 213 m, 1993), no México.....	50
Figura 2.38	Quatro configurações básicas para a seção transversal.....	51
Figura 2.39	Seção transversal de concreto com configuração aberta.....	51
Figura 2.40	Configurações básicas para as seções transversais do tabuleiro.....	52
Figura 2.41	Seção transversal da Ponte Faro, na Dinamarca.....	52
Figura 2.42	Seção transversal da Ponte Brotonne, na França.....	53
Figura 2.43	Seções transversais básicas para tabuleiros com rigidez à torção e dois planos de cabos.....	54
Figura 2.44	Seções transversais básicas para seções com vigas longitudinais em treliça.....	55
Figura 2.45	Duas condições de vinculação possíveis para a torre suportando um sistema de cabos central.....	57
Figura 2.46	Duas condições de vinculação possíveis para torres com dois mastros.....	57
Figura 2.47	Torre com configuração em Y invertido, que suporta um plano de cabos central.....	58
Figura 2.48	Torre de mastro único e dois planos de cabos inclinados.....	58
Figura 2.49	Configurações possíveis para a torre.....	59
Figura 2.50	Tabuleiro com viga descontínua na intersecção com a torre.....	59
Figura 2.51	Tabuleiro contínuo com manutenção de alinhamento entre os eixos dos mastros e os planos de cabos (Steyregger Bridge).....	60
Figura 2.52	Torre suportando um sistema de cabos em harpa modificado	60
Figura 2.53	Comparação entre flechas do tabuleiro em um sistema com dois planos de cabos e torres verticais (a) e outro com dois planos de cabos inclinados e torre na forma de A (b)	61
Figura 2.54	Distribuição da força horizontal H_p entre os dois planos de cabos...	62
Figura 2.55	Momentos fletores e deformações dos três tipos de torres indicadas.....	63
Figura 2.56	Seção transversal de uma torre em aço.....	64
Figura 2.57	Torre em concreto da Ponte de Baytown (vão central de 381 m, 1995), nos Estados Unidos.....	64
Figura 3.1	Fluxograma simplificado do projeto de uma ponte estaiada.....	66
Figura 3.2	Propriedades geométricas do estai.....	70
Figura 3.3	Condições 1 e 2 de análise.....	73
Figura 3.4	Estai horizontal equivalente ao estai inclinado representado.....	75
Figura 3.5	Módulo de elasticidade equivalente para um estai com tensão variando de σ_1 a σ_2	77

Figura 3.6	Módulo de elasticidade tangente.....	77
Figura 3.7	Estai e graus de liberdade de deslocamentos considerados.....	78
Figura 3.8	Modelo simplificado do tabuleiro de uma ponte estaiada.....	81
Figura 3.9	Rigidez equivalente de dois cabos pertencentes à mesma seção transversal.....	81
Figura 3.10	Equilíbrio do esforço horizontal desequilibrado H pelo cabo de ancoragem.....	84
Figura 3.11	Carregamentos aplicados na viga sobre apoios elásticos.....	85
Figura 3.12	Estudo da torção do tabuleiro.....	87
Figura 3.13	Pilar isostático submetido à força normal N	88
Figura 3.14	Instabilidade na flexão composta.....	90
Figura 3.15	Resultante R_T das forças T_A e T_C nos cabos, atuante no topo da torre.....	91
Figura 3.16	Modelo simplificado para estudo da estabilidade da torre, submetida a deslocamentos laterais de seu topo.....	92
Figura 3.17	Direção da força R_T quando o tabuleiro apresenta deslocamentos laterais.....	92
Figura 3.18	Modelo simplificado para torre submetida à flexão e tabuleiro apresentando deslocamentos horizontais.....	93
Figura 3.19	Forças atuantes na torre e diagrama de momentos fletores correspondente.....	93
Figura 3.20	Direção da força horizontal ΔH aplicada pelo sistema de cabos, dependendo da relação entre a força normal atuante na torre e a força crítica de flambagem.....	94
Figura 4.1	Características geométricas do estai em estudo.....	97
Figura 4.2	Diagrama de variação do esforço normal N em função do alongamento axial Δs	98
Figura 5.1	Configurações adotadas para o sistema de cabos.....	102
Figura 5.2	Modelos de barra para a Etapa 1.....	105
Figura 5.3	Modelos de barra para as Etapas 2, 3 e 4.....	106
Figura 5.4	Corte longitudinal do Modelo 1.....	108
Figura 5.5	Encontro – Detalhe C da Figura 5.4.....	108
Figura 5.6	Seção transversal (S1) do tabuleiro e detalhe da transversina no corte A-A.....	108
Figura 5.7	Características geométricas da torre (T1).....	109
Figura 5.8	Detalhe D da Figura 5.7 – modelagem da ligação entre o tabuleiro e a torre.....	110
Figura 5.9	Perspectiva global do Modelo 1.....	110

Figura 5.10	Indicação dos apoios elásticos nas torres e nos encontros.....	111
Figura 5.11	Detalhe da modelagem da região do encontro.....	112
Figura 5.12	Perspectiva da região do encontro.....	112
Figura 5.13	Duas alternativas viáveis para vinculação do tabuleiro.....	113
Figura 5.14	Configuração deformada para a Alternativa 1, ampliada 30 vezes....	114
Figura 5.15	Configuração deformada para a Alternativa 2, ampliada 30 vezes....	114
Figura 5.16	Seções consideradas para cálculo das propriedades das vigas, na elaboração dos modelos em elementos finitos.....	118
Figura 5.17	Indicação da numeração adotada para os estais nos 395 m iniciais da ponte.....	121
Figura 5.18	Indicação da numeração adotada para os estais nos 395 m finais da ponte.....	121
Figura 5.19	Equilíbrio do estai sob efeito do peso próprio.....	126
Figura 5.20	Alternância da sobrecarga de multidão.....	127
Figura 5.21	Corte longitudinal do Modelo 2.....	128
Figura 5.22	Perspectiva global do Modelo 2.....	129
Figura 5.23	Detalhe A da Figura 5.22.....	129
Figura 5.24	Indicação da nomenclatura adotada para identificação dos estais....	130
Figura 5.25	Corte longitudinal do Modelo 3	131
Figura 5.26	Perspectiva global do Modelo 3	132
Figura 5.27	Corte longitudinal do Modelo 4.....	132
Figura 5.28	Detalhe C da Figura 5.27	133
Figura 5.29	Identificação dos estais assimétricos para estimativa do pré-alongamento inicial	134
Figura 5.30	Perspectiva global do Modelo 4	135
Figura 5.31	Corte longitudinal do Modelo 5	135
Figura 5.32	Identificação da nomenclatura da equação 5.14.....	136
Figura 5.33	Perspectiva global do Modelo 5	137
Figura 5.34	Corte longitudinal do Modelo 6	138
Figura 5.35	Detalhe C da Figura 5.34	138
Figura 5.36	Seção transversal do tabuleiro (S2)	138
Figura 5.37	Características geométricas da torre (T1).....	139
Figura 5.38	Perspectiva global do Modelo 6	140
Figura 5.39	Metade da seção da transversina do Modelo 6	141

Figura 5.40	Seção considerada para cálculo da inércia a flexão vertical de uma transversina intermediária do Modelo 6	142
Figura 5.41	Seção considerada para cálculo da inércia a flexão vertical da transversina extrema do Modelo 6	142
Figura 5.42	Exemplo de hipóteses adotadas para cálculo da inércia a flexão horizontal (I_H) e área (A) das transversinas do Modelo 6.....	143
Figura 5.43	Corte A-A da Figura 5.42, com representação das células consideradas para cálculo da inércia à torção das transversinas indicadas.....	144
Figura 5.44	Corte longitudinal do Modelo 7.....	146
Figura 5.45	Seção transversal do tabuleiro (S3).....	147
Figura 5.46	Perspectiva global do Modelo 7.....	148
Figura 5.47	Propriedades geométricas da torre em diamante (T3).....	150
Figura 5.48	Perspectiva global do Modelo 8.....	151
Figura 6.1	Configuração original e deformada (ampliada em 30 x) para o Modelo 1, submetido ao carregamento 14 da Figura 5.20. Indicação dos estais 1, 2, 59 e 60 e deslocamentos (m) dos topos das torres e extremidades do tabuleiro.....	156
Figura 6.2	Configuração original e deformada (ampliada em 30 x) para o Modelo 2, submetido ao carregamento 14 da Figura 5.20. Indicação dos estais 1,2, 59 e 60 e deslocamentos (m) dos topos das torres e extremidades do tabuleiro.....	156
Figura 6.3	Configuração original e deformada (ampliada em 30 x) para o Modelo 1, submetido ao carregamento 15 da Figura 5.20. Indicação dos estais 1,2, 59 e 60 e deslocamentos (m) dos topos das torres e extremidades do tabuleiro.....	157
Figura 6.4	Configuração original e deformada (ampliada em 30 x) para o Modelo 2, submetido ao carregamento 15 da Figura 5.20. Indicação dos estais 1,2, 59 e 60 e deslocamentos (m) dos topos das torres e extremidades do tabuleiro.....	158
Figura 6.5	Configurações deformadas (ampliadas 30x) para sobrecarga de multidão disposta no vão central apenas.....	160
Figura 6.6	Envoltória de momentos fletores para o tabuleiro. Indicação dos máximos momentos fletores negativos e positivos (kN.m), conforme representado, ao longo da extensão do tabuleiro.....	161
Figura 6.7	Envoltória, em perspectiva, dos momentos fletores longitudinais na torre direita dos Modelos 1 e 2. Indicação dos valores máximos (kN.m), posicionados do mesmo lado da face em que ocorre o respectivo esforço solicitante.....	161
Figura 6.8	Nova configuração do Modelo 3 (Modelo3modificado), após retirada de dois estais próximos à torre.....	162

Figura 6.9	Configuração original e deformada (ampliada em 30 x) para o Modelo 3, submetido ao carregamento 14 da Figura 5.20. Indicação dos deslocamentos (m) dos topos das torres e extremidades do tabuleiro.....	164
Figura 6.10	Configuração original e deformada (ampliada em 30 x) para o Modelo 3, submetido ao carregamento 5 da Figura 5.20. Indicação dos deslocamentos (m) dos topos das torres e extremidades do tabuleiro.....	164
Figura 6.11	Configurações deformadas (ampliadas 30 x) dos Modelos 1 e 3 modificado, para atuação de sobrecarga de multidão apenas, nas posições que causam máxima flecha no vão central.....	168
Figura 6.12	Configurações deformadas (ampliadas 30 x) dos Modelos 1 e 3 modificado, para atuação de sobrecarga de multidão apenas, nas posições que causam máxima flecha no vão lateral.....	168
Figura 6.13	Envoltória de momentos fletores para os Modelos 1 e 3 modificado (kN.m).....	169
Figura 6.14	Envoltória de momentos fletores transversais para as torres dos Modelos 1 e 3 modificado (kN.m).....	170
Figura 6.15	Envoltória, em perspectiva, dos momentos fletores longitudinais na torre direita dos Modelos 1 e 3 modificado. Indicação dos valores máximos (kN.m), posicionados do mesmo lado da face em que ocorre o respectivo esforço solicitante.....	170
Figura 6.16	Envoltória de esforço normal no tabuleiro, devido à carga permanente e variável para os Modelos 1 e 3 modificado. Valores máximos indicados em kN. Esforços máximos de compressão indicados acima do diagrama e de tração abaixo.....	171
Figura 6.17	Envoltória de momentos fletores para os Modelos 2 e 4 (kN.m).....	174
Figura 6.18	Envoltória, em perspectiva, dos momentos fletores longitudinais nas torres dos Modelos 2 e 4. Indicação dos valores máximos (kN.m), posicionados do mesmo lado da face em que ocorre o respectivo esforço solicitante.....	175
Figura 6.19	Deformadas (ampliadas 30 x) para os Modelo 1 e 5 para a situação de deslocamento máximo no vão central.....	178
Figura 6.20	Envoltória de momentos fletores (kN.m) no tabuleiro para os Modelos 1 e 5.....	179
Figura 6.21	Envoltória, em perspectiva, dos momentos fletores longitudinais nas torres dos Modelos 1 e 5. Indicação dos valores máximos (kN.m), posicionados do mesmo lado da face em que ocorre o respectivo esforço solicitante.....	179
Figura 6.22	Envoltória de momentos fletores transversais (kN.m) devido à sobrecarga, para os Modelos 1 e 5.....	180

Figura 6.23	Envoltória de esforços normais no tabuleiro, para carga permanente e variável com alternância, para os Modelos 1 e 5. Os valores indicados acima do diagrama correspondem aos máximos esforços de compressão no tabuleiro e abaixo aos máximos esforços de tração (kN).....	181
Figura 6.24	Configuração deformada para o tabuleiro do Modelo 6, submetido à sobrecarga de multidão na posição 12 da Figura 5.20.....	182
Figura 6.25	Configuração deformada para o tabuleiro do Modelo 7, submetido à sobrecarga de multidão na posição 5 da Figura 5.20.....	183
Figura 6.26	Deformadas (ampliadas 30 x) para os Modelos 6 e 7, para sobrecarga disposta apenas no vão central.....	185
Figura 6.27	Deformadas (ampliadas 30 x) para os Modelos 6 e 7, para condição de flecha máxima no vão lateral.....	185
Figura 6.28	Envoltória de momentos fletores (kN.m) para os Modelos 6 e 7.....	186
Figura 6.29	Envoltória, em perspectiva, dos momentos fletores longitudinais nas torres dos Modelos 6 e 7. Indicação dos valores máximos (kN.m), posicionados do mesmo lado da face em que ocorre o respectivo esforço solicitante.....	187
Figura 6.30	Momentos torsores (kN.m) no tabuleiro para meio tabuleiro carregado com sobrecarga de multidão, nos Modelos 6 e 7.....	188
Figura 6.31	Momentos fletores longitudinais (kN.m) na torre para meio tabuleiro carregado com sobrecarga de multidão, nos Modelos 6 e 7. Indicação dos máximos valores, que ocorrem na base para o Modelo 6 e na seção de vinculação entre a torre e o tabuleiro no Modelo 7.....	189
Figura 6.32	Momentos fletores transversais (kN.m) na torre para meio tabuleiro carregado com sobrecarga de multidão, nos Modelos 6 e 7.....	189
Figura 6.33	Deformadas (ampliadas 30 x) dos Modelos 6 e 8, para sobrecarga de multidão disposta no vão central.....	193
Figura 6.34	Deformadas (ampliadas 30 x) dos Modelos 6 e 8, para condição de flecha máxima no vão lateral.....	193
Figura 6.35	Envoltória de momentos fletores (kN.m) para os Modelos 6 e 8.....	193
Figura 6.36	Envoltória, em perspectiva, dos momentos fletores longitudinais nas torres dos Modelos 6 e 8. Indicação dos valores máximos (kN.m), posicionados do mesmo lado da face em que ocorre o respectivo esforço solicitante.....	195
Figura 6.37	Envoltória de momentos fletores transversais (kN.m) devido à sobrecarga, para os Modelos 6 e 8.....	195
Figura 6.38	Corte transversal das torres e dos estais, para os Modelos 6 e 8 respectivamente.....	196

Figura 6.39	Envoltória de momentos fletores no tabuleiro (kN.m) devido à sobrecarga, para os Modelos 6 e 8.....	197
Figura 6.40	Momentos fletores longitudinais (kN.m) nas torres dos Modelos 6 e 8, devido ao carregamento de torção.....	198
Figura 6.41	Momentos torsores (kN.m) nas torres dos Modelos 6 e 8, devido ao carregamento de torção.....	198
Figura 6.42	Configuração deformada (ampliada 30 x) das longarinas do Modelo 4 e da longarina central do Modelo 6, para sobrecarga disposta no vão central apenas.....	202
Figura 6.43	Configuração deformada (ampliada 30 x) das longarinas do Modelo 4 e para a longarina central do Modelo 6, para condição de flecha máxima no vão lateral.....	202
Figura 6.44	Envoltória de momentos fletores (kN.m) para o Modelo 4 (dobro dos esforços em uma das longarinas) e para o Modelo 6 (esforços na viga central).....	203
Figura 6.45	Envoltória, em perspectiva, dos momentos fletores longitudinais nas torres dos Modelos 4 e 6. Indicação dos valores máximos (kN.m), posicionados do mesmo lado da face em que ocorre o respectivo esforço solicitante.....	205
Figura 6.46	Diagramas de momentos fletores (KN.m) para as longarinas do Modelo 4, submetido ao carregamento de torção.....	206
Figura 6.47	Diagrama de momentos fletores (KN.m) para o tabuleiro do Modelo 6, submetido ao carregamento de torção.....	207
Figura 6.48	Diagramas de momentos torsores (KN.m) para as longarinas (equivalente para as duas) do Modelo 4, submetido ao carregamento de torção.....	209
Figura 6.49	Diagrama de momentos torsores (KN.m) para a viga central do Modelo 6, submetido ao carregamento de torção.....	210
Figura 6.50	Diagramas de momentos fletores (KN.m) para as torres dos Modelos 4 e 6, submetidos ao carregamento de torção.....	211
Figura 6.51	Diagramas de momentos torsores (KN.m) para as torres dos Modelos 4 e 6, submetidos ao carregamento de torção.....	211
Figura 7.1	Modelo da Analogia da Viga sobre Apoios Elásticos para configuração de estais em semi-harpa.....	214
Figura 7.2	Diagrama de momentos fletores (kN.m) para uma das longarinas do modelo tridimensional.....	215
Figura 7.3	Diagrama de momentos fletores (kN.m) para o modelo simplificado, que representa as duas longarinas.....	215
Figura 7.4	Deformada de uma das vigas longitudinais para o modelo tridimensional.....	216
Figura 7.5	Deformada do tabuleiro para o modelo simplificado.....	216

Figura 7.6	Esquema estrutural simplificado.....	217
Figura 7.7	Diagrama de momentos fletores (das duas longarinas) para o modelo simplificado com valores aproximados para os deslocamentos da torre. (kN.m).....	219
Figura 7.8	Deformada do tabuleiro para o modelo simplificado com valores aproximados para os deslocamentos da torre.....	220
Figura 7.9	Deformada para o Modelo 4 articulado, ampliada em 10 vezes, e estrutura original.....	223
Figura 7.10	Deformada para o Modelo 4 completo, ampliada em 10 vezes, e estrutura original.....	223
Figura 7.11	Deformada do Modelo 1 articulado, ampliada em 50 vezes, e estrutura original.....	224
Figura 7.12	Deformada do Modelo 1 completo, ampliada em 50 vezes, e estrutura original.....	225
Figura 7.13	Diagrama de momentos fletores (kN.m) para o Modelo 1 articulado.....	225
Figura 7.14	Diagrama de momentos fletores (kN.m) para o Modelo 1 completo.....	226
Figura 8.1	Linhas de influência de esforço normal nos estais 1 a 5, para carga de 100 kN caminhando sobre o eixo.....	231
Figura 8.2	Linhas de influência de esforço normal nos estais 19, 20, 41, 42, 59 e 60, para carga de 100 kN caminhando sobre o eixo.....	231
Figura 8.3	Linhas de influência de esforço normal nos estais 1 a 5, para carga de 100 kN caminhando sobre a longarina na qual estes estais estão conectados.....	232
Figura 8.4	Linhas de influência de esforço normal nos estais 19, 20, 41, 42, 59 e 60, para carga de 100 kN caminhando sobre a longarina na qual estes estais estão conectados.....	232
Figura 8.5	Linha de influência para esforço normal nos estais 1 a 5 após alteração de suas áreas, para carga de 100 kN caminhando sobre o eixo.....	235
Figura 8.6	Linha de influência para esforço normal nos estais 19, 20, 41, 42, 59 e 60, após alteração de suas áreas, para carga de 100 kN caminhando sobre o eixo.....	236
Figura 9.1	Deformadas para o Modelo 4 com temperatura (em vermelho) e sem temperatura, com sobrecarga disposta apenas no vão central...	245
Figura 9.2	Envoltória de momentos fletores para o Modelo 4 com temperatura (em vermelho) e sem temperatura. Indicação do máximo momento fletor positivo e do máximo momento fletor negativo na legenda, conforme representado.....	246
Figura 10.1	Pórtico transversal para análise linear do efeito do vento na torre...	249

Figura 10.2	Diagrama de momentos fletores trasnversais (kN.m) na torre, resultante do processamento do pórtico da Figura 10.1.....	250
Figura 10.3	Representação esquemática da deformada da torre e do tabuleiro, após atuação do vento transversal.....	251
Figura 10.4	Deformada do pórtico transversal para atuação do vento transversal e análise linear.....	252
Figura 10.5	Desenho em planta de um trecho do tabuleiro, na configuração original e deformada (em azul), para determinação da excentricidade e.....	253
Figura 10.6	Diagrama de momentos fletores transversais (kN.m) na torre, considerando-se a não-linearidade geométrica.....	255
Figura 10.7	Diagrama de momentos fletores transversais (kN.m) na torre, obtido a partir da análise linear do modelo tridimensional, com indicação entre parênteses do desvio dos valores do modelo simplificado em relação a estes.....	256
Figura 10.8	Diagrama de momentos fletores transversais (kN.m) na torre, obtido a partir da análise não linear do modelo tridimensional, com indicação entre parênteses do desvio dos valores do modelo simplificado em relação a estes.....	256
Figura 10.9	Diagrama de momentos fletores longitudinais (kN.m) para a torre direita, obtido a partir da análise linear do modelo tridimensional, para carregamento permanente, sobrecarga e vento longitudinal.....	257
Figura 10.10	Diagrama d momentos fletores longitudinais (kN.m) para a torre, obtido a partir da análise geometricamente não linear do modelo tridimensional, para carregamento permanente, sobrecarga e vento longitudinal.....	258

CAPÍTULO 1

INTRODUÇÃO

1.1 Exemplos Representativos

A idéia de suportar um vão por meio de cabos ou correntes que partem de uma torre de sustentação é muito antiga. Os egípcios, por exemplo, já utilizavam este conceito quando projetavam suas embarcações. Indícios arqueológicos indicam que os índios americanos construíam passarelas pênséis de madeira. Pontes pênséis de ferro, construídas nas montanhas do Tibet, estão em registros imperiais chineses de 65 D.C. (WITTFOHT, 1984).

A história registra inúmeros exemplos da aplicação desta concepção estrutural. *Croquis* do croata Faustus Verantius, datados de 1617, representam uma ponte pênsil constituída de correntes. Em 1784, um carpinteiro alemão, Immanuel Löscher, projetou uma estrutura estaiada inteiramente de madeira. Dois engenheiros britânicos, Redpath e Brown, construíram em 1817 a passarela King's Meadow com um vão de 34 m, utilizando estais de ferro.

Em 1821, o arquiteto francês Poyet sugeriu que as vigas fossem suportadas por barras de aço, ancoradas no topo de uma torre, representando o chamado arranjo em leque.

Hatley propôs, em 1840, outro tipo de arranjo para os cabos, conhecido como harpa, no qual os estais estão dispostos paralelamente.

Os exemplos citados deixam claro que as pontes suportadas por cabos, sejam elas estaiadas ou pênséis, são sistemas estruturais muito antigos e diversas obras assim projetadas apresentaram desempenho satisfatório. No entanto, alguns acidentes foram responsáveis pela restrição à sua utilização por cerca de um século (LEONHARDT, 1974).

Em 1818, uma ponte sustentada por correntes inclinadas, com 79,20 m de vão e 1,22 m de largura, construída em Dryburgh Abbey, na Inglaterra, entrou em colapso apenas seis meses depois do término de sua construção. Conforme parecer apresentado por C. L. Navier na época, o colapso teria sido causado pela sua instabilidade aerodinâmica. Foram necessários diversos acidentes deste tipo, como por exemplo o colapso da ponte pênsil Tacoma Narrow em 1940, nos Estados Unidos, para que este fenômeno fosse compreendido. É interessante notar que essas duas pontes possuíam esbeltez semelhante no plano horizontal (relação vão/largura) e este parâmetro é considerado indicativo do comportamento aerodinâmico de uma ponte.

Outro acidente ocorrido em 1825, demonstra a falta de conhecimento técnico para o projeto de tais pontes naquela época. Uma ponte estaiada de 78 m de vão, construída sobre o Rio Saale, em Nienburg, Alemanha, entrou em colapso quando submetida à sobrecarga de multidão. A causa oficial do acidente nunca foi publicada, no entanto a literatura técnica remete à hipótese de sobrecarga excessiva, que adicionada à elevada deformabilidade teria causado momentos de segunda ordem de grande magnitude no tabuleiro, para os quais a ponte não tinha sido projetada (WALTHER, 1985).

Diversas obras com sistemas mistos (cabos pênséis e estais) foram construídas nas décadas seguintes e auxiliaram na compreensão e aperfeiçoamento das estruturas suportadas por cabos.

Em 1855, J. Roebling construiu nos Estados Unidos, em Niagara, uma estrutura de dois tabuleiros suportados por cabos parabólicos e estais inclinados, com um vão de 280 m. A grande rigidez proporcionada por estruturas de dois tabuleiros pôde ser comprovada por testes executados na estrutura pronta, que indicaram um deslocamento de apenas 0,25 m sob carregamento de uma composição ferroviária de vagões carregados (isso representa uma flecha de apenas cerca de 1/1000 do vão) (WALTHER, 1985).

Ordish e Le Fleuve construíram a ponte Albert (suspensa e com estais) sobre o rio Thames (Inglaterra, 1872) com um vão de 122 m e superestrutura suficientemente rígida para permitir a ligação dos estais em pontos significativamente afastados.

Em 1883, foi construída, em Nova York, uma das mais notáveis pontes suportadas por cabos: a famosa ponte Brooklyn (Figura 1.1), com uma vão central de 486,50 m e um comprimento total de 1059,90 m. Essa obra é considerada por diversos autores como a primeira grande obra de arte na qual os estais ocupam um papel importante, suportando quase a totalidade de cargas permanentes. Ela foi projetada por J. Roebling, que utilizou os mesmos princípios de dimensionamento da ponte de Niagara, onde o trecho central é suportado pelo cabo parabólico e os estais atuam principalmente na vizinhança das torres. Desta forma, J. Roebling concebeu uma estrutura altamente hiperestática, em uma época que os modernos procedimentos de cálculo estrutural inexistiam, utilizando somente sua intuição e conhecimento de que os cabos inclinados podiam aumentar consideravelmente a rigidez das pontes suspensas, sua estabilidade aerodinâmica e evitar a ruína da estrutura no caso de ruptura do cabo parabólico.

Devido ao sucesso destas estruturas híbridas, que utilizam sistemas de cabos pênseis e estais associados, as pontes exclusivamente estaiadas foram pouco utilizadas até meados do século XX.

*Figura 1.1: Ponte Brooklyn (vão central de 486,50 m, 1883), nos Estados Unidos.
Godden Collection, Earthquake Engineering Research Center, University of California, Berkeley
Fonte: Godden Structural Engineering Slide Index*

O engenheiro francês A. Gislard desenvolveu um novo sistema em 1899, caracterizado pela adição de cabos capazes de receber as componentes de forças horizontais introduzidas pelos estais. O benefício deste arranjo é cancelar as tensões de compressão no tabuleiro, a fim de se evitar o fenômeno de instabilidade por deformação. Além disso, a transmissão mais direta das cargas ocasiona um acréscimo da rigidez do sistema. No entanto, elimina-se deste modo o efeito favorável de inibição da fissuração propiciado pelas tensões de compressão que seriam introduzidas no tabuleiro pelos estais.

Em 1920, Eduardo Torroja construiu a famosa ponte estaiada do aqueduto de Tampul.

O engenheiro alemão Dischinger foi o grande responsável pelo desenvolvimento das pontes estaiadas a partir de 1938. Ele descobriu que os deslocamentos podem ser reduzidos consideravelmente pela utilização de estais de aço de alta resistência submetidos a elevadas tensões, minimizando deste modo a perda de rigidez devido à curvatura dos cabos. Além disso, suas investigações teóricas e experimentais demonstraram que a rigidez e a estabilidade aerodinâmica das pontes pênséis podem ser consideravelmente aumentadas pela utilização de estais protendidos.

Grande parte do estímulo à utilização de estruturas estaiadas deve-se ao esforço de reconstrução da Europa após a Segunda Guerra Mundial. Muitas pontes não estavam mais em pé, porém suas fundações permaneciam muitas vezes intactas impondo aos engenheiros o desafio de aproveitar essas infraestruturas construindo pontes mais leves e compensando assim o aumento da carga de tráfego (PETROSKI, 1995). Diversas obras estaiadas foram propostas em competições para a reconstrução das pontes que cruzavam o Rio Reno (LEONHARDT, 1974).

As primeiras pontes modernas exclusivamente estaiadas foram: a ponte do canal de Donzere (França, 1951, vão de 81,0 m), para o concreto; e a ponte de Strömsund (Suécia, 1956, vão de 103 m), para o aço (MATHIVAT, 1994).

Em seus estudos de estabilidade aerodinâmica em 1952, Leonhardt concluiu que a superestrutura de pontes de grandes vãos, especialmente as pontes suspensas, devem ser projetadas de modo a evitar os fatores que causam oscilações perigosas, tais como cantos agudos causadores do efeito de Von Kármán, do que tentar contê-los a custo de elevada rigidez. A partir deste e de outros estudos desenvolvidos nos 20 anos

seguintes, as pontes estaiadas passaram por uma rápida evolução, passando-se a utilizar seções com propriedade aerodinâmicas.

Também em 1952, o arquiteto alemão F. Tamms planejou a construção das pontes Theodor Heuss (vão de 260 m, 1956), Knee (vão de 320 m, 1969) e Oberkassel (vão de 258 m, 1973), todas sobre o Reno, na Alemanha, constituídas de tabuleiro metálico, sustentado por estais dispostos na configuração em harpa.

O arquiteto e engenheiro italiano R. Morandi projetou em 1962 sua mais famosa obra, a ponte estaiada sobre o Lago Maracaibo, na Venezuela, que possuía tabuleiro de concreto protendido. Esta obra foi pioneira para as pontes estaiadas de múltiplos vãos e possui uma concepção estrutural muito simples: uma série de torres de concreto protendido extremamente rígidas na forma de W, que suportam o tabuleiro (com vãos de 235 m) por meio de apenas um par de estais. Em 1972, Morandi projetou outra obra similar a esta: a Ponte de Wadi-Kuf, na Líbia, com vão central de 282 m. Nestas duas obras, a utilização de apenas um par de estais resultou em elevados momentos fletores no tabuleiro, exigindo grande rigidez à flexão da superestrutura, além disso, as ancoragens dos estais tornaram-se extremamente complicadas.

O desenvolvimento das pontes estaiadas foi marcado em 1967 por H. Homberg, que projetou a Ponte Friedrich Ebert em Bonn, de tabuleiro metálico e com um plano de cabos central. Essa obra tem um papel fundamental na evolução da concepção, uma vez que utilizou múltiplos estais.

Ocupam espaço importante, as pontes construídas em Köln e Düsseldorf, na Alemanha:

- Ponte Severin (vão central de 302 m, 1959) em Köln, que possui torre e tabuleiro de aço e foi a primeira a possuir uma torre em A com estais na configuração em leque.
- Ponte Düsseldorf Knee (vão central de 320 m, 1969), que possui torre de aço com dois mastros independentes que sustentam um sistema de cabos em harpa, e tabuleiro de aço constituído por duas vigas longitudinais em I unidas pela laje também de aço. Esta obra é um exemplo típico da concepção que utiliza estais muito espaçados (o espaçamento entre os estais era de 63,8 m) e tabuleiro muito rígido.

- Ponte Düsseldorf Flehe (vão central de 368 m, 1979) que possui torre de concreto na configuração de Y invertido, que sustenta um plano central de cabos em semi-harpa e um tabuleiro de concreto protendido.

Duas obras estaiadas importantes foram construídas na década de 70, são elas: a Ponte de Brotonne (vão central de 320 m, 1977), na França, que possui mastro único de concreto, plano central de cabos em semi-harpa e um tabuleiro celular em concreto protendido pré-moldado; e a Ponte Pasco Kennewick (vão central de 300 m, 1978), nos Estados Unidos, com torre de concreto armado na configuração de pórtico, dois planos de cabos em leque e seção pré-moldada de concreto protendido, constituída por duas células triangulares unidas pela laje que se apóia em vigas transversais.

Uma obra marcante no ano de 1985 foi a ponte Dieppoldsau (vão central de 97 m, Suíça), uma vez que foi a primeira aplicação de um tabuleiro delgado de concreto, em que a laje é a própria viga de rigidez longitudinal. Ela possui torre na configuração de pórtico e dois planos de cabos, com configuração em semi-harpa.

Nessa época, diversas pontes estaiadas foram construídas, tais como:

- Ponte Meiko Nishi em 1985, no Japão, de 405 m de vão.
- Ponte Sunshine Skyway em 1987, nos Estados Unidos, de 366 m de vão, com mastro único de concreto que sustenta um plano central de cabos em semi-harpa e um tabuleiro em seção celular pré-moldada.
- Ponte Dames Point em 1987, nos Estados Unidos, de 396 m de vão, com torre de concreto com dois mastros na configuração de pórtico, sistema de cabos em harpa e tabuleiro de concreto protendido, constituído por duas vigas longitudinais unidas pela laje.
- Ponte Dao Knanong em 1987, na Tailândia, de 450 m de vão.

No entanto, apesar do grande desenvolvimento deste sistema estrutural na década de 70 e 80, somente na década de 90 as pontes estaiadas entraram no domínio das pontes de grandes vãos, espaço anteriormente reservado apenas para as pontes pênséis.

Os vãos transponíveis cresceram lentamente na década de 70 e 80, mas a partir da década de 90, todos os recordes anteriormente obtidos foram superados. (Figura 1.2)

Figura 1.2: Evolução dos máximos vãos transponíveis por pontes estaiadas, nos últimos 50 anos (KAROUMI, 1998).

As seguintes obras são exemplos representativos do aumento dos vãos a partir de 1970 :

- Ponte Saint-Nazaire, na França, com um tabuleiro metálico em seção celular ortotrópica (vão central de 404 m, 1975).
- Ponte Barrios de Luna, na Espanha, em concreto protendido (vão central de 430 m, 1983). Nesta estrutura, as ancoragens dos estais dispostas na altura do tabuleiro foram perfeitamente alinhadas com o eixo de cada mastro, de modo que o plano de cabos permaneceu vertical, evitando-se assim o aparecimento de flexão transversal na torre.
- Ponte Alex Frazer também chamada de Ponte Annacis, no Canadá, de tabuleiro misto, constituído de duas vigas metálicas de seção I e laje de concreto (vão central de 465 m, 1986).
- Ponte Ikuchi, no Japão, uma estrutura constituída de vãos de acesso em concreto protendido e vão central de laje ortotrópica suportada por duas vigas metálicas em seção caixão (vão central de 490 m, 1991).
- Ponte Skarnsund, na Noruega, em concreto protendido (vão central de 530 m, 1991) e com torre na forma de Y invertido. Essa obra possui grande esbeltez, uma vez que a altura de sua seção transversal é de 2,15 m e sua largura de 13,0 m.

- Ponte Yangpu, na China, com tabuleiro misto, constituído de duas vigas metálicas de seção I e laje de concreto protendido (vão central de 602 m, 1993).
- Ponte da Normandia, na França, com vãos de acesso em concreto e vão central constituído de seção celular de concreto próximo ao apoio e metálica ortotrópica no centro do vão. (vão central de 856 m, 1994).
- Ponte Tatara, no Japão, de estrutura similar à Ponte da Normandia (vão central de 890 m, 1998).

Muitos autores consideram que as Pontes da Normandia e Tatara foram as primeiras a entrar no domínio das pontes atuais de grandes vãos.

1.2 Análise da evolução da concepção

O estudo da evolução histórica da concepção estrutural das pontes estaiadas mostra que a superestrutura se tornou esbelta e muito mais flexível do que as projetadas para as primeiras pontes.

Alguns autores dividem o desenvolvimento das pontes estaiadas em três gerações (MATHIVAT, 1994). A primeira geração é caracterizada por um pequeno número de estais muito espaçados, que suportam tabuleiros rígidos. Neste esquema estrutural, o tabuleiro resiste às solicitações por flexão entre os pontos de ancoragem dos estais, uma vez que possui elevada rigidez. Como o espaçamento entre os estais é muito grande, eles ficam sujeitos a esforços muito elevados e suas ancoragens desenvolvem pontos de concentração de tensões, exigindo um reforço local do tabuleiro. Exemplos deste tipo de concepção são as três pontes de Düsseldorf (Figura 1.3), na Alemanha e a ponte de Maracaibo, na Venezuela (Figura 1.4).

*Figura 1.3: Ponte Kneehausen (vão central de 320 m, 1969), na Alemanha.
Foto de Nicolas Janberg (nico@structurae.de)*

Figura 1.4: Ponte de Maracaibo (vãos de 235 m, 1962), na Venezuela (TROITSKY, 1988).

As obras da segunda geração são caracterizadas por múltiplos estais pouco espaçados. Nesta concepção, o tabuleiro possui comportamento análogo a uma viga sobre apoios elásticos e portanto, sua rigidez à flexão pode ser reduzida. Essas obras são

caracterizadas também pela “suspensão parcial”, ou seja os estais são interrompidos a uma certa distância das torres. Exemplos representativos são: a Ponte Friedrich Ebert (Figura 1.5), na Alemanha, a Ponte Brotonne e a Ponte da Normandia, ambas na França.

*Figura 1.5: Ponte Friedrich Ebert (vão central de 280 m, 1967), na Alemanha.
Foto de Nicolas Janberg (nico@structurae.de)*

Finalmente a terceira geração é constituída de pontes de múltiplos estais com suspensão total. Nesta concepção os estais suportam o tabuleiro ao longo de toda sua extensão, inclusive próximo às torres. A Ponte Pasco-Kennewick, nos Estados Unidos, foi a primeira ponte estaiada de concreto projetada com suspensão total (Figura 1.6). Outro exemplo é a Ponte Barrios de Luna, na Espanha.

O comportamento mecânico das obras da segunda e terceira geração pode ser comparado de modo geral, ao de uma treliça espacial, onde o tabuleiro é o elemento comprimido e os estais são as diagonais tracionadas. Deste modo, a altura da seção do tabuleiro passa a ser definida, não pela necessidade de rigidez à flexão, mas pela exigência de estabilidade e deformações longitudinais adequadas.

*Figura 1.6: Ponte Pasco Kennewick (vão central de 300 m, 1978), nos Estados Unidos.
Godden Collection, Earthquake Engineering Research Center, University of California, Berkeley
Fonte: Godden Structural Engineering Slide Index*

As duas últimas gerações de pontes certamente substituíram a primeira, uma vez que apresentam diversas vantagens, como por exemplo (MIRANDA, 1980):

- Simplificação na transmissão de esforços, tanto entre os estais e a torre como entre os estais e as vigas, pela redução das forças concentradas nas ancoragens e pela diminuição da flexão entre os pontos de suspensão.
- Possibilidade de substituição dos estais, em caso de deterioração, sem que seja necessário interromper a utilização da estrutura, ocorrendo apenas a redistribuição de esforços.
- Facilidades construtivas, uma vez que a estrutura pode ser construída por balanços sucessivos com o auxílio dos estais.
- Redução do peso próprio devido à maior esbeltez da seção, já que não é necessária elevada rigidez à flexão.

Da experiência adquirida com essas inúmeras construções, a literatura técnica passou a enfatizar a necessidade de reduzir-se o peso próprio do tabuleiro para grandes

vãos e dar-se preferência a vigas metálicas de seção celular ortotrópica para vãos acima de 800 m.

WALTHER (1985) indica como econômica a utilização de tabuleiros em concreto protendido para vãos em torno de 500 e 600 m e tabuleiros mistos para vãos superiores a 800 m.

A utilização de tabuleiros mistos, constituídos de vigas metálicas de seção I e lajes de concreto, passou a ser difundida inclusive para vãos extremamente grandes. No entanto, surgem limitações com relação à estabilidade aerodinâmica, uma vez que a forma desfavorável do tabuleiro requer detalhes especiais. Neste tipo de seção, outro importante problema é o possível aparecimento de fissuras na laje de concreto, que pode ser prevenido pela protensão transversal da laje.

Muitas obras de seção mista têm sido construídas associando-se a laje de concreto, na vizinhança das torres (onde as tensões de compressão são elevadas), a uma laje de aço, na parte central, para redução do peso próprio da estrutura. Na Ponte da Normandia utilizou-se este conceito, no entanto, a seção não era mista e sim celular de concreto junto aos apoios e de aço no trecho central.

Pontes de grandes vãos foram construídas com lajes de concreto protendido, enrijecidas por duas vigas extremas de concreto, como por exemplo a Ponte Dames Point, na Florida (vão central de 400 m, 1988).

No entanto, a maior flexibilidade foi atingida pela utilização de seções constituídas exclusivamente pela laje de concreto, projetadas por WALTHER (1985), como por exemplo a Ponte Dieppoldsau sobre o rio Reno (vão central de 97 m, 1985) e cuja idéia foi reutilizada por Jorg Schlaich na Ponte Evripos, na Grécia (vão central de 215 m, 1993).

1.3 Limitações da aplicação das pontes estaiadas

A escolha do tipo de ponte suspensa por cabos a ser concebida depende basicamente da dimensão do vão central da obra.

Como premissa geral, as pontes estaiadas são mais econômicas para vãos inferiores a 1500 m, devido à maior eficácia dos estais. No entanto, deve-se ressaltar que cada situação deve ser analisada particularmente, uma vez que os custos da

infraestrutura, cuja escolha depende das condições locais, estão relacionados com a escolha feita para a concepção da superestrutura. Além disso, estão envolvidos diversos aspectos, tais como: materiais disponíveis no local, mão-de-obra qualificada, questões arquitetônicas, técnicas construtivas e equipamentos, etc.

A partir de aproximadamente 1500 m de vão, a utilização das pontes estaiadas passa a ser limitada, devido aos elevados esforços de compressão transmitidos pelos estais ao tabuleiro e também devido às dificuldades construtivas que surgem. Portanto, neste caso, as pontes pênséis são as mais utilizadas e sua concepção é condicionada principalmente pela sua estabilidade aerodinâmica.

As pontes pênséis clássicas possuem estabilidade ao vento transversal, do ponto de vista estático, pelo efeito de pêndulo dos cabos e pela resistência própria do tabuleiro. No entanto, para vãos superiores a 2500 m aproximadamente, são necessários cuidados especiais, como por exemplo a utilização de estais ou cabos complementares sub-horizontais, que participam do equilíbrio dos esforços horizontais. (MATHIVAT, 1994) Do ponto de vista de esquema estático, as pontes mistas são as que melhor se adaptam a obras deste porte, onde os estais são dispostos nos trechos laterais do vão central e cabos pênséis sustentam o trecho central, a fim de evitar-se esforços de compressão muito elevados no tabuleiro.

No entanto, GIMSING (1983) propôs um outro tipo de vinculação externa do sistema de cabos, na qual os estais que suportam a parte central do tabuleiro estão ancorados externamente, evitando-se assim o surgimento de tensões de compressão muito elevadas na vizinhança das torres. Além disso são adicionados cabos secundários com trajetória perpendicular aos cabos principais, para melhoria da rigidez destes.

A concepção proposta por GIMSING (1983), se comparada à solução clássica de obra pênsil, apresenta como vantagens uma grande economia de aço devido à elevada eficiência dos estais e à redução do bloco de ancoragem, uma vez que a maior parte da carga permanente é suportada pelos estais auto-ancorados.

CAPÍTULO 2

ANÁLISE DAS ALTERNATIVAS ESTRUTURAIS

A idéia básica para concepção de pontes estaiadas consiste em ancorar tirantes inclinados em torres e fazê-los sustentar o tabuleiro, criando-se assim apoios intermediários ao longo do vão. Este sistema estrutural pode ser dividido em quatro partes fundamentais:

- As vigas de rigidez e a laje (tabuleiro).
- O sistema de cabos que suporta o tabuleiro.
- As torres que suportam o sistema de cabos na vertical.
- Os blocos de ancoragem que suportam o sistema de cabos vertical e horizontalmente ou os pilares de ancoragem que oferecem apenas suporte vertical.

Os cabos de ancoragem, que são cabos que ligam os topos das torres aos blocos ou pilares de ancoragem, merecem destaque especial. Eles reduzem os momentos fletores e deslocamentos das torres e do tabuleiro, quando os carregamentos do vão central e lateral diferem. As tensões nesses cabos são relativamente altas, inclusive sua flutuação, e portanto a fadiga é uma preocupação freqüente (MENN, 1990)

Três casos de concepção, ilustrados na Figura 2.1, mostram de forma clara como as propriedades de cada um desses elementos podem alterar o caminhamento das cargas e modificar o comportamento global da estrutura. (WALTHER, 1985).

Figura 2.1: Casos de concepção (WALTHER, 1985).

O caso limite (a), contém um tabuleiro muito rígido e um reduzido número de estais. Nesta concepção, grande parcela da carga caminha pelas vigas longitudinais, submetendo-as a elevados momentos fletores. Como consequência os estais e as torres são pouco solicitados, o que permite a adoção de seções transversais esbeltas para estes elementos.

O caso limite (b) é caracterizado por torres muito rígidas que resistem aos momentos causados pelas cargas variáveis desequilibradas. Ao contrário do caso (a), os estais são pouco espaçados e consequentemente o tabuleiro está sujeito a baixos momentos fletores, possuindo portanto seções transversais muito esbeltas.

No caso (c) os próprios estais são os elementos estabilizadores da estrutura e os cabos de ancoragem desempenham um papel fundamental, uma vez que resistem às forças desequilibradas entre os vãos lateral e central. Neste sistema, a torre e o tabuleiro são muito esbeltos.

Portanto, as pontes estaiadas oferecem inúmeras possibilidades de concepção e a aplicação de soluções inovadoras capazes de otimizar o comportamento da estrutura depende muito da capacidade de compreensão dos fenômenos físicos. São inúmeras as variáveis intervenientes: pode-se dispor de diferentes configurações de cabos, vinculações, seções transversais, diversos materiais e métodos construtivos.

No caso de estruturas muito esbeltas, não é suficiente uma análise elástica linear, sendo fundamental a consideração dos efeitos da não linearidade física e geométrica, bem como dos efeitos dinâmicos e de instabilidade aerodinâmica.

2.1 Sistemas de cabos

Existem dois sistemas básicos de cabos (Figura 2.2): o sistema em leque, no qual os cabos irradiam do topo da torre e o sistema em harpa no qual os cabos são paralelos e fixados a diferentes alturas da torre. Projetos recentes procuram utilizar uma composição entre estes dois sistemas, onde os pontos de ancoragem na torre estão suficientemente dispersos para separar a ancoragem de cada cabo.

Figura 2.2: Sistemas de cabos para pontes estaiadas: sistema em leque, sistema em harpa, sistema em harpa modificado (GIMSING, 1983).

Além da configuração dos cabos, uma variável importante é a forma pela qual o sistema é ancorado nas extremidades da ponte (Figura 2.3).

Figura 2.3: Sistema externamente ancorado (a) e sistema auto-ancorado (b) (GIMSING, 1983).

No sistema ancorado externamente, as componentes horizontal e vertical da força no cabo são transferidas para o bloco de ancoragem. Já no sistema auto-ancorado, mais utilizado em pontes estaiadas, a componente horizontal da força no cabo é transferida para o tabuleiro, ao passo que a componente vertical é transferida para o pilar de ancoragem.

2.1.1 Estabilidade

A configuração do sistema de cabos é um dos itens fundamentais no dimensionamento de uma ponte estaiada, uma vez que determina seu comportamento estrutural.

Deste modo, para avaliar de forma mais precisa a contribuição deste sistema nas propriedades de rigidez da estrutura é usual avaliar sua estabilidade separadamente. No caso de uma ponte estaiada, ele é constituído pelos estais e pelas partes do tabuleiro e da torre que resistem aos esforços normais introduzidos pelas componentes de forças dos cabos. É necessário levar em conta essa definição, ao passo que se forem considerados apenas os estais o sistema se torna instável para qualquer solicitação vertical.

Os sistemas de cabos podem ser divididos em três grupos fundamentais (Figura 2.4):

- Sistemas de cabos estáveis de primeira ordem: o equilíbrio é atingido sem necessidade de deslocamentos.
- Sistemas de cabos estáveis de segunda ordem: o equilíbrio só pode ser atingido se ocorrerem deslocamentos nodais. Um exemplo representativo deste comportamento é o sistema pênsil.
- Sistemas instáveis: o equilíbrio não pode ser atingido pelo sistema de cabos isolado.

Figura 2.4: Sistemas de cabos estáveis de primeira ordem (a), estáveis de segunda ordem (b) e instáveis (c) (GIMSING, 1983).

O sistema de cabos com configuração em leque, ilustrado na Figura 2.5, é um exemplo de sistema estável de primeira ordem. A fixação dos estais no topo da torre garante que as componentes horizontais de forças desequilibradas entre os cabos sejam transferidas para o cabo de ancoragem. No entanto, deve-se ressaltar que esta estabilidade é mantida enquanto o cabo de ancoragem estiver tracionado, formando para cada parte $ABCD$ um sistema estável básico (Figura 2.4-a). Isto pode ser garantido na fase de concepção através de proporções adequadas entre o vão central e o lateral, evitando-se assim que cargas variáveis no vão lateral ocasionem o completo alívio do cabo de ancoragem.

Figura 2.5: Sistema de cabos com configuração em leque (estável de primeira ordem) (GIMSING, 1983).

Já o sistema de cabos em harpa indicado na Figura 2.6 é instável. Apenas o sistema parcial $A_0BC_0D_0$ pode ser considerado estável de primeira ordem, uma vez que corresponde ao sistema básico indicado na Figura 2.4-a. O fato do sistema de cabos ser instável não significa que toda a estrutura da ponte é instável, pois as rigidezes à flexão

do tabuleiro e da torre são capazes de compensar essa deficiência através de deslocamentos.

Figura 2.6: Sistema de cabos com configuração em harpa (instável) (GIMSING, 1983).

Em pontes em harpa onde apenas o vão central é necessário para a navegação, a estabilização da estrutura pode ser obtida através de apoios intermediários dispostos nos vãos laterais. Neste caso, cada sistema parcial $ABCD$ (Figura 2.7) corresponde a um sistema estável básico e todo o sistema de cabos torna-se estável de primeira ordem.

Figura 2.7: Sistema em harpa com apoios intermediários nos vãos laterais (GIMSING, 1983).

As pontes estaiadas podem possuir satisfatória capacidade portante, ainda que o sistema de cabos seja instável. No entanto, comparações indicam que pontes com sistemas de cabos estáveis de primeira ordem apresentam vantagens estruturais no que se refere à rigidez e à capacidade de carga (GIMSING, 1983).

Pequenas alterações nas condições de vinculação são suficientes para transformar o sistema de cabos de instável em estável de primeira ordem. Como ilustração desta afirmação serão analisados esquemas estruturais (Figura 2.8) de sistemas auto-ancorados, com vãos simétricos em relação à torre (GIMSING, 1983).

Figura 2.8: Sistemas estruturais de uma ponte estaiada simétrica e autoancorada (GIMSING, 1983).

Deste modo, conforme representado nos Sistemas (a) a (e) da Figura 2.8 tem-se:

Sistema (a)

É um sistema instável de primeira ordem, uma vez que a carga variável F gera um momento M em relação ao ponto O impossível de ser equilibrado e que causa a rotação de todo o sistema em torno deste ponto. Para carga variável de intensidade moderada disposta em apenas um vão, o sistema pode rodar em torno do ponto O , atingindo o equilíbrio pela redução do braço de alavanca do trecho sujeito a peso próprio e sobrecarga e aumento no trecho com apenas peso próprio. No entanto, os deslocamentos seriam tão elevados que é usual admitir-se que este sistema é instável, inclusive de segunda ordem.

Sistema (b)

Sistema estável de primeira ordem, uma vez que os cabos de ancoragem atuam como elementos estabilizantes, impedindo a rotação em torno do ponto O . Comparando-se os sistemas (a) e (b) nota-se que a estabilidade foi atingida pela restrição ao deslocamento horizontal do topo da torre, oferecida pelos cabos de ancoragem.

Sistema (c)

Neste exemplo, o deslocamento horizontal do topo da torre é restringido pela rigidez da estrutura de configuração na forma de $\mathcal{A}$. No entanto, o sistema de cabos é instável de primeira ordem, uma vez que ele pode rodar em torno do ponto O , já que o momento M não pode ser anulado. Como no caso do sistema (a), para carga variável de intensidade moderada disposta em apenas um vão, o sistema pode atingir uma configuração de equilíbrio pela alteração dos braços de alavanca dos esforços, após rotação em torno do ponto O . Contudo, devido aos elevados deslocamentos deve-se considerá-lo instável de segunda ordem também.

Sistema (d)

Consiste numa variação do sistema (c), de modo que a estabilidade é garantida pela fixação horizontal de um dos apoios do tabuleiro. Neste caso, o momento M_H gerado pela força H equilibra o momento M , de modo a evitar a rotação do sistema de cabos em torno do ponto O .

Sistema (e)

É um sistema de cabos estável de primeira ordem.

Em geral, sistemas estáveis de segunda ordem são encontrados em pontes estaiadas externamente ancoradas, conforme indicado na Figura 2.9. Se o tabuleiro é livre para mover-se longitudinalmente, como indicado no Sistema I da Figura 2.9, o sistema de cabos será estável de segunda ordem, uma vez que são necessários deslocamentos para que o equilíbrio seja atingido para carga assimétrica. O momento M em relação ao ponto O é anulado em parte pela alteração dos braços de alavanca das cargas permanentes e variáveis e em parte pelo momento causado pelo esforço de tração T , conforme representado.

Fixando-se longitudinalmente uma das extremidades do tabuleiro, o sistema de cabos torna-se estável de primeira ordem. (Sistema II – Figura 2.9). A força H que surge no apoio extremo, para equilibrar as componentes horizontais das forças introduzidas no tabuleiro pelos estais, gera um momento M_H em relação ao ponto O , capaz de anular o momento externo M e equilibrar o sistema de cabos sem a necessidade de deslocamentos.

Para cargas assimétricas a diferença de deslocamentos e deformações entre estes dois sistemas é significativa e torna-se muito pequena para o caso de carga simétrica.

Figura 2.9: Sistemas de cabos de ancoragem externa parcial: I – Sistema estável de segunda ordem, II – Sistema estável de primeira ordem (GIMSING, 1983).

2.1.2 Configuração longitudinal

2.1.2.1 Sistema em harpa

Do ponto de vista do comportamento estrutural e em termos econômicos, em geral, essa não é a melhor solução. No entanto, é adotada por diversos engenheiros por ser esteticamente mais atrativa. O fato dos cabos serem paralelos concede à estrutura uma aparência mais clara. (WALTHER, 1985; LEONHARDT, 1974).

Um sistema em harpa, com apoios dispostos sob as torres e nas extremidades dos vãos laterais, como indicado na Figura 2.10, é um sistema de cabos instável

conforme demonstrado no item 2.1.1. Desta forma, as rigidezes à flexão da torre e do tabuleiro devem ser levadas em conta para garantia de um equilíbrio estável.

Figura 2.10: Sistema em harpa com dois pares de estais (GIMSING, 1983).

Para compreensão do comportamento estrutural deste sistema, será estudado o equilíbrio de forças de uma estrutura simples, indicada na Figura 2.11.

Figura 2.11: Modelo para análise (GIMSING, 1983).

A estabilidade pode ser atingida em princípio por dois sistemas estruturais básicos: enrijecendo-se o tabuleiro e mantendo-se a torre esbelta ou o contrário. Entre estes dois extremos existem inúmeras possibilidades intermediárias, nas quais a distribuição de momentos será proporcional às rigidezes dos elementos estruturais.

Se a torre possuir rigidez à flexão desprezível, surgirão momentos fletores apenas no tabuleiro (Figura 2.12). No entanto, se a rigidez à flexão da torre for alta e o tabuleiro muito esbelto, os momentos fletores atuarão apenas na torre (Figura 2.13). É importante notar que o diagrama representado na Figura 2.12 procura apenas ilustrar o comportamento global da estrutura e os valores indicados foram obtidos considerando-se como hipótese simplificadora que os cabos são inextensíveis. Uma solução precisa poderia ser obtida se fossem considerados os alongamentos dos cabos, no entanto seria preciso resolver o sistema internamente hiperestático.

Figura 2.12: Momentos induzidos no tabuleiro para o carregamento representado na Figura 2.11 e para torre com rigidez à flexão desprezível (GIMSING, 1983).

Figura 2.13: Momentos induzidos na torre para o carregamento representado na Figura 2.11 e para tabuleiro com rigidez à flexão desprezível (GIMSING, 1983).

Devido à flexão da torre e da viga, as linhas elásticas dos sistemas em harpa são caracterizadas por deslocamentos maiores na posição a um quarto do vão do que na seção central. Isto porque a parte central é suportada pelos cabos superiores que estão fixados no pilar de ancoragem, ao passo que os demais estais, quando solicitados, flexionam o vão lateral, constituindo portanto um suporte mais flexível (Figura 2.14).

Figura 2.14: Deformação de um sistema em harpa com carga variável disposta no vão central apenas (GIMSING, 1983).

As primeiras pontes estaiadas em harpa foram projetadas com torres esbeltas, tabuleiros muito rígidos e poucos estais dispostos de forma simétrica para equilíbrio do peso próprio.

Para essas configurações, a adoção de apoios intermediários nos vãos laterais não permite uma significativa redução da rigidez do tabuleiro, uma vez que a distância entre os estais é muito grande e a flexão local da viga devido à transmissão de cargas para os pontos de ancoragem continua significativa. No entanto, uma vantagem é a possível adoção de uma distribuição assimétrica dos cabos, uma vez que a parcela desequilibrada de peso próprio (ΔP) pode ser transferida aos pilares intermediários de ancoragem (Figura 2.15).

Figura 2.15: Sistema em harpa com vão lateral inferior a metade do vão central e com apoios intermediários.

Nas pontes modernas com sistemas de múltiplos cabos, a estabilidade global é atingida sem a necessidade de tabuleiros muito rígidos. A tendência tem sido a adoção de uma torre com considerável rigidez à flexão para tornar o sistema estável e uma configuração simétrica de cabos para manter o peso próprio equilibrado. Pode ser atrativo deslocar o apoio lateral de sua posição extrema, a fim de que mais cabos atuem como cabos de ancoragem, como pode ser visualizado pela Figura 2.16.

Figura 2.16: Sistema em harpa de múltiplos cabos, torre rígida e apoios laterais deslocados das extremidades (GIMSING, 1983).

2.1.2.2 Sistemas em leque

Este sistema possui diversas vantagens, apesar de não ser esteticamente aceito por diversos projetistas devido ao cruzamento visual dos estais. WALTHER (1985) desenvolveu um modelo comparativo simples, a partir do qual algumas dessas vantagens foram confirmadas (Figura 2.17).

Figura 2.17: Modelos básicos para análise comparativa (WALTHER, 1985).
Medidas indicadas em metros.

Neste estudo, o autor faz uma análise elástica comparativa entre os três sistemas estruturais indicados, levando em consideração apenas a não-linearidade geométrica. As torres possuem uma inércia de 48 m^4 , que pode ser considerada como um valor médio; e o tabuleiro possui uma espessura equivalente de 40 cm. Existe ligação entre a torre e o tabuleiro.

Como conclusões, pode-se citar as seguintes vantagens do sistema em leque em relação ao sistema em harpa:

- No sistema em leque, o peso total dos cabos é significativamente menor do que no sistema em harpa, para uma mesma altura de torre, uma vez que a inclinação dos estais é mais favorável. Devido à maior inclinação dos estais (medida em relação ao tabuleiro) no sistema em leque, a força existente no cabo para equilíbrio das cargas verticais é menor e conseqüentemente a área de aço necessária para os estais é reduzida.
- A força normal introduzida no tabuleiro pelos cabos é menor no sistema em leque, devido à maior inclinação dos cabos em relação ao tabuleiro. Deste modo, o sistema em

harpa demonstra-se pouco indicado para pontes de grandes vãos, uma vez que o alto valor da tensão normal no tabuleiro exige considerável enrijecimento da seção transversal para garantia de resistência e estabilidade (Figura 2.18).

(a) DIAGRAMA DE FORÇA NORMAL NA TORRE

(b) DIAGRAMA DE FORÇA NORMAL NO TABULEIRO (CARGA PERMANENTE)

(c) DIAGRAMA DE FORÇA NORMAL NO TABULEIRO
(CARGA PERMANENTE E VARIÁVEL)

Figura 2.18: Diagramas de força normal no tabuleiro e na torre obtidos no estudo comparativo indicado na Figura 2.17 (WALTHER, 1985).

Deve-se ressaltar que um fator determinante da distribuição de esforços normais no tabuleiro é a condição de vinculação externa, conforme será apresentado no item 2.2.2.

- A flexão longitudinal da torre é reduzida no sistema em leque, uma vez que a componente desequilibrada de esforço horizontal pode ser transferida diretamente para

o cabo de ancoragem, sem solicitar a torre. Já no sistema em harpa ou em leque modificado, com tabuleiros esbeltos, a flexão da torre é necessária para a transferência de esforços desequilibrados provenientes dos cabos intermediários, ao cabo de estabilidade e ao apoio de ancoragem (Figura 2.19).

Figura 2.19: Diagrama de momentos fletores para uma torre com sistema em leque modificado (GIMSING, 1983).

- Os deslocamentos da torre e conseqüentemente do tabuleiro são inferiores no sistema em leque, quando comparados aos demais.

GIMSING (1983) realizou um estudo comparativo das linhas elásticas de três sistemas estruturais, apresentadas na Figura 2.20:

F = sistema em leque

H_1 = sistema em harpa com vãos laterais livres

H_2 = sistema em harpa com apoios intermediários nos vãos laterais

É válido ressaltar que a grande diferença de deslocamentos entre os sistemas H_1 e F representados deve-se à elevada esbeltez adotada para o tabuleiro, de modo que os resultados obtidos são conseqüentemente exagerados se comparados àqueles encontrados em estruturas reais, mas permitem uma avaliação qualitativa do comportamento da estrutura.

Figura 2.20: Linhas elásticas para uma ponte de três vãos e cada um destes sistemas de cabos, para os casos de carregamento representados (GIMSING, 1983).

- No sistema em leque, quando o vão lateral é menor do que metade do vão central, os esforços desequilibrados entre vãos são transferidos diretamente para o cabo de ancoragem, evitando-se assim flexão excessiva da torre ou do tabuleiro, o que ocorre no caso de um sistema em harpa. Deste modo, com a redução do vão lateral é possível tirar proveito da estabilidade proporcionada pelo pilar ou bloco de ancoragem lateral antes do fechamento do vão central na fase construtiva (em construções pelo método dos balanços sucessivos).
- A maior flexibilidade horizontal de estruturas em leque aumenta sua estabilidade frente às atividades sísmicas. Isto ocorre porque quanto maior a inclinação do estai (medida em relação ao tabuleiro), menor será a restrição oferecida aos deslocamentos horizontais.

Deve-se ressaltar que estas conclusões foram obtidas para os sistemas com as características indicadas na Figura 2.17 e que a alteração das vinculações e demais propriedades estruturais podem alterá-las, conforme se pretende avaliar nesta dissertação.

Com relação aos arranjos estruturais dos cabos, diversas alternativas podem ser utilizadas nas pontes em leque, como apresentado na Figura 2.21.

As soluções (a) e (b) requerem vãos de aproximação com pilares pouco espaçados, uma vez que não existem estais intermediários nos vãos laterais.

As soluções (a) e (c) permitem a construção de rampas de acesso curvas imediatamente após o pilar extremo à direita. Nos casos (b) e (d) isto não é

recomendado, uma vez que as componentes horizontais de forças dos estais no vão lateral introduziriam no tabuleiro um esforço que não seria totalmente equilibrado pelas componentes horizontais de forças dos estais do vão central.

Figura 2.21: Diversos arranjos estruturais para o sistema de cabos em leque (GIMSING, 1983).

Em geral, os sistemas com leques duplos simétricos são os mais econômicos porque permitem o equilíbrio do peso próprio e dispensam pilares intermediários. Portanto, são usualmente preferidos, exceto no caso de considerações estéticas ou por problemas de fadiga nos cabos de ancoragem.

É importante lembrar que as condições topográficas e os vãos necessários são fatores decisivos na determinação da configuração longitudinal dos cabos. A escolha da inclinação do cabo de ancoragem depende muito das condições geológicas e geotécnicas da região de ancoragem. Com o objetivo de reduzir as dimensões dos elementos estruturais de ancoragem (blocos de ancoragem no caso de sistemas externamente ancorados e pilares de ancoragem nos sistemas auto-ancorados) existe uma tendência de redução do ângulo de inclinação dos estais de ancoragem, para diminuição da componente vertical de força proveniente dos estais (WALTHER, 1985). No entanto, é importante lembrar que a redução da inclinação dos estais de ancoragem resulta na perda de rigidez de todo o sistema estrutural. Deve-se avaliar se a economia obtida nas ancoragens não é perdida pela necessidade de enrijecimento do tabuleiro e da torre para

controle dos deslocamentos, além disso, questões estéticas de escopo muito subjetivo também estão envolvidas.

Em pontes com poucos estais, como as primeiras pontes estaiadas construídas, a grande rigidez do tabuleiro evita um grande alívio do cabo de ancoragem sob efeito da carga variável no vão lateral, uma vez que grande parcela da carga caminha diretamente para o apoio sem ser suspensa. Ainda assim, na maioria dos casos o vão lateral deve ser dimensionado com comprimento inferior a metade do vão central.

Nas pontes atuais, com múltiplos estais e tabuleiros muito esbeltos, uma configuração de cabos simétrica torna-se inviável, uma vez que a tensão mínima para o cabo de ancoragem em geral não pode ser atingida para todas as combinações de carga. Além disso, surgem problemas de fadiga que devem ser considerados na fase de dimensionamento dos vãos. Deste modo, adota-se configurações assimétricas e é usual que o cabo de ancoragem possua seção transversal maior que os demais.

Um parâmetro importante para avaliação da fadiga é o fator $\kappa_{ac} = \frac{T_{\min}}{T_{\max}}$, onde

$T_{\min}$ é o mínimo esforço de tração no cabo e $T_{\max}$ o máximo. A mínima tensão no cabo de ancoragem ocorre em geral para carga variável disposta no vão lateral, enquanto para máxima tensão usualmente a carga variável está no vão central apenas. Para valores fixos de p/w (carga variável/carga permanente) e valores crescentes de l_a/l_m (vão lateral/ vão central) o valor de κ_{ac} diminui, podendo atingir deste modo valores inviáveis para os limites de fadiga fixados pelas normas.

No entanto, um arranjo simétrico pode ser utilizado em um sistema de múltiplos cabos se o pilar lateral for deslocado de sua posição extrema, de modo que o vão lateral fique com dimensão menor do que metade do vão central e mais estais possam ser interpretados como cabos de ancoragem. Como inconveniente, pode ocorrer uma significativa flexão local do tabuleiro próximo a este pilar lateral, que não seria vislumbrada no caso de um cabo de ancoragem conectado à viga diretamente acima do pilar. Um exemplo desta aplicação é encontrado na Ponte Faro, na Dinamarca.

Para pontes de pequenos vãos, uma alternativa pode ser o acréscimo da rigidez à flexão do tabuleiro, reduzindo-se deste modo a parcela de carga resistida pelos cabos.

No entanto, qualquer transferência de carga dos cabos para o tabuleiro, reduz a eficiência global do sistema (MENN, 1990).

Um outro aspecto importante na definição da configuração longitudinal dos estais é a deformação do tabuleiro. Em pontes de seções transversais muito esbeltas, ela depende principalmente do alongamento dos estais e do cabo de ancoragem, que é responsável por uma parcela significativa desse valor.

Em pontes com vãos muito extensos, pode ocorrer excessiva curvatura dos estais, que é reduzido dispondo-se cabos secundários que os interceptam a ângulos de 90 graus. Além deste benefício, eles equalizam a alteração de configuração dos estais, garantindo desta forma uma rigidez axial mais uniforme entre cabos adjacentes. Outra vantagem é a melhoria das propriedades dinâmicas do sistema de cabos, uma vez que oscilações de estais independentes são eliminadas e a oscilação de todo o sistema é mais difícil de ser desenvolvida.

Uma das maiores dificuldades na adoção de um sistema de cabos em leque está na construção do topo da torre de modo a garantir a convergência de todos os cabos. Sob o ponto de vista prático, tal convergência é impossível de ser obtida sem uma sela ou uma certa dispersão das cabeças de ancoragem. Além disso, essa região possui uma grande concentração de tensões e só pode ser construída por métodos que em geral são complicados, custosos e pouco elegantes (WALTHER, 1985).

Desta dificuldade surgiu o sistema em semi-harpa, que é uma solução intermediária entre os dois extremos: sistema em harpa e sistema em leque, numa tentativa de combinar as vantagens de cada um deles e evitar suas desvantagens. Neste sistema, as ancoragens no topo da torre são dispersas em um certo trecho e em geral a inclinação dos cabos é sempre maior do que no caso das pontes em harpa.

2.1.2.3 Sistema de cabos em múltiplos vãos

Esta configuração já foi utilizada em algumas pontes, tais como a famosa Ponte de Maracaibo, na Venezuela. O principal problema relacionado a este sistema está na garantia da estabilidade longitudinal sob atuação de carga assimétrica, uma vez que o sistema interno de cabos é instável já que pode rodar em torno dos pontos O, conforme indicado na Figura 2.22.

Figura 2.22: Sistema de cabos em múltiplos vãos (GIMSING, 1983).

A tendência de utilização de tabuleiros com grande esbeltez, assim como a ausência de pontos fixos intermediários, que exclui totalmente a possibilidade de estabilidade por meio de cabos de ancoragem, faz com que apenas a torre possa garantir a estabilidade global deste sistema estrutural (WALTHER, 1985).

Uma alternativa já proposta foi a ligação horizontal dos topos das torres por um cabo de ancoragem vinculado às estruturas de ancoragem extremas, no entanto, esta solução foi pouco utilizada devido a fatores estéticos.

O engastamento das torres nos pilares é outra possibilidade para redução dos deslocamentos de seus topos. No entanto, ainda assim são necessários elementos muito rígidos para que os deslocamentos sejam similares àqueles existentes em uma estrutura com cabos de ancoragem.

Portanto, uma solução razoável para garantia de rigidez e manutenção de seções transversais ainda esbeltas é a adoção de torres na forma de A, como as utilizadas, por exemplo, na ponte de Maracaibo.

Em um exemplo simples auto-ancorado com ligação entre o tabuleiro e a torre, pode-se avaliar os benefícios da utilização de uma torre na forma de A, conforme representado na Figura 2.23 (GIMSING, 1983). Para cargas verticais simétricas (Figura 2.23-a), os esforços horizontais estarão equilibrados e serão introduzidos na torre apenas esforços normais. No entanto, para cargas verticais desequilibradas entre os dois vãos (Figura 2.23-b), surge uma componente horizontal no topo da torre e outra na altura do tabuleiro.

Figura 2.23: Forças atuantes em uma torre engastada ao tabuleiro de um sistema auto-ancorado:
 (a) Carregamento simétrico
 (b) Carregamento assimétrico e representação do diagrama de momentos fletores
 (GIMSING, 1983).

Conforme o diagrama de momentos fletores apresentado na Figura 2.23-b, a configuração em A é uma solução ótima, uma vez que os momentos fletores que atuam no conjunto todo são resistidos por forças normais em cada um dos mastros da torre. Além disso, o formato triangular garante o crescimento do braço de alavanca entre os mastros no trecho em que o momento fletor é crescente, assim como o braço máximo é atingido quando o momento fletor é máximo (Figura 2.24).

Figura 2.24: Configuração de uma torre triangular em um sistema auto-ancorado
 (GIMSING, 1983).

Ao mesmo tempo, a deformação por flexão da parte inferior da torre garante uma certa flexibilidade longitudinal, permitindo a utilização de uma viga contínua ao

longo de toda a extensão da ponte, sem o surgimento de tensões elevadas causadas por deformações impostas.

No entanto, se grandes deslocamentos horizontais forem esperados, apoios horizontais móveis devem ser dispostos entre o tabuleiro e as pernas verticais da parte inferior da torre, mantendo-se sempre a ligação horizontal entre a parte superior da torre e o tabuleiro. De fato, se os deslocamentos realmente forem muito grandes, deve-se prover apoios flexíveis para limitá-los a valores admissíveis.

Um parâmetro importante no dimensionamento de torres na forma de A é o valor a_p (distância entre os mastros), indicado na Figura 2.24.

Essa dimensão pode ser escolhida a fim de se evitar esforços de tração na ligação das torres com a infraestrutura, no entanto deve-se ter em mente que deste modo pode-se exigir larguras exageradas para os elementos da fundação.

Além disso, deve-se respeitar os requerimentos de vãos mínimos. É válido ressaltar também, que de modo geral a rigidez da estrutura aumenta com o acréscimo do valor a_p .

2.1.3 Configuração transversal

2.1.3.1 Sistemas com suspensão central

A presença de um sistema único de suspensão evita o cruzamento visual dos cabos, conferindo à ponte uma vantagem estética defendida por diversos projetistas. No entanto, sob o ponto de vista estático essa não é a melhor solução.

Os momentos torsores atuantes no tabuleiro, causados por cargas assimétricas, exigem uma seção rígida para que sejam resistidos conforme a Teoria de Saint-Venant. Portanto, se os estais forem pouco espaçados, a grande rigidez à flexão obtida pela necessidade de enrijecimento da seção para resistir a estes esforços de torção não estará sendo utilizada.

Além disso, diversos estudos demonstraram que o enrijecimento do tabuleiro não reduz significativamente seus deslocamentos, uma vez que estes dependem principalmente da rigidez da torre e do sistema de cabos.

No entanto, é importante ressaltar que este sistema estrutural não deve ser totalmente excluído das alternativas de projeto, uma vez que pode ser mais atrativo se forem considerados todos os fatores intervenientes, como por exemplo: a redução do número de ancoragens e estais; e a limitação da variação de tensões nos estais, uma vez que a grande rigidez à torção do tabuleiro garante uma melhor distribuição de cargas concentradas entre os cabos (WALTHER, 1985).

Na Figura 2.25 mostra-se uma seção com um único plano de cabos. A configuração celular confere ao tabuleiro grande rigidez à torção para que ele resista por si só aos momentos torsores atuantes, além disso, é importante notar que são necessárias peças inclinadas para equilíbrio das forças introduzidas pelos estais no centro da seção.

Figura 2.25: Seção transversal da Ponte Socorridos (vão central de 106 m, 1993), em Portugal. Medidas indicadas em metros. (REIS; PEREIRA, 1994)

2.1.3.2 Sistemas com suspensão lateral

Em sistemas com dois planos de cabos, os momentos torsores podem ser equilibrados totalmente nos planos de cabos pelo princípio do braço da alavanca, se a rigidez à torção ou flexo-torção do tabuleiro for desprezível (Figura 2.26).

Figura 2.26: Equilíbrio do momento torsor, causado pela força P , através dos dois planos de cabos (GIMSING, 1983).

No entanto, no caso de momentos torsores elevados é recomendável a utilização conjunta de dois planos de cabos e seções transversais de considerável rigidez à torção, a fim de se reduzir a variação de força nos estais pela melhor distribuição de esforços, evitando-se assim graves problemas de fadiga (Figura 2.27).

A suspensão lateral introduz momentos fletores transversais com valor máximo no centro da seção e esforços cortantes e forças de ancoragem máximas nos pontos extremos. Nesta região extrema deve-se ter grande cuidado no detalhamento das ancoragens, uma vez que estas podem interferir com a ancoragem de uma eventual protensão transversal.

Figura 2.27: Equilíbrio do momento torsor, causado pela força P , em parte pelos dois planos de cabos e em parte pela rigidez à torção do tabuleiro (GIMSING, 1983).

Em pontes com tabuleiros muito largos e carga de tráfego elevada, os momentos fletores transversais podem ser maiores que os longitudinais. Neste caso é possível a utilização de três planos de cabos. Deste modo, o máximo momento fletor transversal é reduzido por um fator de 4 e sua integral por um fator de 8 se comparado ao sistema com dois planos de cabos (WALTHER, 1985).

Sistemas com planos de cabos inclinados, ligados à extremidade do tabuleiro e que convergem para o topo de uma torre na forma de A, oferecem eficiente suporte vertical e à torção para o conjunto. É importante notar que a aplicação dessa configuração para pontes de pequeno e médio porte exige uma grande inclinação do plano de cabos e portanto, pode-se ter sérios problemas com relação ao gabarito livre necessário para o tráfego.

2.1.4 Sistema de cabos sob carregamento lateral

Na análise de pontes estaiadas considerando-se o efeito de segunda ordem, leva-se em conta o efeito favorável gerado pela deformação transversal do tabuleiro na resistência às solicitações do vento lateral, dependendo das condições de vinculação externa do sistema de cabos (MULLER, 1994).

Para carregamentos atuando no plano definido pelos cabos, as forças resultantes nos mesmos sempre coincidem com suas tangentes. No entanto, quando atuam ações perpendiculares a este plano, como o vento por exemplo, o deslocamento do sistema de cabos pode criar configurações resistentes para esta solicitação.

Simplificadamente, será considerada inicialmente uma ponte auto-ancorada com apenas um par de estais partindo de cada torre, suficientemente rígida para desprezarmos seu deslocamento. Para que somente a contribuição do sistema de cabos no equilíbrio dos esforços de vento lateral seja avaliada, o tabuleiro será considerado como um conjunto de barras biarticuladas, desprezando-se portanto sua rigidez à flexão horizontal.

Sob efeito do carregamento lateral, o tabuleiro assume uma nova configuração de equilíbrio, conforme indicado nas Figuras 2.28-a e 2.28-b. A força normal F no estai do vão central pode ser projetada no plano horizontal, dando origem à força C . (Figura 2.28-b). Fica claro portanto, que a força horizontal C possui uma componente transversal R (Figura 2.28-a) de sentido oposto aos esforços do vento transversal.

No entanto, para pontes auto-ancoradas, um efeito neutralizador desta força R estabilizante aparece no tabuleiro: a força horizontal C é equilibrada por tensões de compressão no tabuleiro (com resultante N), que surgem na linha AB indicada na Figura 2.28-b, anulando-a portanto.

O equilíbrio no ponto A é mantido pela introdução de uma força R_T pela torre, admitida vinculada transversalmente ao tabuleiro. Da mesma forma, surge no topo da torre uma força R_C resultante da diferença entre as componentes transversais das forças normais F e F^* entre os estais dos vãos lateral e central (Figura 2.28-c).

Conclui-se que neste caso, o tabuleiro deve resistir por si mesmo aos esforços do vento transversal, já que a componente favorável R foi anulada pelas tensões de compressão do tabuleiro. Neste caso, é fundamental a utilização de um tabuleiro com

resistência à flexão horizontal para transmissão dos esforços de vento aos apoios laterais externos.

Figura 2.28: Sistema de cabos auto-ancorado: (a) perspectiva, (b) detalhe em planta do tabuleiro, (c) detalhe da torre. Configuração deformada do tabuleiro em azul.

Figura 2.29: Sistema de cabos externamente ancorado: (a) perspectiva, (b) detalhe em planta do tabuleiro, (c) detalhe da torre. Configuração deformada do tabuleiro em azul.

No caso de pontes externamente ancoradas, a situação é muito mais favorável. No sistema externamente ancorado e com tabuleiro livre para deslocamentos horizontais da Figura 2.29, a região central está sujeita a um esforço normal de tração T que não anula a componente estabilizante R , cujo sentido de atuação é oposto à ação do vento transversal.

Portanto, conclui-se que os sistemas de cabos externamente ancorados auxiliam o tabuleiro a resistir aos carregamentos laterais, o que não ocorre no caso dos sistemas auto-ancorados. GIMSING (1983) sugere que em pontes com sistemas de cabos externamente ancorados, o tabuleiro sujeito a carregamento transversal seja analisado simplificado por uma viga contínua com apoios horizontais elásticos e apoios fixos nos extremos e nas torres (se existir vinculação horizontal entre estes) (Figura 2.30). Se a rigidez à flexão horizontal do tabuleiro for desprezível, ele irá se deslocar lateralmente até que o equilíbrio seja atingido inteiramente pela componente transversal da força nos cabos.

Figura 2.30: Suporte lateral oferecido por um sistema de cabos externamente ancorado substituído por uma viga contínua sobre apoios elásticos (GIMSING, 1983).

Portanto, pode-se assumir de modo simplificado, que os estais representam um apoio elástico contínuo caracterizado pela constante κ (rigidez por unidade de comprimento), definida por (Figura 2.30):

$$\kappa = \frac{w}{h}$$

Onde:

w = carga vertical por unidade de comprimento

h = altura do sistema de cabos

Deve-se notar que o deslocamento transversal depende portanto da altura da torre, fator que deve ser levado em conta na fase de concepção.

Em estruturas reais, onde o tabuleiro apresenta rigidez à flexão horizontal, com sistemas de cabos externamente ancorados, a ação do vento transversal será equilibrada em parte pela flexão horizontal do tabuleiro e em parte pelo sistema de cabos.

Para que o tabuleiro resista aos esforços de flexão horizontal de modo mais eficiente é desejável que ele seja contínuo, a fim de que os valores de momentos fletores causados pela flexão horizontal sejam inferiores se comparados ao de uma ponte com juntas nos pilares ou no meio do vão.

No entanto, em sistemas externamente ancorados, os benefícios da utilização de um tabuleiro contínuo são menores se comparados ao de um sistema auto-ancorado, onde todo o esforço lateral é resistido por flexão horizontal. Em sistemas externamente ancorados, uma grande parte das cargas laterais é equilibrada pelo deslocamento do sistema de cabos, deste modo, a mudança de um tabuleiro simplesmente apoiado para um tabuleiro contínuo reduz os deslocamentos laterais e conseqüentemente as forças estabilizantes geradas pelos sistemas de cabos.

É importante ressaltar que neste estudo foi considerada apenas a atuação de carregamentos laterais no tabuleiro, mas de fato esta solicitação atua também no plano de cabos. O estai sujeito à carga lateral de vento e à carga vertical de peso próprio assume uma catenária capaz de garantir uma configuração de equilíbrio e transfere estes esforços para os pontos de ancoragem na torre e no tabuleiro.

2.2 Tabuleiro

2.2.1 Interação com o sistema de cabos

2.2.1.1 Introdução

Em pontes convencionais, as cargas atuantes nas vigas longitudinais são transferidas diretamente para os apoios, resultando em importantes esforços de flexão no tabuleiro. Já nas pontes estaiadas, o tabuleiro atua principalmente na transferência local de cargas entre seus pontos de aplicação e os pontos de suporte dos estais. Deste modo, os esforços de flexão não são elevados quando os cabos forem pouco espaçados, o que reduz a necessidade de seções do tabuleiro com elevada rigidez à flexão. A análise do diagrama de momentos fletores para este sistema estrutural (Figura 2.31), permite comparar o tabuleiro de uma ponte estaiada a uma viga sobre apoios elásticos, como será demonstrado no item 3.2.2.

Figura 2.31: Comparação entre os diagramas de momentos fletores para cargas de peso próprio de uma ponte em viga e de uma estaiada.

No entanto, nas pontes estaiadas o tabuleiro passa a desempenhar outras funções, uma vez que ele também é responsável pela transmissão da componente horizontal de força nos cabos.

2.2.1.2 Atuação frente a solicitações verticais

A participação do tabuleiro no equilíbrio das cargas verticais pode ser simplificada em três parcelas principais (GIMSING, 1983):

- (a) Transferência de cargas entre os pontos de suporte dos estais.

Os estais podem ser interpretados como apoios elásticos intermediários para o tabuleiro e portanto este deve possuir rigidez à flexão suficiente para transmitir as solicitações a estes apoios, isto é, entre os pontos de ancoragem.

- (b) Auxílio ao sistema de cabos no equilíbrio global.

Em estruturas com sistemas de cabos instáveis de primeira ordem, como por exemplo no caso do sistema em harpa com torre esbelta, o tabuleiro exerce uma participação fundamental na garantia do equilíbrio global da estrutura. Neste caso, ele deve garantir a transferência de cargas não apenas entre os apoios intermediários, representados pelos estais, mas entre os apoios principais, que são os pilares.

- (c) Distribuição de forças concentradas entre os estais.

Pela distribuição de forças concentradas entre um certo número de cabos, as forças dimensionantes dos estais são reduzidas, assim como a deformação do tabuleiro.

Conforme o sistema estrutural utilizado, cada ação possui maior ou menor importância. No caso de uma ponte com sistema de cabos estável de primeira ordem e estais muito espaçados, o papel principal do tabuleiro é transferir as cargas entre os pontos de ancoragem dos estais, deste modo, a ação (a) prepondera sobre as demais. Já as ações (b) e (c) são de menor importância uma vez que não é necessário que o tabuleiro transfira os esforços verticais diretamente para os pilares, assim como a distribuição de cargas concentradas entre diversos estais não ocorre devido ao grande espaçamento destes.

Por outro lado, em sistemas de cabos em harpa com múltiplos estais, por exemplo, a ação (a) é de menor importância uma vez que a distância entre os pontos de suporte dos estais é pequena. A ação (b) passa a ser fundamental para garantia do equilíbrio global (se a torre for muito esbelta) e ocorre a distribuição de cargas concentradas entre os estais devido ao pequeno espaçamento destes.

2.2.2 Condições de vinculação

O tabuleiro contribui de diversas formas para o equilíbrio das componentes horizontais de forças nos cabos, que dependem das condições de vinculações externas.

Os sistemas representados na Figura 2.32 são exemplos representativos de como o equilíbrio frente às solicitações horizontais pode ser atingido (GIMSING, 1983).

Figura 2.32: Três condições de vinculações longitudinais possíveis para o tabuleiro (GIMSING, 1983).

No sistema A, o tabuleiro está submetido, no meio do vão, a um esforço de tração T_A igual à soma de todas as componentes horizontais de forças nos cabos, o que caracteriza um sistema externamente ancorado. O tabuleiro do sistema B está inteiramente comprimido e o esforço de compressão C_B é máximo junto ao pilar, caracterizando um sistema auto-ancorado. Já no sistema C o tabuleiro está sujeito a um esforço de tração T_C no meio do vão e a um esforço de compressão C_C junto ao pilar. Como o esforço de tração T_C é equilibrado no bloco de ancoragem por meio do cabo a ele ancorado, o sistema é considerado de ancoragem externa parcial (Figura 2.33).

O sistema B consome mais material do que os demais, quando o nível de solicitação normal exige o reforço da seção transversal do tabuleiro. No entanto, é importante notar que o fato deste sistema ser auto-ancorado garante que os cabos transfiram para a meso e infraestrutura apenas esforços verticais, o que pode compensar na maioria dos casos os gastos adicionais vislumbrados na superestrutura.

No entanto, para vãos muito grandes o sistema C passa a apresentar grande economia na superestrutura tornando-o mais competitivo.

Figura 2.33: Esforços normais nos vãos centrais dos tabuleiros dos sistemas indicados na Figura 2.32.

Em sistemas auto-ancorados, como o sistema B, pode-se dispor uma junta de expansão no meio do vão, onde o esforço normal é nulo. No entanto, essa junta é prejudicial sob o ponto de vista de resistência à atuação dos esforços de vento transversal, uma vez que cria grandes balanços no tabuleiro (LEONHARDT, 1974), como ressaltado no item 2.1.4.

Não existem problemas com relação à continuidade de estruturas simétricas se apoios fixos na direção longitudinal forem evitados, de modo que o ponto de deslocamento longitudinal nulo permaneça na seção central. Esforços longitudinais de frenação e do vento podem ser resistidos pelo sistema de cabos e transferidos para a torre, enquanto movimentos excessivos são restringidos por meio de aparelhos de apoio flexíveis dispostos nas extremidades da estrutura (LEONHARDT, 1974).

O mais usual tem sido a adoção de um tabuleiro contínuo com todos os apoios móveis, ou com um apoio fixo e três móveis, conforme representado na Figura 2.34. No primeiro caso a restrição longitudinal é inteiramente estabelecida pelo sistema de cabos, que transfere os esforços para a torre (GIMSING, 1983).

Figura 2.34: Dois sistemas de vinculação longitudinal do tabuleiro.

Restrições aos deslocamentos horizontais são proporcionadas pela grande inclinação dos cabos junto às torres, no sistema em harpa. Neste caso, a simples liberação das conexões entre o tabuleiro e as torres não são suficientes para eliminar as tensões causadas por retração, fluência ou variações de temperatura. Portanto, se os deslocamentos impostos forem muito grandes pode ser necessária a utilização de juntas de expansão (WALTHER, 1985).

Com relação à vinculação vertical entre a torre e o tabuleiro, ela pode ser omitida para pontes com múltiplos estais, uma vez que estes atuam como apoios elásticos intermediários ao longo de todo o vão. Diversos autores (GIMSING, 1983; LEONHARDT, 1974) consideram que esta desvinculação reduz os momentos fletores no tabuleiro na região junto à torre. Além disso, permite-se desta forma um considerável movimento vertical e horizontal das torres e das fundações sem afetar a superestrutura, o que é fundamental para diminuir os prejuízos causados por exemplo por um terremoto (LEONHARDT, 1974). No entanto, lateralmente é ideal que exista vinculação entre a torre e o tabuleiro, tanto nos apoios extremos como junto às torres, conforme justificado no item 2.1.4. Essa vinculação pode ser feita por meio de aparelhos de apoio laterais, que podem ser atirantados para maior eficiência.

Em sistemas onde o tabuleiro é responsável pelo equilíbrio dos esforços de torção, a vinculação com a torre pode ser feita conforme indicado na Figura 2.35. Mais uma vez é válido ressaltar a importância da visão global no processo de concepção, uma vez que é necessário avaliar até que ponto a desvinculação vertical entre o tabuleiro e a torre é válida, ao passo que neste caso por exemplo cria conexões muito mais complexas.

Figura 2.35: Conexão entre tabuleiro e torre capaz de transmitir forças laterais e momento torsor (GIMSING, 1983).

É usual também adotar sistemas em que as torres são interrompidas e engastadas no tabuleiro e são dispostos aparelhos de apoio entre ele e os pilares. Neste caso, apenas um destes apoios deve ser fixo, em geral o da torre de fundação menos profunda, e os demais móveis. Em pontes com pilares muito altos, a flexibilidade da estrutura já é suficiente para permitir os movimentos causados pelas deformações impostas, sem a necessidade de utilizar-se aparelhos de apoio.

Um cuidado muito importante na concepção de pontes estaiadas é o dimensionamento da ligação entre o tabuleiro e o pilar extremo à tração pela criação de conexões especiais. Esta solicitação pode ser reduzida pela transferência da reação de peso próprio da laje de aproximação. Em estruturas com vão lateral muito menor que metade do vão central e conseqüentemente com estais de ancoragem muito inclinados em relação ao tabuleiro, são necessários contra-pesos para redução dos elevados esforços de tração, um exemplo é a Ponte Barrios de Luna, na Espanha. (WALTHER, 1985).

2.2.3 Seções transversais

A escolha do material do tabuleiro exerce grande influência no método construtivo e no custo total da obra, além disso o peso próprio da seção tem efeitos diretos na capacidade requerida para os estais, torres e fundações.

Como em todo sistema estrutural, a opção entre seções de aço, concreto ou mistas não deve levar em conta apenas a comparação entre o custo do tabuleiro para cada escolha, mas também as conseqüências no dimensionamento de todos os outros elementos estruturais.

As pontes das gerações modernas têm sido construídas de modo que a laje atue integrada às vigas longitudinais, auxiliando no equilíbrio dos elevados esforços normais introduzidos pelos estais (Figura 2.36). Em estruturas de concreto, a armadura longitudinal da laje disposta entre as vigas auxilia no equilíbrio das forças normais e na redução das deformações por fluência (LEONHARDT, 1974). Em estruturas metálicas a laje ortotrópica com enrijecedores longitudinais é uma solução possível.

Figura 2.36: Configurações possíveis para o tabuleiro: seção antiga (a) e atual (b) (LEONHARDT, 1974).

2.2.3.1 Tabuleiros de aço

A grande vantagem na utilização de tabuleiros de aço está na redução do peso próprio da estrutura, o que traz conseqüências para o dimensionamento de todos os

outros elementos estruturais, como torres, estais, pilares e fundações. No entanto, os custos do aço e da construção são bem superiores ao de uma estrutura em concreto.

Para pontes de pequenos e médios vãos, onde os estais representam apenas cerca de 10 a 20 % do custo total, a utilização de seções de aço não representa, por exemplo, grande economia para os estais. Além disso, agrava-se o problema de fadiga nos cabos, pelo aumento da relação q/g (carga variável/carga permanente). No entanto, para pontes com vãos muito grandes, o elevado peso próprio passa a ser uma preocupação fundamental e a utilização de seções de aço torna-se muito atrativa (WALTHER, 1985).

A laje de um tabuleiro em aço é geralmente constituída por uma chapa de aço (tipicamente de 12 mm) com enrijecedores longitudinais de seção aberta ou fechada, que são suportados por vigas transversais (Figura 2.36-b). Pode-se utilizar estas chapas ortotrópicas apenas na laje e os outros elementos projetados com chapas maciças ou treliças, como por exemplo foi empregado na Ponte sobre o Rio Paraná, na Argentina.

2.2.3.2 Tabuleiros de concreto

A principal vantagem na utilização de tabuleiros de concreto é o menor custo quando comparado aos de aço. No entanto, o maior peso próprio aumenta as seções transversais requeridas para os estais, torres e pilares. O uso do concreto é especialmente atrativo para o caso de pontes estaiadas auto-ancoradas onde os esforços de compressão são muito altos.

No caso de seções celulares, a laje inferior pode ser omitida na seção central do vão principal para redução do peso próprio, no entanto, deve-se garantir que toda a armadura longitudinal possa ser disposta nas almas da seção.

Os tabuleiros em concreto podem ser pré-moldados ou moldados in loco. No caso de elementos pré-moldados, a construção pode ser feita por meio de balanços sucessivos com o auxílio dos cabos permanentes. Na construção da Ponte Diepoldsau na Suíça, utilizou-se a técnica de balanços sucessivos com moldagem in loco. Uma forma móvel foi suspensa diretamente pelos cabos permanentes e a componente de força horizontal dos novos cabos transferida para a parte do tabuleiro já concretada (WALTHER, 1985).

Na Figura 2.37 apresenta-se um exemplo de seção de concreto constituída de duas vigas longitudinais e transversinas.

Figura 2.37: Seção transversal de concreto da Ponte Quetzalapa (vão central de 213 m, 1993), no México. Medidas indicadas em metros. (REVELO; GUILLEN; CHAUVIN, 1993)

2.2.3.3 Tabuleiros mistos

Exceto para pontes com vãos excessivamente grandes, o alto custo das lajes ortotrópicas tem feito com que essa solução seja substituída por tabuleiros mistos, nos quais a laje é de concreto e os demais elementos de aço. As grandes vantagens estão na apreciável redução do peso próprio da estrutura quando comparado ao tabuleiro exclusivamente de concreto e nas facilidades de içamento dos elementos de aço.

O fato do peso próprio ser maior do que o de um tabuleiro exclusivamente em aço não é uma grande desvantagem, exceto no caso de grandes vãos. A maior relação q/g (carga variável/carga permanente) é favorável para evitar o fenômeno de fadiga dos estais.

Segundo WALTHER (1985), as pontes construídas com seções mistas em geral não possuem uma boa concepção estrutural. Isto porque as vigas longitudinais em aço estão submetidas a elevadas tensões de compressão (dependendo das condições de vinculação horizontal), acentuadas pela retração e fluência, que podem tornar-se críticas ocasionando, por exemplo, problemas de instabilidade local. Recomenda-se a utilização do concreto em todos os elementos altamente comprimidos, como por exemplo a laje e as vigas longitudinais, e do aço nos elementos onde predominam os esforços de tração ou flexão, como as vigas transversais e contraventamentos.

2.2.4 Configuração da seção transversal

Um dos aspectos mais importantes na definição da seção transversal é a rigidez à torção necessária para garantia do equilíbrio global do sistema.

Se a seção transversal é aberta, conforme representado nas Figuras 2.38-a e 2.38-c é necessário que o sistema de cabos ofereça rigidez à torção. No caso de seções celulares (Figura 2.38-b) ou seções fechadas por treliças (Figura 2.38-d), o próprio tabuleiro é capaz de resistir aos esforços de torção.

Figura 2.38: Quatro configurações básicas para a seção transversal (GIMSING, 1983).

Um exemplo de seção aberta em concreto que tem sido muito utilizada recentemente está apresentado na Figura 2.39. Nesta configuração, as vigas longitudinais são posicionadas diretamente abaixo dos planos de cabos de modo a facilitar a ancoragem dos estais. São embutidas bainhas nas vigas, pelas quais passam os cabos que são ancorados na face inferior. Para auxiliar no suporte da laje, são dispostas transversinas entre as vigas, que podem ser metálicas para redução do peso próprio da estrutura.

Figura 2.39: Seção transversal de concreto com configuração aberta (GIMSING, 1983).

No caso de seções celulares, três configurações básicas podem ser encontradas (GIMSING, 1983). A Figura 2.40-a apresenta uma seção celular retangular, com balanços apoiados em peças inclinadas ligadas à laje inferior da célula. É usual dispor-se uma viga longitudinal secundária nos pontos em que as peças inclinadas interceptam as vigas da laje.

A aplicação de uma seção trapezoidal permite um suporte mais eficiente das vigas da laje, dispensando a utilização de peças inclinadas e além disso, fornece à seção uma configuração com melhores propriedades aerodinâmicas (Figura 2.40-b). Nesta seção, as excitações por desprendimentos de vórtices de Von-Karman são reduzidas, assim como os carregamentos aerodinâmicos com amortecimento equivalente muito pequeno ou negativo.

Figura 2.40: Configurações básicas para as seções transversais do tabuleiro (GIMSING, 1983).

Na Ponte Faro, na Dinamarca, utilizou-se uma seção trapezoidal mas foram eliminados os balanços da laje. A principal razão disto foi garantir que todos os enrijecedores e diafragmas permanecessem no interior da seção onde a proteção à corrosão foi garantida pela desumidificação do ar (Figura 2.41).

Figura 2.41: Seção transversal da Ponte Faro, na Dinamarca (GIMSING, 1983).
Medidas indicadas em milímetros.

Uma outra seção transversal que deve ser citada é a da Ponte Brotonne, na França. Neste caso, o tabuleiro é constituído de uma única célula e para transferir os esforços entre as vigas e o sistema de cabos central foram dispostas duas peças inclinadas, conforme representado na Figura 2.42. Essas peças também são necessárias nos três casos indicados na Figura 2.40, se não forem previstas transversinas robustas.

Figura 2.42: Seção transversal da Ponte Brotonne, na França (GIMSING, 1983).

Em seções muito largas pode ser vantajoso utilizar-se uma seção multicelular, de modo que as vigas transversais da laje tornam-se contínuas e apoiadas em diversas vigas principais (Figura 2.40-c).

Mesmo quando o sistema de cabos oferece rigidez à torção para o sistema, pode-se utilizar seções celulares, com a vantagem de propiciar a redução da variação de tensões nos cabos. Na Figura 2.43-a apresenta-se uma seção celular relativamente estreita. Para transferência dos esforços das almas da seção para o sistema de cabos foram dispostas rígidas vigas armadas transversais, formadas por vigas superiores, cujas extremidades estão ligadas por peças inclinadas à laje inferior da célula. Este sistema estrutural é similar ao apresentado na Figura 2.40-a, no entanto o papel desempenhado pela peça inclinada é bem diferente, uma vez que na Fig 2.40-a ela está em compressão e na Figura 2.43-a está tracionada.

Na Figura 2.43-b está representada uma seção transversal com duas vigas celulares dispostas junto às extremidades do tabuleiro. Nesta configuração, os cabos estão mais próximos das almas facilitando a transferência de esforços, mas ainda é necessária uma rígida viga transversal para transferência de esforços das almas internas para o sistema de cabos.

Para facilitar a transferência de esforços entre as vigas longitudinais e os sistemas de cabos pode-se adotar a configuração esquematizada na Figura 2.43-c. Neste

caso deve-se garantir apenas a colocação de diafragmas no interior da célula nas seções de ancoragem dos cabos.

Figura 2.43: Seções transversais básicas para tabuleiros com rigidez à torção e dois planos de cabos (GIMSING, 1983).

Portanto, é válido observar que quando os planos de cabos estão localizados distantes das vigas longitudinais, a transmissão de cargas destas vigas para os cabos é feita através de vigas transversais de ancoragem.

É importante ressaltar que quanto maior o espaçamento longitudinal entre os cabos, maior a rigidez e resistência requerida para estas vigas de ancoragem, pois o esforço a ser transferido é maior. No caso de pontes de múltiplos estais, como o número necessário de vigas de ancoragem é alto passa a ser fundamental o posicionamento das vigas longitudinais junto aos planos de cabos.

As seções com vigas em treliça foram utilizadas durante muito tempo, uma vez que oferecem grande rigidez à torção e à flexão, necessárias para atender aos requisitos de concepção das pontes da primeira geração, conforme explicitado no item 1.2. Atualmente, elas têm sido aplicadas principalmente no caso de pontes com tráfego em dois níveis diferentes.

Três configurações básicas estão ilustradas na Figura 2.44. No esquema estrutural da Figura 2.44-a, o tráfego atua apenas no nível superior e a laje é suportada por vigas transversais conectadas às treliças longitudinais. Para assegurar a transmissão de momentos torsores pode-se utilizar peças inclinadas conforme representado pelas linhas tracejadas. Em seções muito largas é vantajoso substituir as vigas transversais por

treliças de mesma altura das treliças longitudinais, que transferem os esforços provenientes da laje e garantem grande rigidez à torção (Figura 2.44-b). Em pontes com tráfego nos dois níveis, as lajes devem ser conectadas às faces superior e inferior das treliças longitudinais (Figura 2.44-c). Neste caso não se pode dispor de peças inclinadas e a rigidez à torção do tabuleiro deve ser garantida pela seção transversal constituída pelas lajes e pelas peças verticais das treliças longitudinais, formando um quadro.

Figura 2.44: Seções transversais básicas para seções com vigas longitudinais em treliça (GIMSING, 1983).

2.3 Torre

Como ocorre com qualquer outro componente de um sistema estrutural, o comportamento da torre depende de sua interação com todos os demais elementos, como por exemplo: conexão com o tabuleiro e com o sistema de cabos e condições de vinculação externa de toda a estrutura. Deste modo, critérios específicos de análise estrutural devem ser utilizados para que sejam corretamente consideradas todas as interações próprias deste sistema estrutural.

2.3.1 Comportamento na direção longitudinal

2.3.1.1 Interação com o sistema de cabos

A rigidez longitudinal exigida para a torre depende basicamente do sistema de cabos utilizado.

No caso de sistemas de cabos em harpa, que são sistemas instáveis, as cargas assimétricas entre os vãos central e lateral podem ser equilibradas pela flexão longitudinal da torre ou do tabuleiro, conforme apresentado no item 2.1.2.1. No entanto, a fim de se reduzir a deformabilidade do tabuleiro, deve-se prover a torre de elevada rigidez longitudinal à flexão, para que possa resistir aos elevados momentos fletores provenientes de cargas assimétricas.

Por outro lado, se a rigidez do tabuleiro for elevada, a torre tem uma função insignificante na garantia da estabilidade longitudinal global. Neste caso, pode-se adotar apoios móveis nas conexões entre os estais e a torre, a fim de eliminar-se totalmente a transmissão de forças horizontais entre estes elementos, mas sempre tendo-se em mente que a eficiência global do sistema é assim reduzida.

Nas estruturas com sistemas de cabos em leque os estais de ancoragem conferem ao sistema grande rigidez longitudinal, uma vez que criam apoios elásticos para o topo da torre. Os momentos fletores longitudinais nela atuantes são reduzidos já que grande parte dos esforços horizontais desequilibrados é transferida diretamente ao cabo de ancoragem. Neste caso, a rigidez longitudinal das torres tem pequena influência no comportamento estrutural do conjunto e suas seções transversais são definidas principalmente pelas exigências de estabilidade transversal, inclusive na fase construtiva.

Em sistemas de cabos em harpa modificado, o equilíbrio de cargas assimétricas ocorre por flexão da torre ou do tabuleiro como no caso dos sistemas em harpa.

Portanto, a definição da rigidez longitudinal da torre depende basicamente do sistema estrutural adotado, no qual a configuração do sistema de cabos e a rigidez do tabuleiro exercem grande influência.

2.3.1.2 Condições de vinculação

A função principal da torre é transmitir as reações do sistema de cabos para a meso e infraestrutura. Para que seja obtida a máxima eficiência, o caminhamento dos esforços deve ser o mais simples e curto possível. Deste modo, as condições de vinculação devem ser concebidas para que cargas verticais provoquem apenas solicitações normais na torre.

Para sistemas com um mastro central existem duas soluções básicas. A primeira consiste em engastar a torre ao tabuleiro e garantir a transferência das tensões normais da torre para o pilar por meio de uma conexão livre à rotação posicionada sob o tabuleiro (Figura 2.45-a). O engastamento entre a torre e o tabuleiro é feito através de uma rígida viga transversal com apoios em suas extremidades, necessários para equilíbrio dos momentos causados pelas cargas transversais atuantes na torre e dos momentos torsores atuantes no próprio tabuleiro.

Figura 2.45: Duas condições de vinculação possíveis para a torre suportando um sistema de cabos central (GIMSING, 1983).

A segunda possibilidade consiste em garantir a estabilidade da torre por meio do seu engastamento ao pilar (mantendo-a desvinculada do tabuleiro), deste modo os apoios presentes no tabuleiro são responsáveis apenas pelo equilíbrio de momentos torsores e demais esforços nele atuantes (Figura 2.45-b).

Para sistemas com dois mastros essas duas condições de configuração também são possíveis, conforme apresentado na Figura 2.46.

Figura 2.46: Duas condições de vinculação possíveis para torres com dois mastros (GIMSING, 1983)

2.3.2 Configuração transversal

2.3.2.1 Torres com mastro único

Esta solução é em geral utilizada para pontes de pequenos e médios vãos. No entanto, pode ser aplicada também a vãos maiores uma vez que a esbeltez transversal da torre é reduzida pelo efeito estabilizante dos cabos conforme será apresentado no item 3.3.

No caso de torres com seções transversais de grandes dimensões, para evitar-se o aumento da largura do tabuleiro devido à passagem da torre pela seção é usual a utilização da configuração apresentada na Figura 2.47. Além disso, a estabilidade transversal é deste modo aumentada. No entanto, esta solução possui limitações devido a fatores econômicos, estéticos e às dificuldades de içamento (WALTHER, 1985).

Figura 2.47: Torre com configuração Y invertido, que suporta um plano de cabos central (WALTHER, 1985).

Uma alternativa pouco utilizada, mas perfeitamente viável é a aplicação de dois planos inclinados de cabos com uma torre de mastro único, conforme representado na Figura 2.48. Neste caso, a estabilidade transversal é garantida pelos cabos de ancoragem e a rigidez transversal da torre pode ser mantida baixa.

Figura 2.48: Torre de mastro único e dois planos de cabos inclinados (GIMSING, 1983).

2.3.2.2 Torres com dois mastros

Em estruturas de dimensões moderadas, a torre pode ser constituída de dois mastros independentes (Figura 2.49-a). Nesta configuração recomenda-se o alinhamento do plano de cabos com o eixo do mastro, para evitar-se a introdução de flexão transversal na torre e grandes deslocamentos, que são acentuados pela fluência. Em pontes com tabuleiros simplesmente apoiados, este alinhamento pode ser garantido interrompendo-se a viga longitudinal antes que ela intercepte a torre (Figura 2.50). No caso de tabuleiros contínuos pode-se utilizar consolos laterais (Figura 2.51).

Figura 2.49: Configurações possíveis para a torre (WALTHER, 1985).

Figura 2.50: Tabuleiro com viga descontínua na intersecção com a torre (GIMSING, 1983).

Figura 2.51: Tabuleiro contínuo com manutenção de alinhamento entre os eixos dos mastros e os planos de cabos (Steyregger Bridge).

Para redução da largura da seção transversal do tabuleiro pode-se adotar planos de cabos inclinados, conforme representado na Figura 2.49-b. A fim de se eliminar os problemas de flexão transversal da torre resultantes desta configuração é usual utilizar-se vigas de travamento (Figura 2.49-c). Estas vigas também podem estar presentes abaixo do tabuleiro, quando forem construídas torres elevadas diretamente vinculadas às fundações.

Em pontes com largura do tabuleiro superior à distância entre os planos de cabos (por exemplo, no caso de pontes com passagem para pedestres na região externa aos cabos) pode-se utilizar a inclinação dos mastros para aumento do vão livre transversal na altura do tabuleiro (Figura 2.49-d). Em estruturas com sistemas de cabos em harpa ou leque modificado é recomendada a utilização da configuração representada na Figura 2.52, para evitar a ligação dos estais no trecho inclinado do mastro.

Figura 2.52: Torre suportando um sistema de cabos em harpa modificado (GIMSING, 1983).

Em estruturas de grandes vãos e conseqüentemente com altas torres, é possível utilizar a configuração em A ou diamante, de modo que a moderada inclinação dos mastros atenda aos requisitos de desobstrução à passagem de veículos (Figuras 2.49-d e 2.49-e respectivamente). Além disto, quando as inclinações dos mastros são muito acentuadas, o aumento de custo se comparado à configuração com torres verticais pode tornar esta alternativa inviável, exceto quando existir grande contribuição devido ao acréscimo de estabilidade do sistema.

A combinação de uma torre na forma de A com dois planos de cabos inclinados oferece grande rigidez à atuação de cargas assimétricas. Nos dois esquemas simplificados da Figura 2.53 esta diferença mostra-se clara. Na Figura 2.53-a tem-se uma torre com dois mastros verticais e dois planos de cabos verticais. Neste caso, o deslocamento vertical δ no ponto de aplicação da carga vertical será devido principalmente ao alongamento dos cabos AB e BC . Se o tabuleiro possuir baixa rigidez à torção nenhum deslocamento ocorrerá no plano de cabos descarregado.

(a)

(b)

Figura 2.53: Comparação entre flechas do tabuleiro em um sistema com dois planos de cabos e torres verticais (a) e outro com dois planos de cabos inclinados e torre na forma de A (b).

Na Figura 2.53-b, a torre possui forma de A e dois planos de cabos inclinados. Nesta configuração o deslocamento do topo da torre (ponto B) depende dos alongamentos dos cabos BC e BC' e conseqüentemente o deslocamento vertical δ no ponto de aplicação de carga será menor do que no sistema com torre em pórtico. Além disso, o ponto A' passará a apresentar deslocamentos devido ao deslocamento longitudinal do ponto B (GIMSING, 1983).

Comportamento similar é encontrado em torres com dois mastros conectados por uma viga de travamento bastante rígida. Nesta configuração uma parcela da força horizontal H_p pode ser transferida pela viga transversal e equilibrada pelo outro plano de cabos, induzindo momentos torsores nos mastros, que devem ser considerados no seu dimensionamento (Figura 2.54).

Figura 2.54: Distribuição da força horizontal H_p entre os dois planos de cabos (GIMSING, 1983).

Portanto, conclui-se que tanto no caso de torres em forma de A como em torres na forma de pórtico, os deslocamentos de torção são reduzidos se comparados às torres com mastros independentes. Como conseqüência, melhora-se muito o comportamento dinâmico. As frequências próprias de torção aumentam e reduzem-se as possibilidades de acoplamento de modos, presentes em instabilidades aerodinâmicas como *flutter*.

Torres muito altas em A podem levar à adoção de uma configuração diamante conforme a representada na Figura 2.55-c, para redução da largura do pilar. No entanto, com isto aumenta-se a rigidez à flexão necessária para a torre, uma vez que sua inclinação é desfavorável e conseqüentemente os momentos fletores e deslocamentos são superiores se comparados às soluções apresentadas nas Figuras 2.55-a e 2.55-b.

Figura 2.55: Momentos fletores e deformações dos três tipos de torres indicadas. (GIMSING, 1983).

2.3.3 Seção transversal

A definição da seção transversal da torre depende principalmente da força normal que a solicita, uma vez que esta é a ação predominante.

Apesar do maior peso próprio do concreto, diversos fatores influenciam na escolha da utilização de concreto ou aço para a seção transversal, tais como: condições do solo, velocidade de içamento, estabilidade da fase construtiva, disponibilidade de material e mão de obra.

É usual a utilização de seções na configuração de caixão, onde as paredes são constituídas de chapas de aço (com espessuras que podem variar de 25 mm a valores superiores a 100 mm). Devido às elevadas tensões de compressão são dispostos enrijecedores longitudinais espaçados de 30 a 40 vezes a espessura da placa. Para suporte destes enrijecedores são instalados diafragmas internos à seção, cuja principal função é garantir a estabilidade, uma vez que os esforços de torção são de modo geral pouco significativos (Figura 2.56).

Figura 2.56: Seção transversal de uma torre em aço (GIMSING, 1983).

As seções transversais das torres das pontes estaiadas são em geral de pequenas dimensões o que permite que sejam pré-fabricados segmentos que compreendem a seção inteira, evitando-se assim a necessidade de juntas transversais. No entanto, quando as seções são muito grandes pode-se dividi-la em segmentos, em geral unidos por parafusos, a fim de facilitar o içamento.

Em geral, torres de concreto possuem seção caixão com paredes de grande espessura devido às elevadas tensões normais de compressão. Deve-se ter em mente que durante a fase de içamento, a torre está sujeita a baixos valores de força normal e recebe as solicitações do vento e de momentos resultantes da diferença entre o número de segmentos de tabuleiro içados de cada lado do apoio. Deste modo, usualmente a armadura longitudinal da torre é definida pelas solicitações atuantes nesta fase.

Na Figura 2.57, exemplifica-se a aplicação de uma torre em concreto, onde é importante notar a presença de protensão transversal para suportar as altas tensões introduzidas pelos estais.

Figura 2.57: Torre em concreto da Ponte de Baytown (vão central de 381 m, 1995), nos Estados Unidos (SVENSSON; LOVETT, 1994).

CAPÍTULO 3

MODELOS SIMPLIFICADOS PARA CONCEPÇÃO PRELIMINAR

Uma ponte de múltiplos estais é um sistema de grande hiperestaticidade, deste modo, a utilização de modelos computacionais capazes de representar corretamente seu comportamento físico, dentro de uma tolerância aceita, é fundamental para a simplificação das etapas de projeto.

Como em qualquer outro projeto estrutural, a análise de uma ponte estaiada é caracterizada por diversas etapas. A primeira consiste em determinar as dimensões iniciais dos elementos estruturais de modo a obter-se uma alternativa viável. Nesta etapa, pode-se fazer uso de modelos de cálculo simplificados, que em geral não consideram os efeitos de segunda ordem.

Após verificação da viabilidade da solução estrutural adotada procede-se a segunda etapa, na qual os estados limites último e de serviço são verificados a partir de análises que levam em conta os efeitos das não linearidades física e geométrica. A análise não linear é necessária, já que nestas estruturas a torre e o tabuleiro estão submetidos a elevados esforços normais que causam esforços e deslocamentos de segunda ordem quando a estrutura se deforma. Outra aspecto importante é a análise dinâmica, com a determinação dos modos próprios de vibração, do comportamento aeroelástico e dos efeitos psicológicos causados pela vibração.

A grande diferença deste procedimento com relação ao usualmente adotado nos projetos estruturais está no fato de que como se pode determinar o pré-

alongamento aplicado aos estais, os esforços devidos às cargas permanentes podem ser alterados até que se obtenha sua distribuição mais favorável.

Figura 3.1: Fluxograma simplificado do projeto de uma ponte estaiada (WALTHER, 1985).

Na Figura 3.1 verifica-se um fluxograma simplificado do projeto de uma ponte estaiada. Na primeira etapa são definidas as características geométricas de toda a estrutura, ou seja, a proporção entre os vãos laterais e o central, as condições de vinculação, as seções transversais para a torre e o tabuleiro, o número de planos de estais e seu arranjo. Nesta fase é fundamental que o projetista tenha conhecimento da influência das diversas propriedades estruturais no comportamento global do sistema. A etapa seguinte consiste na definição da área dos estais e do seu pré-alongamento, através de métodos simplificados. A partir da definição inicial da estrutura completa, pode-se proceder à análise estática, calculando-se os esforços solicitantes e as deformações. É nesta etapa que o pré-alongamento inicial dos estais deve ser alterado para obtenção de

flechas nulas no tabuleiro para efeito de carga permanente, ou até mesmo estabelecimento de uma contra-flecha inicial. A seguir as seções são checadas e se necessário são estabelecidas novas modificações no pré-alongamento inicial dos estais. Finalmente é feita a análise dinâmica e das frequências naturais, assim como a checagem das fases construtivas.

No caso de pontes construídas pelo método dos balanços sucessivos, é muito importante a verificação das fases construtivas. Os alongamentos axiais dos cabos sob efeito das cargas permanentes são anulados pelo efeito da protensão, que é aplicada aos estais à medida que as aduelas vão sendo posicionadas. Deste modo, a protensão de um estai tem efeito sobre as tensões e deformações do trecho já construído e dos cabos já ancorados. Além disso, a adição de uma nova aduela modifica a estrutura a cada nova etapa e conseqüentemente a distribuição de tensões.

3.1 Aspectos de Modelagem

Com base no exposto anteriormente, conclui-se que é necessário que sejam desenvolvidos modelos simplificados capazes de auxiliar o projetista na fase de concepção inicial, em que a viabilidade da solução estrutural é verificada e diversas alternativas são comparadas entre si. Para a fase final pode-se adotar modelos computacionais mais complexos, usualmente simulados pelo método dos elementos finitos, para que se proceda à análise estática e dinâmica da solução escolhida, incluindo os efeitos das não-linearidades física e geométrica.

Pode-se adotar modelos planos ou espaciais para a idealização da estrutura. Um modelo plano, através da projeção de toda a estrutura no plano e sua representação por barras é comumente adotado nas fases iniciais. Para a fase de verificação final é usual a adoção de modelos espaciais mais complexos. É importante notar que como estes modelos complexos envolvem em geral diversos parâmetros é recomendável a avaliação da consistência dos resultados obtidos por comparação com os de modelos simplificados, que também permitem identificar possíveis problemas numéricos envolvidos no processamento e compreender de forma mais clara o comportamento da estrutura.

O dimensionamento final também pode ser feito por meio de modelos planos quando a flexão transversal da torre é desprezível. Neste caso, a flexão transversal do tabuleiro pode ser determinada por métodos tradicionais (tabelas, superfícies de influência, etc).

3.2 Modelos para representação do comportamento do tabuleiro na fase final

3.2.1 Aspectos Gerais

A consideração dos aspectos construtivos permite a compreensão do comportamento da estrutura sob efeito das cargas permanentes. Quando a construção é feita pelo método de balanços sucessivos com auxílio dos estais para alívio do carregamento de peso próprio (um dos métodos que tem sido mais empregado atualmente), pode-se assumir que é aplicado a cada cabo um pré-alongamento correspondente à carga de uma etapa, correspondente geralmente ao peso do tabuleiro entre dois estais consecutivos. Uma outra possibilidade é aquela em que é imposto ao cabo um pré-alongamento tal que o eixo final da estrutura assuma a posição desejada para a obra pronta, para isto deve-se levar em conta os efeitos das demais cargas permanentes, como por exemplo do revestimento, e prever alguma contra flecha para cobrir o efeito das deformações lentas causadas pelo fenômeno da fluência.

Portanto, fica claro que após a união das diversas aduelas, o diagrama final de momentos fletores devido às cargas permanentes pode ser obtido a partir do modelo de um tabuleiro sobre apoios rígidos, uma vez que os alongamentos dos cabos quando submetidos a este carregamento são anulados pelos pré-alongamentos dos estais. É importante ressaltar que isto só é verificado quando for utilizada uma sequência construtiva que garanta flechas nulas no tabuleiro, a partir do controle da força de protensão dos estais. Deste modo, as componentes verticais de forças nos estais para carga permanente podem ser consideradas iguais às reações de apoio verificadas neste modelo, exceto para o estai de ancoragem que é responsável pela restrição dos deslocamentos da torre.

Para efeito de carga variável, o comportamento do tabuleiro está sujeito às deformações axiais dos estais, deste modo um modelo mais representativo do comportamento físico é o de um tabuleiro sobre apoios flexíveis, onde cada estai pode ser representado por uma mola de rigidez equivalente. Além das deformações dos estais sob efeito da carga vertical no tabuleiro deve-se considerar que as torres, vinculadas elasticamente pelos estais, fletam e por compatibilidade aumentam os deslocamentos verificados no tabuleiro, causando alongamentos ou encurtamentos dos cabos.

Os deslocamentos verticais causados pelas cargas variáveis devem ser adicionados aos obtidos para efeito de carga permanente, assim como os respectivos momentos fletores.

Um aspecto importante a ser observado é a introdução de tensões normais no tabuleiro pelos estais, que consideradas conjuntamente com os deslocamentos verticais causam efeitos de segunda ordem significativos. Esses efeitos foram desprezados nos modelos de viga sobre apoios elásticos aqui discutidos.

Com base neste comportamento, pode-se citar dois modelos simplificados para análise do tabuleiro.

O primeiro representa o tabuleiro por uma viga sobre apoios elásticos, uma vez que considera a hipótese de que não ocorrem deformações no plano da seção transversal.

No segundo modelo, propõe-se a substituição da viga por uma placa sobre apoios flexíveis, de modo que o caminhamento transversal de carga possa ser considerado. Este modelo representa de forma mais precisa o comportamento de tabuleiros com seções deformáveis e suspensão lateral.

Neste trabalho, serão deduzidas as expressões analíticas que representam o primeiro modelo apenas, cabendo a trabalhos futuros a dedução das expressões para o segundo caso.

É válido ressaltar, que no caso de estruturas estáveis de primeira ordem, modelos planos de barras com tabuleiro todo articulado no encontro com cada um dos estais permitem uma boa avaliação do comportamento da estrutura. É o caso, por exemplo, de uma obra com plano central de cabos em leque, auto-ancorado. Esse

modelo resulta isostático e fornece uma visão geral muito clara do comportamento da estrutura.

3.2.2 Tabuleiro representado por uma viga sobre apoios elásticos

Neste modelo será considerada a hipótese de que não ocorrem deformações no plano da seção transversal, de modo que pode-se utilizar um modelo plano, no qual o tabuleiro é longitudinalmente representado por uma viga.

3.2.2.1 Determinação do módulo de elasticidade equivalente do estai

Para que seja considerada a perda de rigidez do estai devido à sua curvatura, seu módulo de elasticidade deve ser representado pelo Módulo de Dischinger, cuja expressão será deduzida a seguir.

Suponha-se inicialmente um estai horizontal de comprimento s , peso específico γ , seção transversal com área A , deslocamento f na seção C e corda de dimensão l , conforme representado na Figura 3.2.

Figura 3.2: Propriedades geométricas do estai.

Quando submetido à atuação de seu peso próprio surgem esforços de tração N nas suas extremidades, que podem ser decompostos nas parcelas V e H conforme indicado.

A partir da condição de momento nulo na seção C , obtém-se:

$$f = \frac{q.l^2}{8.H} \quad (3.1)$$

Onde:

$$q = \gamma .A \quad (3.2)$$

- *Determinação do alongamento Δs do estai:*

O alongamento δ de um elemento infinitesimal ds pode ser expresso por:

$$\delta(ds) = \frac{N}{E.A} .ds \quad (3.3)$$

Se desejarmos expressar δ em função de dx , onde x é o eixo representado na Figura 3.2, deve-se proceder à seguinte mudança de variáveis:

$$ds = \frac{dx}{\cos\theta} \quad (3.4)$$

$$N = \frac{H}{\cos\theta} \quad (3.5)$$

Onde:

θ = ângulo entre o eixo da configuração deformada e indeformada do elemento infinitesimal ds em análise (Figura 3.2 – Detalhe 1).

Deste modo, tem-se:

$$\delta(dx) = \frac{H}{E.A.\cos^2\theta} dx = \frac{H}{E.A} .(1 + \operatorname{tg}^2\theta)dx \quad (3.6)$$

A variável $\operatorname{tg}\theta$ pode ser representada por $y' = \frac{dy}{dx}$, onde o eixo y está representado na Figura 3.2.

O alongamento total Δs do estai é portanto obtido pela integração de todos os alongamentos infinitesimais ao longo do cabo:

$$\Delta s = \int_0^s \delta(ds) \quad (3.7)$$

Ou, em função de x :

$$\Delta s = \int_0^l \frac{H}{E.A} \cdot (1 + y'^2) dx \quad (3.8)$$

Admitindo-se que para carga uniformemente distribuída, a configuração do estai assume a forma de uma parábola de segundo grau, tem-se:

$$y = \frac{4.f}{l^2} \cdot x \cdot (x - l) \quad (3.9)$$

É importante notar que a consideração de uma parábola para representação da configuração deformada do estai é uma simplificação, uma vez que dever-se-ia calcular sua catenária.

Derivando-se a expressão (3.9) em relação a x :

$$y' = \frac{8f}{l^2} \cdot \left(x - \frac{l}{2} \right) \quad (3.10)$$

Substituindo-se (3.10) em (3.8) e efetuando-se a integração, tem-se:

$$\Delta s = \frac{H.l}{E.A} \cdot \left(1 + \frac{16.f^2}{3.l^2} \right) \quad (3.11)$$

- *Determinação do comprimento s do estai*

O comprimento s do estai, do ponto A ao ponto B (Figura 3.2), pode ser determinado pela expressão:

$$s = \int_0^l \sqrt{1 + \left(\frac{dy}{dx} \right)^2} \cdot dx = \int_0^l \sqrt{1 + y'^2} \cdot dx \quad (3.12)$$

Substituindo-se (3.10) em (3.12), tem-se:

$$s = \int_0^l \sqrt{1 + \left[\frac{8.f}{l^2} \cdot \left(x - \frac{l}{2} \right) \right]^2} \cdot dx \quad (3.13)$$

Sabendo-se que:

$$\int \sqrt{1 + z^2} \cdot dz = \frac{1}{2} \cdot z \cdot \sqrt{1 + z^2} + \frac{1}{2} \cdot \ln \left[z + \sqrt{1 + z^2} \right]$$

A expressão (3.13) pode ser reescrita como:

$$s = l \left[\frac{1}{2} \sqrt{1 + 4 \left(\frac{2 \cdot f}{l} \right)^2} + \frac{l}{8 \cdot f} \cdot \ln \left[\sqrt{1 + 4 \left(\frac{2 \cdot f}{l} \right)^2} + 2 \left(\frac{2 \cdot f}{l} \right) \right] \right] \quad (3.14)$$

Expandindo a expressão acima em série binomial:

$$s = l \left[1 + \frac{2}{3} \left(\frac{2 \cdot f}{l} \right)^2 - \frac{2}{5} \left(\frac{2 \cdot f}{l} \right)^4 + \frac{4}{7} \left(\frac{2 \cdot f}{l} \right)^6 - \dots \right] \quad (3.15)$$

Pode-se utilizar simplificadaamente apenas os dois primeiros termos desta expressão, garantindo-se ainda assim uma boa aproximação:

$$s = l \left[1 + \frac{2}{3} \left(\frac{2 \cdot f}{l} \right)^2 \right] = l \left[1 + \frac{8 \cdot f^2}{3 \cdot l^2} \right] \quad (3.16)$$

- *Condições de compatibilidade*

Para dedução do módulo de elasticidade equivalente de Dischinger serão consideradas duas configurações de equilíbrio para o estai horizontal em estudo, conforme representado na Figura 3.3. Partindo-se da condição 1 a força H_1 foi acrescida para H_2 e o comprimento l passou a ser $l + \delta$ na condição 2. Portanto, utilizando-se as expressões (3.11) e (3.16) tem-se:

Figura 3.3: Condições 1 e 2 de análise.

- Para a condição 1:

$$s_1 = l \cdot \left[1 + \frac{8 \cdot f_1^2}{3 \cdot l^2} \right] \quad (3.17)$$

$$\Delta s_1 = \frac{H_1 \cdot l}{E \cdot A} \left[1 + \frac{16 \cdot f_1^2}{3 \cdot l^2} \right] \quad (3.18)$$

- Para a condição 2:

$$s_2 = (l + \delta) \cdot \left[1 + \frac{8 \cdot f_2^2}{3 \cdot (l + \delta)^2} \right] \quad (3.19)$$

$$\Delta s_2 = \frac{H_2 \cdot (l + \delta)}{E \cdot A} \left[1 + \frac{16 \cdot f_2^2}{3 \cdot (l + \delta)^2} \right] \quad (3.20)$$

Para garantia de compatibilidade deve-se ter que o comprimento inicial do estai é o mesmo nas duas situações, deste modo tem-se:

$$s_2 - \Delta s_2 = s_1 - \Delta s_1 \quad (3.21)$$

Substituindo-se as expressões (3.17) a (3.20) na expressão (3.21) e reordenando os termos admitindo-se que:

$$l \gg \delta, \text{ ou seja } l + \delta \approx l;$$

$$H_1 = \sigma_1 \cdot A \text{ e } H_2 = \sigma_2 \cdot A;$$

$$f_1 = \frac{\gamma \cdot A \cdot l^2}{8 \cdot H_1}$$

$$f_2 = \frac{\gamma \cdot A \cdot (l + \delta)^2}{8 \cdot H_2}$$

tem-se:

$$\frac{\delta}{l} = \frac{\sigma_2 - \sigma_1}{E} + \frac{\gamma^2 \cdot l^2}{24} \cdot \left(\frac{1}{\sigma_1^2} - \frac{1}{\sigma_2^2} \right) + \frac{\gamma^2 \cdot l^2}{12 \cdot E} \cdot \left(\frac{1}{\sigma_2} - \frac{1}{\sigma_1} \right) \quad (3.22)$$

Sabendo-se que $E \gg \sigma$, pode-se desprezar o último termo:

$$\frac{\delta}{l} = \frac{\sigma_2 - \sigma_1}{E} + \frac{\gamma^2 l^2}{24} \left(\frac{1}{\sigma_1^2} - \frac{1}{\sigma_2^2} \right) \quad (3.23)$$

Para o estai inclinado a carga atuante na direção transversal à sua curvatura possui intensidade $q \cdot \cos \alpha$. Portanto, substituindo-se q por $q \cdot \cos \alpha$ nas expressões deduzidas, a solução deste problema permanece a mesma da solução de um estai horizontal com o mesmo comprimento de corda l (Figura 3.4).

Figura 3.4: Estai horizontal equivalente ao estai inclinado representado

Deste modo, substituindo-se q por $q \cdot \cos \alpha$, ou γ por $\gamma \cdot \cos \alpha$, e l por $L / \cos \alpha$ na equação (3.23) tem-se:

$$\frac{\delta}{l} = \frac{\sigma_2 - \sigma_1}{E} + \frac{\gamma^2 L^2}{24} \left(\frac{1}{\sigma_1^2} - \frac{1}{\sigma_2^2} \right) \quad (3.24)$$

É importante notar que como o estai é inclinado a força normal em uma das extremidades (N') é diferente do esforço normal na outra extremidade (N''), já que existe o efeito de uma componente do peso próprio do estai (representada por $q \cdot \sin \alpha$ na Figura 3.4). Deste modo, tem-se que:

$$H'' - H' = q \cdot \sin \alpha \cdot l$$

Onde H'' , H' , $q \cdot \sin \alpha$ e l estão representados na Figura 3.4.

Como normalmente o esforço $q \cdot \sin \alpha \cdot l$ é muito pequeno se comparado aos esforços atuantes no estai, será admitido um esforço H médio (Figura 3.4), tal que:

$$H = \frac{H'' + H'}{2} \gg q \cdot \sin \alpha \cdot l$$

Pela expressão (3.24), tem-se que o alongamento do estai $\frac{\delta}{l}$ pode ser interpretado pelo alongamento elástico, indicado pelo primeiro termo e pelo efeito da curvatura representado pelo segundo termo.

Nota-se também que não existe uma relação linear entre tensão e deformação. Portanto, a expressão (3.24) será linearizada pela introdução de um módulo de elasticidade equivalente E_{eq} , a fim de facilitar sua aplicação nos problemas de análise estrutural:

$$E_{eq} = \frac{\Delta \sigma}{\Delta \epsilon} = \frac{\sigma_2 - \sigma_1}{\delta} \cdot l \quad (3.25)$$

Substituindo-se (3.24) em (3.25) tem-se:

$$\frac{1}{E_{eq}} = \frac{1}{E} + \frac{\gamma^2 \cdot L^2}{24} \cdot \left(\frac{\sigma_1 + \sigma_2}{\sigma_1^2 \cdot \sigma_2^2} \right) \quad (3.26)$$

O módulo equivalente obtido pela expressão é um módulo de elasticidade secante definido entre os pontos A e B, conforme indicado na Figura 3.5.

Figura 3.5: Módulo de elasticidade equivalente para um estai com tensão variando de σ_1 a σ_2 .

Em pontes estaiadas com pequenos valores para a razão entre a carga variável e permanente, o módulo secante é usualmente substituído pelo módulo tangente, conforme ilustrado na Figura 3.6. Portanto, pode-se obter o módulo tangente E_{tan} , conhecido como módulo de elasticidade de Dischinger E^* , igualando-se σ_2 a σ_1 na expressão (3.26):

$$\frac{1}{E^*} = \frac{1}{E} + \frac{\gamma^2 L^2}{12 \sigma_1^3} \quad (3.27)$$

Figura 3.6: Módulo de elasticidade tangente.

3.2.2.2 Determinação da matriz de rigidez do cabo

Seja um estai com área de seção transversal A , comprimento s , ângulo α com o plano horizontal e com forças de tração N aplicadas nas suas extremidades, que podem ser decompostas nas componentes H e V . A partir dos graus de liberdade de deslocamentos u , v e w representados na Figura 3.7, pode-se deduzir a matriz de rigidez do cabo conforme metodologia proposta por MIRANDA (1980).

É importante ressaltar que será desprezado o deslocamento vertical do topo da torre por ser um valor muito pequeno se comparado aos demais deslocamentos, uma vez que está relacionado basicamente com o efeito de encurtamento da torre quando submetida às tensões de compressão causadas pelas cargas permanentes (considerando-se o efeito da fluência) e variáveis.

Será adotado como convenção que os valores positivos de u , v e w são aqueles que possuem os sentidos representados na Figura 3.7. Além disso, valores positivos de V e H serão aqueles que causam alongamentos do estai, submetendo-o a esforços de tração.

Figura 3.7: Estai e graus de liberdade de deslocamentos considerados.

Conforme comprovado por MIRANDA (1980), quando se considera como parâmetro de deformação do cabo o valor $\frac{\Delta l}{l}$ em substituição ao valor efetivo $\frac{\Delta s}{s}$, onde s é o comprimento do estai, é suficiente utilizar o módulo de elasticidade de

Dischinger para que se obtenham as tensões corretas nos estais. Deste modo, pode-se representar a deformação do cabo pela expressão:

$$\Delta l = v.\text{sen}\alpha + (w - u).\text{cos}\alpha \quad (3.28)$$

$$\Delta \epsilon = \frac{\Delta l}{l} \quad (3.29)$$

A partir das expressões (3.28) e (3.29) e substituindo-se l por $\frac{h}{\text{sen}\alpha}$, tem-se:

$$\Delta \epsilon = \frac{v}{h}.\text{sen}^2\alpha + \frac{w - u}{h}.\text{sen}\alpha.\text{cos}\alpha \quad (3.30)$$

$$\Delta \sigma = E^*.\Delta \epsilon \quad (3.31)$$

$$\Delta N = E^*.A.\Delta \epsilon = E^*.A.\left(\frac{v}{h}.\text{sen}^2\alpha + \frac{w - u}{h}.\text{sen}\alpha.\text{cos}\alpha\right) \quad (3.32)$$

Onde:

E^* = Módulo de Elasticidade de Dischinger

$\Delta \sigma$ = variação da tensão $\frac{N}{A}$ devido aos deslocamentos u , v e w .

ΔN = variação da força N nos estais devido aos deslocamentos u , v e w .

Admitindo-se que o cabo esteja sujeito apenas aos deslocamentos u , v e w , conforme representado na Figura 3.7 e utilizando-se a equação (3.32) tem-se que a força N total vale:

$$N = E^*.A.\left(\frac{v}{h}.\text{sen}^2\alpha + \frac{w - u}{h}.\text{sen}\alpha.\text{cos}\alpha\right) \quad (3.33)$$

Portanto, neste caso N corresponde à força causada pelo alongamento ou encurtamento do cabo quando submetido aos deslocamentos u , v e w . Desprezando-se o peso próprio do estai, pode-se decompor o esforço de tração N em uma componente horizontal H e em uma vertical V , obtendo-se:

$$V = N.\text{sen}\alpha = E^*.A\left(\frac{v}{h}.\text{sen}^3\alpha + \frac{w-u}{h}.\text{sen}^2\alpha.\cos\alpha\right) \quad (3.34)$$

$$H = N.\cos\alpha = E^*.A\left(\frac{v}{h}.\text{sen}^2\alpha.\cos\alpha + \frac{w-u}{h}.\text{sen}\alpha.\cos^2\alpha\right) \quad (3.35)$$

Substituindo-se h por $L.\text{tg}\alpha$ tem-se:

$$V = \frac{E^*.A}{L}.(v.\text{sen}^2\alpha.\cos\alpha + (w-u).\text{sen}\alpha.\cos^2\alpha) \quad (3.36)$$

$$H = \frac{E^*.A}{L}.(v.\text{sen}\alpha.\cos^2\alpha + (w-u).\cos^3\alpha) \quad (3.37)$$

Representando-se as expressões (3.36) e (3.37) matricialmente obtém-se:

$$\begin{bmatrix} V \\ H \end{bmatrix} = \frac{E^*.A}{L} \begin{bmatrix} \text{sen}^2\alpha.\cos\alpha & \text{sen}\alpha.\cos^2\alpha \\ \text{sen}\alpha.\cos^2\alpha & \cos^3\alpha \end{bmatrix} \begin{bmatrix} v \\ w-u \end{bmatrix}$$

Portanto, a matriz $\frac{E^*.A}{L} \begin{bmatrix} \text{sen}^2\alpha.\cos\alpha & \text{sen}\alpha.\cos^2\alpha \\ \text{sen}\alpha.\cos^2\alpha & \cos^3\alpha \end{bmatrix}$ é a matriz de rigidez do

estai.

3.2.2.3 Equações diferenciais para cálculo simplificado da superestrutura

3.2.2.3.1 Estudo da flexão

O comportamento à flexão do tabuleiro de uma ponte estaiada pode ser analisado a partir de um modelo simplificado, no qual os estais são substituídos por apoios elásticos verticais. O efeito do deslocamento do topo da torre nos deslocamentos verticais do tabuleiro pode ser considerado através de um carregamento equivalente que causa o mesmo campo de deslocamentos, conforme proposto por STUCCHI (1997)- (Figura 3.8).

Figura 3.8: Modelo simplificado do tabuleiro de uma ponte estaiada.

As expressões expostas a seguir são válidas para pontes com n planos de cabos em leque, desde que sejam desprezadas as deformações no plano da seção transversal. Deste modo, a rigidez de n cabos localizados na mesma seção transversal será considerada como a soma da rigidez de cada cabo (Figura 3.9). A nomenclatura utilizada é a mesma daquela apresentada no item 3.2.2.2.

Figura 3.9: Rigidez equivalente k de dois cabos pertencentes à mesma seção transversal.

Deste modo, desprezando-se o peso próprio dos estais e admitindo-se que os cabos da mesma seção transversal possuem as mesmas propriedades físicas e

geométricas, os esforços totais V_i e H_i introduzidos no tabuleiro, em cada seção i de ancoragem de n estais, são:

$$\begin{bmatrix} V_i \\ H_i \end{bmatrix} = n \cdot \frac{E_i^* A_i}{L_i} \cdot \begin{bmatrix} \sin^2 \alpha_i \cdot \cos \alpha_i & \sin \alpha_i \cdot \cos^2 \alpha_i \\ \sin \alpha_i \cdot \cos^2 \alpha_i & \cos^3 \alpha_i \end{bmatrix} \begin{bmatrix} v \\ w - u \end{bmatrix}$$

Analisando-se somente a parcela de esforço vertical tem-se:

$$V_i = n \cdot \frac{E_i^* A_i}{L_i} \cdot [\sin^2 \alpha_i \cdot \cos \alpha_i \cdot v + \sin \alpha_i \cdot \cos^2 \alpha_i \cdot (w - u)] \quad (3.38)$$

A primeira parcela da expressão (3.38) pode ser representada por apoios flexíveis de rigidez k_{vi} no modelo simplificado, tal que:

$$k_{vi} = n \cdot \frac{E_i^* A_i}{L_i} \cdot \sin^2 \alpha_i \cdot \cos \alpha_i \quad (3.39)$$

Sabendo-se que $L_i = \frac{h}{\operatorname{tg} \alpha_i}$ tem-se:

$$k_{vi} = n \cdot \frac{E_i^* A_i}{h} \cdot \sin^3 \alpha_i \quad (3.40)$$

Pode-se também escrever a expressão de forma contínua:

$$k_v(x) = n \cdot \frac{E^*(x) \cdot A(x)}{h \cdot s} \cdot \sin^3 \alpha(x) \quad (3.41)$$

Onde:

s = espaçamento entre os estais.

A segunda parcela da expressão (3.38) leva em consideração os deslocamentos do topo da torre (u) e horizontais do tabuleiro (w). Como se trata de um modelo simplificado, será desprezado o deslocamento w do tabuleiro, uma vez que em geral são dispostos aparelhos de apoio que eliminam movimentos excessivos da superestrutura. Portanto, pode-se considerar o efeito de u através de um carregamento equivalente P_n , com sentido para baixo, expresso por:

$$P_{u,i} = -n \cdot \frac{E_i^* A_i}{L_i} \cdot \text{sen} \alpha_i \cdot \cos^2 \alpha_i \cdot u \quad (3.42)$$

No caso em que o valor do deslocamento w não é desprezível, a variável u deve ser substituída por $u-w$.

Sabendo-se que $L_i = \frac{h}{\text{tg} \alpha_i}$ tem-se:

$$P_{u,i} = -n \cdot \frac{E_i^* A_i}{h} \cdot \text{sen}^2 \alpha_i \cdot \cos \alpha_i \cdot u \quad (3.43)$$

De forma distribuída tem-se:

$$p_u(x) = -n \cdot \frac{E^*(x) \cdot A(x)}{h \cdot s} \cdot \text{sen}^2 \alpha(x) \cdot \cos \alpha(x) \cdot u \quad (3.44)$$

Onde:

s = espaçamento entre os estais

É possível obter uma boa aproximação do deslocamento u do topo da torre admitindo-se que todo esforço horizontal desequilibrado (H) transmitido pelos estais é equilibrado pelo cabo de ancoragem, desprezando-se portanto o caminhamento de carga por flexão da torre, que em geral é mantida com baixa rigidez à flexão (Figura 3.10). Deste modo, o alongamento do estai de ancoragem (δ_0) pode ser calculado pela expressão:

$$\delta_0 = \frac{N_0 \cdot l_0}{E_0^* \cdot A_0} \quad (3.45)$$

Onde:

N_0 = esforço normal atuante no cabo de ancoragem

E_0^* = módulo de elasticidade de Dischinger

A_0 = área de sua seção transversal

l_0 = comprimento

Figura 3.10: Equilíbrio do esforço horizontal desequilibrado H pelo cabo de ancoragem.

Portanto, o deslocamento horizontal u do topo da torre, pode ser expresso por:

$$u = \frac{\delta_0}{\cos \alpha_0} = \frac{N_0 l_0}{E_0^* A_0 \cos \alpha_0} \quad (3.46)$$

Onde:

α_0 = ângulo de inclinação do estai de ancoragem

Portanto pode-se substituir o cabo de ancoragem por um apoio elástico de rigidez k_c dada por:

$$k_c = \frac{H}{u} \quad (3.47)$$

Tendo-se que $H = T_0 \cos \alpha_0$ e utilizando-se as expressões (3.46) e (3.47), tem-se:

$$k_c = \frac{T_0 \cos \alpha_0}{\frac{T_0 l_0}{E_0^* A_0 \cos \alpha_0}} = \frac{E_0^* A_0 \cos^2 \alpha_0}{l_0} \quad (3.48)$$

Conclui-se que o esforço vertical V introduzido pelos estais no tabuleiro pode ser expresso em função de k_v e p_u :

$$V(x) = k_v(x) v + p_u(x) \quad (3.49)$$

Assim, desprezando-se as deformações no plano da seção transversal e o deslocamento w do tabuleiro, o comportamento da superestrutura das pontes estaiadas pode ser representado simplificadamente pela equação diferencial de uma viga sobre apoios elásticos sob efeito do carregamento vertical $p_u(x)$ e do carregamento externo atuante $p(x)$, tomando-se o cuidado de adotar o sentido correto para os esforços, como indicado na Figura 3.11.

Conforme a convenção adotada, valores positivos de V são aqueles que solicitam o estai à tração e portanto, pela Lei da Ação e Reação estão aplicados no tabuleiro no sentido de baixo para cima. Para valores positivos de u , e portanto, valores negativos de p_u , os carregamentos neste caso possuem os sentidos indicados na Figura 3.11 e a expressão da viga sobre apoios elásticos é aquela indicada na equação 3.50.

Figura 3.11: Carregamentos aplicados na viga sobre apoios elásticos.

$$E.I. \frac{d^4 v}{dx^4} + k_v(x).v = p(x) + p_u^*(x) \quad (3.50)$$

Onde:

$p(x)$ = carregamento vertical externo

E = módulo de elasticidade do tabuleiro

I = inércia da seção do tabuleiro

$$k_v(x) = n. \frac{E^*(x).A(x)}{h.s}. \text{sen}^3 \alpha(x)$$

$$p_u^*(x) = n. \frac{E^*(x).A(x)}{h.s}. \text{sen}^2 \alpha(x). \cos \alpha(x).u$$

com u dado por:

$$u = \frac{H}{k_c}$$

Onde:

$$k_c = \frac{E_0^* \cdot A_0 \cdot \cos^2 \alpha_0}{l_0}$$

É importante notar que $p_u(x)$ foi substituído por $p_u^*(x)$ para compatibilização dos sinais com a equação da viga sobre apoios elásticos, conforme citado anteriormente.

Neste modelo, todas as variáveis são facilmente definidas, no entanto, para o cálculo do módulo de elasticidade E^* dos estais é necessário o conhecimento das tensões neles atuantes, que por sua vez se alteram devido às cargas variáveis. Deste modo, é usual a adoção de valores de tensões relativos somente às cargas permanentes. Caso contrário, o modelo se tornaria muito complexo, uma vez que para cada carregamento teríamos uma nova estrutura já que as rigidezes se alteram e conseqüentemente a distribuição de cargas também.

3.2.2.3.2 Estudo da torção

Analogamente ao estudo da flexão, pode-se representar analiticamente o fenômeno de torção no tabuleiro das pontes estaiadas através de uma equação diferencial. Deste modo, tem-se:

$$G.I_T \cdot \frac{d^2\theta}{dx^2} = \frac{dM_t}{dx} = +m_t + m_c \quad (3.51)$$

Onde:

I_T corresponde ao momento de inércia à torção da seção

G corresponde ao módulo de elasticidade transversal

θ é a rotação da seção transversal em relação ao centro de torção (C.T. da Figura 3.12)

m_t é o momento torsor externo atuante

m_c é o momento torsor resistente aplicado por um par de cabos

Assim, por exemplo, pode-se obter m_c (Equação 3.52) para o caso de uma ponte com dois planos de cabos e estais de mesma rigidez (k_{ii}). (Figura 3.12)

$$m_c = -\frac{1}{2}.k_v(x).v.b \quad (3.52)$$

Onde:

$$k_v = 2.k_{vi}$$

v = deslocamento vertical nos pontos de ligação com os estais

b = distância entre os planos de estais, conforme representado na Figura 3.12

É válido ressaltar que foi admitido que θ , Δu e Δw são valores pequenos, onde:

Δu = diferença entre os deslocamentos horizontais das extremidades dos dois estais (pertencentes à mesma seção transversal) no ponto de ligação com a torre.

Δw = diferença entre os deslocamentos horizontais das extremidades dos dois estais (pertencentes à mesma seção transversal) no ponto de ligação com o tabuleiro.

Figura 3.12: Estudo da torção do tabuleiro

Sabendo-se que é possível estimar v por $v = \theta \cdot \frac{b}{2}$ e utilizando-se a expressão

(3.52), tem-se:

$$m_c = -\frac{1}{4}.k_v(x).b^2\theta \quad (3.53)$$

É importante notar que a convenção adotada considera que a rotação representada na Figura 3.12 devido ao momento torsor externo m_t é positiva, portanto o sentido positivo definido é o anti-horário. Outra observação importante é o fato de

que foi considerada a rigidez k_{vi} para os estais pertencentes a planos diferentes, admitindo-se como hipótese que estes possuem as mesmas características geométricas e portanto a mesma rigidez. Quando estas diferirem as rigidezes serão diferentes para cada estai.

Além disso, caso Δu não seja desprezível a formulação acima deve ser revista introduzindo-se um carregamento equivalente (similar ao estudo da flexão), que leva em conta os deslocamentos dos estais no ponto de ligação com a torre.

3.3 Modelos para estudo do comportamento da torre

3.3.1 Estabilidade

Em geral, o esforço solicitante mais importante no dimensionamento da torre é a força normal de compressão, motivo pelo qual deve-se atentar para os problemas de estabilidade. Deste modo, o estágio limite último pode ser atingido pela instabilidade do elemento estrutural antes que a ruptura do material ocorra.

Figura 3.13: Pilar isostático submetido à força normal N (WALTHER, 1985).

Para ilustrar este fenômeno, pode-se tomar como exemplo um pilar isostático de seção transversal constante, submetido a uma força normal N constante, conforme ilustrado na Figura 3.13.

Admitindo-se simplificadamente uma deformada senoidal $w(x)$, a excentricidade do carregamento externo pode ser representada pela linha (1), indicada na Figura 3.13. A relação entre o momento e a normal resistentes da seção em função da curvatura $\frac{1}{\rho}$ está representada na linha (2), que pode ser interpretada como a variação do momento interno resistente da seção, para uma dada força normal N .

A inclinação inicial desta curva é dada por $\frac{E_c I_c}{N}$, uma vez que para baixos valores de momentos fletores o comportamento ainda é elástico linear. Com o aumento do nível de solicitação, este comportamento passa a ser não linear e a linha assume uma configuração curva que depende da forma da seção transversal e de sua armadura. O ponto final R indica quando a resistência do material foi atingida para a força normal N fixada.

Deste modo, pode-se visualizar dois pontos de equilíbrio possíveis: E e E' . No ponto E o equilíbrio é estável, uma vez que dada uma perturbação que aumente um pouco a curvatura, o pilar tende a retornar ao ponto E pois o momento interno é maior que o externo. Se por outro lado, a perturbação imposta tender a diminuir a curvatura, como o momento externo é maior que o interno ele se deformará até atingir novamente o ponto E .

No ponto E' o equilíbrio é dito instável uma vez que dada uma perturbação que aumente a curvatura, o momento externo será maior que o interno e o pilar se deformará até atingir a ruptura do material, uma vez que não existe nenhuma outra configuração de equilíbrio possível além do ponto E' .

Se a força normal N aumentar, a linha (2) da Figura 3.13 que representa os momentos internos, tende a se inclinar cada vez mais, até ser atingido o ponto limite E_n , no qual os pontos E e E' transformam-se num só (linha (3) da Figura 3.13), conhecido como ponto limite de equilíbrio. Se a força normal for aumentada além do valor N_n , nenhuma outra configuração de equilíbrio é obtida.

Este comportamento pode ser representado de forma qualitativa e simplificada pela Figura 3.14. Para valores inferiores a um certo limite, há duas flechas possíveis, uma correspondente ao ponto de equilíbrio estável (ponto E da Figura 3.13) e outra ao instável (ponto E' da Figura 3.13). Do ponto de vista prático, em geral só interessa a

primeira solução, de equilíbrio estável, uma vez que no ponto E' já teriam ocorrido grandes perturbações, com deformações inviáveis ou até lá o material já poderia ter rompido. E ainda que o ponto E' seja alcançado tratar-se-ia de uma situação precária pois o equilíbrio é instável. Assim, para cada carregamento N , a barra se inclina e atinge um ponto de equilíbrio estável E . Se não for atingida a resistência do material, a carga pode crescer até um valor limite N_u (Ponto Limite na Figura 3.14), a partir do qual não há mais equilíbrio possível. Este fenômeno também é conhecido como instabilidade na flexão composta (MODESTO, 1987).

Figura 3.14: Instabilidade na flexão composta.

Portanto, por este simples exemplo, mostra-se a importância da consideração dos efeitos das não linearidades física e geométrica em elementos estruturais de grande esbeltez e submetidos a elevados esforços normais, como em geral ocorre no caso das torres de pontes estaiadas. No tabuleiro o problema de instabilidade também ocorre e um modelo razoável é o de instabilidade de uma barra com apoios elásticos (TIMOSHENKO, 1961).

Neste trabalho, a não linearidade física e geométrica dos modelos de elementos finitos não será considerada, sendo realizada apenas a análise linear dos diversos modelos, o que é válido para uma análise comparativa.

3.3.2 Modelos simplificados para verificação da estabilidade

Conforme discutido no item 3.3.1, a estabilidade da torre é um fenômeno importante e por isso serão apresentados modelos simplificados para avaliação preliminar deste comportamento, baseados na proposta de GIMSING (1983), mas que apresentam algumas alterações julgadas necessárias.

3.3.2.1 Estabilidade Transversal

A seguir serão propostos modelos planos simplificados que permitem uma compreensão mais clara do comportamento estrutural e uma análise preliminar da estabilidade transversal da torre.

Conforme indicado na Figura 3.15 a força que atua no topo da torre, resultante de todas as forças dos estais no ponto de ancoragem, será representada por R_T .

Figura 3.15: Resultante R_T das forças T_A e T_C nos cabos, atuante no topo da torre (GIMSING, 1983).

Neste esquema básico, o plano de cabos pode ser definido pelo topo da torre (ponto D) e pelos pontos (A e C) de ancoragem dos estais no tabuleiro. Neste caso, como a força R_T é a resultante de forças que estão neste plano, ela também estará situada no mesmo plano. Deste modo, no exemplo simples apresentado, quando existir equilíbrio entre as componentes horizontais das forças T_A e T_C , a força R_T permanecerá direcionada para o ponto de intersecção da torre com a superestrutura (ponto B). Quando se considera a deformação da torre com efeitos de segunda ordem, na presença apenas do carregamento vertical, a força R_T permanecerá direcionada para o ponto B , uma vez que o plano de cabos continua sendo definido pelos pontos A , C e D e as forças T_A e T_C estão neste plano. Assim, o modelo mais representativo para estudo da instabilidade é o de uma barra biarticulada sujeita a um esforço axial R_T , uma vez que o comprimento de flambagem real é aproximadamente b e não $2.b$, como ocorreria se a força permanecesse vertical (Figura 3.16).

Figura 3.16: Modelo simplificado para estudo da estabilidade da torre, submetida a deslocamentos laterais de seu topo (GIMSING, 1983).

Quando submetido a carregamentos laterais, o tabuleiro pode apresentar flexão lateral de modo que o ponto A assuma a posição A' por exemplo (Figura 3.17). Neste caso, o plano de cabos na configuração deformada passa a ser definido pelo ponto D e pela linha que une o ponto A' ao ponto C. Deste modo, a força R_T passa a apontar para o ponto B' , localizado na linha $A'C$. A mesma consideração é válida quando leva-se em conta simultaneamente a flexão da torre, conforme representado na Figura 3.18. Nesta configuração, o modelo mais apropriado para estudo do fenômeno de instabilidade é o de uma barra biarticulada submetida a um esforço R_T no seu topo e a um momento $R_T \cdot \ell_g$ na sua base.

Figura 3.17: Direção da força R_T quando o tabuleiro apresenta deslocamentos laterais (GIMSING, 1983).

Figura 3.18: Modelo simplificado para torre submetida à flexão e tabuleiro apresentando deslocamentos horizontais (GIMSING, 1983).

Na Figura 3.19 mostra-se todos os esforços que devem ser considerados quando se avalia a estabilidade na direção transversal, são eles:

R_{wc} = reação devida ao peso próprio dos estais (direção vertical)

R_{uc} = reação à solicitação do vento transversal

w_c = peso próprio da torre (direção vertical)

u_c = carregamento de vento

Figura 3.19: Forças atuantes na torre e diagrama de momentos fletores correspondente (GIMSING, 1983).

A linha tracejada representada na Figura 3.19 indica o diagrama de momentos fletores para o caso em que força R_T permanece vertical.

Nota-se que foi considerado no topo da torre uma certa excentricidade acidental e_t para que sejam levadas em conta as imprecisões construtivas.

3.3.2.2 Estabilidade Longitudinal

A estabilidade na direção longitudinal é muito influenciada pelas condições de suporte não só da torre, mas da estrutura como um todo. É válido notar que na direção longitudinal os estais, principalmente os estais de ancoragem, possuem um efeito estabilizante importante, reduzindo significativamente os problemas de estabilidade nesta direção.

A resistência do topo da torre aos deslocamentos horizontais depende da magnitude da força normal N_{pt} em relação à força crítica N_{cr} da torre em balanço, conforme representado simplificadaamente na Figura 3.20.

Figura 3.20: Direção da força horizontal ΔH aplicada pelo sistema de cabos, dependendo da relação entre a força normal atuante na torre (N_{pt}) e a força crítica de flambagem (N_{cr}) (GIMSING, 1983).

Se a força N_{pt} for menor do que a força N_{cr} e o alongamento do cabo impuser por compatibilidade um deslocamento u do topo da torre, ela tenderá a retornar para a sua posição vertical e o sistema de cabos introduzirá portanto um esforço ΔH para mantê-la na configuração deformada. Isto também pode ser interpretado de modo inverso, ou seja, a torre resistirá a um deslocamento longitudinal u pela força ΔH .

Se a força N_{pt} é igual à força N_{cr} , a torre está em equilíbrio na configuração fletida e conseqüentemente não oferecerá nenhuma resistência a qualquer deslocamento longitudinal imposto pelo alongamento dos cabos.

E por último, se a força N_{pt} é maior do que a força N_{cr} , a torre tende a aumentar seus deslocamentos até atingir uma configuração de equilíbrio e conseqüentemente o sistema de cabos impõe um esforço ΔH contrário a este deslocamento (Figura 3.20). Observa-se que neste caso os cabos (representados pela carga ΔH) estão ajudando a estabilizar a torre, de modo que N_{cr} para a torre estaiada é significativamente maior que N_{cr} para a torre em balanço.

CAPÍTULO 4

**ANÁLISE DA FORMULAÇÃO DE DISCHINGER PARA
SIMULAÇÃO DO COMPORTAMENTO DOS ESTAIS**

Conforme deduzido no Capítulo 3, o módulo de elasticidade dos estais deve ser modificado para consideração do efeito da curvatura do mesmo, quando submetido à atuação de seu peso próprio. De acordo com a formulação proposta por Dischinger, tem-se:

$$E^* = \frac{E}{1 + \frac{\gamma^2 \cdot L^2 \cdot E}{12 \cdot \sigma^3}} \quad (4.1)$$

Onde:

E^* = módulo de elasticidade de Dischinger

E = módulo de elasticidade do aço dos estais

γ = peso específico do aço dos estais

L = projeção horizontal do comprimento dos estais

σ = tensão média no estai

Neste capítulo foi verificada numericamente a validade desta formulação. Portanto, foi desenvolvido no programa de elementos finitos ADINA um modelo no qual um estai submetido apenas à atuação de seu peso próprio foi representado por vários elementos de treliça. Deste modo, o equilíbrio para o carregamento vertical foi obtido apenas em segunda ordem.

As características do estai modelado encontram-se na Figura 4.1. Foi adotado um estai de comprimento arbitrário mas que representa aproximadamente a média dos comprimentos dos estais encontrados nos modelos de barra apresentados nesta dissertação. Os elementos de treliça possuem aproximadamente 5 m de comprimento. Foi adotada uma área para sua seção transversal correspondente a 0,01 m².

Figura 4.1: Características geométricas do estai em estudo.

Impondo-se deslocamentos ao ponto A representado, foi possível traçar o diagrama da variação do esforço normal N em função do deslocamento axial δ imposto, conforme representado na Figura 4.2. É importante ressaltar que os valores de N' e N'' diferem uma vez que existe uma componente do carregamento de peso próprio atuando nesta direção, conforme apresentado no item 3.2.2.1. Portanto, sabendo-se que esta componente é pequena se comparada ao esforço normal atuante e analogamente ao adotado para a dedução do módulo de elasticidade de Dischinger, será considerado o valor N tal que:

$$N = \frac{N' + N''}{2}$$

Figura 4.2: Diagrama de variação do esforço normal N em função do alongamento axial Δs .

A tangente em cada ponto da curva traçada na Figura 4.2 representa a rigidez do estai e portanto pode ser comparada com $\frac{E^* \cdot A}{l}$, onde E^* corresponde ao Módulo de Elasticidade de Dischinger, A representa a área de aço do estai e l seu comprimento.

Comparando-se as tangentes obtidas em quatro pontos com $\frac{E^* \cdot A}{l}$ (para o esforço normal N em questão), verifica-se que estes são muito semelhantes, conforme indicado na Tabela 4.1, comprovando portanto a validade da formulação.

Tabela 4.1: Comparação entre a rigidez do estai proposta por Dischinger $\left(\frac{E^* \cdot A}{l}\right)$ e a estimada pelo ADINA (tg α nos pontos indicados)

N (kN)	tg α (kN/m)	$E^* \cdot A/l$ (kN/m)	Δ (%)
2500	16410	16700	-0,1
3500	17210	17370	-4,7
5000	17630	17640	-1,7
10000	16920	17760	-0,9

Onde:

tg α = tangente da curva da Figura 4.2, em cada ponto indicado.

$$\Delta = \frac{tg\alpha - E^* \cdot A / l}{E^* \cdot A / l}$$

Portanto, conclui-se que é adequado a modelagem do estai por um único elemento de treliça desde que o seu módulo de elasticidade seja corrigido conforme formulação proposta por Dischinger. Isto representa uma enorme simplificação na elaboração dos modelos de elementos finitos, assim como uma grande redução do número total de nós e elementos.

CAPÍTULO 5

ESTUDO PARAMÉTRICO

5.1 Introdução

O comportamento estrutural de uma ponte estaiada é resultado da interação entre diversos parâmetros, tais como: configuração dos estais, inércia da torre e do tabuleiro, conexões entre a torre e o tabuleiro, entre outros.

O principal objetivo deste trabalho é comparar diversas alternativas estruturais de concepção e para isso é importante que seja determinada a influência destes parâmetros no desempenho da estrutura.

Esta análise foi feita tendo-se como base a busca de solução para o problema de transposição de um vão de 400 m por uma ponte estaiada. As diversas alternativas foram modeladas no programa de elementos finitos ADINA (Automatic Dynamic Incremental NonLinear Analysis) utilizando-se modelos de barra e procedendo-se à análise elástica linear de cada solução.

Como se trata de um estudo comparativo e não do dimensionamento de uma solução específica, a análise linear é válida para avaliação da influência dos parâmetros acima citados no comportamento estrutural.

5.2 Parâmetros adotados

Tendo-se como base a influência das propriedades dos diversos elementos estruturais no comportamento da estrutura, conforme apresentado no Capítulo 2, pode-se definir quais são os principais parâmetros que devem ser analisados.

5.2.1 Vão lateral e configuração dos cabos

Estes dois parâmetros estão diretamente vinculados, uma vez que para certas configurações de cabos somente determinadas dimensões do vão lateral são aceitáveis.

No caso de sistemas de cabos com configuração em harpa (Figura 5.1.a) e semi-harpa (Figura 5.1.b), diversos autores (GIMSING, 1983; WALTHER, 1985) recomendam a utilização de uma distribuição simétrica de cabos para garantia do equilíbrio do peso próprio entre os vãos central e lateral, de modo a evitar uma flexão indesejada do tabuleiro e da torre. No entanto, deve-se ressaltar que é fundamental a verificação da flutuação das tensões nos estais de ancoragem para prevenção do fenômeno de fadiga. Devido a este problema, é usual a adoção de configurações assimétricas de cabos, com dimensões para os vãos laterais inferiores à metade do vão central.

Portanto, para avaliação do comportamento de algumas destas alternativas, nos modelos com cabos em harpa adotou-se neste estudo vãos laterais com comprimento correspondente a 50% da dimensão do vão central e em semi-harpa correspondente a 40% e 50%. A seguir, a solução em semi-harpa com dimensão de 50 % do vão central foi reprocessada com o deslocamento do apoio lateral de sua posição extrema, sendo esta uma outra possibilidade para redução do problema de fadiga nos estais extremos.

Quando o vão lateral possui pequenas dimensões, diversas alternativas são possíveis. Pode-se, por exemplo, utilizar um sistema de cabos em leque com apenas um estai de estabilidade, sem dispor-se de estais intermediários nos vãos laterais, como indicado na Figura 5.1.c. No entanto, de acordo com sua extensão esta alternativa pode exigir o enrijecimento das vigas longitudinais. Neste caso, deve-se avaliar se é mais vantajoso manter a seção original do tabuleiro, dispondo-se de estais intermediários (Figura 5.1.d) ou pilares quando possível (Figura 5.1.e).

Neste estudo, a alternativa escolhida para análise possui vãos laterais de extensão correspondente a 20 % da dimensão do vão central e configuração de cabos C3 indicada na Figura 5.1.d. Para sistemas com esta dimensão de vão lateral, a ancoragem externa do estai extremo de estabilidade torna-se praticamente uma exigência, uma vez que os elevados esforços de tração nele presentes dificultariam a ancoragem no apoio A (Figura 5.1.f), no caso de um sistema auto-ancorado. Além disso, a concentração de tensões nessa região das vigas longitudinais seria crítica, uma vez que seriam introduzidos elevados esforços de compressão no tabuleiro.

Tomando-se como base o exposto, na Figura 5.1 estão indicadas esquematicamente as configurações possíveis para os sistemas de cabos e a nomenclatura (C1, C2 e C3) adotada para identificação das alternativas escolhidas para análise.

Figura 5.1: Configurações adotadas para o sistema de cabos

5.2.2 Espaçamento entre estais

Segundo MENN (1990), no caso de estruturas com tabuleiros esbeltos e flexíveis, construídas pelo método dos balanços sucessivos, o espaçamento entre cabos corresponde normalmente à dimensão de uma aduela, que possui tipicamente de 6 a 8 m de comprimento.

Neste estudo, considerando-se que a estrutura será constituída de aduelas de 5 m de comprimento foi adotado o espaçamento entre estais de 10 m, admitindo-se que será realizada a protensão entre duas aduelas consecutivas para viabilidade do

içamento da aduela não conectada a um estai. Não foi adotado o espaçamento de 5 m entre cabos, uma vez que isto representaria um aumento do número de sistemas de ancoragem, cuja quantidade é significativa para uma ponte com o comprimento considerado.

5.2.3 Altura da torre

Este parâmetro também possui relação direta com a configuração adotada para o sistema de cabos, uma vez que define a inclinação dos estais e conseqüentemente sua eficiência.

Diversas são as recomendações para as relações apropriadas entre a altura da torre e a dimensão do vão central. Segundo MENN (1990), o acréscimo da altura da torre reduz o consumo de aço para os cabos mas aumenta o custo da torre em si, de modo que o autor apresenta como melhor alternativa torres com altura de 20 a 25 % da dimensão do vão central (medida a partir do nível do tabuleiro).

LEONHARDT (1974) por sua vez, recomenda que para pontes estaiadas a altura da torre esteja na faixa de 17% a 20% do vão principal.

GIMSING (1983) considera com dimensões ideais torres com altura igual a 20% do vão central para configurações de cabos em harpa e 15% para configurações em leque.

No estudo paramétrico desenvolvido por WALTHER (1985), apresentado no item 2.1.2.2, foi utilizado o valor constante de 23,5 % do vão central para a altura da torre.

Neste estudo, foi adotada a altura da torre correspondente a 20% da dimensão do vão central, por se tratar de um valor usualmente verificado no projeto destas estruturas.

5.2.4 Configuração transversal da torre

Considerando-se as diversas soluções atuais observadas em projetos recentes de pontes estaiadas, pode-se considerar que são três as configurações básicas para as torres:

- a) Torre em pórtico (T1)
- b) Mastro único (T2)
- c) Torre em diamante (T3)

No caso das configurações (T1) e (T3) foram adotados dois planos de cabos e para a configuração (T2) apenas um, considerando-se que estas são as alternativas usualmente utilizadas. Suas características geométricas serão descritas detalhadamente no item 5.3.

5.2.5 Configuração da seção transversal do tabuleiro

Este parâmetro depende significativamente da configuração transversal adotada para a torre. Deste modo, para alternativas com torres na forma de pórtico (T1) e em diamante (T3), é ideal a utilização de um tabuleiro constituído de duas vigas longitudinais unidas pela laje (S1) ou de uma seção celular com abas laterais (S2), uma vez que deste modo é garantida a correta transferência de esforços do tabuleiro para os estais.

No caso de torres de mastro único (T2), o tabuleiro mais adequado é o celular com peças internas inclinadas ou com alma central mais espessa (S3) para equilíbrio das forças introduzidas pelos cabos.

5.2.6 Definição dos modelos

Este estudo pode ser dividido em 4 etapas, tomando-se como base a variação dos parâmetros indicada nos itens 5.2.1 a 5.2.5.

Na Etapa 1 foram utilizadas torres com configuração T1 e tabuleiro com seção transversal do tipo S1 (Figura 5.2).

A partir das justificativas apresentadas nos itens anteriores, os modelos de barras desenvolvidos no programa ADINA nesta etapa foram os seguintes:

Figura 5.2: Modelos de barra para a Etapa 1

Onde:

$V_{lateral}/V_{central}$ = vão lateral/vão central

Nas Etapas seguintes, foram desenvolvidos os seguintes modelos, mantendo-se constante agora a configuração de cabos em semi-harpa (C2) e vão lateral com dimensão correspondente a 40% da dimensão do vão central, que é a solução mais usual (Figura 5.3):

-*Etapa 2*: torre com configuração T1 e seção transversal do tabuleiro S2 (**Modelo 6**).

-*Etapa 3*: torre com configuração T2 e seção transversal do tabuleiro S3 (**Modelo 7**).

-*Etapa 4*: torre com configuração T3 e seção transversal do tabuleiro S2 (**Modelo 8**).

Figura 5.3: Modelos de barra para as Etapas 2, 3 e 4.

Os desempenhos dos diversos modelos estruturais foram comparados entre si, tomando-se como critérios os seguintes resultados obtidos na análise elástica linear:

- Momentos fletores máximo e mínimo no tabuleiro e na torre
- Momento torsor máximo no tabuleiro
- Esforço normal máximo e mínimo no tabuleiro
- Deslocamentos da torre e do tabuleiro
- Esforços normais nos estais, principalmente no estai de ancoragem

Para permitir a comparação entre modelos pertencentes a diferentes etapas, foram adotadas seções celulares de peso próprio equivalente à seção constituída de duas vigas unidas pela laje.

Foram traçadas envoltórias para os esforços solicitantes citados, conforme será detalhado no item 5.3.1.1.6.

5.3 Modelos de barra

Neste item, pretende-se apresentar as principais características das alternativas adotadas, assim como as hipóteses consideradas para elaboração dos modelos em elementos finitos no programa ADINA. O Modelo 1 será descrito detalhadamente e nos demais modelos serão indicadas apenas as alterações feitas em relação a este modelo, que será adotado como referência.

5.3.1 Descrição das características dos Modelos

5.3.1.1 Modelo 1

5.3.1.1.1 Resumo das principais propriedades geométricas

- *Configuração dos Cabos: Semi-Harpa (C2)*
- *Sistema de cabos auto-ancorado, dois planos de estais*
- *Suspensão total*
- *Torre em pórtico (T1)*
- *Tabuleiro: duas vigas longitudinais unidas pela laje (S1)*
- *Vão Lateral = 50%. Vão Central*

Tomando-se como base projetos similares de pontes de concreto já existentes com vão central de aproximadamente 400 m, como por exemplo a Ponte Dames Point (1987, Estados Unidos), foram definidas as dimensões preliminares dos elementos estruturais para esta alternativa, esboçadas nas Figuras 5.4 a 5.7.

Figura 5.4: Corte Longitudinal do Modelo 1.

Figura 5.5: Encontro – Detalhe C da Figura 5.4.

Figura 5.6: Seção transversal (S1) do tabuleiro e detalhe da transversina (posicionada a cada 5,0 m) no corte A-A.

Figura 5.7: Características geométricas da torre (T1)

5.3.1.1.2 Características gerais e estruturação do modelo de barras

Neste modelo, conforme a Figura 5.2, a relação entre o vão lateral e o central deveria ser igual a 0,5, no entanto, para garantia de simetria entre os estais e de um espaçamento constante de 10 m entre eles, foi necessário adotar um vão lateral de 195 m, o que resulta na relação entre o vão lateral e central igual a 0,488.

O tabuleiro e a torre são de concreto de módulo de elasticidade igual a 30000 MPa.

Os estais são constituídos de cabos com cordoalhas de aço CP 190 RB, de 15,2 mm de diâmetro nominal. O módulo de elasticidade do aço foi considerado como sendo 195000 MPa, sendo corrigido pela perda de rigidez devido à curvatura do estai, conforme formulação proposta por Dischinger (Capítulo 4).

Neste trabalho será utilizada a seguinte convenção para facilitar a identificação das direções referidas: a direção longitudinal será considerada a direção X indicada na Figura 5.9 e a transversal corresponderá à direção Y indicada.

Na Figura 5.8 encontra-se o Detalhe D indicado na Figura 5.7, com a representação das barras que simulam os diversos elementos estruturais, no modelo de elementos finitos.

Neste modelo, o tabuleiro é simulado por 2 barras longitudinais (barras A e B na Figura 5.8), que representam as vigas principais do tabuleiro e sua largura de colaboração, e por barras transversais dispostas a cada 5 m e que representam a laje e as transversinas, também posicionadas a cada 5 m (barra C na Figura 5.8). Os estais estão representados pelas barras D e E. O carregamento do guarda rodas está representado pela carga concentrada G.R. indicada, que foi aplicada nas barras transversais nas posições indicadas.

Figura 5.8: Detalhe D da Figura 5.7 - modelagem da ligação entre o tabuleiro e a torre

ADINA

Figura 5.9: Perspectiva global do Modelo 1

A perspectiva global do modelo de barras encontra-se na Figura 5.9.

As barras do tabuleiro e da torre foram discretizadas por elementos de viga de 1 m, do tipo Hermitiniano de dois nós, cuja formulação é baseada na teoria de viga de Bernoulli-Euler.

Cada estai foi representado por um elemento de treliça, uma vez que o programa não dispõe de elementos de cabo para modelagem. Por este motivo, o valor de seu módulo de elasticidade foi corrigido manualmente conforme formulação proposta por Dischinger.

As torres também foram representadas por elementos de viga Hermitinianos de 1,0 m, assim como os tubulões, que estão vinculados elasticamente ao solo ao longo de seu comprimento enterrado e engastados na base. As torres também foram consideradas engastadas na sua base e elasticamente vinculadas ao solo nos 5 metros inferiores enterrados.

Foram adotados dois tubulões de 2,0 m de diâmetro em cada um dos encontros. Eles foram considerados elasticamente vinculados ao solo, considerado por hipótese com rigidez horizontal $k_H = 10000 \text{ kN/m}^3$. Para simulação no programa ADINA foram criados apoios elásticos a cada 0,5 m ao longo dos tubulões, com rigidezes nas direções X e Y (eixos indicados na Figura 5.9) dadas por:

$$k_M = 10000 \cdot 0,50 \cdot 2,0 = 10000 \text{ kN/m. (Figura 5.10).}$$

Figura 5.10: Indicação dos apoios elásticos nas torres e nos encontros.

Na Figura 5.11 encontra-se a modelagem do encontro (detalhe C indicado na Figura 5.5). A barra I indicada possui as propriedades do encontro, mas é importante notar que o modelo apresenta aqui uma imprecisão, uma vez que o centro de gravidade (C.G.) do encontro não está na estrutura alinhado com o centro de gravidade da transversina extrema (barra G nas Figuras 5.11 e 5.12), como foi representado no modelo em elementos finitos. No entanto, esta diferença é de aproximadamente 0,30 m e não afetará os valores dos resultados que se deseja analisar.

Os aparelhos de apoio que vinculam a transversina extrema ao encontro foram representados por elementos de mola de rigidez vertical muito elevada, indicados nas Figuras 5.11 e 5.12 pelas barras H

Figura 5.11: Detalhe da modelagem da região do encontro

Figura 5.12: Perspectiva da região do encontro

5.3.1.1.3 Estudo da vinculação entre o tabuleiro e os encontros

Para determinação das vinculações longitudinal e transversal entre o tabuleiro e os encontros, foi feito um estudo dos benefícios e desvantagens de duas alternativas possíveis de serem utilizadas, conforme indicado na Figura 5.13.

Figura 5.13: Duas alternativas viáveis para vinculação do tabuleiro

Pela observação dos resultados obtidos a partir do processamento do Modelo 1 para estas duas alternativas submetidas ao carregamento permanente, conclui-se que a liberação dos deslocamentos longitudinais dos apoios (Alternativa 2) oferece como vantagens:

- Redução do momento fletor longitudinal da torre. Comparando-se as duas alternativas para carregamento permanente (peso próprio, guarda-rodas e revestimento) e sobrecarga de multidão disposta apenas no vão central, o momento fletor na base da torre mais solicitada, vale na Alternativa 1 1189740 kN.m e na Alternativa 2 1095670 kN.m. Esta redução ocorre porque com a liberação dos deslocamentos longitudinais do tabuleiro a deformada da estrutura passa a ser simétrica, solicitando igualmente as duas torres, ao contrário do que ocorre para a Alternativa 1, onde uma das torres é mais solicitada que a outra.
- Pelo mesmo motivo, a simetria da configuração deformada na Alternativa 2 faz com que os deslocamentos dos apoios extremos sejam reduzidos por aproximadamente metade do valor verificado na Alternativa 1. Na Alternativa 2 os deslocamentos valem 0,12 m em cada extremidade do tabuleiro, enquanto na Alternativa 1 verifica-se o deslocamento máximo de 0,20 m na extremidade livre longitudinalmente. (Figuras 5.14 e 5.15)

ADINA

Figura 5.14: Configuração deformada para a Alternativa 1, ampliada 30 vezes.

ADINA

Figura 5.15: Configuração deformada para a Alternativa 2, ampliada 30 vezes.

- Redução do momento torsor no encontro, causado pelo carregamento do vento. Na Alternativa 1 o momento torsor causado pelo vento transversal vale 3586 kN.m no encontro que possui um apoio fixo para vinculação do tabuleiro, enquanto na Alternativa 2 este momento é anulado.
- Redução dos momentos fletores nos tubulões ligados aos apoios fixos, uma vez que não ocorre mais a transmissão dos esforços horizontais longitudinais para estes.

Portanto, nota-se diversas vantagens na adoção da Alternativa 2, sendo portanto esta solução a escolhida neste estudo. Deve-se lembrar que como desvantagens desta solução tem-se o pior desempenho do comportamento dinâmico da estrutura,

com a redução das frequências naturais dos modos próprios de vibração, maiores deslocamentos causados pelas solicitações de frenação, assim como maior solicitação da torre para efeito de esforços de frenação, uma vez que estes são transferidos aos estais e caminham até a fundação por flexão da torre.

5.3.1.1.4 Vinculação entre o tabuleiro e as torres

O tabuleiro foi considerado desvinculado verticalmente das torres, admitindo-se que os cabos são responsáveis pela suspensão total da carga.

Para representação dos aparelhos de apoio neoprene, que vinculam as torres e o tabuleiro na direção transversal, foram dispostas barras modeladas por um único elemento de treliça. (barra F na Figura 5.8). Esta vinculação foi simulada em apenas um dos lados, oposto ao lado de atuação de carga de vento, uma vez que do outro lado o tabuleiro se descola dos neoprenes verticais quando ocorre a solicitação transversal. Os neoprenes adotados possuem dimensões de 0,30 m por 0,30 m e 0,05 m de espessura, que foram as dimensões iniciais consideradas.

5.3.1.1.5 Determinação das propriedades geométricas das vigas do modelo de barras

Os critérios para determinação das propriedades geométricas dos elementos estruturais modelados por elementos de viga serão discutidas a seguir.

5.3.1.1.5.1 Tabuleiro

As propriedades geométricas das barras do tabuleiro foram definidas segundo os seguintes critérios:

a) Barras longitudinais

- área da seção transversal: calculada considerando-se que devido à abertura do esforço normal introduzido pelas componentes horizontais de forças nos estais e demais solicitações, as tensões normais se distribuem e mobilizam toda a área da seção transversal do tabuleiro. Assim, a seção considerada para cálculo das áreas das longarinas A e B (Figura 5.8) encontra-se representada na Figura 5.16.
- inércia à flexão vertical: será admitido que o vão elástico corresponde a 20 m (o dobro do espaçamento entre estais). Deste modo, será adotado como largura de

colaboração para a viga longitudinal o valor inicial de 2,0 m, correspondente a 10% do vão elástico (Figura 5.16). É importante notar que a largura da mesa de colaboração deveria ser variável em função da extensão do trecho positivo do diagrama de momentos fletores para cada carregamento, já que o vão elástico se altera. No entanto, simplificaradamente adotou-se o valor constante de 2,0 m, correspondente a 10 % de um vão elástico de 20 m, que foi posteriormente verificado para os estais próximos ao apoio extremo.

- inércia à flexão horizontal e à torção: neste caso a solicitação deve mobilizar toda a seção transversal do tabuleiro para que a flexão horizontal e a torção ocorram, ou seja a viga longitudinal não é capaz de torcer sem mobilizar simultaneamente o tabuleiro e o mesmo raciocínio é válido no caso da flexão horizontal (Figura 5.16).

b) Barras Transversais

As transversinas, dispostas a cada 5 m, possuem 0,40 m de largura e altura variável de 1,37 a 1,64 m, no entanto no modelo foi adotado simplificaradamente o valor médio de 1,50 m.

- área da seção transversal: nesta direção não existem esforços normais significativos, no entanto, se estes ocorrerem mobilizarão toda a transversina e a mesa de colaboração, representada pela laje, uma vez que as tensões causadas pelas solicitações normais se uniformizam rapidamente em toda a seção (Figura 5.16)
- inércia à flexão vertical: considerando-se que a transversina possui um vão de aproximadamente 29,5 m (distância entre os estais), a largura de colaboração pode ser estimada como sendo $0,10 \cdot 29,5 = 2,95$ m. No entanto, como o espaçamento entre transversinas é de 5,0 m o valor máximo admissível é de 2,5 m. Portanto, as seções consideradas para cálculo da inércia à flexão vertical são similares às indicadas para cálculo da área da seção transversal.
- inércia à flexão horizontal: para que uma transversina apresente flexão no plano horizontal ela deve mobilizar todas as demais, inclusive a laje, uma vez que elas estão ligadas por esta. Portanto, pode-se considerar que a rigidez à flexão horizontal das transversinas é muito grande, deste modo será considerado um valor arbitrário correspondente a cem vezes a rigidez à flexão horizontal da transversina e sua respectiva laje de colaboração, conforme as seções indicadas na Figura 5.16.

- inércia à torção: calculada para a seção transversal constituída pela transversina e pela mesa superior de 2,50 m, uma vez que considerou-se como largura de colaboração 25% da distância entre as transversinas, para cada lado da viga (Figura 5.16).

5.3.1.1.5.2 Torre

Para consideração simplificada da seção transversal variável da torre, acima da altura do tabuleiro, a mesma foi dividida em quatro segmentos básicos de 20 m com propriedades definidas pela média das dimensões das seções extremas de cada trecho:

Trecho 1: 5,75 m x 3,0 m

Trecho 2: 7,25 m x 3,0 m

Trecho 3: 8,75 m x 3,0 m

Trecho 4: 10,25 m x 3,0 m

Foram dispostas duas vigas de travamento com dimensões de 1 m de largura por 1,50 m de altura, conforme representado na Figura 5.7.

Os valores da inércia à flexão, torção e área da seção transversal foram calculados para as seções retangulares acima indicadas.

5.3.1.1.5.3 Resumo das propriedades geométricas das vigas

Tabela 5.1: Resumo das propriedades geométricas do Modelo 1.

ELEMENTO	I_v (m ⁴)	I_h (m ⁴)	I_t (m ⁴)	A (m ²)
Longarina	0,857	143,425	1,783	6,450
Transversina Central	0,271	215,400	0,029	1,664
Transversina Extrema	0,247	93,70	0,028	1,340
Vigas Da Torre	0,281	0,125	0,294	1,500
Encontro	3,997	6,458	3,958	6,563
Tubulão	0,785	0,785	1,570	3,140
Torre Trecho 1	12,940	47,530	34,780	17,250
Torre Trecho 2	16,310	95,270	47,570	21,750
Torre Trecho 3	19,690	167,480	61,430	26,250
Torre Trecho 4	23,060	269,230	75,000	30,750
Torre Trecho Final	24,750	332,750	81,700	33,000

Onde:

$I_v (m^4)$ = inércia à flexão no plano vertical

$I_h (m^4)$ = inércia à flexão no plano horizontal

$I_t (m^4)$ = inércia à torção

$A (m^2)$ = área da seção transversal

Tendo-se em vista os critérios apresentados nos itens anteriores, pode-se resumir as propriedades geométricas de todos os elementos na Tabela 5.1 e Figura 5.16.

Figura 5.16: Seções consideradas para cálculo das propriedades das vigas, na elaboração dos modelos em elementos finitos. Medidas indicadas em metros.

5.3.1.1.5.4 Estais

Os estais foram representados por elementos de treliça e seus módulos de elasticidade definidos segundo a formulação proposta por Dischinger. Para isto, foi necessário estimar a tensão normal que atuará na seção transversal do cabo. O mesmo foi feito para que seja determinado o número de cordoalhas que irá constituir cada estai.

Devido ao efeito da carga variável a tensão normal no estai se altera e conseqüentemente seu módulo de elasticidade. No entanto, por simplificação, foi considerada a tensão originada apenas pelo carregamento permanente para cálculo do módulo de elasticidade de Dischinger, que é usual em projetos deste tipo.

Estimativa do número de cordoalhas para cada estai

Simplificadamente foi admitido que cada cabo recebe a carga referente à sua largura de influência, que neste caso é de 10 m. Deste modo, tem-se para um par de estais pertencentes à mesma seção transversal:

- a. peso próprio da seção transversal em 10,0 m: p_s

$$p_s = 3225 \text{ kN}$$

- b. peso próprio de duas transversinas e quatro mísulas: p_T

$$p_T = 897 \text{ kN}$$

- c. revestimento de 10 cm de altura, com $\gamma = 24 \text{ kN/m}^3$, aplicado no leito carroçável (de 25,2 m de largura): g_R

$$g_R = 605 \text{ kN}$$

- d. três guarda-rodas, cada um com peso aproximado de 20 kN/m: g_{GR}

$$g_{GR} = 600 \text{ kN}$$

- e. sobrecarga de multidão de 5 kN/m^2 , aplicada no leito carroçável, subtraindo-se a região ocupada pelo Trem Tipo: q_M

$$q_M = 25,2 \cdot 10,5 - 6,3 \cdot 5 = 1170 \text{ kN} \quad (\text{Coeficiente de impacto unitário})$$

- f. trem tipo 45: q_{TT}

$$q_{TT} = 450 \text{ kN}$$

Portanto, admitindo-se que a carga distribuída será dividida igualmente entre os dois cabos da mesma seção transversal e que a carga do trem-tipo atuará próxima a apenas um dos cabos, tem-se que a carga vertical total que solicita um estai será:

$$P_{total} = \frac{(3225 + 897 + 605 + 600 + 1170)}{2} + 450 = 3698 \text{ kN}$$

A carga vertical permanente (peso próprio, revestimento e guarda-rodas) vale:

$$P_{perm} = \frac{(3225 + 897 + 605 + 600)}{2} = 2664 \text{ kN}$$

Conforme recomendado por diversos autores (MENN, 1990), será considerado que a máxima tensão admissível para o cabo vale :

$$\sigma_{g+q} = 0,45 f_{ptk} \quad (5.1)$$

Onde:

f_{ptk} = valor característico da resistência à ruptura do aço de protensão = 1900 MPa.

Este foi o valor adotado neste estudo, no entanto é importante ressaltar que no projeto de uma estrutura deste porte é recomendável verificar-se sua confiabilidade por meio de ensaios, devido à importância que os estais possuem em relação à segurança estrutural.

Portanto, tem-se:

$$\sigma_{g+q} = 855 \text{ MPa}$$

Deste modo, utilizando-se cordoalhas de aço CP 190 RB, de 15,2 mm de diâmetro, tem-se:

$$N_{total} = \frac{P_{total}}{\text{sen} \alpha} \quad (5.2)$$

$$A = \frac{N_{total}}{\sigma_{g+q}} \quad (5.3)$$

Onde:

N = projeção da carga vertical P na direção do eixo do cabo, corresponde portanto ao esforço normal no estai.

α = inclinação do estai em análise com relação ao eixo horizontal

A = área de aço necessária para um estai

As Figuras 5.17 e 5.18 indicam a numeração adotada para os estais. Nos intervalos não numerados a seqüência da numeração é mantida.

Figura 5.17: Identificação da numeração adotada para os estais nos 395 m iniciais da ponte.

Figura 5.18: Identificação da numeração adotada para os estais nos 395 m finais da ponte.

Como os estais de ancoragem são os principais elementos estruturais responsáveis pela restrição do deslocamento horizontal do topo da torre, suas áreas devem ser maiores ou pelo menos iguais às dos cabos simétricos a eles em relação à torre. Como critério inicial, será adotado o valor igual. Deste modo, para os estais 1, 21, 121 e 141 será adotada a mesma área considerada para os estais 60, 80, 81 e 101.

Portanto, a partir da formulação indicada, obteve-se a área de aço necessária para cada estai (Tabela 5.2).

Onde:

n = número aproximado de cordoalhas

n_a = número arredondado de cordoalhas

$A_{efetiva}$ = área de aço para o estai, obtida a partir do número arredondado de cordoalhas

N_{perm} = projeção da carga permanente (peso próprio, revestimento e guarda-rodas) na direção do eixo do estai, representando portanto o esforço normal no estai causado por este carregamento.

Tabela 5.2 : Estimativa da área de aço necessária para os estais do Modelo 1.

NUMERAÇÃO DOS ELEMENTOS								α ($^{\circ}$)	N_{perm} (kN)	N_{total} (kN)	A (m^2)	n	n_a	$A_{efetiva}$ (m^2)
81	101	121	141	1	21	60	80	22,3	7020	9740	0,0114	81,4	82,0	0,0115
82	102	122	142	2	22	59	79	22,9	6860	9520	0,0111	79,5	80,0	0,0112
83	103	123	143	3	23	58	78	23,5	6690	9280	0,0109	77,6	78,0	0,0109
84	104	124	144	4	24	57	77	24,2	6510	9040	0,0106	75,5	76,0	0,0106
85	105	125	145	5	25	56	76	24,9	6320	8780	0,0103	73,3	74,0	0,0104
86	106	126	146	6	26	55	75	25,8	6130	8510	0,0099	71,1	72,0	0,0101
87	107	127	147	7	27	54	74	26,7	5920	8220	0,0096	68,7	69,0	0,0097
88	108	128	148	8	28	53	73	27,8	5710	7920	0,0093	66,2	67,0	0,0094
89	109	129	149	9	29	52	72	29,1	5480	7600	0,0089	63,5	64,0	0,0090
90	110	130	150	10	30	51	71	30,6	5240	7270	0,0085	60,8	61,0	0,0085
91	111	131	151	11	31	50	70	32,3	4990	6930	0,0081	57,9	58,0	0,0081
92	112	132	152	12	32	49	69	34,3	4730	6560	0,0077	54,8	55,0	0,0077
93	113	133	153	13	33	48	68	36,7	4450	6180	0,0072	51,6	52,0	0,0073
94	114	134	154	14	34	47	67	39,7	4170	5790	0,0068	48,3	49,0	0,0069
95	115	135	155	15	35	46	66	43,4	3880	5380	0,0063	45,0	45,0	0,0063
96	116	136	156	16	36	45	65	48,0	3580	4980	0,0058	41,6	42,0	0,0059
97	117	137	157	17	37	44	64	53,9	3300	4580	0,0054	38,2	39,0	0,0055
98	118	138	158	18	38	43	63	61,5	3030	4210	0,0049	35,2	36,0	0,0050
99	119	139	159	19	39	42	62	71,2	2810	3910	0,0046	32,6	33,0	0,0046
100	120	140	160	20	40	41	61	83,2	2680	3720	0,0044	31,1	32,0	0,0045

Estimativa do módulo de elasticidade de Dischinger dos estais (E^*)

Para cada um dos cabos adotou-se o seguinte procedimento para determinação do módulo de elasticidade do estai, conforme formulação de Dischinger:

- a. Estimativa da força normal N_{perm} solicitante do cabo devido à carga permanente:

$$N_{perm} = \frac{P_{perm}}{\text{sen}\alpha} \quad (5.4)$$

- b. Determinação da tensão normal no cabo devida à carga permanente.

$$\sigma_{perm} = \frac{N_{perm}}{A} \quad (5.5)$$

- c. Determinação do módulo de elasticidade corrigido do aço, que leva em consideração o efeito da curvatura do estai.

$$E^* = \frac{E}{1 + \frac{E\gamma^2 L^2}{12\sigma^3}} \quad (5.6)$$

Onde:

E = módulo de elasticidade do aço = 195000 MPa

γ = peso específico do aço = 78,5 kN/m³

L = projeção horizontal do estai

σ = tensão normal atuante no estai, adotada simplificada como sendo a tensão originada pelo carregamento permanente (σ_{perm}).

Os resultados obtidos encontram-se na Tabela 5.3.

Determinação do pré-alongamento inicial aplicado aos estais

Na construção de pontes estaiadas, a protensão é aplicada aos estais à medida que as aduelas são içadas e é feito o controle de flecha, ou seja, os cabos são protendidos e se necessário reprotendidos para garantia de flecha nula no final da execução da obra (em geral, é prevista uma contra-flecha inicial para que sejam eliminados os deslocamentos causados pelos carregamentos de peso próprio, revestimento e guarda-rodas).

Portanto, como neste estudo está sendo feita a comparação de alternativas considerando-se o comportamento da estrutura pronta, deve-se simular a protensão dos estais que anula os deslocamentos verticais do tabuleiro para atuação da carga

permanente. No entanto, a estimativa desta protensão é muito difícil uma vez que a estrutura é extremamente hiperestática e a aplicação da protensão em um dos estais altera os esforços nos estais vizinhos, no modelo da estrutura pronta.

Pode-se desenvolver um método para anular esta flecha através da análise matricial. No entanto, isto só é viável na fase de refinamento final e não na fase de concepção. Para tanto, sabendo-se que:

$$[F_{g1}] = [F_p] + [K][u]$$

Onde:

$[F_{g1}]$ = vetor dos esforços nodais finais para os graus de liberdade considerados em cada nó, correspondente à resultante da carga permanente.

$[F_p]$ = vetor correspondente às projeções das forças de protensão em cada estai, nas direções dos graus de liberdade considerados.

$[K]$ = matriz de rigidez da estrutura, para os graus de liberdade considerados.

$[u]$ = vetor de deslocamentos nodais

O vetor $[F_{g1}]$ pode ser obtido a partir da análise do modelo que simula a estrutura pronta, submetido à carga permanente. Deste modo, impondo-se que os deslocamentos verticais dos nós do tabuleiro são nulos, pode-se obter o vetor $[F_p]$.

No entanto, este procedimento é muito refinado para uma estimativa inicial e portanto neste trabalho foram adotados critérios simplificados para análise da protensão, mas que também fornecem bons resultados para o que se pretende avaliar.

Conseqüentemente, neste estudo foi adotado o critério de controle de força, ou seja, será admitido que cada estai é responsável pelo equilíbrio do carregamento permanente atuante na sua largura de influência, que neste caso é 10 m. A partir do esforço normal estimado para este estai pode-se calcular o alongamento axial a que estará submetido, de modo que no modelo de barras este valor será computado como um pré-alongamento inicial, simulando portanto o efeito da protensão que anula os alongamentos causados por este carregamento. Este pré-alongamento inicial ϵ aplicado nos elementos de treliça pode ser definido por (Tabela 5.3):

$$\varepsilon = \frac{N_{protensão}}{A.E^*} \quad (5.7)$$

Onde:

$$N_{protensão} = \frac{P_{protensão}}{\text{sen } \alpha} \quad (5.8)$$

Onde:

$P_{protensão} = P_{perm}$, conforme definido no item 5.3.1.1.5.4.

Tabela 5.3: Módulo de elasticidade de Dischinger (E^) e pré-alongamento dos estais (ε) do Modelo 1, conforme numeração dos elementos indicada nas Figuras 5.17 e 5.18.*

NUMERAÇÃO DOS ELEMENTOS								$\sigma_{\text{permanente}}$ (kN/m ²)	E^* (kN/m ²)	ε
81	101	121	141	1	21	60	80	6,1139E+05	1,9180E+08	3,1876E-03
82	102	122	142	2	22	59	79	6,1224E+05	1,9213E+08	3,1866E-03
83	103	123	143	3	23	58	78	6,1243E+05	1,9243E+08	3,1826E-03
84	104	124	144	4	24	57	77	6,1184E+05	1,9271E+08	3,1750E-03
85	105	125	145	5	25	56	76	6,1038E+05	1,9296E+08	3,1633E-03
86	106	126	146	6	26	55	75	6,0790E+05	1,9319E+08	3,1467E-03
87	107	127	147	7	27	54	74	6,1303E+05	1,9347E+08	3,1686E-03
88	108	128	148	8	28	53	73	6,0827E+05	1,9365E+08	3,1410E-03
89	109	129	149	9	29	52	72	6,1141E+05	1,9388E+08	3,1536E-03
90	110	130	150	10	30	51	71	6,1352E+05	1,9407E+08	3,1613E-03
91	111	131	151	11	31	50	70	6,1439E+05	1,9424E+08	3,1630E-03
92	112	132	152	12	32	49	69	6,1382E+05	1,9439E+08	3,1577E-03
93	113	133	153	13	33	48	68	6,1163E+05	1,9452E+08	3,1443E-03
94	114	134	154	14	34	47	67	6,0771E+05	1,9463E+08	3,1223E-03
95	115	135	155	15	35	46	66	6,1550E+05	1,9475E+08	3,1605E-03
96	116	136	156	16	36	45	65	6,0953E+05	1,9483E+08	3,1286E-03
97	117	137	157	17	37	44	64	6,0385E+05	1,9489E+08	3,0984E-03
98	118	138	158	18	38	43	63	6,0159E+05	1,9494E+08	3,0860E-03
99	119	139	159	19	39	42	62	6,0921E+05	1,9498E+08	3,1245E-03
100	120	140	160	20	40	41	61	5,9884E+05	1,9500E+08	3,0710E-03

5.3.1.1.6 Definição do carregamento a ser aplicado no modelo de barras

5.3.1.1.6.1 Peso próprio

Foi aplicado nas barras longitudinais (A e B da Figura 5.8) apenas o peso próprio das vigas longitudinais, enquanto nas transversais o carregamento corresponde ao peso próprio das transversinas e da laje (barras C da Figura 5.8).

Simplificadamente, foi considerado nos cabos apenas o peso próprio da cordoalha, desprezando-se o peso de sua proteção. O peso próprio do estai foi introduzido no modelo por meio de forças concentradas aplicadas na torre e no tabuleiro, cujos valores estão indicados na Figura 5.19.

Figura 5.19: Equilíbrio do estai sob efeito do peso próprio.

Onde:

l = comprimento do estai

p = carregamento de peso próprio do estai

5.3.1.1.6.2 Revestimento

O revestimento possui 10 cm de altura, peso específico $\gamma = 24 \text{ kN/m}^2$ e foi aplicado nas vigas transversais (barras C da Figura 5.8).

5.3.1.1.6.3 Guarda-rodas

Foram admitidos três guarda-rodas, dois extremos e um central, com peso aproximado de 20 kN/m cada (Figura 5.6).

5.3.1.1.6.4 Trem Tipo 45

O carregamento do Trem Tipo, considerado como sendo o TT-45 cujas propriedades são definidas pela Norma NBR-7188 – Carga Móvel em Ponte Rodoviária e Passarela de Pedestres, foi desconsiderado frente à atuação da sobrecarga de multidão de 5 kN/m² e do carregamento permanente, para efeito da avaliação do desempenho global da estrutura.

Além disso, o acréscimo causado pelo Trem Tipo no esforço normal do estai frente à força normal total no mesmo é muito pequeno e portanto não afetará a consistência das comparações que se deseja realizar (conforme será demonstrado no Capítulo 8). No caso do dimensionamento final de uma solução, este deve ser considerado, mas para uma análise comparativa esta influência é pequena.

A sobrecarga de multidão deve ser disposta nas posições mais críticas para cada esforço solicitante que está sendo analisado. Estas posições são definidas a partir das linhas de influência para o esforço em questão. Neste estudo, por simplificação, foi adotada a alternância de cargas indicada na Figura 5.20, admitindo-se que esta representa as situações mais críticas com uma aproximação satisfatória. Este procedimento já foi adotado por diversos autores em estudos comparativos, tais como René Walther no estudo apresentado no Capítulo 2 (Figura 2.17).

Figura 5.20: Alternância da sobrecarga de multidão.

5.3.1.2 Modelo 2

Resumo das principais propriedades geométricas

- Configuração dos Cabos: Semi-Harpa (C2)
- Sistema de cabos auto-ancorado, dois planos de cabos
- Suspensão total
- Torre em pórtico (T1)
- Tabuleiro: duas vigas longitudinais unidas pela laje (S1)
- Vão Lateral = 50%. Vão Central, apoio extremo deslocado em 20 m

Figura 5.21: Corte Longitudinal do Modelo 2

Este modelo é uma variação do Modelo 1, uma vez que a única alteração foi o deslocamento em 20 m do apoio do tabuleiro de sua posição extrema, conforme indicado na Figura 5.21.

Deste modo, o encontro foi substituído por uma travessa, que possui 3,0 m de largura e 1,75 m de altura. As propriedades dos demais elementos estruturais foram mantidas similares às do Modelo 1.

Na Figura 5.22 encontra-se o desenho do modelo de barras em perspectiva e na Figura 5.23 o detalhe com a representação da modelagem da travessa, onde a barra G representa uma transversina intermediária, a I a travessa e a T os tubulões.

ADINA

Figura 5.22: Perspectiva global do Modelo 2

Figura 5.23: Detalhe A da Figura 5.22

Área dos estais e pré-alongamento inicial

A área e o pré-alongamento inicial dos estais foram estimados a partir da força normal necessária para equilibrar o carregamento vertical atuante na sua largura de influência, similar ao apresentado no item 5.3.1.1.5.4. Este procedimento foi adotado inclusive para o estai A (Figura 5.24), uma vez que nesta solução ele não atua mais como um estai de ancoragem.

Figura 5.24: Indicação da nomenclatura utilizada para identificação dos estais

No entanto, para o estai B (Figura 5.24) que passou a ser o principal estai de ancoragem adotou-se outro critério uma vez que ele é o responsável pela restrição dos deslocamentos horizontais da torre. Portanto, a área do estai B foi estimada considerando-se que ele anula a resultante dos esforços horizontais introduzidos na torre e conseqüentemente garante pequenos deslocamentos horizontais da mesma.

Portanto, tem-se que a área deste estai é definida em função da força normal total resultante da seguinte soma:

- Força normal devida ao carregamento total P_{total} na largura de influência de 10 m. De fato, esta é a parcela necessária para equilíbrio da componente horizontal de força proveniente do estai C simétrico a ele.
- Parcela de força normal devida à transferência para o estai B do esforço horizontal desequilibrado atuante no ponto X (topo da torre).

$$\delta N_B = \frac{N_D \cdot \cos \alpha_D - N_A \cdot \cos \alpha_A}{\cos \alpha_B} \quad (5.9)$$

Onde α_i é o ângulo de inclinação do estai i com relação ao plano horizontal

Deste modo, tem-se que a força normal total no estai B vale:

$$N_B = \frac{P_{total}}{\sin \alpha_B} + \delta N_B \quad (5.10)$$

O esforço normal para estimativa do pré-alongamento inicial foi calculado de modo análogo, substituindo-se a carga vertical proveniente do carregamento total por aquela do carregamento permanente.

5.3.1.3 Modelo 3

Resumo das principais propriedades geométricas

- *Configuração dos Cabos: Harpa (C1)*
- *Sistema de cabos auto-ancorado, dois planos de cabos*
- *Suspensão total*
- *Torre em pórtico (T1)*
- *Tabuleiro: duas vigas longitudinais unidas pela laje (S1)*
- *Vão Lateral = 50%. Vão Central*

Figura 5.25: Corte Longitudinal do Modelo 3

Este modelo difere em relação ao Modelo 1 apenas em relação à configuração dos cabos, que neste caso é em harpa, portanto todas as demais propriedades geométricas são semelhantes. Os critérios para estimativa das áreas dos estais e para cálculo dos pré-alongamentos iniciais dos mesmos também são iguais aos do Modelo 1.

Na Figura 5.25 está representado o corte longitudinal da estrutura e na Figura 5.26 a perspectiva global do Modelo 3.

ADINA

Figura 5.26: Perspectiva global do Modelo 3

5.3.1.4 Modelo 4

Resumo das principais propriedades geométricas

- Configuração dos Cabos: Semi-Harpa (C2)
- Sistema de cabos auto-ancorado, dois planos de cabos
- Suspensão total
- Torre em pórtico (T1)
- Tabuleiro: duas vigas longitudinais unidas pela laje (S1)
- $V\tilde{a}o\ Lateral = 40\%. V\tilde{a}o\ Central$

Figura 5.27: Corte Longitudinal do Modelo 4

Figura 5.28: Detalhe C da Figura 5.27.

Nesta alternativa, o vão lateral foi alterado e passou a ter uma dimensão correspondente a 40% do vão central. O espaçamento dos estais na região próxima ao apoio extremo foi portanto reduzida para 2,0 m (Figura 5.28) e estes passaram a desempenhar o papel de estais de ancoragem, uma vez que se encontram muito próximos ao apoio.

As propriedades geométricas do tabuleiro, da torre e dos encontros não foram alteradas, sendo adaptados apenas os critérios de determinação das áreas dos estais e de estimativa do pré-alongamento inicial que serão expostos no próximo item.

Área dos estais e pré-alongamento inicial

Nesta alternativa dispõe-se de uma configuração assimétrica de estais entre os vãos lateral e central, deste modo foram adotados dois critérios de estimativa da área dos estais e de protensão:

(a) Para os estais simétricos entre os vãos central e lateral, a solicitação normal N a que estão submetidos foi estimada em função da força necessária para anular a resultante dos carregamentos verticais P atuantes na largura de influência dos mesmos.

$$N = \frac{P}{\sin \alpha} \quad (5.11)$$

(b) Para estais assimétricos a solicitação normal foi calculada de modo que as forças horizontais introduzidas na torre, nos pontos de ligação de cada estai, sejam nulas. Deste modo, tem-se para os seis primeiros estais (estais 1 a 6, indicados na Figura 5.28) o seguinte critério:

$$N_{total,i} = \frac{N_{total,j} \cdot \cos \alpha_j}{\cos \alpha_i} \quad (5.12)$$

$$N_{perm,i} = \frac{N_{perm,j} \cdot \cos \alpha_j}{\cos \alpha_i} \quad (5.13)$$

Figura 5.29: Identificação dos estais assimétricos para estimativa do pré-alongamento inicial.

Onde:

α_i, α_j = inclinação dos estais i e j, respectivamente, em relação ao plano horizontal (Figura 5.29)

$N_{total,i}$ = esforço normal total no estai i

$N_{total,j}$ = esforço normal total no estai j, estimado para anular o carregamento vertical na sua largura de influência conforme indicado no item (a).

$N_{perm,i}$ = esforço normal no estai i, causado pelo carregamento permanente

$N_{perm,j}$ = esforço normal no estai j, causado pelo carregamento permanente. Estimado para anular o carregamento vertical permanente na sua largura de influência, conforme indicado no item (a).

A partir da força normal causada pelo carregamento total ($N_{total,i}$) pode-se estimar a área destes estais e a partir da força normal originada do carregamento permanente (N_{perm}) pode-se calcular o pré-alongamento inicial aplicado aos estais para simulação da protensão.

Na Figura 5.30 encontra-se a perspectiva global do Modelo de barras número 4.

ADINA

Figura 5.30: Perspectiva global do Modelo 4

5.3.1.5 Modelo 5

Resumo das principais propriedades geométricas

- Configuração dos Cabos: Leque (C3)
- Sistema de cabos externamente ancorado, dois planos de cabos
- Suspensão total
- Torre em pórtico (T1)
- Tabuleiro: duas vigas longitudinais unidas pela laje (S1)
- $V\tilde{a}o\ Lateral = 20\%. V\tilde{a}o\ Central$

Figura 5.31: Corte Longitudinal do Modelo 5.

Este modelo difere em relação ao Modelo 1 por apresentar ancoragem externa para o sistema de cabos com configuração em leque e vão lateral com dimensão correspondente a 20% da dimensão do vão central. (Figura 5.31).

As características geométricas da torre, tabuleiro e encontro foram mantidas para possibilitar uma comparação adequada entre os modelos.

Área dos estais e pré-alongamento inicial

Para todos os estais a estimativa da solicitação normal foi feita calculando-se a força necessária para anular o carregamento vertical na largura de influência dos mesmos. No entanto, para o estai de ancoragem A foi admitido que ele é o responsável pelo equilíbrio de todas as forças horizontais desequilibradas introduzidas no ponto X (topo da torre), indicado na Figura 5.32. Deste modo, tem-se que o esforço normal total no estai A vale:

$$N_A = \frac{\sum_{i=1}^n N_i \cdot \cos \alpha_i}{\cos \alpha_A} \quad (5.14)$$

Onde:

N_i = esforço normal no estai i , levando em consideração o sentido em que atua na torre

α_i = inclinação do estai i com relação ao plano horizontal

α_A = inclinação do estai A com relação ao plano horizontal

Figura 5.32: Identificação da nomenclatura da equação 5.14.

Novamente, a partir do esforço normal causado pelo carregamento total pode-se estimar a área de aço deste estai e a partir do esforço normal proveniente do carregamento permanente seu pré-alongamento.

Na Figura 5.33 encontra-se representada a perspectiva global do Modelo 5.

ADINA

Figura 5.33: Perspectiva global do Modelo 5

5.3.1.7 Modelo 6

Resumo das principais propriedades geométricas

- *Configuração dos Cabos: Semi-Harpa (C2)*
- *Sistema de cabos auto-ancorado, dois planos de cabos*
- *Suspensão total*
- *Torre em pórtico (T1)*
- *Tabuleiro: seção celular (S2)*
- *Vão Lateral = 40%. Vão Central*

Este modelo pertence à Etapa 2 deste estudo paramétrico uma vez que a configuração da seção transversal do tabuleiro foi alterada. A seção adotada nesta alternativa estrutural é celular, adaptada para a disposição de dois planos de cabos. Suas propriedades foram definidas atendendo a pré-requisitos mínimos de espessuras para almas e lajes da seção e tendo-se como objetivo manter o mesmo peso próprio adotado para a seção constituída de duas vigas unidas pela laje (S1), incluindo-se também o peso próprio das transversinas. Suas propriedades geométricas encontram-se detalhadas nas Figuras 5.34 a 5.37.

Figura 5.34: Corte Longitudinal do Modelo 6

Figura 5.35: Detalhe C da Figura 5.34.

Figura 5.36: Seção transversal do tabuleiro (S2).

Figura 5.37: Características geométricas da torre (T1).

O modelo em elementos finitos encontra-se representado na Figura 5.38. Ele é constituído por uma única viga longitudinal (direção X) que possui as propriedades da seção celular indicada na Figura 5.36.

No cálculo da inércia à flexão vertical da seção celular, poderia ser adotada uma certa redução da largura colaborante da laje, no entanto simplificadamente esta redução não foi feita. Os resultados da comparação final não serão significativamente alterados, apenas a diferença de inércias entre a seção celular e aquela constituída de duas vigas unidas pela laje será acrescida um pouco, ressaltando ainda mais as diferenças estruturais entre as duas soluções. No caso do projeto final de uma estrutura deste tipo é importante que esta redução seja feita.

ADINA

Figura 5.38: Perspectiva global do Modelo 6

Para garantia do mesmo peso próprio que a seção constituída de duas vigas unidas pela laje, as transversinas foram espaçadas em 10 m e encontram-se representadas pelas barras transversais (direção Y) da Figura 5.38. Na região próxima ao apoio extremo, em que o espaçamento entre estais foi reduzido, foi disposta uma transversina sob cada seção de ancoragem dos estais para evitar uma distorção excessiva da seção transversal (Figura 5.38, Detalhe A).

As propriedades geométricas destas transversinas foram calculadas segundo os critérios expostos a seguir:

- Inércia à flexão vertical

Considerando-se que o vão da transversina é de 29,5 m, que é a distância entre os estais, a mesa colaborante pode ser calculada considerando-se que cada aba colaborante possui uma dimensão correspondente a 10% deste vão, ou seja 2,95 m. No caso das transversinas próximas ao apoio extremo, prevalece o valor correspondente à metade da distância entre elas, para cada lado, que neste caso é inferior a 2,95 m.

As transversinas apresentam altura variável de 0,70 m a 3,50 m e espessura de 0,40 m, deste modo para simplificação da modelagem da estrutura em elementos finitos será calculada a altura da seção retangular equivalente que oferece o mesmo deslocamento que a transversina original para uma força concentrada aplicada na sua extremidade, uma vez que a principal solicitação neste caso é a força concentrada aplicada pelo estai.

Portanto, pelo Teorema dos Esforços Virtuais, pode-se calcular o deslocamento causado por uma carga unitária P concentrada aplicada na extremidade da transversina representada na Figura 5.39.

Figura 5.39: Metade da seção da transversina do Modelo 6. Medidas indicadas em metros

Portanto, sabendo-se que para uma viga em balanço de seção retangular o deslocamento δ causado por uma carga unitária P aplicada em sua extremidade vale:

$$\delta = \frac{P.L^3}{3.E.I} \quad (5.15)$$

Onde:

L = extensão do trecho em balanço

E = módulo de elasticidade do material

I = momento de inércia da seção transversal

Pode-se deste modo obter o valor de I e conseqüentemente da altura h_e equivalente para a seção retangular, que oferece o mesmo deslocamento que a transversina de seção variável. O valor obtido para h_e a partir desta dedução vale neste caso 2,46 m.

A seção para cálculo da inércia à flexão vertical, considerando a altura equivalente calculada para a transversina (h_e) e a mesa colaborante está indicada na Figura 5.40.

Figura 5.40: Seção considerada para cálculo da inércia à flexão vertical de uma transversina intermediária do Modelo 6.

Para a transversina extrema a altura é constante e vale 3,50 m, no entanto a posição da mesa inferior varia. Portanto, foi adotado que esta está localizada à altura h_e da face superior (Figura 5.41).

Figura 5.41: Seção considerada para cálculo da inércia à flexão vertical da transversina extrema do Modelo 6.

- Inércia à flexão horizontal e área

Para cálculo da área e da inércia à flexão horizontal das transversinas, foi considerado que as tensões normais se uniformizam na laje segundo um ângulo de abertura de 45° conforme indicado na Figura 5.42. A contribuição das transversinas vizinhas no equilíbrio da solicitação normal e da flexão horizontal da transversina analisada não foi considerada.

A seção em estudo está localizada a $2/3$ do ponto de início de abertura de carga (Corte BB da Figura 5.42), para consideração simplificada da variação de altura da transversina.

Como exemplo, está indicado na Figura 5.42 o cálculo da seção para consideração da inércia à flexão horizontal e área da transversina indicada. O cálculo das demais é análogo.

Figura 5.42: Exemplo de hipóteses adotadas para cálculo da inércia à flexão horizontal (I_H) e área (A) das transversinas do Modelo 6.

É muito importante ressaltar que a elaboração de um modelo de elementos finitos em casca permitiria avaliar de forma mais precisa os esforços decorrentes da introdução de forças dos estais e deste modo estabelecer a área e a rigidez à flexão horizontal que devem ser consideradas para as transversinas e laje. No entanto, como simplificação, foram adotados os critérios simplificados acima expostos, considerando-se que estes são capazes de refletir o comportamento da estrutura para uma análise do desempenho global das alternativas em estudo, cabendo a estudos futuros o desenvolvimento de tais modelos em casca.

- Inércia à torção

A seção do tabuleiro desta alternativa estrutural é celular e possui transversinas dispostas a cada 10 m nas regiões centrais e a cada 2 m próximo à região dos apoios extremos do tabuleiro. Deste modo, a inércia à torção considerada para uma transversina corresponde à contribuição de cada célula vizinha, de altura variável, responsável pelo equilíbrio das solicitações de torção (Figura 5.43).

Novamente será considerada a altura da seção posicionada a 2/3 do plano de estais (Figura 5.42), que é uma consideração simplificada da variação de altura da transversina.

Figura 5.43: Corte A-A da Figura 5.42, com representação das células consideradas para cálculo da inércia à torção das transversinas indicadas.

Quando as células vizinhas são semelhantes, e isto ocorre no trecho em que o espaçamento entre as transversinas é constante e igual a 10 m, a inércia à torção da célula é o próprio valor da inércia à torção atribuído à transversina. Quando as células vizinhas diferirem a inércia à torção da transversina corresponderá à soma de metade da inércia à torção de cada uma destas células.

Portanto a partir da aplicação de todos os critérios apresentados, pode-se resumir as propriedades das transversinas numeradas na Figura 5.43 na Tabela 5.4.

Tabela 5.4: Propriedades geométricas das transversinas do Modelo 6.

Transversinas	A (m ²)	I _v (m ⁴)	I _h (m ⁴)	I _t (m ⁴)
Centrais (C)	7,58	2,91	215,65	17,30
1	7,58	2,91	215,65	14,47
2	7,30	2,06	189,62	7,09
3	6,61	1,21	136,75	2,54
4	5,94	1,21	96,95	2,54
5	5,26	1,21	68,57	2,54
6	3,49	2,14	37,18	1,27

Onde:

$A \text{ (m}^2\text{)}$ = área da seção transversal

$I_v \text{ (m}^4\text{)}$ = inércia à flexão no plano vertical

$I_h \text{ (m}^4\text{)}$ = inércia à flexão no plano horizontal

$I_t \text{ (m}^4\text{)}$ = inércia à torção

Resumo

As propriedades geométricas da nova seção celular (S2) e do encontro encontram-se listadas na Tabela 5.5.

Tabela 5.5: Resumo das propriedades geométricas para a seção celular (S2).

ELEMENTO	$I_v \text{ (m}^4\text{)}$	$I_h \text{ (m}^4\text{)}$	$I_t \text{ (m}^4\text{)}$	$A \text{ (m}^2\text{)}$
Seção celular	15,014	1348,65	33,53	14,710
Encontro	14,313	7,711	3,968	7,563

As propriedades da torre e dos tubulões são semelhantes às dos modelos anteriores.

Carregamentos

Os carregamentos considerados são análogos àqueles apresentados para o Modelo 1. É válido ressaltar que neste modelo o peso próprio da seção celular, revestimento e guarda-rodas foi aplicado integralmente na barra longitudinal do modelo que representa a própria seção celular. Nas barras transversais aplicou-se apenas o carregamento correspondente ao peso próprio das transversinas.

O carregamento de multidão foi aplicado na viga longitudinal e submetido à alternância conforme indicado na Figura 5.20.

Área dos estais e pré-alongamento inicial

Neste modelo a configuração dos estais é em semi-harpa e o vão lateral possui dimensão correspondente a 40% do vão central. Deste modo, foram adotados os mesmos critérios considerados no Modelo 4, que são:

- para os estais simétricos a solicitação normal foi estimada em função da força necessária para anular a resultante dos carregamentos verticais atuante na largura de influência dos mesmos.

- para estais assimétricos a solicitação normal foi calculada de modo que as forças horizontais introduzidas na torre sejam nulas.

A partir da força normal causada pelo carregamento total pode-se estimar a área destes estais e a partir da força normal originada pelo carregamento permanente pode-se calcular o pré-alongamento inicial aplicado nos estais para simulação da protensão.

5.3.1.8 Modelo 7

Resumo das principais propriedades geométricas

- *Configuração dos Cabos: Semi-Harpa (C2)*
- *Sistema de cabos auto-ancorado, um plano de cabos*
- *Torre em mastro único (T2) vinculada ao tabuleiro*
- *Tabuleiro: seção celular (S3)*
- *Vão Lateral = 40%. Vão Central*

As características geométricas dos principais elementos estruturais desta alternativa estão indicadas nas Figuras 5.44 e 5.45.

Figura 5.44: Corte Longitudinal do Modelo 7.

Figura 5.45: Seção transversal do tabuleiro (S3).

Nesta alternativa o tabuleiro é constituído de uma seção celular, cuja alma interna é mais espessa para equilíbrio das forças introduzidas pelos cabos. (Figura 5.45). Novamente as propriedades geométricas desta seção foram definidas tendo-se em vista os requisitos de espessuras mínimas para as almas e lajes e a manutenção do mesmo peso próprio da seção constituída de duas vigas longitudinais unidas pela laje. Deve-se lembrar que o peso próprio das transversinas também deve ser considerado na comparação do peso das duas alternativas.

Analogamente ao Modelo 6, as transversinas foram dispostas a cada 10 m na região central e este espaçamento foi reduzido próximo à região do apoio, para evitar o surgimento de uma distorção indesejada nas seções de ancoragem dos estais.

Nesta solução a torre em mastro único foi considerada engastada ao tabuleiro uma vez que esta é uma alternativa usual para este tipo de configuração. A desvinculação da torre com o tabuleiro para esta estrutura gera conexões complicadas e não oferece muitos benefícios estruturais.

Quando existe a vinculação do tabuleiro com a torre, em geral os estais são interrompidos a uma certa distância da mesma (suspensão parcial) uma vez que os esforços podem ser transmitidos a esta diretamente por flexão do tabuleiro. No entanto, como se trata de um estudo comparativo, para que fossem mantidas as características básicas dos demais modelos e para que somente os efeitos de alteração das propriedades

da torre e do tabuleiro fossem analisados os estais foram mantidos com um espaçamento de 10 m até a proximidade da torre. (Figura 5.44)

Esta estrutura foi modelada por uma barra longitudinal (barra A na Figura 5.46) que apresenta as propriedades da seção celular indicadas na Figura 5.45. Assim como apresentado para o Modelo 6, poderia ser adotada uma certa redução da largura colaborante da laje, no entanto simplificada esta redução não foi feita. Como a suspensão neste caso é central, os estais são ancorados diretamente nesta barra longitudinal e portanto as transversinas não estão representadas geometricamente, uma vez que não alteram a rigidez à flexão horizontal, vertical e à torção do tabuleiro, influenciando apenas no cálculo da distorção que não está sendo analisado neste estudo. No entanto, seu peso próprio deve ser considerado e neste modelo será introduzido como uma força concentrada aplicada a cada 10 m no tabuleiro.

A transversina extrema foi representada pela barra B (Figura 5.46) para correto posicionamento dos tubulões dos apoios extremos. É válido ressaltar que neste caso é importante considerar uma elevada rigidez à flexão vertical para esta transversina, uma vez que caso contrário os esforços de torção presentes no tabuleiro introduziriam uma elevada flexão nesta barra, o que não corresponde ao comportamento da estrutura original.

ADINA

Figura 5.46: Perspectiva global do Modelo 7

Carregamentos

Analogamente ao Modelo 6, o carregamento de peso próprio da seção celular, revestimento, guarda-rodas e sobrecarga (com alternância) foi aplicado à viga longitudinal que representa o tabuleiro. Foram consideradas cargas concentradas para representação do peso próprio das transversinas.

Área dos estais e pré-alongamento inicial

A estimativa da área de aço para os estais, assim como a determinação do pré-alongamento inicial aplicado a estes para simulação do efeito da protensão, foram calculados segundo os mesmos critérios adotados para os modelos que possuem vão lateral com dimensão correspondente a 40% da dimensão do vão central (Modelos 4 e 6).

Resumo da principais características geométricas

Na Tabela 5.6 estão indicadas as principais propriedades geométricas da seção celular S3 (Figura 5.45).

Tabela 5.6: Propriedades geométricas da seção celular (S3).

ELEMENTO	$I_v \text{ (m}^4\text{)}$	$I_h \text{ (m}^4\text{)}$	$I_t \text{ (m}^4\text{)}$	$A \text{ (m}^2\text{)}$
Seção celular	17,388	1018,455	39,03	14,70

Onde:

$I_v \text{ (m}^4\text{)}$ = inércia à flexão no plano vertical

$I_h \text{ (m}^4\text{)}$ = inércia à flexão no plano horizontal

$I_t \text{ (m}^4\text{)}$ = inércia à torção

$A \text{ (m}^2\text{)}$ = área da seção transversal

As propriedades da torre, encontro e tubulões são semelhantes às dos modelos anteriores.

5.3.1.9 Modelo 8

Resumo das principais propriedades geométricas

- Configuração dos Cabos: Semi-Harpa (C2)
- Sistema de cabos auto-ancorado, dois planos de cabos
- Suspensão total

- Torre em configuração diamante (T3)
- Tabuleiro: seção celular (S2)
- $V\tilde{a}o\ Lateral = 40\%.V\tilde{a}o\ Central$

Figura 5.47: Propriedades geométricas da torre em diamante (T3)

Esta alternativa estrutural é semelhante àquela adotada para o Modelo 6, exceto pela nova configuração da torre que neste caso é na forma de diamante (Figura 5.47).

A redução da distância entre os mastros abaixo do nível do tabuleiro é desfavorável para a torre, uma vez que aumenta os valores dos momentos fletores transversais nesta se comparado à torre em A, como apresentado no Capítulo 2.

Todos os carregamentos e propriedades do tabuleiro, da torre e dos demais elementos estruturais foram mantidos similares aos do Modelo 6, assim como os critérios para estimativa da área de aço dos estais e do pré-alongamento inicial aplicado aos elementos de treliça para simulação do efeito da protensão.

Na Figura 5.48 encontra-se a perspectiva global do Modelo 8.

ADINA

Figura 5.48: Perspectiva global do Modelo 8

CAPÍTULO 6

RESULTADOS DO ESTUDO PARAMÉTRICO

Neste capítulo, os resultados obtidos a partir do processamento dos modelos definidos no item 5.2.6 foram comparados entre si.

Para que seja avaliada a influência dos parâmetros definidos nos itens 5.2.1 a 5.2.5 no comportamento global da estrutura, as seguintes comparações foram estabelecidas:

- Modelo 1 comparado ao Modelo 2: avaliação do efeito do deslocamento do apoio do tabuleiro de sua posição extrema, para cabos com configuração em semi-harpa.
- Modelo 1 comparado ao Modelo 3: estudo da influência da configuração dos estais, em semi-harpa e em harpa, no desempenho global da estrutura.
- Modelo 2 comparado ao Modelo 4: avaliação do efeito do proporcionamento entre os vãos laterais e central.
- Modelo 1 comparado ao Modelo 5: comparação entre um sistema de cabos auto-ancorado e outro externamente ancorado.
- Modelo 6 comparado ao Modelo 7: avaliação do efeito da configuração transversal da torre, através da comparação entre uma ponte de seção celular com torres em pórtico e dois planos de cabos e outra com torres de mastro único e apenas um planos de estais.
- Modelo 6 comparado ao Modelo 8: avaliação do efeito da configuração transversal da torre, através da comparação entre uma ponte com torres em pórtico e outra com torres em diamante, ambas com dois planos de estais.

- Modelo 4 comparado ao Modelo 6: avaliação do efeito da rigidez do tabuleiro, através da comparação entre uma estrutura com tabuleiro de seção constituída de duas vigas unidas pela laje, e outra com seção celular.

Os critérios de comparação foram definidos no item 5.2.6 e será feita a análise crítica dos resultados obtidos, procurando-se justificar o desempenho da estrutura em função do seu comportamento estrutural.

É importante ressaltar que foram adotados métodos simplificados para estimativa da protensão a ser aplicada nos estais, conforme apresentado no Capítulo 5. Deste modo, os deslocamentos do tabuleiro e esforços de flexão devidos ao carregamento permanente não foram totalmente anulados nos modelos em elementos finitos.

Em uma estrutura em execução estes esforços e deslocamentos seriam de fato anulados, uma vez que a protensão é aplicada durante a fase construtiva para zerar as flechas do tabuleiro ou até mesmo manter uma contra-flecha inicial, que é compensada pela carga permanente da fase posterior (pavimento e guarda-rodas). Portanto, na comparação dos esforços de flexão entre os diversos modelos, será considerada apenas a envoltória referente à sobrecarga posicionada conforme indicado na Figura 5.20, uma vez que se considera que os esforços de flexão causados pelo carregamento permanente foram anulados, assim como os deslocamentos do tabuleiro.

No entanto, quando são avaliadas as tensões nos estais, o carregamento permanente e a protensão devem ser necessariamente considerados, assim como para a análise dos esforços normais no tabuleiro.

6.1 Modelo 1 comparado ao Modelo 2

6.1.1 Tensões nos estais

Nos itens seguintes serão apresentados os valores máximos, mínimos e a flutuação de tensões verificada nos estais. Os valores indicados em vermelho nas tabelas são aqueles que ultrapassam os limites admissíveis, definidos no Capítulo 8.

6.1.1.1 Tensão máxima

Na Tabela 6.1 estão indicadas as tensões máximas para os estais, cuja numeração é a mesma daquela representada nas Figuras 5.17 e 5.18. Estes valores foram obtidos considerando-se a envoltória de esforços normais nos estais para o carregamento permanente e sobrecarga de multidão, cuja alternância no seu posicionamento está definida na Figura 5.20.

Tabela 6.1: Tensões máximas nos estais dos Modelos 1 e 2

$\sigma_{\text{máx}}$ (MPa)		
Estai	Modelo 1	Modelo 2
1	1051	833
2	932	891
3	818	911
4	756	851
5	772	792
19	774	769
20	780	775
41	782	777
42	777	771
59	901	811
60	1035	842

Pela análise dos resultados apresentados, conclui-se que o deslocamento do apoio do tabuleiro de sua posição extrema (Modelo 1) para uma interna (Modelo 2, apoio extremo recuado em 20 m) reduz os valores de tensão máxima nos estais extremos (estais 1 e 2) e do meio do vão (59 e 60), ao passo que para os estais 3, 4 e 5 as tensões máximas aumentaram. Para os estais próximos à torre (19, 20, 41 e 42) não ocorre alteração significativa.

É interessante notar que para os dois modelos, as tensões máximas nos estais foram verificadas para a situação de carregamento assimétrico, conforme posição 14 indicada na Figura 5.20 para os estais 1 a 5 e segundo a posição 15 da mesma figura para os estais 59 e 60. Isto ocorre porque o tabuleiro está desvinculado longitudinalmente e deste modo os seus deslocamentos horizontais são significativos,

causando grandes alongamentos nos estais, conforme pode ser observado qualitativamente nas Figuras 6.1 a 6.4.

No Modelo 2, o deslocamento do apoio do tabuleiro de sua posição extrema reduziu o levantamento do vão lateral e o deslocamento horizontal do topo do mastro e portanto do tabuleiro, para o carregamento assimétrico em análise. Deste modo, estes dois fatores atuaram de forma conjunta na determinação das tensões máximas neste modelo.

Os estais extremos (1 e 2), que se alongavam principalmente devido aos deslocamentos horizontais do tabuleiro (Figura 6.1), passaram a ter alongamentos inferiores devido à redução destes deslocamentos no Modelo 2 (Figura 6.2) e conseqüentemente as tensões máximas foram também reduzidas.

Nos demais estais extremos (3, 4 e 5), apesar do deslocamento horizontal do tabuleiro ter sido inferior as tensões máximas aumentaram para o Modelo 2. Isto ocorreu pois como estes estão fixados próximos ao apoio e portanto não sofrem tanta influência da flexão do tabuleiro como ocorria no Modelo 1, o alívio de tensões causado pelo levantamento do vão lateral passou a ser inferior.

Com relação aos estais do meio do vão (59 e 60), as tensões máximas também são causadas pelo carregamento assimétrico (posição 15 da Figura 5.20) e da mesma forma que verificado para os estais extremos 1 e 2, a redução dos deslocamentos horizontais do tabuleiro no Modelo 2 reduziu os alongamentos e conseqüentemente as tensões destes cabos.

É importante notar que é mais correto, neste caso, comparar a tensão máxima no estai 1 do Modelo 1 com a do estai 3 do Modelo 2, uma vez que estes são os estais posicionados imediatamente acima dos apoios e portanto os mais rígidos, desempenhando deste modo o papel principal de estais de estabilidade. Outro aspecto a ressaltar é o fato de que diversos fatores aparecem de forma acoplada no comportamento da estrutura, tornando difícil portanto justificar exatamente o desempenho verificado em cada solução.

Figura 6.1: Configuração original e deformada (ampliada em 30 $\times$) para o Modelo 1, submetido ao carregamento 14 da Figura 5.20. Indicação dos estais 1, 2, 59 e 60 e deslocamentos (m) dos topos das torres e extremidades do tabuleiro.

Figura 6.2: Configuração original e deformada (ampliada em 30 $\times$) para o Modelo 2, submetido ao carregamento 14 da Figura 5.20. Indicação dos estais 1, 2, 59 e 60 e deslocamentos (m) dos topos das torres e extremidades do tabuleiro.

6.1.1.2 Tensão mínima

Para as tensões mínimas (Tabela 6.2) o comportamento é contrário ao apresentado para as tensões máximas e ocorre para o carregamento da posição 15 da

Figura 5.20 nos estais 1 a 5 (Figuras 6.3 e 6.4) e para o carregamento da posição 14 da Figura 5.20 nos estais 59 e 60 (Figuras 6.1 e 6.2).

O deslocamento horizontal do tabuleiro que aliviava as tensões de tração nos estais foi reduzido no Modelo 2.

Deste modo, verifica-se que para os estais 1 e 2 as tensões mínimas são superiores para o Modelo 2, uma vez que o alívio das tensões de tração foi reduzido pela restrição ao deslocamento do tabuleiro (Figuras 6.3 e 6.4).

No entanto, para os estais 3, 4 e 5 as tensões continuam inferiores no Modelo 2, uma vez que no Modelo 1 existe o efeito do acréscimo de tensões devido à flexão do tabuleiro no vão lateral e este efeito é inferior no caso do Modelo 2 (Figuras 6.3 e 6.4).

Para os estais do vão central (59 e 60) as tensões mínimas também são superiores para o Modelo 2, devido à redução dos deslocamentos horizontais do tabuleiro que aliviavam as tensões de tração presentes (Figuras 6.1 e 6.2).

Figura 6.3: Configuração original e deformada (ampliada em 30 x) para o Modelo 1, submetido ao carregamento 15 da Figura 5.20. Indicação dos estais 1,2, 59 e 60 e deslocamentos (m) dos topos das torres e extremidades do tabuleiro.

Figura 6.4: Configuração original e deformada (ampliada em 30 $\times$) para o Modelo 2, submetido ao carregamento 15 da Figura 5.20. Indicação dos estais 1,2, 59 e 60 e deslocamentos (m) dos topos das torres e extremidades do tabuleiro.

Tabela 6.2: Tensões mínimas nos estais dos Modelos 1 e 2

$\sigma_{\min}$ (MPa)		
Estai	Modelo 1	Modelo 2
1	201	386
2	370	424
3	527	456
4	622	487
5	628	564
19	602	607
20	606	610
41	609	614
42	606	612
59	499	588
60	350	538

6.1.1.3 Flutuação de tensões

Como consequência das alterações das tensões máximas e mínimas indicadas nas Tabelas 6.1 e 6.2 obteve-se a flutuação de tensões apresentada na Tabela 6.3, para a

combinação freqüente de carregamentos. O fator de redução ψ da carga variável, que é utilizado no estudo de fadiga, foi estabelecido em função do estudo das linhas de influência, variando de 0,4 a 0,5, conforme será detalhado no item 8.1.

Tabela 6.3: Flutuação de tensões nos estais dos Modelos 1 e 2

$\Delta\sigma_{CF}$ (MPa)		
Estai	Modelo 1	Modelo 2
1	425	223
2	281	234
3	145	228
4	67	182
5	72	114
19	86	81
20	87	83
41	87	81
42	85	79
59	161	89
60	274	122

Conclui-se que a amplitude máxima da flutuação é inferior para o Modelo 2, no entanto, a variação de tensões ultrapassa o valor admissível para um número maior de estais extremos, já que neste caso mais cabos atuam como estais de estabilidade.

6.1.2 Deslocamentos da torre e do tabuleiro

Na Figura 6.5, encontram-se representadas as configurações deformadas dos Modelos 1 e 2. Estas deformadas correspondem à situação de apenas sobrecarga de multidão, posicionada no vão central, ocasionando portanto a máxima flecha deste.

Figura 6.5: Configurações deformadas (ampliadas 30x) para sobrecarga de multidão disposta no vão central apenas. Deslocamentos indicados em metros.

Verifica-se portanto que o Modelo 2 é o mais rígido. Como nesta alternativa um número maior de estais está próximo ao apoio, não sofrendo portanto tanta influência da flexão do tabuleiro, estes se tornam mais rígidos e atuam de modo mais eficiente na restrição ao deslocamento horizontal do topo da torre, reduzindo conseqüentemente a flecha máxima no vão central.

6.1.3 Momentos Fletores

Na Figura 6.6 está representada a envoltória de momentos fletores no tabuleiro, para sobrecarga de multidão apenas, conforme alternância indicada na Figura 5.20.

Pela análise da envoltória apresentada, conclui-se que no Modelo 2, a existência de um trecho extremo em balanço de 20 m aumenta muito pouco o momento fletor negativo no tabuleiro nesta região localizada (apenas 0,7 % em relação ao Modelo 1), mas de modo geral o sistema é mais rígido e a envoltória de momentos é mais favorável com o deslocamento do apoio lateral (o momento positivo no meio do vão é cerca de 57 % do valor verificado para o Modelo 1).

É interessante notar que o balanço com extensão de 20 m é adequado, uma vez que os valores dos máximos momentos negativos são similares ao da estrutura com vão

lateral igual a 50 % do vão central. Caso a extensão do trecho em balanço aumente mais, esta alternativa pode tornar-se inviável economicamente.

Figura 6.6: Envoltória de momentos fletores para o tabuleiro. Indicação dos máximos momentos fletores negativos e positivos ($kN.m$), conforme representado, ao longo da extensão do tabuleiro.

Na Figura 6.7 encontram-se as envoltórias de momentos fletores longitudinais nas torres dos Modelos 1 e 2. Verifica-se que com a maior restrição ao deslocamento horizontal do topo da torre existente no Modelo 2, os momentos fletores longitudinais foram reduzidos (momento máximo na base da torre foi reduzido em torno de 37 %).

Figura 6.7: Envoltória, em perspectiva, dos momentos fletores longitudinais na torre direita dos Modelos 1 e 2. Indicação dos valores máximos ($kN.m$), posicionados do mesmo lado da face em que ocorre o respectivo esforço solicitante.

Na flexão transversal da torre a diferença entre os modelos é desprezível e portanto os diagramas não serão apresentados. O mesmo será feito com relação aos esforços normais e momentos torsores no tabuleiro, que foram pouco alterados com o deslocamento do apoio extremo.

6.2 Modelo 1 comparado ao Modelo 3

6.2.1 Tensões nos estais

6.2.1.1 Tensões máximas

No Modelo 3, em harpa, manteve-se inicialmente a configuração de cabos de modo a garantir o espaçamento de 10 m entre estais, utilizado nos modelos em semi-harpa. No entanto, os estais próximos à torre (20 e 41) tornaram-se muito curtos e portanto muito rígidos, apresentando conseqüentemente elevadas tensões de compressão e tração (Tabelas 6.4 e 6.5). Deste modo, estes estais (20 e 41) foram retirados e o modelo passou a apresentar a configuração indicada na Figura 6.8.

Figura 6.8: Nova configuração do Modelo 3 (Modelo3modificado), após retirada de dois estais próximos à torre.

Este modelo alterado ainda é inadequado, uma vez que se verifica tensões elevadas nos estais próximos à torre (19 e 42) (Tabelas 6.4 e 6.5), devendo-se portanto redimensionar a solução, retirando-se ainda mais estais e alterando-se a área de aço dos estais vizinhos. No entanto, como neste trabalho não está sendo dimensionada uma

solução específica, mas está sendo feita uma análise comparativa dos modelos, a solução representada na Figura 6.8 será a adotada, já que é capaz de refletir o comportamento global da estrutura.

Portanto, é importante destacar que todas as comparações apresentadas a seguir referem-se aos resultados dos Modelos 1 e 3 modificado.

Na configuração em harpa em estudo (Modelo 3 modificado), as tensões máximas são reduzidas, se comparadas às do modelo em semi-harpa (Modelo 1), para os estais extremos (1, 2 e 3) e do vão central (59 e 60), ao passo que para os estais próximos à torre elas são muito maiores (19 e 42), conforme justificado anteriormente (Tabela 6.4).

Tabela 6.4: Tensões máximas nos estais dos Modelos 1, 3 inicial e 3 modificado.

$\sigma_{\text{máx}}$ (MPa)				
Estai	Modelo 1	Modelo 3 (inicial)	Estai	Modelo 3 (modif.)
1	1051	976	1	1014
2	932	875	2	901
3	818	781	3	797
4	756	770	4	765
5	772	776	5	775
19	774	764	18	800
20	780	1555	19	1355
41	782	2329	42	1544
42	777	809	43	780
59	901	824	59	840
60	1035	858	60	907

Diversos fatores atuam na alteração das tensões nos estais do Modelo 3 quando comparadas àquelas do Modelo 1.

O primeiro aspecto importante a ressaltar é o fato de que no Modelo 3 as tensões máximas nos estais extremos são causadas pelo carregamento disposto apenas no vão central e não pelo carregamento assimétrico como apresentado para o Modelo 1. Isto ocorre pois os estais do Modelo 3, principalmente os rígidos estais próximos à torre, por serem menos inclinados em relação ao tabuleiro, oferecem importante

restrição ao deslocamento horizontal do mesmo, quando comparado ao Modelo 1 (Figuras 6.1 e 6.9). Deste modo, o deslocamento horizontal do topo da torre para carga disposta apenas no vão central causa mais acréscimo de tensões nos estais extremos do que o deslocamento do tabuleiro para carregamento assimétrico.

Figura 6.9: Configuração original e deformada (ampliada em 30 $\times$) para o Modelo 3, submetido ao carregamento 14 da Figura 5.20. Indicação dos deslocamentos (m) dos topos das torres e extremidades do tabuleiro.

Figura 6.10: Configuração original e deformada (ampliada em 30 $\times$) para o Modelo 3, submetido ao carregamento 5 da Figura 5.20. Indicação dos deslocamentos (m) dos topos das torres e extremidades do tabuleiro.

Além disso, diversos aspectos combinados estão atuando de modo a provocar as alterações de tensões verificadas no Modelo 3, tais como: no modelo em harpa os estais estão fixados a alturas menores na torre, de modo que os deslocamentos horizontais desta nos pontos de ligação destes estais são inferiores e conseqüentemente a rigidez e as tensões nos estais são alteradas.

Outro fator relevante é a presença no Modelo 3 dos estais muito curtos e portanto muito rígidos, próximos à torre, que reduzem as tensões nos demais estais, uma vez que alteram toda a distribuição de esforços. Isto pode ser facilmente verificado quando se compara as tensões entre os Modelos 3 inicial e 3 modificado. Após a retirada dos estais 20 e 41, as tensões nos estais 1 e 2 aumentaram (Tabela 6.4). Deste modo, torna-se difícil indicar exatamente o que contribui para a alteração de tensões verificada, uma vez que não se pode ponderar a priori qual o fator que prevalece. Do ponto de vista do projeto, no entanto, o importante é o conhecimento do conjunto de fatores aqui evidenciados.

Para os estais próximos à torre do modelo em harpa, como estes são muito curtos, o tabuleiro praticamente se apóia nestes cabos de um lado do mastro e alivia muito seu simétrico. Deste modo, o lado carregado apresenta um acréscimo muito grande de tensões.

Devido às elevadas tensões nos estais próximos à torre no modelo em harpa, a configuração de estais com suspensão total mostra-se inadequada, indicando que neste caso pode ser necessário a adoção de um sistema com suspensão parcial (estais interrompidos antes da vizinhança da torre e disposição de vinculação vertical entre a torre e o tabuleiro para redução dos momentos fletores e flechas nesta região). Portanto, em termos de comportamento estrutural, pode-se concluir que a configuração de estais em semi-harpa é a que oferece melhor desempenho para o caso de suspensão total, no entanto, a configuração em harpa é muitas vezes adotada devido a fatores estéticos.

Torna-se claro nesta alternativa que as tensões máximas nos estais são definidas pelo deslocamento relativo entre a torre e o tabuleiro e pela flecha deste, o que é facilmente comprovado pela observação da matriz de rigidez do estai (Capítulo 3). Deste modo, qualquer alteração na concepção da estrutura que altere as vinculações horizontais ou rigidezes do tabuleiro e das torres é capaz de modificar significativamente

as tensões nos estais e oferecer soluções importantes para a redução das suas tensões máximas e flutuações.

6.2.1.2 Tensões mínimas

Na Tabela 6.5 estão indicadas as tensões mínimas para os estais dos Modelos 1 e 3. O comportamento verificado tem justificativa análoga à apresentada para as tensões máximas.

Tabela 6.5: Tensões mínimas nos estais dos Modelos 1 e 3.

$\sigma_{\min}$ (MPa)				
Estai	Modelo 1	Modelo 3 (inicial)	Estai	Modelo 3 (modif.)
1	201	318	1	239
2	370	459	2	404
3	527	586	3	552
4	622	621	4	617
5	628	629	5	628
19	602	619	18	515
20	606	-725	19	103
41	609	50	42	293
42	606	668	43	495
59	499	579	59	563
60	350	530	60	480

6.2.1.3 Flutuação de tensões

Como consequência das alterações das tensões máximas e mínimas apresentadas nas Tabelas 6.4 e 6.5, os valores de flutuação de tensões, para combinação freqüente de carregamento, encontram-se indicados na Tabela 6.6.

Verifica-se novamente que é necessário retirar mais estais próximos à torre (19 e 42), uma vez que a flutuação de tensões destes é muito superior à admissível. Para os demais estais, o Modelo 3 modificado é um pouco mais favorável quando comparado ao Modelo 1, conforme justificado anteriormente.

Tabela 6.6: Flutuação de tensões para os Modelos 1 e 3

$\Delta\sigma_{CF}$ (MPa)				
Estai	Modelo 1	Modelo 3 (inicial)	Estai	Modelo 3 (modif.)
1	425	329	1	388
2	281	208	2	249
3	145	97	3	122
4	67	74	4	74
5	72	73	5	73
19	86	72	18	142
20	87	1140	19	626
41	87	1139	42	625
42	85	71	43	143
59	161	98	59	111
60	274	132	60	171

6.2.2 Deslocamentos

Pela Figura 6.11 nota-se que a diferença entre os valores máximos de flecha no vão central é desprezível entre os dois modelos, ao passo que para o vão lateral a configuração em semi-harpa apresenta deslocamentos superiores (Figura 6.12).

No Modelo 1 a flecha máxima no vão lateral foi obtida para sobrecarga disposta na posição 15, indicada na Figura 5.20, ao passo que para o Modelo 3 modificado a flecha máxima do vão lateral ocorreu para sobrecarga disposta na posição 6, da Figura 5.20 (Figura 6.12).

A existência de flechas menores nos vãos laterais do modelo em harpa, deve-se à existência de cabos muito rígidos próximos à torre, que oferecem grande rigidez ao deslocamento horizontal do tabuleiro, causado pelo carregamento assimétrico. Deste modo, o máximo deslocamento no vão lateral do tabuleiro passa a ocorrer para o carregamento simétrico de sobrecarga disposta apenas nos vãos laterais e este valor é inferior ao máximo observado no Modelo 1, que foi causado pelo carregamento assimétrico (Figura 6.12).

Figura 6.11: Configurações deformadas (ampliadas 30 x) dos Modelos 1 e 3 modificado, para atuação de sobrecarga de multidão apenas, nas posições que causam máxima flecha no vão central. Indicações de deslocamentos máximos em metros.

Figura 6.12: Configurações deformadas (ampliadas 30 x) dos Modelos 1 e 3 modificado, para atuação de sobrecarga de multidão apenas, nas posições que causam máxima flecha no vão lateral. Indicações de deslocamentos máximos em metros.

6.2.3 Momentos Fletores

A envoltória de momentos fletores para o tabuleiro do modelo em harpa é mais favorável do que para o modelo em semi-harpa, exceto pela presença de elevados momentos fletores, concentrados próximo à região das torres (Figura 6.13).

No modelo em harpa, a existência de estais muito rígidos próximos à torre reduz a curvatura da deformada do tabuleiro no vão central e conseqüentemente os momentos fletores no meio do vão (redução do momento positivo nesta seção é de 30 %), ao mesmo tempo que ocasiona momentos negativos elevados na região próxima à torre.

Figura 6.13: Envoltória de momentos fletores para os Modelos 1 e 3 modificado (kN.m). Indicação dos valores máximos, conforme representado.

Com relação à torre, como conseqüência da maior distância entre os pontos de ligação dos estais nesta, os momentos fletores transversais são significativamente superiores para o modelo com cabos em harpa (Figura 6.14).

Na direção longitudinal os esforços horizontais desequilibrados entre os estais do vão central e lateral do Modelo 3, nos pontos de ligação de cada estai à torre, são transmitidos em grande parte por flexão da torre aos estais de ancoragem e à fundação.

No modelo em semi-harpa o esquema resistente é o mesmo, no entanto, como os estais estão fixados mais próximos aos estais de ancoragem, a transferência de esforços para estes é mais direta, o que reduz o momento fletor na base da torre. Deste modo, conclui-se que os momentos fletores longitudinais da torre são superiores no modelo em harpa, conforme apresentado na Figura 6.15. Deve-se observar que isto foi verificado para o caso de carga de multidão distribuída apenas no vão central.

Figura 6.14: Envoltória de momentos fletores transversais para as torres dos Modelos 1 e 3 modificado ($kN.m$). Indicação dos momentos máximos, que tracionam a face interna ou externa, conforme representado.

Figura 6.15: Envoltória, em perspectiva, dos momentos fletores longitudinais na torre direita dos Modelos 1 e 3 modificado. Indicação dos valores máximos ($kN.m$), posicionados do mesmo lado da face em que ocorre o respectivo esforço solicitante.

6.2.4 Esforço normal no tabuleiro

O esforço normal no tabuleiro é significativamente maior no modelo em harpa devido à menor inclinação dos estais em relação ao tabuleiro, de modo que o esforço normal introduzido na superestrutura é superior ao do modelo com estais em semi-harpa (Figura 6.16).

Uma observação importante é que pelo fato dos estais serem menos eficientes no sistema em harpa, devido à menor inclinação dos mesmos em relação ao tabuleiro, o peso de aço para os cabos é cerca de 15 % superior àquele verificado no modelo com sistema de cabos em semi-harpa.

Figura 6.16: Envoltória de esforço normal no tabuleiro, devido à carga permanente e variável para os Modelos 1 e 3 modificado. Valores máximos indicados em kN. Esforços máximos de compressão indicados acima do diagrama e de tração abaixo.

A diferença entre os máximos momentos torsores no tabuleiro é desprezível e portanto os diagramas não serão apresentados.

6.3 Modelo 2 comparado ao Modelo 4

6.3.1 Tensões nos estais

6.3.1.1 Tensões máximas

Na Tabela 6.7 estão indicados os valores de tensões máximas para os Modelos 2 e 4. Verifica-se que os dois modelos apresentam comportamento muito semelhante. Deve-se ressaltar que neste caso a tensão no estai 3 do Modelo 2 é a que deve ser comparada com a do estai 1 do Modelo 4, uma vez que estes são os estais principais de ancoragem, já que estão fixados imediatamente acima do apoio e conseqüentemente são os mais rígidos.

Tabela 6.7: Tensões máximas nos estais dos Modelos 2 e 4 (MPa).

$\sigma_{\max}$ (MPa)		
Estai	Modelo 2	Modelo 4
1	833	977
2	891	929
3	911	888
4	851	852
5	792	820
19	769	769
20	775	775
41	777	776
42	771	770
59	811	811
60	842	847

6.3.1.2 Tensões mínimas

Na Tabela 6.8 estão indicadas as tensões mínimas para os estais indicados nos Modelos 2 e 4.

Tabela 6.8: Tensões mínimas nos estais dos Modelos 2 e 4 (MPa).

$\sigma_{\min}$ (MPa)		
Estai	Modelo 2	Modelo 4
1	386	502
2	424	501
3	456	499
4	487	494
5	564	489
19	607	607
20	610	609
41	614	613
42	612	612
59	588	586
60	538	530

6.3.1.3 Flutuação de tensões

Tabela 6.9: Flutuação de tensões nos estais dos Modelos 2 e 4 (MPa).

$\Delta\sigma_{CF}$ (MPa)		
Estai	Modelo 2	Modelo 4
1	223	237
2	234	214
3	228	195
4	182	179
5	114	165
19	81	81
20	83	83
41	81	81
42	79	79
59	89	90
60	122	127

Tanto para o caso de tensões mínimas como para a análise da flutuação de tensões verifica-se que os modelos são muito semelhantes.

É interessante notar que comparando-se a flutuação de tensões dos estais destes dois modelos (Tabela 6.9), com aquela apresentada na Tabela 6.6 para os Modelos 1 e 3, verifica-se que tanto o deslocamento do apoio lateral de sua posição extrema (Modelo 2) como a redução do vão lateral para a dimensão de 40 % do vão central (Modelo 4) são alternativas importantes para a redução da flutuação de tensões nos estais de ancoragem.

6.3.2 Momentos Fletores

Na Figura 6.17 está apresentada a envoltória de momentos fletores do tabuleiro, para sobrecarga de multidão com alternância de posicionamento. Verifica-se que no Modelo 4 o momento fletor negativo é elevado próximo à região de ancoragem, em virtude da concentração de estais, que foram mantidos muito próximos neste trecho. (Figura 5.27). Para redução deste momento fletor, o apoio lateral deveria ser deslocado,

de modo que sua posição coincidisse com o cabo central dos estais que atuam como estais de ancoragem.

É interessante notar que a proporção para o vão lateral correspondente a 40 % do vão central (Modelo 4) é adequada, uma vez que os valores dos máximos momentos negativos são similares ao da estrutura com vão lateral igual a 50 % do vão central (Modelo 1 – Figura 6.13). Caso esta proporção diminua mais, o acréscimo de momentos negativos pode tornar a alternativa pouco competitiva.

No Modelo 2 também verifica-se um pico de momento negativo na região do apoio extremo.

Os momentos fletores positivos no vão central são semelhantes para os dois modelos.

É importante notar que os vãos laterais dos dois modelos possuem dimensões diferentes, o que dificulta a comparação direta dos diagramas apresentados nesta região.

Figura 6.17: Envoltória de momentos fletores para os Modelos 2 e 4 ($kN.m$). Indicação dos valores máximos, conforme representado.

Com relação à torre, o máximo momento fletor longitudinal na base da torre é apenas cerca de 3 % superior para o Modelo 4 (Figura 6.18).

As deformadas, assim como os diagramas de momentos fletores transversais na torre, esforços normais e torsões no tabuleiro não serão apresentados, uma vez que as diferenças entre os dois modelos são desprezíveis para estas solicitações.

Figura 6.18: Envoltória, em perspectiva, dos momentos fletores longitudinais nas torres dos Modelos 2 e 4. Indicação dos valores máximos ($kN.m$), posicionados do mesmo lado da face em que ocorre o respectivo esforço solicitante.

6.4 Modelo 1 comparado ao Modelo 5

6.4.1 Tensões nos estais

6.4.1.1 Tensões máximas

As tensões máximas para os estais dos Modelos 1 e 5 estão indicadas na Tabela 6.10. É importante notar que o estai 1 do Modelo 5 é o estai externamente ancorado, com área muito elevada, conforme apresentado no Capítulo 5. Verifica-se que a tensão máxima neste estai está dentro dos limites aceitáveis, isto ocorre porque apesar do esforço normal ser muito alto a área deste também é elevada.

A existência de um estai muito rígido externamente ancorado não evita que os estais extremos (2 a 5) apresentem tensões elevadas, uma vez que uma parte dos esforços desequilibrados entre os vãos central e lateral continua sendo transferida para estes cabos pelo deslocamento horizontal do tabuleiro.

Tabela 6.10: Tensões máximas para os estais dos Modelos 1 e 5.

$\sigma_{\text{máx}}$ (MPa)		
Estai	Modelo 1	Modelo 5
1	1051	771
2	932	999
3	818	1015
4	756	901
5	772	806
19	774	755
20	780	760
41	782	759
42	777	750
59	901	840
60	1035	938

6.4.1.2 Tensões mínimas

Tabela 6.11: Tensões mínimas para os estais dos Modelo 1 e 5.

σ_{min} (MPa)		
Estai	Modelo 1	Modelo 5
1	201	607
2	370	125
3	527	335
4	622	493
5	628	573
19	602	598
20	606	614
41	609	615
42	606	604
59	499	558
60	350	444

Na Tabela 6.11 estão indicadas as tensões mínimas para os estais destes modelos.

Analogamente às tensões máximas, verifica-se que para o estai 1 a tensão mínima é elevada devido à pequena variação relativa de força total nesse cabo; ao passo que para o estai 2 esta tensão é baixa, uma vez que o movimento horizontal do tabuleiro causa o alívio das tensões de tração.

6.4.1.3 Flutuação de tensões

Como consequência das tensões máximas e mínimas acima indicadas tem-se a flutuação de tensões representada na Tabela 6.12.

Tabela 6.12: Flutuação de tensões para os Modelos 1 e 5.

$\Delta\sigma_{CF}$ (MPa)		
Estai	Modelo 1	Modelo 5
1	425	82
2	281	437
3	145	340
4	67	204
5	72	116
19	86	79
20	87	73
41	87	72
42	85	73
59	161	113
60	274	198

Verifica-se que para os dois modelos a amplitude máxima de oscilação é elevada e superior àquela verificada para os Modelos 2 e 4. (Tabela 6.9).

6.4.2 Deslocamentos

No Modelo 5, a existência de rígidos estais externamente ancorados restringe o deslocamento do topo da torre e consequentemente ocorre a redução das flechas no meio do vão.

É interessante notar que no Modelo 5 a flecha máxima no vão central é obtida para sobrecarga atuando em um dos vãos laterais e metade do vão central apenas, e não

para a sobrecarga disposta apenas no vão central como verificado para os demais modelos. Deste modo, a deformada do Modelo 5 representada na Figura 6.19 é aquela verificada para sobrecarga disposta na posição número 15 da Figura 5.20, enquanto a deformada do Modelo 1 corresponde àquela devida ao posicionamento da sobrecarga na posição número 5 da Figura 5.20.

Isto ocorre porque no Modelo 5 os rígidos estais externamente ancorados são capazes de inibir os deslocamentos horizontais do topo da torre e conseqüentemente a flecha no meio do vão para carregamento simétrico disposto apenas no trecho central. No entanto, para carregamento assimétrico, o tabuleiro continua desvinculado e seus deslocamentos horizontais são significativos. Este deslocamento reduz a eficiência dos estais e deste modo a flecha é máxima para este carregamento.

Portanto, conclui-se que o movimento horizontal do tabuleiro passa a ter muita importância no Modelo 5.

Figura 6.19: Deformadas (ampliadas 30 x) para os Modelo 1 e 5 para a situação de deslocamento máximo no vão central. Valores máximos indicados em metros.

6.4.3 Momentos Fletores

Os momentos fletores no vão central do tabuleiro são inferiores no modelo externamente ancorado. (O valor máximo é cerca de 25 % inferior ao máximo do Modelo 1). A presença de rígido estai externamente ancorado reduz o deslocamento do topo da torre e conseqüentemente diminui a flecha no meio do vão e a curvatura da

deformada do tabuleiro (Figura 6.20). É importante ressaltar que a comparação direta para os valores dos esforços solicitantes nos vão laterais não é possível, uma vez que estes possuem dimensões muito diferentes.

Figura 6.20: Envoltória de momentos fletores ($kN.m$) no tabuleiro para os Modelos 1 e 5. Indicação dos valores máximos, conforme representado.

A flexão longitudinal da torre é significativamente reduzida no Modelo 5 (momento máximo na base é cerca de 80 % inferior) pela presença do estai de ancoragem rígido e externamente ancorado (Figura 6.21).

Figura 6.21: Envoltória, em perspectiva, dos momentos fletores longitudinais nas torres dos Modelos 1 e 5. Indicação dos valores máximos ($kN.m$), posicionados do mesmo lado da face em que ocorre o respectivo esforço solicitante.

Figura 6.22: Envoltória de momentos fletores transversais ($kN.m$) devido à sobrecarga, para os Modelos 1 e 5. Indicação dos momentos máximos que tracionam a face interna ou externa, conforme representado.

Com relação à flexão transversal, no Modelo 5 a existência de elevado esforço no estai de ancoragem ligado ao topo da torre inverte a região tracionada do diagrama de momentos fletores transversais quando comparado ao Modelo 1 (Figura 6.22).

6.4.4 Esforço Normal

No Modelo 5, o sistema de ancoragem externa parcial faz com que o esforço normal de compressão seja reduzido no tabuleiro, na região próxima à torre. No entanto, surgem significativos esforços de tração no meio do vão (Figura 6.23).

Os momentos torsores no tabuleiro são pouco alterados e portanto seus diagramas não serão representados.

Figura 6.23: Envoltória de esforços normais no tabuleiro, para carga permanente e variável com alternância, para os Modelos 1 e 5. Os valores indicados acima do diagrama correspondem aos máximos esforços de compressão no tabuleiro e abaixo aos máximos esforços de tração (kN).

6.5 Modelo 6 comparado ao Modelo 7

6.5.1 Tensões nos estais

6.5.1.1 Tensões máximas

Verifica-se pela análise da Tabela 6.13 que o valor da máxima tensão é inferior para o Modelo 7, apesar do máximo valor admissível ter sido ultrapassado para um número maior de estais. A vinculação entre a torre e o tabuleiro tornou o Modelo 7 mais rígido que os demais, deste modo os deslocamentos verificados para o topo da torre são inferiores e conseqüentemente a tensão máxima no estai extremo número 1.

Para os estais 2, 3, 4 e 5 as tensões máximas ocorrem no Modelo 6 para sobrecarga na posição 12 da Figura 5.20 e no Modelo 7 para a posição 5. Elas possuem valores superiores no Modelo 7. Isto ocorre porque apesar do deslocamento relativo entre o topo da torre e o tabuleiro ter sido reduzido no Modelo 7 (Figuras 6.24 e 6.25), o levantamento do vão lateral que aliviava as tensões de tração nestes estais também diminuiu, devido à alteração da configuração deformada do tabuleiro pela vinculação entre este e a torre.

Tabela 6.13: Tensões máximas para os estais dos Modelos 6 e 7.

$\sigma_{\text{máx}}$ (MPa)		
Estai	Modelo 6	Modelo 7
1	928	897
2	784	880
3	771	867
4	767	853
5	781	843
19	781	674
20	770	611
41	770	603
42	777	637
59	772	807
60	769	791

Figura 6.24: Configuração deformada para o tabuleiro do Modelo 6, submetido à sobrecarga de multidão na posição 12 da Figura 5.20. Deslocamentos máximos indicados em metros.

Figura 6.25: Configuração deformada para o tabuleiro do Modelo 7, submetido à sobrecarga de multidão na posição 5 da Figura 5.20. Deslocamentos máximos indicados em metros.

Para os estais próximos à torre, as tensões máximas são inferiores no Modelo 7, já que existe vinculação entre a torre e o tabuleiro e uma parcela dos esforços caminha diretamente para a torre por flexão do tabuleiro solicitando menos estes estais.

6.5.1.2 Tensões mínimas

Tabela 6.14: Tensões mínimas para os estais dos Modelos 6 e 7.

Estai	$\sigma_{\min}$ (MPa)	
	Modelo 6	Modelo 7
1	558	611
2	512	611
3	510	613
4	514	615
5	529	620
19	599	606
20	599	594
41	601	573
42	605	590
59	582	641
60	560	632

As tensões mínimas para os estais em análise estão indicadas na Tabela 6.14.

Para nenhum dos modelos verifica-se problemas com relação às tensões mínimas admissíveis.

6.5.1.3 Flutuação de tensões

Tabela 6.15: Flutuação de tensões para os estais dos Modelos 6 e 7.

$\Delta\sigma_{CF}$ (MPa)		
Estai	Modelo 6	Modelo 7
1	185	143
2	136	135
3	131	127
4	127	119
5	126	112
19	91	34
20	86	9
41	85	15
42	86	24
59	76	66
60	84	64

Pelo fato do Modelo 7 ser mais rígido a flutuação de tensões ultrapassa aquela admissível para um número menor de estais quando comparado ao Modelo 6, além disso as amplitudes das flutuações também são inferiores.

É interessante notar que as amplitudes de oscilação são inferiores às aquelas verificadas para os Modelos 1 a 5, que são os modelos com tabuleiro constituído de duas vigas unidas pela laje (Etapa 1). Isto ocorre, uma vez que devido à maior rigidez da seção celular dos Modelos 6 e 7, uma parcela significativa dos esforços caminha diretamente para os apoios, por flexão do tabuleiro, sem solicitar os estais. De fato, os momentos fletores no tabuleiro dos modelos em seção celular são superiores aos dos modelos da Etapa 1, conforme apresentado nos itens seguintes. Além disso, a maior rigidez do tabuleiro permite uma melhor distribuição de esforços entre os estais, reduzindo as tensões nos mais solicitados e aumentando nos menos solicitados.

6.5.2 Deslocamentos

A partir das deformadas apresentadas na Figura 6.26, verifica-se que o Modelo 6 apresenta flecha no vão central, assim como deslocamento horizontal do topo da torre, superior ao valor do Modelo 7. Para o carregamento que causa a máxima flecha no vão lateral, tem-se que as flechas também são maiores para o Modelo 6 (Figura 6.27).

Figura 6.26: Deformadas (ampliadas 30 x) para os Modelos 6 e 7, para sobrecarga disposta apenas no vão central. Deslocamentos máximos indicados em metros.

Figura 6.27: Deformadas (ampliadas 30 x) para os Modelos 6 e 7, para condição de flecha máxima no vão lateral. Deslocamentos máximos indicados em metros.

Portanto, pode-se concluir que a presença de vinculação entre a torre e o tabuleiro no Modelo 7 aumenta significativamente a rigidez do sistema, reduzindo conseqüentemente os deslocamentos máximos verificados, tanto para o vão central como para os vãos laterais.

6.5.3 Momentos Fletores

Verifica-se através da Figura 6.28 que a envoltória de momentos fletores no tabuleiro é mais favorável para o Modelo 7, exceto pela presença de momentos fletores elevados na região próxima à torre, que surgem devido à vinculação entre a torre e o tabuleiro adotada neste modelo. É importante observar que isso não gera ônus significativo pois o momento máximo no apoio é da mesma ordem de grandeza do máximo no meio do vão, além do fato de no apoio existir o efeito favorável das elevadas tensões de compressão no tabuleiro.

No entanto, esta vinculação aumenta a rigidez do sistema como um todo, reduzindo a curvatura da deformada do tabuleiro no vão central e conseqüentemente os momentos fletores no meio do vão.

Figura 6.28: Envoltória de momentos fletores (kN.m) para os Modelos 6 e 7. Indicação dos valores máximos, conforme representado.

A vinculação entre torre e tabuleiro altera o diagrama de momentos fletores longitudinais na torre e aumenta significativamente o momento máximo nesta seção de ligação (Figura 6.29).

Figura 6.29: Envoltória, em perspectiva, dos momentos fletores longitudinais nas torres dos Modelos 6 e 7. Indicação dos valores máximos ($kN.m$), posicionados do mesmo lado da face em que ocorre o respectivo esforço solicitante.

Os momentos fletores transversais devidos ao carregamento de multidão são desprezíveis para a torre de mastro único, uma vez que não existe inclinação dos estais nesta direção, ao contrário do que verifica-se para o Modelo 6, de torre em pórtico. (Figura 6.37)

6.5.4 Momento torsor no tabuleiro

Para efeito de carga permanente e sobrecarga distribuída ao longo de toda a largura da seção transversal, os momentos torsores no tabuleiro são desprezíveis para os dois modelos estudados.

No entanto, na comparação destas duas soluções estruturais é fundamental que seja aplicado um carregamento que cause torção no tabuleiro, uma vez que a forma pela qual este carregamento é equilibrado é a principal diferença no desempenho destas duas alternativas.

Portanto, nos dois modelos de barras foi aplicado um carregamento distribuído ao longo do eixo do tabuleiro (que corresponde à resultante de sobrecarga em meio

tabuleiro carregado), adicionado a um momento torsor distribuído aplicado, que simula a excentricidade desta sobrecarga em relação ao eixo da seção.

Os resultados obtidos a partir do processamento destes modelos submetidos ao carregamento de torção estão indicados nas Figuras 6.30 a 6.32.

Pela análise da Figura 6.30 verifica-se que o Modelo 7, de mastro único, apresenta momentos torsores muito superiores no tabuleiro (o valor máximo é cerca de cinco vezes maior que no Modelo 6). Isto ocorre, pois nesta alternativa existe apenas um plano de estais de modo que todo o carregamento de torção é equilibrado pela viga celular, ao passo que no Modelo 6 a presença de dois planos de cabos auxilia o tabuleiro no equilíbrio dos momentos torsores aplicados. É importante notar que o vão de torção é inferior para o Modelo 7, uma vez que existe engastamento entre o tabuleiro e a torre, ao contrário do Modelo 6.

Figura 6.30: Momentos torsores (kN.m) no tabuleiro para meio tabuleiro carregado com sobrecarga de multidão, nos Modelos 6 e 7. Indicação dos valores máximos.

No Modelo 7, o engastamento entre a torre e o tabuleiro causa o acréscimo dos momentos fletores longitudinais nesta seção da torre, conforme representado na Figura 6.31.

Figura 6.31: Momentos fletores longitudinais ($kN.m$) na torre para meio tabuleiro carregado com sobrecarga de multidão, nos Modelos 6 e 7. Indicação dos máximos valores, que ocorrem na base para o Modelo 6 e na seção de vinculação entre a torre e o tabuleiro no Modelo 7. Diagramas fora de escala.

Com relação aos momentos fletores transversais, os valores máximos também são muito superiores no Modelo 7, uma vez que devido ao engastamento entre a torre e o tabuleiro, o momento torsor atuante no tabuleiro é transformado em flexão transversal da torre, no trecho inferior (Figura 6.32).

Figura 6.32: Momentos fletores transversais ($kN.m$) na torre para meio tabuleiro carregado com sobrecarga de multidão, nos Modelos 6 e 7. Valores máximos representados. Diagramas fora de escala.

Os esforços normais no tabuleiro são semelhantes nos dois modelos, indicando a consistência da comparação, ou seja, pode-se garantir que os carregamentos

são semelhantes, uma vez que este esforço normal é resultado da introdução das componentes de forças horizontais dos estais.

6.6 Modelo 6 comparado ao Modelo 8

6.6.1 Tensões nos estais

6.6.1.1 Tensões máximas

Tabela 6.16: Tensões máximas para os estais dos Modelos 6 e 8.

$\sigma_{\text{máx}}$ (MPa)		
Estai	Modelo 6	Modelo 8
1	928	958
2	784	804
3	771	795
4	767	786
5	781	799
19	781	785
20	770	773
41	770	773
42	777	781
59	772	770
60	769	766

Através da Tabela 6.16, verifica-se que no Modelo 8 as tensões máximas nos estais são um pouco superiores para os estais extremos (1 a 5). Isto ocorre pois a configuração de torre em diamante é mais flexível para as solicitações longitudinais do que a configuração em pórtico, uma vez que o caminhamento dos esforços introduzidos pelos estais até a base da torre é superior. Portanto, como o deslocamento do topo da torre aumentou para o Modelo 8, conforme comprovado pela Figura 6.33, as tensões nestes estais também aumentaram.

Para os estais próximos à torre e do meio do vão não existe diferença significativa.

6.6.1.2 Tensões mínimas

Tabela 6.17: Tensões mínimas para os estais dos Modelos 6 e 8.

$\sigma_{\min}$ (MPa)		
Estai	Modelo 6	Modelo 8
1	558	565
2	512	515
3	510	519
4	514	522
5	529	536
19	599	600
20	599	601
41	601	603
42	605	606
59	582	583
60	560	562

As tensões mínimas estão dentro dos limites admissíveis para os dois modelos e a justificativa é análoga à apresentada para as tensões máximas (Tabela 6.17).

6.6.1.3 Flutuação de tensões

Como consequência das alterações das tensões máximas e mínimas indicadas nas Tabelas 6.16 e 6.17 obteve-se a flutuação de tensões apresentada na Tabela 6.18, indicando grande similaridade entre os dois modelos.

Tabela 6.18: Flutuação de tensões para os estais dos Modelos 6 e 8.

$\Delta\sigma_{CF}$ (MPa)		
Estai	Modelo 6	Modelo 8
1	185	197
2	136	145
3	131	138
4	127	132
5	126	132
19	91	93
20	86	86
41	85	85
42	86	88
59	76	75
60	84	82

6.6.2 Deslocamentos

Com relação à flecha máxima no vão central os dois modelos apresentam comportamento semelhante (para o Modelo 8 o deslocamento máximo é cerca de 5 % superior). A mesma conclusão pode ser obtida a respeito do deslocamento máximo no vão lateral (Figuras 6.33 e 6.34).

Figura 6.33: Deformadas (ampliadas 30 $\times$) dos Modelos 6 e 8, para sobrecarga de multidão disposta no vão central. Deslocamentos máximos indicados em metros.

Figura 6.34: Deformadas (ampliadas 30 $\times$) dos Modelos 6 e 8, para condição de flecha máxima no vão lateral. Deslocamentos máximos indicados em metros.

6.6.3 Momentos Fletores

A partir da envoltória de momentos fletores no tabuleiro (Figura 6.35), para alternância de sobrecarga, verifica-se que os modelos apresentam desempenho semelhante, sendo que apenas os momentos fletores negativos são um pouco superiores para o Modelo 8 (não mais do que 5%).

Figura 6.35: Envoltória de momentos fletores (kN.m) para os Modelos 6 e 8. Indicação dos máximos momentos positivos e negativos, conforme representado.

Com relação à torre, os momentos fletores longitudinais são superiores para a torre do Modelo 6, com configuração em pórtico. O valor máximo (na base da torre) é superior ao do modelo com torre em configuração diamante, conforme representado na Figura 6.36, o que pode ser justificado pela análise do comportamento estrutural.

Conforme apresentado anteriormente, a torre em diamante é mais flexível do que a torre em pórtico, para as solicitações longitudinais. Os esforços desequilibrados entre os vãos central e laterais presentes nos pontos de ligação de cada estai à torre, são em parte transferidos aos estais de ancoragem e em parte equilibrados por flexão da torre. Pelo fato da torre em diamante ser mais flexível do que a torre em pórtico, esta receberá uma parcela menor destes esforços desequilibrados. De fato, conforme verificado anteriormente (Tabela 6.16), os esforços nos estais da torre em diamante são superiores, conseqüentemente a parcela que caminha para a fundação por flexão da torre em diamante é inferior, reduzindo portanto os momentos fletores na base.

É importante notar que o momento fletor apresentado na Figura 6.36 para a torre em diamante deve ser adicionado ao momento torsor presente, para que esta resultante possa ser comparada com o momento total da torre em pórtico.

Deste modo, na torre em diamante o momento torsor concomitante com o momento fletor $M_s=468.490 \text{ kN.m}$ vale $M_t=64.640 \text{ kN.m}$, e portanto o momento

longitudinal total vale: $M=472.950 \text{ kN.m}$ que ainda é inferior ao momento fletor longitudinal da torre em pórtico ($M=570.670 \text{ kN.m}$).

Figura 6.36: Envoltória, em perspectiva, dos momentos fletores longitudinais nas torres dos Modelos 6 e 8. Indicação dos valores máximos (kN.m), posicionados do mesmo lado da face em que ocorre o respectivo esforço solicitante. Diagramas fora de escala.

Figura 6.37: Envoltória de momentos fletores transversais (kN.m) devido à sobrecarga, para os Modelos 6 e 8. Indicação dos valores máximos que tracionam a face interna ou externa, conforme representado. Diagramas fora de escala.

Figura 6.38: Corte transversal das torres e dos estais, para os Modelos 6 e 8 respectivamente.

Os momentos fletores transversais são maiores no modelo com torre em diamante que naquele com torre em pórtico (Figura 6.37). Isto ocorre pois a inclinação transversal dos estais em relação ao mastro (Figura 6.38) é um pouco superior no modelo com torre em diamante (varia de 2,1 a 3,9 graus) do que no modelo com torre em pórtico (varia de 2,0 a 3,7 graus). Outro aspecto é o fato da própria inclinação do mastro da torre gerar momentos fletores devido à atuação da carga de peso próprio.

6.6.4 Momentos Torsores no Tabuleiro

Para efeito de carga permanente e de multidão distribuída ao longo de toda a largura da seção, os momentos torsores no tabuleiro são baixos para os dois modelos.

No entanto, na comparação destas duas soluções estruturais é novamente fundamental que se aplique um carregamento que cause torção no tabuleiro, uma vez que o comportamento destas duas alternativas é diferente para esta solicitação.

Portanto, como na comparação feita no item anterior, foi aplicado nos dois modelos de barras um carregamento distribuído ao longo do eixo do tabuleiro (que corresponde à resultante de sobrecarga em meio tabuleiro carregado), adicionado a um momento torsor distribuído aplicado, que simula a excentricidade desta sobrecarga em relação ao eixo da seção. Os resultados obtidos a partir do processamento destes modelos, com este carregamento de torção, estão apresentados nas Figuras 6.39 a 6.41.

Pela observação da Figura 6.39 conclui-se que os modelos apresentam momentos torsores semelhantes no tabuleiro, exceto na região próxima aos apoios nos encontros, onde os valores verificados no Modelo 8 são superiores. Isto ocorre pois a menor inclinação transversal do estais em relação ao tabuleiro neste modelo, reduz a eficiência destes no equilíbrio dos momentos torsores aplicados, aumentando deste modo a parcela equilibrada pelo tabuleiro.

Figura 6.39: Envoltória de momentos fletores no tabuleiro ($kN.m$) devido à sobrecarga, para os Modelos 6 e 8. Indicação dos valores máximos, conforme representado.

Com relação à torre, os momentos longitudinais são superiores na torre em pórtico (cerca de 25%), quando comparados aos da torre em diamante (Figura 6.40). Este resultado pode ser justificado pelo comportamento estrutural de cada alternativa. Na torre em pórtico, a ligação entre os dois mastros é feita por uma viga de travamento. Portanto, apenas parcela do esforço atuante em um plano de estais é transferida para o outro plano, pela viga transversal, introduzindo momentos torsores nos mastros (Figura 6.41). Já na torre em diamante, os dois mastros estão diretamente conectados e portanto, atuam como um único elemento estrutural. Assim, o deslocamento da torre depende do alongamento dos estais dispostos nos dois planos de cabos, sem perda de eficiência com a viga de travamento na transferência destes esforços.

Como consequência deste esquema resistente para este carregamento de torção, o deslocamento longitudinal da torre em diamante é menor do que o de um dos

mastros da torre em pórtico, e conseqüentemente a mesma relação é válida para os valores máximos dos momentos longitudinais na base. (Figura 6.40).

Figura 6.40: Momentos fletores longitudinais ($kN.m$) nas torres dos Modelos 6 e 8, devido ao carregamento de torção aplicado. Indicação dos valores máximos. Diagramas fora de escala.

Figura 6.41: Momentos torsores ($kN.m$) nas torres dos Modelos 6 e 8, devido ao carregamento de torção aplicado. Indicação dos valores máximos. Diagramas fora de escala.

Outro aspecto é o fato de que no Modelo 8 a diferença entre os deslocamentos de cada mastro da torre em diamante só é possível pela torção do conjunto e não por flexão; ao contrário do que ocorre na torre em pórtico, onde a viga de travamento, por ser flexível, permite a flexão diferenciada de cada mastro da torre. Deste modo, os

momentos torsores são muito superiores na torre em diamante quando comparados à torre em pórtico (Figura 6.41).

6.7 Modelo 4 comparado ao Modelo 6

Nesta comparação, a envoltória de momentos fletores para o tabuleiro do Modelo 4, que corresponde aos esforços em apenas uma das vigas longitudinais, será multiplicada por dois para que possa ser superposta à envoltória do Modelo 6, que corresponde à toda a seção celular.

Com relação às deformadas, para o caso de carregamento distribuído em toda a largura da seção transversal e portanto com solicitações de torção desprezíveis, pode-se comparar diretamente a deformada de uma das longarinas do Modelo 4 com a da viga central do Modelo 6.

6.7.1 Tensões nos estais

6.7.1.1 Tensões máximas

Tabela 6.19: Tensões máximas para os estais dos Modelos 4 e 6

$\sigma_{\text{máx}}$ (MPa)		
Estai	Modelo 4	Modelo 6
1	977	928
2	929	784
3	888	771
4	852	767
5	820	781
19	769	781
20	775	770
41	776	770
42	770	777
59	811	772
60	847	769

As tensões máximas são superiores para a maioria dos estais no Modelo 4, uma vez que no Modelo 6 o acréscimo da rigidez do tabuleiro devido à adoção de seção celular garante que uma parte dos esforços caminhe diretamente para o apoio sem solicitar os estais. Além disso, pelo fato do tabuleiro ser mais rígido este distribui melhor os esforços entre os cabos, reduzindo as tensões nos estais que antes eram mais solicitados e aumentando as tensões naqueles que recebiam esforços menores (Tabela 6.19).

6.7.1.2 Tensões mínimas

As tensões mínimas são superiores para a maioria dos estais do Modelo 6, de modo análogo ao justificado para o caso das tensões máximas (Tabela 6.20).

Tabela 6.20: Tensões mínimas para os estais dos Modelos 4 e 6

$\sigma_{\min}$ (MPa)		
Estai	Modelo 4	Modelo 6
1	502	558
2	501	512
3	499	510
4	494	514
5	489	529
19	607	599
20	609	599
41	613	601
42	612	605
59	586	582
60	530	560

6.7.1.3 Flutuação de tensões

Tabela 6.21: Flutuação de tensões para os estais dos Modelos 4 e 6.

$\Delta\sigma_{CF}$ (MPa)		
Estai	Modelo 4	Modelo 6
1	237	185
2	214	136
3	195	131
4	179	127
5	165	126
19	81	91
20	83	86
41	81	85
42	79	86
59	90	76
60	127	84

Como consequência da alteração das tensões máximas e mínimas apresentadas nos itens anteriores, verifica-se que a flutuação de tensões é inferior para a solução com seção celular para o tabuleiro (Modelo 6) (Tabela 6.21).

6.7.2 Deslocamentos

Os deslocamentos verificados no vão central do tabuleiro são inferiores para o Modelo 6, de seção celular, verificando-se uma redução de cerca de 12 % da flecha máxima em relação àquela do Modelo 4. (Figura 6.42).

Com relação aos deslocamentos máximos nos vãos laterais, estes são muito inferiores para o Modelo 6, com reduções em torno de 40 % (Figura 6.43).

Este comportamento pode ser justificado pelo fato da inércia à flexão da seção celular ser superior à da seção constituída de duas vigas unidas pela laje. Deve-se ressaltar que no Modelo 4, estão sendo apresentadas as deformadas e os deslocamentos máximos das longarinas, não levando-se em conta portanto a flexão do tabuleiro na direção transversal. Esta consideração é válida para a comparação com os resultados do

Modelo 6, no qual a flexão transversal das mesas da seção celular também não está sendo considerada.

Figura 6.42: Configuração deformada (ampliada 30 x) das longarinas do Modelo 4 e da longarina central do Modelo 6, para sobrecarga disposta no vão central apenas. Deslocamentos máximos indicados em metros.

Figura 6.43: Configuração deformada (ampliada 30 x) das longarinas do Modelo 4 e para a longarina central do Modelo 6, para condição de flecha máxima no vão lateral. Deslocamentos máximos indicados em metros.

6.7.3 Momentos Fletores

Comparando-se os valores máximos de momentos fletores no tabuleiro do Modelo 6, com o dobro dos valores verificados para o Modelo 4, conclui-se que na seção celular estes são superiores (da ordem do dobro). No entanto, como neste caso a inércia das seções é diferente deve-se comparar as tensões máximas para uma avaliação mais adequada.

Deste modo, a partir dos valores máximos e mínimos de momentos fletores (Figura 6.44) e dos valores de inércia calculados para a seção celular (Modelo 6) e para as duas longarinas e suas respectivas larguras de colaboração (Modelo 4), tem-se as tensões nas fibras mais solicitadas indicadas na Tabela 6.22.

Figura 6.44: Envolvória de momentos fletores ($kN.m$) para o Modelo 4 (dobro dos esforços em uma das longarinas) e para o Modelo 6 (esforços na viga central). Indicação dos máximos momentos positivos e negativos, conforme representado.

Verifica-se portanto que tanto as tensões de tração para momentos positivos como para momentos negativos são inferiores para o Modelo 6, uma vez que o módulo de resistência da seção celular é superior. É importante notar que no modelo com tabuleiro constituído de duas vigas unidas pela laje a mesa colaborante considerada foi aquela verificada para o menor vão equivalente estimado. Portanto, para determinados carregamentos em que poderia ter sido adotada uma mesa colaborante superior, as tensões obtidas foram superestimadas. Neste caso, um modelo de elementos finitos em casca ajudaria numa análise mais precisa.

Tabela 6.22: Tensões máximas de tração nas fibras inferiores (σ^+) e superiores (σ^-) dos Modelos 4 e 6 e momentos fletores positivos (M^+) e negativos (M^-) para os respectivos modelos (soma dos momentos nas duas longarinas para o Modelo 4).

	M^+ (KN.m)	σ^+ (MPa)
Modelo 4	46060	21,90
Modelo 6	97030	17,30
	M^- (KN.m)	σ^- (MPa)
Modelo 4	52040	20,90
Modelo 6	89340	5,00

É válido ressaltar que as tensões apresentadas correspondem somente à parcela referente ao momento fletor atuante. A tensão devida ao esforço normal no tabuleiro não está sendo considerada, uma vez que este não é o objetivo desta comparação. Esta, no entanto, é aproximadamente a mesma nos dois modelos pois as forças normais nos tabuleiros e suas respectivas áreas são semelhantes.

Com relação à torre, como a seção transversal é a mesma, pode-se comparar diretamente os valores de momentos. Deste modo, os momentos fletores longitudinais são inferiores para o modelo com tabuleiro em seção celular (Modelo 6), onde o momento máximo na base apresenta cerca de 10 % de redução em relação àquele do Modelo 4 (Figura 6.45). Os momentos fletores transversais da torre também são inferiores e o máximo valor verificado apresenta em torno de 8 % de redução em relação àquele do Modelo 4.

Este comportamento da torre pode ser justificado pelo fato da inércia da seção celular ser superior, tanto à flexão quanto à torção. Deste modo, uma parcela maior do carregamento atuante no tabuleiro é equilibrada por flexão deste, solicitando menos os estais e conseqüentemente a torre.

Os demais esforços, tais como esforço normal no tabuleiro, são semelhantes para os dois modelos e portanto seus diagramas não serão apresentados.

Figura 6.45: Envoltória, em perspectiva, dos momentos fletores longitudinais nas torres dos Modelos 4 e 6. Indicação dos valores máximos (kN.m), posicionados do mesmo lado da face em que ocorre o respectivo esforço solicitante.

6.7.4 Estudo do Comportamento à Torção

Análogo ao justificado para os demais modelos, para efeito de carga permanente e de multidão distribuída ao longo de toda a largura da seção, os momentos torsores no tabuleiro possuem valores baixos nas duas alternativas estruturais.

Portanto, para estudo do comportamento da estrutura quando submetida a um carregamento de torção foram aplicadas, no Modelo 4, cargas concentradas nos nós centrais de cada transversina, que correspondem às resultantes da sobrecarga em meio tabuleiro carregado, na respectiva largura de influência de cada transversina. Para simulação da excentricidade entre esta resultante e o eixo da seção foram aplicados momentos concentrados.

Os resultados obtidos no processamento deste modelo estão apresentados nas Figuras 6.46 a 6.51, onde encontram-se também os resultados do Modelo 6 submetido ao mesmo carregamento de torção, aplicado no modelo de elementos finitos conforme apresentado nos itens anteriores.

Adotou-se neste estudo a hipótese de que a sobrecarga de multidão está disposta apenas no vão central da ponte. Isto foi feito para que fosse possível demonstrar o fenômeno da flexo-torção, conforme será apresentado a seguir, sendo

necessário portanto comparar as soluções com e sem carregamento de torção, para a mesma disposição de sobrecarga de multidão.

Na Figura 6.46 estão apresentados os diagramas de momentos fletores para cada uma das longarinas do Modelo 4. Verifica-se que estes são diferentes entre elas, uma vez que parte do carregamento de torção aplicado é equilibrado por flexo-torção, ou seja, pela flexão diferenciada entre as longarinas.

O diagrama de momentos fletores para a seção celular do Modelo 6 está apresentado na Figura 6.47.

Para comparação com a flexão no tabuleiro do Modelo 6, a tensão máxima na longarina mais solicitada do Modelo 4 foi comparada com a máxima tensão verificada no Modelo 6, para momentos positivos e negativos, conforme apresentado na Tabela 6.23.

Figura 6.46: Diagramas de momentos fletores (KN.m) para as longarinas do Modelo 4, submetido ao carregamento de torção. Indicação dos máximos momentos positivos e negativos, conforme representado. Diagramas fora de escala.

Figura 6.47: Diagrama de momentos fletores (KN.m) para o tabuleiro do Modelo 6, submetido ao carregamento de torção. Indicação dos máximos momentos fletores positivo e negativo, conforme representado.

Tabela 6.23: Tensões máximas de tração nas fibras inferiores (σ^+) e superiores (σ^-) dos Modelos 4 e 6 e momentos fletores positivos (M^+) e negativos (M^-) para os respectivos modelos submetidos ao carregamento de torção.

	M^+ (KN.m)	σ^+ (MPa)
Modelo 4	3820	0,36
Modelo 6	27340	2,19
	M^- (KN.m)	σ^- (MPa)
Modelo 4	14300	1,36
Modelo 6	40950	3,28

Na Tabela 6.24 estão apresentados os momentos fletores e as tensões para o mesmo posicionamento da sobrecarga de multidão (no vão central), mas sem o carregamento de torção, ou seja, para sobrecarga disposta em toda a largura da seção transversal.

Tabela 6.24: Tensões máximas de tração nas fibras inferiores (σ^+) e superiores (σ^-) dos Modelos 4 e 6 e momentos fletores positivos (M^+) e negativos (M) para os respectivos modelos, submetidos ao carregamento de sobrecarga disposto no vão central, em toda a largura da seção.

	M^+ (KN.m)	σ^+ (MPa)	$M^+/2$ (KN.m)
Modelo 4	5595	0,53	2798
Modelo 6	55220	4,42	27610
	M (KN.m)	σ^- (MPa)	$M^-/2$ (KN.m)
Modelo 4	22010	2,09	11005
Modelo 6	81890	6,56	40945

Na última coluna da Tabela 6.24 estão representados os momentos fletores divididos por dois, o que seria equivalente portanto à situação de meio tabuleiro carregado, mas sem consideração do efeito da torção.

Na Tabela 6.25 está apresentada uma comparação entre esta última coluna da Tabela 6.24 com os momentos fletores apresentados na Tabela 6.23, ou seja, os modelos estão sendo comparados para o mesmo carregamento vertical, mas um deles com o carregamento de torção e o outro sem. Desta comparação conclui-se que no Modelo 6 não existe alteração do momento fletor entre os dois casos de carregamento, já que o esquema resistente do tabuleiro para este carregamento é de torção uniforme. Ao contrário, no Modelo 4 as alterações são significativas, conforme apresentado, já que uma parte do carregamento de torção aplicado é equilibrada pela flexão diferencial das vigas longitudinais.

Tabela 6.25: Comparação entre os momentos fletores das duas alternativas para o mesmo carregamento vertical, mas para a situação com carregamento de torção e sem.

	$M^+/2$ (KN.m)	M (KN.m)	δ (%)
Modelo 4	2798	3820	37
Modelo 6	27610	27340	-1
	$M^-/2$ (KN.m)	M (KN.m)	
Modelo 4	11005	14300	30
Modelo 6	40945	40950	0

Nas Figuras 6.48 e 6.49 estão indicados os diagramas de momentos torsores para a viga central do Modelo 6, que representa toda a seção celular, e para um das longarinas do Modelo 4. O diagrama de momentos torsores é igual para as duas longarinas do Modelo 4.

O momento torsor na viga central do Modelo 6 é muito superior à soma dos momentos torsores nas duas longarinas e isto pode ser justificado pelo fato de que no Modelo 4, o momento torsor externo aplicado é equilibrado por braço de alavanca das forças nos estais e por flexão diferenciada das longarinas, reduzindo portanto a parcela equilibrada por torção uniforme destas. Já no Modelo 6, a parcela equilibrada por torção uniforme da seção celular é significativa.

Na Tabela 6.26 estão apresentadas as diferenças entre as forças nos estais cuja numeração é a mesma daquela indicada nas Figuras 5.17 e 5.18. Verifica-se que para o Modelo 6 esta diferença é inferior à do Modelo 4, uma vez que parte significativa do carregamento externo de torção é equilibrada pela torção uniforme do tabuleiro em seção celular. Já no Modelo 4, como a parcela equilibrada por flexo-torção é pequena, os estais são mais solicitados, uma vez que equilibram praticamente todo o carregamento de torção por braço de alavanca entre os cabos.

Figura 6.48: Diagrama de momentos torsores (KN.m) para as longarinas (equivalente para as duas) do Modelo 4, submetido ao carregamento de torção.

Figura 6.49: Diagrama de momentos torsores (kN.m) para a viga central do Modelo 6, submetido ao carregamento de torção. Indicação do valor máximo.

Tabela 6.26: Diferenças entre forças (kN) nos estais dos Modelos 4 e 6, conforme numeração apresentada na Figura 5.19.

δF (kN)	<i>Modelo 4</i>	<i>Modelo 6</i>
$F_{60}-F_{80}$	4,99E+07	2,64E+07
$F_{59}-F_{79}$	5,44E+07	2,92E+07
$F_{58}-F_{78}$	5,74E+07	3,17E+07
$F_{57}-F_{77}$	5,91E+07	3,39E+07
$F_{56}-F_{76}$	5,98E+07	3,58E+07

Com relação à torre, verifica-se que no Modelo 4 o momento fletor longitudinal máximo na base desta é cerca de 24 % superior ao do Modelo 6 (Figura 6.50). Isto ocorre pois no Modelo 4 os estais estão sendo mais solicitados do que no Modelo 6, já que o tabuleiro não auxilia tanto no equilíbrio dos esforços externos atuantes. Conclusão análoga justifica o acréscimo dos momentos torsores na torre, conforme indicado na Figura 6.51.

Figura 6.50: Diagramas de momentos fletores (KN.m) para as torres dos Modelos 4 e 6, submetidos ao carregamento de torção. Indicação dos valores máximos. Diagramas fora de escala.

Figura 6.51: Diagramas de momentos torsores (KN.m) para as torres dos Modelos 4 e 6, submetidos ao carregamento de torção. Indicação dos valores máximos. Diagramas fora de escala.

CAPÍTULO 7

APLICAÇÃO DE MODELOS SIMPLIFICADOS PARA REPRESENTAÇÃO DO COMPORTAMENTO DO TABULEIRO NA FASE FINAL

7.1. Modelo da Analogia da Viga sobre Apoios Elásticos

Conforme apresentado no Capítulo 3, o tabuleiro de uma ponte estaiada pode ser representado por uma viga sobre apoios elásticos. Neste capítulo, o Modelo 4, que possui configuração de cabos em semi-harpa e vão lateral com dimensão correspondente a 40 % do vão central, foi escolhido para simular esta aplicação.

Inicialmente foi feita a validação do modelo teórico, ou seja, os valores de deslocamentos horizontais nos pontos de ligação de cada estai na torre foram retirados do modelo tridimensional (desenvolvido no programa ADINA) e estes valores foram utilizados para determinação dos valores da carga vertical P_u , que simula o efeito dos deslocamentos da torre no tabuleiro. Os resultados de deslocamentos e momentos fletores obtidos para o tabuleiro foram comparados com aqueles do modelo tridimensional, a fim de comprovar se todos os fenômenos estão corretamente representados no modelo simplificado.

Na segunda etapa, os deslocamentos da torre nos pontos de ligação de cada estai foram estimados. Este procedimento deve ser feito para o pré-dimensionamento, sem necessidade de elaboração de um modelo em elementos finitos.

7.1.1 Validação do Modelo Teórico

7.1.1.1 Considerações iniciais

O modelo simplificado é constituído de uma única barra, que representa as duas vigas longitudinais do tabuleiro e sua respectiva largura de colaboração à flexão no plano vertical. Para representação de cada par de estais foram dispostos apoios elásticos e foi aplicado o carregamento P_u para representação do efeito dos deslocamentos da torre.

Os valores de rigidez para os apoios elásticos e para o carregamento P_u foram calculados a partir da formulação deduzida no Capítulo 3.

Para análise do comportamento do tabuleiro foi aplicado no modelo simplificado um carregamento correspondente à sobrecarga de multidão no leito carroçável, ao longo de toda a extensão da ponte. Portanto, para que a comparação entre os modelos seja coerente, no modelo tridimensional foi aplicado em cada longarina um carregamento correspondente à metade do carregamento total de multidão no leito carroçável.

Como admite-se que a protensão dos estais praticamente anula os esforços de flexão e deslocamentos causados pela carga permanente, os dois modelos (tridimensional e simplificado), foram processados sem a consideração do pré-alongamento nos estais e sem a aplicação da carga permanente. O efeito da protensão foi considerado apenas na correção do módulo de elasticidade E^* dos estais.

Um aspecto importante a ressaltar é o fato de que na formulação simplificada foram desprezadas as deformações axiais do tabuleiro e da torre causadas pelas elevadas tensões de compressão (Capítulo 3). Deste modo, a fim de garantir a semelhança nas comparações, as áreas da torre e do tabuleiro foram aumentadas no modelo tridimensional para que este efeito também fosse anulado.

7.1.1.2 Adaptação da formulação da Analogia da Viga sobre Apoios Elásticos para plano de cabos com configuração em semi-harpa

No Capítulo 3, a formulação apresentada para a Analogia da Viga sobre Apoios Elásticos foi desenvolvida para uma ponte com configuração de cabos em leque. Deste modo, será feita uma adaptação para o sistema em semi-harpa, substituindo-se apenas o deslocamento u do topo da torre pelo deslocamento u_i no ponto de ligação de

cada estai i . Será adotada a mesma nomenclatura apresentada no Capítulo 3. Assim, tem-se que a matriz de rigidez de um estai i vale:

$$\frac{E_i^* . A_i}{L_i} \begin{bmatrix} \text{sen}^2 \alpha_i . \cos \alpha_i & \text{sen} \alpha_i . \cos^2 \alpha_i \\ \text{sen} \alpha_i . \cos^2 \alpha_i & \cos^3 \alpha_i \end{bmatrix} \quad (7.1)$$

O esforço vertical V_i introduzido no tabuleiro pelo estai i , no seu ponto de ligação à superestrutura, vale:

$$V_i = n . \frac{E_i^* . A_i}{L_i} . [\text{sen}^2 \alpha_i . \cos \alpha_i . v + \text{sen} \alpha_i . \cos^2 \alpha_i . (w - u_i)] \quad (7.2)$$

Considerando-se que o deslocamento horizontal w do tabuleiro é nulo, uma vez que foram anuladas as deformações axiais, tem-se que k_{vi} e P_{ui} valem (Figura 7.1):

$$k_{vi} = n . \frac{E_i^* . A_i}{h_i} . \text{sen}^3 \alpha_i \quad (7.3)$$

$$P_{ui} = -n . \frac{E_i^* . A_i}{h_i} . \text{sen}^2 \alpha_i . \cos \alpha_i . u_i \quad (7.4)$$

Figura 7.1: Modelo da Analogia da Viga sobre Apoios Elásticos para configuração de estais em semi-harpa.

Onde h_i corresponde à distância entre o nível do tabuleiro e o ponto de ligação do estai i na torre.

Portanto, a partir da leitura no modelo tridimensional dos deslocamentos u_i nos pontos de ligação de cada estai pode-se definir o carregamento P_{ui} . Do processamento deste modelo simplificado obteve-se os valores de momentos fletores e deslocamentos para o tabuleiro apresentados nas Figura 7.3 e 7.5.

Os respectivos valores obtidos no modelo tridimensional encontram-se nas Figuras 7.2 e 7.4.

Figura 7.2: Diagrama de momentos fletores ($kN.m$) para uma das longarinas do modelo tridimensional. Indicação do máximo momento fletor positivo.

Figura 7.3: Diagrama de momentos fletores ($kN.m$) para o modelo simplificado, que representa as duas longarinas. Indicação do máximo momento fletor positivo.

O diagrama de momentos fletores para o modelo simplificado é referente às duas vigas longitudinais, e portanto deve ser dividido por dois para comparação com o diagrama do modelo tridimensional, que representa apenas uma longarina.

Deste modo, tem-se que a diferença percentual δ para o máximo momento fletor positivo em cada viga longitudinal vale:

$$\delta = \frac{10770/2 - 5378}{5378} = 0,13\%$$

Figura 7.4: Deformada de uma das vigas longitudinais para o modelo tridimensional

Figura 7.5: Deformada do tabuleiro para o modelo simplificado

Neste caso, como não existe carregamento de torção aplicado, os deslocamentos das duas longarinas no modelo tridimensional é igual e portanto não é necessário calcular a média destes valores para comparação com o modelo simplificado. A diferença percentual para o máximo deslocamento no meio do vão é desprezível.

Pela comparação dos resultados obtidos conclui-se que o modelo simplificado é capaz de representar corretamente o comportamento do tabuleiro da ponte estaiada, comprovando a validade de sua formulação.

7.1.2 Modelo simplificado com estimativa dos deslocamentos horizontais da torre

A fim de que o pré-dimensionamento do tabuleiro possa ser feito sem a necessidade de desenvolvimento de um modelo tridimensional para a fase de estudos iniciais, deve-se estimar os valores dos deslocamentos u_i nos pontos de ligação de cada estai na torre. Deste modo, é possível a definição aproximada dos valores do carregamento P_{ui} que devem ser aplicados no modelo simplificado.

Portanto, por hipótese, foi admitido que os seis primeiros estais encontram-se ancorados, uma vez que estão muito próximos ao apoio extremo. Deste modo, desprezando-se a rigidez à flexão da torre, o deslocamento horizontal u do topo da torre será considerado como função apenas dos alongamentos destes seis estais.

A partir do equilíbrio de momentos fletores em relação ao ponto A (Figura 7.6) e admitindo-se que a força cortante e o momento fletor na seção central do tabuleiro são desprezíveis, tem-se que a reação R_1 (kN) no apoio extremo vale:

Figura 7.6: Esquema estrutural simplificado

$$\sum M_A = 0 \quad (7.5)$$

$$-R_1 \cdot 0,40L + p \cdot \frac{(0,40L)^2}{2} - p \cdot \frac{(0,50L)^2}{2} = 0 \quad (7.6)$$

Substituindo-se L , que corresponde à dimensão do vão central, por 400 m e p que corresponde à carga total de sobrecarga no leito carroçável por 126,0 kN/m (5 kN/m² · 25,20 m) tem-se:

$$R_1 = 5670 \text{ kN}$$

Admitindo-se simplificadamente que os seis primeiros estais de ancoragem podem ser representados por um estai de propriedades equivalentes e que o deslocamento u do topo da torre pode ser expresso em função do alongamento δ_0 deste estai de ancoragem (Figura 3.10, Capítulo 3), tem-se:

$$\delta_0 = u \cdot \cos \alpha_0 \quad (7.7)$$

$$\delta_0 = \frac{N_0 \cdot l_0}{E_0^* \cdot A_0} \quad (7.8)$$

$$N_0 = \frac{R_1}{\sin \alpha_0} = \frac{5670}{\sin \alpha_0} \quad (7.9)$$

Onde N_0 (kN) é o esforço normal neste estai de ancoragem equivalente e A_0 , E_0^* , l_0 e α_0 suas propriedades.

Substituindo-se 7.8 e 7.9 em 7.7, tem-se:

$$u = \frac{5670 \cdot l_0}{E_0^* \cdot A_0 \cdot \sin \alpha_0 \cdot \cos \alpha_0} \quad (7.10)$$

As propriedades E_0^* , A_0 , l_0 e α_0 podem ser definidas pela média das características dos seis primeiros estais, ou seja:

$$l_0 = \frac{\sum_{i=1}^6 l_i}{6}, \text{ onde } l_i \text{ corresponde ao comprimento do estai } i.$$

$$E_0^* = \frac{\sum_{i=1}^6 E_i^*}{6}, \text{ onde } E_i^* \text{ corresponde ao módulo de elasticidade de Dischinger}$$

do estai i .

$$\alpha_0 = \frac{\sum_{i=1}^6 \alpha_i}{6}, \text{ onde } \alpha_i \text{ corresponde ao ângulo de inclinação do estai } i \text{ em}$$

relação ao plano horizontal.

$$A_0 = \frac{\sum_{i=1}^6 A_i}{6}, \text{ onde } A_i \text{ corresponde à área de aço do estai } i.$$

Portanto, a partir da equação 7.10 tem-se que o deslocamento u estimado para o topo da torre vale 0,134 m. Admitindo-se que a torre possui uma deformada com configuração linear a partir do ponto de ligação com o tabuleiro, é possível obter por interpolação os valores dos deslocamentos u_i nos demais pontos de ligação dos estais com a torre.

Nota-se que no modelo tridimensional o valor obtido para o deslocamento do topo da torre foi de 0,195 m. Portanto, o modelo simplificado fornecerá apenas uma estimativa para o pré-dimensionamento do tabuleiro.

Nas Figuras 7.7 e 7.8, encontram-se respectivamente o diagrama de momentos fletores e a deformada resultantes do processamento do modelo simplificado com deslocamentos estimados para a torre.

Figura 7.7: Diagrama de momentos fletores (das duas longarinas) para o modelo simplificado com valores aproximados para os deslocamentos da torre. Indicação do máximo momento fletor positivo (kN.m).

A diferença percentual δ em relação ao modelo tridimensional vale:

$$\delta = \frac{10920/2 - 5378}{5378} = 1,5\%$$

Figura 7.8: Deformada do tabuleiro para o modelo simplificado com valores aproximados para os deslocamentos da torre

A diferença do máximo deslocamento no meio do vão em relação ao modelo tridimensional é desprezível.

Adicionando-se vetorialmente às reações dos apoios elásticos R_i os valores dos carregamentos P_{ui} é possível estimar o esforço normal N_i presente em cada estai i , conforme indicado na Tabela 7.1, uma vez que:

$$N_i = \frac{(R_i + P_{ui})}{2 \cdot \sin \alpha_i} \quad (7.12)$$

Como convenção adotou-se na Tabela 7.1 que o valor negativo de P_{ui} corresponde ao carregamento aplicado de cima para baixo e o mesmo vale para o valor negativo de R_{ui} , correspondendo portanto a uma reação de alívio nos apoios elásticos do modelo. Valores positivos de N_i indicam que o estai está tracionado.

Nota-se que no modelo simplificado não é possível estimar o esforço normal atuante no estai de ancoragem número 1 uma vez que sua posição coincide com o apoio extremo. No entanto, apenas para validação do modelo, pode-se comparar o valor $R_1 + P_{u1}$ do modelo simplificado, com a soma entre as reações dos dois apoios extremos e as projeções verticais dos esforços normais dos dois estais de ancoragem do modelo tridimensional.

Assim tem-se:

- Modelo tridimensional, para um dos estais extremos:

$$N_1^T . \text{sen} \alpha_1 = 688 \text{ kN}$$

$$R_1^T = -2023 \text{ kN}$$

Onde:

N_1^T = esforço normal no estai 1 do modelo tridimensional

R_1^T = reação em um dos apoios extremos do modelo tridimensional.

Assim, tem-se:

$$2.(N_1^T . \text{sen} \alpha_1 + R_1^T) = -2670 \text{ kN}$$

É importante notar que o valor $N_1^T . \text{sen} \alpha_1 + R_1^T$ refere-se a apenas um estai e apoio extremo, portanto deve ser multiplicado por dois para a comparação com o modelo simplificado. Isto porque no modelo simplificado cada apoio elástico representa os dois estais da seção e cada apoio fixo os dois apoios entre o tabuleiro e o encontro.

- Modelo simplificado

$$R_1 + P_{u1} = -2700 \text{ kN}$$

Nota-se portanto uma diferença de apenas 1,2 % em relação ao modelo tridimensional.

Pela comparação dos resultados obtidos conclui-se que o modelo simplificado oferece uma boa estimativa dos esforços e deslocamentos do tabuleiro, uma vez que o desvio percentual em relação ao modelo tridimensional foi de apenas 1,5% para o máximo momento fletor positivo no tabuleiro e desprezível para o máximo deslocamento vertical. Os esforços normais estimados para os estais também apresentam bons resultados, conforme indicado na Tabela 7.1, no entanto, não é possível estimar o esforço normal no estai de ancoragem.

Tabela 7.1: Esforço normal nos 40 primeiros estais. (Até a seção central da ponte, uma vez que vale a simetria)

Estai	Modelo tridimensional	Modelo Simplificado				Comparação
	N_i (kN)	R_i (kN)	P_{ui} (kN)	$R + P_{ui}$ (kN)	N_i (kN)	Simplificado/Tridimensional
1	1539	-4075	1375	-2700		
2	1446	-26	1307	1281	1447	1,00
3	1373	-49	1255	1206	1377	1,00
4	1289	-66	1188	1123	1296	1,01
5	1210	-77	1123	1045	1221	1,01
6	1164	-108	1127	1019	1172	1,01
7	1155	-109	1152	1043	1160	1,00
8	1187	-90	1199	1109	1188	1,00
9	1199	-69	1234	1165	1198	1,00
10	1194	-61	1274	1213	1192	1,00
11	1169	-72	1318	1247	1167	1,00
12	1126	-101	1368	1267	1124	1,00
13	1069	-144	1422	1278	1068	1,00
14	1005	-193	1476	1283	1004	1,00
15	917	-230	1489	1259	916	1,00
16	848	-247	1507	1260	848	1,00
17	781	-206	1467	1261	780	1,00
18	717	-48	1307	1259	717	1,00
19	661	303	947	1250	660	1,00
20	656	928	373	1301	655	1,00
21	654	1668	-373	1295	652	1,00
22	659	2190	-947	1243	657	1,00
23	716	2562	-1307	1255	714	1,00
24	780	2725	-1467	1258	778	1,00
25	844	2761	-1507	1254	844	1,00
26	908	2735	-1489	1246	907	1,00
27	990	2739	-1476	1263	989	1,00
28	1051	2679	-1422	1257	1051	1,00
29	1113	2622	-1368	1254	1112	1,00
30	1176	2575	-1318	1257	1177	1,00
31	1241	2536	-1274	1262	1241	1,00
32	1309	2505	-1234	1272	1307	1,00
33	1380	2486	-1199	1287	1378	1,00
34	1434	2440	-1152	1287	1431	1,00
35	1507	2435	-1127	1308	1504	1,00
36	1552	2395	-1090	1305	1549	1,00
37	1582	2353	-1058	1294	1581	1,00
38	1586	2295	-1030	1265	1587	1,00
39	1551	2214	-1005	1208	1555	1,00
40	1471	2102	-983	1119	1473	1,00

7.2. Modelo simplificado com tabuleiro articulado nos pontos de vinculação com os estais

O Modelo 4, com configuração de cabos em semi-harpa e vão lateral com dimensão correspondente a 40 % do vão central, e o Modelo 1, com configuração de cabos em semi-harpa e vão lateral correspondente a 50 % do vão central, serão articulados nos pontos de ligação do tabuleiro com os estais, para verificação da validade desta aproximação como uma estimativa inicial do comportamento do tabuleiro.

Os modelos foram comparados para o carregamento referente apenas à carga permanente, ou seja peso próprio, revestimento e guarda-rodas. É importante ressaltar

que na estrutura real, os esforços de flexão e deslocamentos decorrentes deste carregamento são praticamente anulados pela protensão, mas como o objetivo deste estudo é apenas comprovar a eficiência do modelo articulado para uma carga qualquer, este carregamento pode ser adotado.

Na Figura 7.9 está representada a deformada do Modelo 4 articulado nos pontos de ligação dos estais com o tabuleiro e na Figura 7.10 a deformada para o mesmo modelo, mas com consideração da rigidez à flexão do tabuleiro.

Figura 7.9: Deformada para o Modelo 4 articulado, ampliada em 10 vezes, e estrutura original.

Figura 7.10: Deformada para o Modelo 4 completo, ampliada em 10 vezes, e estrutura original.

Pela análise dos resultados obtidos conclui-se que no Modelo 4 esta aproximação não é razoável uma vez que verifica-se um grande levantamento no vão

lateral. No modelo articulado, o ponto de ligação do primeiro estai não apresenta levantamento, uma vez que está ancorado, já no segundo estai o deslocamento vertical do tabuleiro vale neste ponto 2,76 m. Este comportamento não ocorre na estrutura real, uma vez que esta região conta com a rigidez à flexão do tabuleiro, que não está sendo representada neste modelo simplificado. Portanto o deslocamento máximo medido no meio do vão é na estrutura articulada muito superior (-2,34 m) ao do modelo completo (-0,535 m), assim como o deslocamento da torre, que vale na estrutura articulada 0,90 m e no completo 0,17 m.

Conclui-se que esta simplificação não é portanto adequada para a estimativa inicial dos esforços solicitantes nesta estrutura.

Já no Modelo 1 a aproximação fornece valores mais razoáveis. Nas Figuras 7.11 e 7.12 encontram-se as deformadas, ampliadas em 50 vezes. Nas Figuras 7.13 e 7.14 estão os diagramas de momentos fletores para o Modelo 1 articulado nos pontos de ligação dos estais e para a estrutura considerando a rigidez à flexão do tabuleiro.

Figura 7.11: Deformada do Modelo 1 articulado, ampliada em 50 vezes, e estrutura original.

Figura 7.12: Deformada do Modelo 1 completo, ampliada em 50 vezes, e estrutura original.

Figura 7.13: Diagrama de momentos fletores ($kN.m$) para o Modelo 1 articulado. Indicação do máximo momento fletor positivo.

Figura 7.14: Diagrama de momentos fletores (kN.m) para o Modelo 1 completo. Máximo momento fletor positivo vale 3149 kN.m no vão central e 5060 kN.m no vão lateral.

Na Tabela 7.2 encontra-se a comparação dos principais valores de deslocamentos e momentos fletores entre o Modelo 1 articulado e o Modelo 1 que considera a rigidez à flexão do tabuleiro (modelo completo).

Tabela 7.2: Comparação entre o Modelo 1 articulado e completo.

	Modelo articulado	Modelo completo	δ (%)
δ_z tabuleiro - meio do vão (m)	-0,29	-0,32	-9
δ_x topo da torre (m)	0,06	0,08	-25
M^+ máx - vão central (kN.m)	3337	3149	6

Onde: $\delta = \frac{R_{\text{articulado}} - R_{\text{completo}}}{R_{\text{completo}}}$

$R_{\text{articulado}}$ = resultado do modelo articulado

R_{completo} = resultado do modelo que considera rigidez do tabuleiro

Pela comparação dos resultados conclui-se que o modelo articulado para esta estrutura oferece uma estimativa razoável para os máximos deslocamentos da torre e do tabuleiro e para o momento fletor positivo no meio do vão. O momento fletor positivo no vão lateral ($M=5060$ kN.m) é superior para o modelo que considera a rigidez à flexão do tabuleiro uma vez que uma parcela das cargas “caminha” diretamente para o apoio pela viga, sem ser suspensa pelos estais.

É interessante notar que no modelo articulado a flecha no vão central do tabuleiro é inferior, assim como o deslocamento horizontal da torre. Isto ocorre uma vez que os esforços nos estais ficam mais equilibrados entre os vãos laterais e o central no modelo articulado do que no modelo completo, reduzindo portanto os deslocamentos, conforme verificado (Figuras 7.11 e 7.12).

CAPÍTULO 8

ANÁLISE SIMPLIFICADA DE FADIGA

Neste capítulo, o Modelo 4 foi utilizado para o estudo da flutuação de tensões nos estais, a fim de que fosse verificada a viabilidade desta solução com relação aos critérios de fadiga. Optou-se em analisar esse modelo, uma vez que sua configuração de estais e suas dimensões para os vãos laterais são usualmente utilizadas.

8.1 Tensões Limites

Não existe ainda um consenso no meio técnico a respeito das máximas e mínimas tensões admissíveis para os estais, assim como para a flutuação de tensões.

Conforme recomendações de diversos autores (MENN, 1990; GIMSING, 1983), a tensão nos estais para a combinação rara (ou característica) de carregamentos deve ser menor do que 45 % do valor de f_{tk} , que é o valor característico da resistência à ruptura do aço dos estais. Portanto, este será o valor de referência adotado neste estudo.

Conforme sugerido pelo PTI/2000 as flutuações de tensões devem respeitar o valor admissível de 125 MPa, que admite um número de ciclos de carregamento superior a 2.10^6 . Este valor foi obtido a partir de ensaios de fadiga em cordoalhas isoladas, subtraindo-se duas parcelas, uma referente às diferenças de comportamento quando se analisa o estai em si e outra que leva em conta um fator de segurança. Outros autores recomendam flutuações admissíveis com uma certa variação em relação a esta, como por exemplo AEBERHARD (1984) que sugere o valor admissível de 133 MPa.

Neste estudo foi respeitado o valor admissível para a flutuação de tensões indicado pelo PTI/2000, cujo valor freqüente será calculado pela norma brasileira NBR-8681 (Ações e segurança nas estruturas). É muito difícil definir o carregamento para análise de fadiga, uma vez que utiliza-se apenas um carregamento representativo como carga freqüente e esta depende de muitos fatores, inclusive do país que está sendo realizada a obra. Portanto, considera-se adequada a utilização dos carregamentos especificados na norma brasileira. No entanto, não existem ainda critérios definidos com relação ao valor de ψ_1 (fator de redução freqüente da carga variável) a ser adotado para o caso específico de pontes estaiadas de grandes vãos. Por isso, os valores desta variável considerados neste estudo serão apresentados a seguir.

É interessante notar que os critérios de carregamento definidos pelo PTI (Post Tensioning Institute) são baseados em estudos desenvolvidos nos Estados Unidos e na Alemanha e portanto não representam bem o caso brasileiro, onde é usual longas filas de caminhões muito pesados.

Com relação à tensão mínima admissível este valor ainda não se encontra definido em norma ou na literatura e foi adotado inicialmente o valor mínimo de $0,15.f_{tk}$.

Portanto, foram considerados os seguintes valores de referência:

- tensão máxima admissível: $0,45.f_{tk} = 855 \text{ MPa}$
- flutuação máxima admissível: 125 MPa
- tensão mínima admissível: $0,15.f_{tk} = 285 \text{ MPa}$

8.2 Método de Análise

A fadiga é um fenômeno que resulta da acumulação do efeito deletério de solicitações repetidas conforme o espectro real, mas admite-se usualmente, conforme recomendações da Norma NBR 6118/2000, que a verificação da fadiga se faça num único nível de solicitação, expresso pela combinação freqüente de ações:

$$F_{d,ser} = \sum_{i=1}^n F_{gi,k} + \psi_1 \cdot F_{q1,k} + \sum_{j=2}^n \psi_{2,j} \cdot F_{qj,k} \quad (8.1)$$

Onde:

$F_{d,ser}$ = valor de cálculo das ações para combinações de serviço

$F_{g,k}$ = valor característico das ações permanentes

$F_{q,k}$ = valor característico das ações variáveis

O fator de redução ψ_1 é variável conforme o tipo de obra e de peça estrutural e encontra-se prescrito na norma NBR 6118/2000, variando de 0,5 a 0,8 conforme a peça estrutural das pontes rodoviárias e com valor constante e igual a 1,0 no caso de pontes ferroviárias.

No entanto, não existe nenhuma especificação para o caso de pontes estaiadas, onde a grande dimensão dos vãos e conseqüentemente da extensão a ser carregada para obtenção dos máximos e mínimos esforços nos estais, parece sugerir a redução deste fator, já que a sua probabilidade de ocorrência é mais baixa do que no caso de pontes usuais.

Deste modo, foi proposto neste estudo o valor igual a 0,4, conforme indicado na NBR-8681/1984, caso a extensão da linha de influência a ser carregada para obtenção do máximo e mínimo esforço normal no estai seja igual ou superior a 300 m e o valor 0,5 caso contrário.

Foram então traçadas linhas de influência (Figuras 8.1 a 8.4) para carga de 100 kN caminhando sobre uma das longarinas e sobre o eixo da seção com dois objetivos: determinar o valor de ψ_1 e verificar se a alternância para sobrecarga de multidão adotada (Figura 5.20) fornece os máximos e mínimos esforços possíveis. Deste modo, a extensão a ser carregada para obtenção das tensões máximas e mínimas nos estais foi comparada com aquela resultante do carregamento simplificado de sobrecarga adotado (Figura 5.20). Verificou-se apenas uma pequena diferença em relação à extensão que deveria ser carregada para obtenção dos máximos e mínimos esforços normais, comprovando a validade desta aproximação para este estudo inicial.

A numeração adotada para os estais é similar àquela apresentada no Capítulo 5 (Figuras 5.17 e 5.18).

Figura 8.1: Linhas de influência de esforço normal nos estais 1 a 5, para carga de 100 kN caminhando sobre o eixo.

Figura 8.2: Linhas de influência de esforço normal nos estais 19, 20, 41, 42, 59 e 60, para carga de 100 kN caminhando sobre o eixo.

Figura 8.3: Linhas de influência de esforço normal nos estais 1 a 5, para carga de 100 kN caminhando sobre a longarina na qual estes estais estão conectados.

Figura 8.4: Linhas de influência de esforço normal nos estais 19, 20, 41, 42, 59 e 60, para carga de 100 kN caminhando sobre a longarina na qual estes estais estão conectados.

É importante notar que o tabuleiro tem início em $x=40$ m e fim em $x=760$ m, por uma questão de modelagem no programa ADINA. As torres estão posicionadas em $x=200$ m e $x=400$ m.

Pela observação das linhas de influência nota-se que apenas para os estais 59 e 60 o trecho positivo e negativo a ser carregado possui extensão superior ou igual a 300 m. Portanto, apenas para estes estais será adotado o valor ψ_1 igual a 0,4 e para os demais será mantido o valor 0,5.

Neste estudo de fadiga foi desprezado o efeito do Trem Tipo sendo disposta apenas a sobrecarga de multidão em posições alternadas. Esta foi uma simplificação adotada, uma vez que não está sendo projetada uma solução específica mas apenas objetiva-se avaliar as diferenças entre as diversas estruturas. Além disso, o acréscimo de forças nos estais proporcionado pelo caminhão tipo propriamente dito é pequeno se comparado à força normal total, o que pode ser comprovado pelas linhas de influência acima apresentadas. O fator máximo pelo qual a carga concentrada aplicada deve ser multiplicada para obtenção da reação no estai corresponde a aproximadamente 35 % como verificado nas linhas de influência das Figuras 8.3 e 8.4. Deste modo, para uma carga de 360 kN, que corresponde à carga de 450 kN do caminhão tipo subtraída da carga de multidão que foi aplicada na área ocupada por este, tem-se que a reação máxima nos estais é de aproximadamente 126 kN, o que equivale a aproximadamente 3,4 % da força máxima de 3720 kN estimada para os estais com menor força normal (Tabela 5.2).

8.3 Resultados Obtidos

A protensão inicial aplicada aos estais foi calculada levando-se em conta o controle de carga, ou seja o equilíbrio dos esforços horizontais na torre e o equilíbrio do carregamento vertical na largura de influência de cada cabo, conforme apresentado no Capítulo 5.

Aplicando-se esta protensão inicial e efetuando-se a análise de fadiga para os estais 1 a 5, 19, 20, 41, 42, 59 e 60, representados na Figura 5.17, foram obtidas as flutuações indicadas na Tabela 8.1.

Tabela 8.1: Resultados obtidos a partir do modelo com estimativa da protensão inicial pelo controle de carga. Indicação em vermelho dos valores acima dos máximos admissíveis definidos no item 8.1.

Estai	A(m ²)	σ_{max} (MPa)	σ_{min} (MPa)	$\sigma_{max,CF}$ (MPa)	$\sigma_{min,CF}$ (MPa)	$\Delta\sigma_{,CF}$ (MPa)
1	0,012	977	502	826	589	237
2	0,011	929	501	791	577	214
3	0,011	888	499	761	566	195
4	0,011	852	494	733	554	179
5	0,010	820	489	709	543	165
19	0,005	769	607	692	611	81
20	0,004	775	609	696	613	83
41	0,004	776	613	698	616	81
42	0,005	770	612	694	615	79
59	0,011	811	586	702	612	90
60	0,011	847	530	713	586	127

Onde:

σ_{max} e σ_{min} são a máxima e mínima tensão respectivamente, resultantes da ação da carga permanente e variável sem fatores de redução.

$\sigma_{max,CF}$ e $\sigma_{min,CF}$ são a máxima e mínima tensão respectivamente, resultantes da ação da combinação freqüente de ações.

$\Delta\sigma_{,CF}$ é a diferença entre a $\sigma_{max,CF}$ e a $\sigma_{min,CF}$

Verifica-se que para os estais extremos **(1 a 5)** a flutuação de tensões é elevada e não atende ao valor de referência de 125 MPa. A tensão máxima admissível também não é atendida para os três primeiros estais **(1 a 3)**.

Como não existem problemas com relação à tensão mínima, as áreas dos estais 1 a 5 foram inicialmente multiplicadas por um fator proporcional a $\frac{\Delta\sigma_{,CF}}{125}$ e o modelo reprocessado, como tentativa para que as flutuações de tensões e as tensões máximas fossem reduzidas (Tabela 8.2).

Tabela 8.2: Resultados obtidos a partir da correção das áreas dos estais da Tabela 8.1 por um fator equivalente a $\frac{\Delta\sigma}{125}$.

Estai	A(m ²)	σ_{max} (MPa)	σ_{min} (MPa)	$\sigma_{max,CF}$ (MPa)	$\sigma_{min,CF}$ (MPa)	$\Delta\sigma_{,CF}$ (MPa)
1	0,022	575	249	473	310	163
2	0,020	578	280	482	334	149
3	0,017	583	310	493	357	136
4	0,015	589	338	505	380	126
5	0,014	600	367	521	404	116
19	0,005	768	608	692	612	80
20	0,004	774	610	696	614	82
41	0,004	776	614	697	617	81
42	0,005	770	612	694	615	79
59	0,011	801	597	698	616	82
60	0,012	797	565	688	596	93

Verifica-se que as tensões máximas foram reduzidas para os limites aceitáveis, no entanto, apesar da flutuação de tensões também ter sido reduzida para os estais extremos, ainda não foram atingidos os valores admissíveis. Isto ocorre porque o sistema tem grande grau de hiperstaticidade e alterando-se a área de alguns estais a distribuição de tensões se altera no sentido desfavorável.

Para verificação da consistência do valor de ψ_1 adotado pelo critério definido anteriormente, as linhas de influência foram retraçadas após a alteração da área dos estais. (Figuras 8.5 e 8.6). Conclui-se que não existe significativa alteração na extensão a ser carregada na linha de influência e consequentemente o valor de ψ_1 adotado na Tabela 8.1 será mantido. No entanto, é interessante notar que os estais que tornaram-se mais rígidos passaram a receber cargas superiores, uma vez que a distribuição de cargas foi alterada, conforme citado anteriormente. Deve-se ressaltar ainda que estes critérios não encontram-se definidos no meio técnico e foram considerados apenas para que seja possível uma estimativa do problema de fadiga nos estais.

Figura 8.5: Linha de influência para esforço normal nos estais 1 a 5 após alteração de suas áreas, para carga de 100 kN caminhando sobre o eixo.

Figura 8.6: Linha de influência para esforço normal nos estais 19, 20, 41, 42, 59 e 60, após alteração de suas áreas, para carga de 100 kN caminhando sobre o eixo.

É importante notar que a definição da protensão inicial aplicada aos estais altera a tensão nos mesmos. Desta forma, será adotado um outro critério de protensão para verificação desta alteração.

Na construção de pontes estaiadas é imposto a cada estai um pré-alongamento tal que o eixo final da estrutura assuma a posição desejada para a obra pronta e para isto leva-se em conta o efeito de todas as cargas permanentes.

Portanto, os esforços solicitantes devidos às cargas permanentes podem ser obtidos a partir do modelo onde os estais são infinitamente rígidos, uma vez que os alongamentos dos cabos quando submetidos a estes carregamentos são anulados pelos pré-alongamentos dos estais.

Deste modo, utilizando-se o modelo em que os estais foram enrijecidos e a rigidez à deformação axial do tabuleiro aumentada, pode-se obter o esforço normal a que estão submetidos (Tabela 8.3). A partir da área do estai e de seu módulo de elasticidade corrigido é possível calcular o seu alongamento e conseqüentemente este valor deve ser introduzido no modelo como um pré-alongamento inicial para que o deslocamento final sob efeito da carga permanente seja anulado.

Tabela 8.3: Comparação da estimativa da força normal de protensão para os estais, pelo controle de força (estimativa em função do equilíbrio dos carregamentos na largura de influência dos estais) e controle de flechas (enrijecendo-se os estais)

Comparação de Forças nos estais				
	Modelo com controle de força		Modelo com controle de flecha	
Estai	Nforça (kN) t=0s	Nforça (kN) t=2s	Nflecha (kN) t=2s	δ (%)
1	7260	7965	13854	90,8
2	7046	7477	9756	38,5
3	6823	7016	6499	-4,8
4	6590	6573	4394	-33,3
5	6346	6157	3424	-46,0
6	6128	5570	2491	-59,3
7	5922	5196	5103	-13,8
8	5706	5053	5964	4,5
9	5478	5013	5652	3,2
10	5239	4975	5297	1,1
11	4989	4886	5033	0,9
12	4726	4728	4759	0,7
13	4453	4506	4482	0,7
14	4169	4234	4191	0,5
15	3878	3931	3894	0,4
16	3584	3618	3596	0,3
17	3297	3314	3305	0,2
18	3032	3036	3042	0,3
19	2815	2814	2802	-0,4
20	2683	2688	2717	1,3
41	2683	2698	2688	0,2
42	2815	2827	2804	-0,4
43	3032	3041	3042	0,3
44	3297	3306	3305	0,2
45	3584	3594	3596	0,3
46	3878	3892	3894	0,4
47	4169	4189	4191	0,5
48	4453	4479	4481	0,6
49	4726	4762	4765	0,8
50	4989	5036	5043	1,1
51	5239	5300	5293	1,0
52	5478	5556	5549	1,3
53	5706	5806	5792	1,5
54	5922	6042	6022	1,7
55	6128	6275	6238	1,8
56	6324	6490	6450	2,0
57	6510	6686	6658	2,3
58	6688	6860	6874	2,8
59	6857	7003	7086	3,3
60	7019	7110	7178	2,3

Onde: $\delta = \frac{N_{flecha} - N_{força}}{N_{força}}$, onde N_{flecha} é o esforço normal obtido a partir do modelo

com controle de flecha e $N_{força}$ o esforço normal obtido a partir do controle de força.

Na Tabela 8.3 o valor indicado como $N_{força}$ em $t=0s$ corresponde à força normal de protensão estimada para o estai em função do equilíbrio dos carregamentos

na largura de influência dos estais e do equilíbrio de esforços horizontais na torre (controle de força) e $N_{\text{força}}$ em $t=2\text{s}$ a leitura da força normal no modelo após sua deformação.

Pelos resultados indicados na Tabela 8.3 verifica-se que para a maioria dos estais, os valores estimados pelo modelo com estais rígidos, ou seja, em que a protensão é definida pelo controle da flecha, são semelhantes aos do modelo com controle de força. No entanto, para os primeiros estais esta diferença é significativa e portanto a análise da fadiga será refeita. Esta diferença deve-se ao fato de que como o primeiro estai é mais rígido que os demais estais de estabilidade, parcela da carga horizontal desequilibrada presente nos outros estais é transferida para este, aumentando suas solicitações e reduzindo nos demais, conforme verificado. Esta é uma conclusão importante e deve ser aplicada na fase de pré-dimensionamento da área dos estais.

Para estimativa das áreas dos estais será utilizado o esforço normal máximo obtido no processamento do modelo com estais rígidos, a partir da envoltória de esforços da estrutura submetida à carga permanente e à alternância de sobrecarga (Figura 5.20). A consideração do estai rígido para efeito de sobrecarga não é correta, uma vez que a protensão anula apenas o efeito da carga permanente, mas é uma tentativa inicial que deve ser ajustada posteriormente em função da flutuação de tensões obtida.

A variação de tensões, assim como as tensões máximas e mínimas obtidas a partir do processamento com os valores de pré-alongamento e áreas definidos a partir do modelo de estais rígidos, estão indicadas na Tabela 8.4.

Tabela 8.4: Resultados obtidos a partir do modelo com estimativa de protensão inicial pelo controle de flecha (enrijecendo-se os estais)

Estai	$A(m^2)$	$\sigma_{\max} (MPa)$	$\sigma_{\min} (MPa)$	$\sigma_{\max,CF} (MPa)$	$\sigma_{\min,CF} (MPa)$	$\Delta\sigma_{,CF} (MPa)$
1	0,025	791	421	673	488	185
2	0,017	782	446	673	505	168
3	0,011	771	460	668	513	156
4	0,010	645	359	548	406	143
5	0,011	468	217	381	256	125
19	0,004	833	659	750	663	87
20	0,004	833	640	750	663	87
41	0,004	804	634	722	637	85
42	0,004	831	661	749	664	85
59	0,011	832	615	722	635	87
60	0,011	856	616	743	646	96

Verifica-se novamente que para os estais extremos (1 a 5) a flutuação máxima admitida foi ultrapassada, no entanto a tensão máxima passou a satisfazer o critério

estabelecido. A partir do estudo anterior, conclui-se que a correção da área de aço por um fator igual a $\frac{\Delta\sigma}{125}$ não é suficiente para resolver o problema de fadiga, uma vez que existe redistribuição de esforços devido à alteração de rigidez da estrutura. Portanto, será aplicado um fator de correção gradual, ou seja os cinco primeiros estais extremos **(1 a 5)** terão suas área dobradas e nos seguintes serão aplicados fatores de correção com redução gradual da extremidade para a torre, ou seja, 1,9, 1,8, 1,7, e assim sucessivamente até 1,1. Os resultados obtidos neste processamento estão indicados na Tabela 8.5.

Tabela 8.5: Resultados obtidos a partir da correção da área dos estais indicada na Tabela 8.4, por um fator de acréscimo gradual.

<i>Estai</i>	<i>A(m²)</i>	σ_{max} (MPa)	σ_{min} (MPa)	$\sigma_{max,CF}$ (MPa)	$\sigma_{min,CF}$ (MPa)	$\Delta\sigma_{CF}$ (MPa)
1	0,050	415	199	347	239	108
2	0,035	408	212	345	247	98
3	0,023	401	219	341	250	91
4	0,019	328	173	276	199	77
5	0,023	217	114	182	130	51
19	0,004	833	660	750	664	87
20	0,004	813	641	730	644	86
41	0,004	804	635	722	638	84
42	0,004	830	662	749	665	84
59	0,011	821	627	718	640	78
60	0,011	840	633	736	654	83

Verifica-se que a flutuação máxima admitida foi atendida, no entanto, o valor de tensão mínima não foi obedecido para alguns estais. Deste modo, conclui-se que o acréscimo de área foi excessivo e portanto será feita uma nova análise, diminuindo-se a área destes estais cuja tensão mínima não foi atendida. Deste modo, serão corrigidas as áreas apenas dos cinco primeiros estais extremos. Tomando-se como partida novamente os valores iniciais indicados na Tabela 8.4: os três primeiros **(1 a 3)** terão suas áreas dobradas, no quarto **(4)** será aplicado um fator igual a 1,6 e no quinto **(5)** 1,2. Estes fatores foram estimados proporcionalmente ao acréscimo de tensões que deseja-se obter para que a tensão mínima seja atendida. Os resultados obtidos nesta nova análise estão indicados na Tabela 8.6.

Tabela 8.6: Resultados obtidos a partir da correção da área dos estais indicados na Tabela 8.5, pelos fatores citados acima.

<i>Estai</i>	<i>A(m²)</i>	<i>σ_{max} (MPa)</i>	<i>σ_{min} (MPa)</i>	<i>$\sigma_{max,CF}$ (MPa)</i>	<i>$\sigma_{min,CF}$ (MPa)</i>	<i>$\Delta\sigma_{,CF}$ (MPa)</i>
1	0,050	418	197	348	238	110
2	0,035	412	211	347	247	100
3	0,023	404	220	343	251	92
4	0,015	398	229	340	255	85
5	0,014	352	202	299	224	75
19	0,004	831	660	749	664	86
20	0,004	812	641	729	644	85
41	0,004	803	635	722	637	84
42	0,004	830	662	749	665	84
59	0,011	821	626	718	640	78
60	0,011	841	632	737	653	83

Verifica-se que a flutuação de tensões admissível foi atendida, no entanto a tensão mínima admissível ainda não foi atingida para os primeiros estais. Por este estudo nota-se que o atendimento dos critérios de fadiga definidos no item 8.1 é muito difícil e pode-se propor o valor mínimo de tensão para os estais igual a $0,10 \cdot f_{tk}$, uma vez que este critério ainda não se encontra definido no meio técnico e este valor parece razoável para garantir o encunhamento adequado do estai na cabeça de protensão. Neste caso, esta solução atenderia a todos os pré-requisitos estabelecidos inicialmente.

Outra possibilidade seria a utilização de um fator de redução da carga variável ψ_1 igual a 0,3, como sugerido pelo EUROCODE 2 (1996). De fato, esta norma propõe algumas outras alternativas para um Trem Tipo de fadiga que deve ser testado antes de ser utilizado no Brasil, mas recomenda também que a tensão máxima seja verificada para a combinação freqüente de carregamentos e não a rara.

CAPÍTULO 9

ANÁLISE DO EFEITO DA TEMPERATURA, RETRAÇÃO E FLUÊNCIA

No estudo paramétrico apresentado no Capítulo 5, os modelos foram simulados sem consideração do efeito da temperatura, retração e fluência no comportamento da estrutura. Como estava sendo feita apenas uma comparação do comportamento de determinadas alternativas estruturais para efeito de carregamento vertical permanente e variável, este efeito não foi considerado.

No entanto, para o dimensionamento final da estrutura a consideração de uma temperatura equivalente capaz de representar o efeito da temperatura, retração e fluência do tabuleiro e da torre é fundamental para um projeto adequado.

Portanto, neste capítulo pretende-se apenas mostrar a importância da consideração deste carregamento na verificação final do desempenho da estrutura, aplicando-se o efeito da temperatura equivalente ao Modelo 4 e avaliando-se o acréscimo dos deslocamentos e esforços solicitantes.

9.1 Temperatura

Os maiores esforços são verificados para reduções de temperatura, uma vez que nesta situação os efeitos da retração e da fluência, causada pelas elevadas tensões de compressão, se superpõem ao efeito da temperatura.

Portanto será considerado para o tabuleiro e para a torre uma variação de temperatura de $-15\text{ }^{\circ}\text{C}$ e para os estais de $-30\text{ }^{\circ}\text{C}$.

9.2 Retração

Será calculada uma temperatura equivalente capaz de simular este efeito, conforme recomendado pela NBR 6118/2000.

9.2.1 Tabuleiro

Tem-se que:

$$h_{fic} = \gamma \cdot \frac{2 \cdot A_c}{u_{ar}} = 0,56m \quad (9.1)$$

Onde:

h_{fic} = altura fictícia

u_{ar} = perímetro externo da seção transversal da peça em contato com o ar = 69,6 m (Neste caso é válido ressaltar que a face superior da seção foi considerada, uma vez que admitiu-se que o revestimento não é capaz de inibir o efeito da retração do tabuleiro na face superior).

A_c corresponde à área da seção transversal da peça

Segundo a Tabela B-1 do Anexo B da Norma NBR 6118/2000, tem-se:

$\varepsilon_{1s} = -3,2 \cdot 10^{-4}$ (ar livre em geral, umidade do ar em torno de 70% e abatimento do concreto entre 5 e 9 cm)

$$\gamma = 1,5$$

$$\varepsilon_{2s} = \frac{0,33 + 2 \cdot h_{fic}}{0,21 + 3 \cdot h_{fic}} = 0,768 \quad (9.2)$$

$$\varepsilon_{c\infty} = \varepsilon_{1s} \cdot \varepsilon_{2s} = -2,45 \cdot 10^{-4} \quad (9.3)$$

Onde $\varepsilon_{c\infty}$ corresponde à deformação por retração no intervalo de tempo (t, t_0) . Neste caso, t foi considerado infinitamente grande e o instante t_0 admitido como sendo igual a 5 dias, que é aproximadamente a idade de desforma do concreto.

Calculando-se uma temperatura equivalente δT ($^{\circ}C$) capaz de representar esta deformação específica no concreto, tem-se:

$$\delta T = \frac{\varepsilon_{c\infty}}{\alpha} = -24,5^{\circ}C \quad (9.4)$$

Onde:

α corresponde ao coeficiente de dilatação térmica do concreto = $10^{-5} \text{ }^{\circ}\text{C}^{-1}$

9.2.2 Torre

Procedendo-se ao cálculo análogo ao do tabuleiro, obtém-se a temperatura equivalente de retração para a torre de $22 \text{ }^{\circ}\text{C}$.

9.3 Fluência

As elevadas tensões de compressão no tabuleiro e na torre ocasionam ao longo do tempo acréscimo das deformações iniciais, que não estão sendo representados no modelo de elementos finitos. Deste modo deve-se calcular uma temperatura equivalente capaz de simular este efeito.

Será utilizado simplificadamente um coeficiente de fluência φ igual a 2, uma vez que não se tem como objetivo realizar um cálculo detalhado da estrutura em análise, mas apenas fornecer uma estimativa deste efeito na variação dos esforços solicitantes iniciais.

Deste modo, tem-se:

$$\varepsilon_{cc}(t, t_0) = \varphi(t, t_0) \frac{\sigma_m}{E} \quad (9.5)$$

Onde:

$\varepsilon_{cc}(t, t_0)$ = deformação por fluência do instante t_0 até o instante t , admitido infinitamente grande.

σ_m = tensão média no elemento estrutural analisado, que foi obtida a partir do cálculo do esforço normal médio causado pelo carregamento permanente no modelo em elementos finitos.

E = módulo de elasticidade do concreto

Portanto, a partir do cálculo do esforço normal médio, tem-se que a temperatura equivalente vale:

No tabuleiro:

- vão central: $-52 \text{ }^{\circ}\text{C}$
- vão lateral: $-61 \text{ }^{\circ}\text{C}$

Na torre: $-33 \text{ }^{\circ}\text{C}$

9.4 Temperatura Equivalente

Deste modo a temperatura total equivalente, que simula os efeitos da variação de temperatura, retração e fluência, corresponde a:

- para os estais: -30°C
- para a torre: -70°C
- para o vão central do tabuleiro: -92°C
- para o vão lateral do tabuleiro: -101°C

9.5 Análise dos resultados

Os principais valores de deslocamentos e esforços solicitantes do modelo processado com o efeito desta temperatura equivalente encontram-se na Tabela 9.1, onde foram comparados com os resultados do processamento do mesmo modelo, mas sem efeito da temperatura.

Tabela 9.1: Tabela comparativa entre resultados do Modelo 4 com e sem temperatura. Deslocamentos indicados em metros e esforços solicitantes em kN e kN.m.

Deslocamentos máximos			
	Modelo sem temp.	Modelo com temp.	δ (%)
Flecha no meio do vão	1,59	2,33	46,54
Flecha no vão lateral	0,59	0,77	30,46
Momentos Fletores			
<u>Tabuleiro</u>			
	Modelo sem temp.	Modelo com temp.	δ (%)
Momento positivo	22490	26080	15,96
Momento negativo	56310	49430	-12,22
<u>Torre</u>			
	Modelo sem temp.	Modelo com temp.	δ (%)
Momento longitudinal	928130	1385720	49,30
Momento transversal	47220	47430	0,44
Esforço Normal no Tabuleiro			
	Modelo sem temp.	Modelo com temp.	δ (%)
	9668	9298	-3,8

Pela análise dos resultados obtidos nota-se que o acréscimo dos deslocamentos e esforços solicitantes é significativo. Deste modo, é importante a consideração da

temperatura equivalente, ou seja, que leva em conta os efeitos da variação de temperatura, da retração e da fluência, no dimensionamento final da estrutura.

Nota-se que o esforço normal de compressão no tabuleiro foi reduzido, uma vez que os estais oferecem restrição ao deslocamento horizontal do mesmo, introduzindo desta forma tensões de tração que reduzem as elevadas tensões de compressão presentes.

Na Figura 9.1 estão apresentadas as deformadas para o Modelo 4 com e sem temperatura, resultante do carregamento que causa máximo deslocamento no vão central. As envoltórias de momentos fletores no tabuleiro encontram-se na Figura 9.2. Os demais diagramas não serão apresentados, uma vez que os valores máximos para comparação já estão relatados na Tabela 9.1.

Deve-se ressaltar que apenas para verificação do efeito da temperatura na alteração das deformadas e envoltórias de esforços, esta foi considerada como um carregamento permanente, mas de fato isto não corresponde à situação real.

Figura 9.1: Deformadas para o Modelo 4 com temperatura (em vermelho) e sem temperatura, com sobrecarga disposta apenas no vão central. Indicação dos deslocamentos verificados em metros.

Figura 9.2: Envoltória de momentos fletores para o Modelo 4 com temperatura (em vermelho) e sem temperatura. Indicação do máximo momento fletor positivo (kN.m) e do máximo momento fletor negativo (kN.m) na legenda, conforme representado.

CAPÍTULO 10

APLICAÇÃO DOS MODELOS SIMPLIFICADOS PARA ESTUDO DO COMPORTAMENTO DA TORRE

Neste capítulo foram elaborados modelos simplificados para avaliação do comportamento da torre nas direções transversal e longitudinal. Para isto, o Modelo 7, constituído de seção celular e um plano único de estais, foi escolhido para esta aplicação e os resultados obtidos comparados com aqueles provenientes da análise do modelo tridimensional no programa de elementos finitos ADINA.

Deve-se ressaltar que os modelos simplificados desenvolvidos neste capítulo são aplicáveis a estruturas com características semelhantes à alternativa estrutural do Modelo 7 apenas. Os modelos simplificados sempre devem ser adaptados levando em conta o comportamento estrutural de cada alternativa escolhida.

O objetivo destes modelos é fornecer parâmetros para o pré-dimensionamento de uma determinada alternativa, antes que se inicie a elaboração de um modelo tridimensional mais sofisticado. Como eles devem ser simples para permitir uma rápida avaliação, não se tem como objetivo obter resultados precisos, principalmente porque a estrutura é altamente hiperestática, mas apenas fornecer uma análise preliminar dos esforços atuantes na torre.

Outro objetivo da elaboração destes modelos é propiciar o melhor entendimento do comportamento da estrutura, uma vez que os diversos fatores intervenientes aparecem de forma mais desacoplada. Deste modo, é possível compreender como a estrutura deve ser modificada para uma otimização de seu desempenho.

Além disto, é sempre importante dispor-se de modelos simplificados para aferição de modelos tridimensionais mais complexos, onde os erros de modelagem são mais difíceis de serem identificados.

10.1 Modelos para Estudo da Flexão Transversal da Torre

Inicialmente foi feita a análise da flexão transversal da torre considerando-se a linearidade física e geométrica e posteriormente a não-linearidade geométrica foi introduzida.

10.1.1 Modelo Simplificado

10.1.1.1 Análise Linear (Física e Geométrica)

O modelo estudado apresenta apenas um plano de estais disposto no eixo central da seção celular e duas torres constituídas de um mastro único vinculado ao tabuleiro. Deste modo, para atuação de cargas verticais apenas, a flexão transversal da torre é desprezível. Conseqüentemente, os esforços de flexão transversal são decorrentes principalmente do efeito do vento transversal.

Nesta alternativa, o sistema de cabos é auto-ancorado, portanto os estais não auxiliam o tabuleiro no equilíbrio do vento transversal, conforme representado no Capítulo 2. Deste modo, um modelo simplificado possível é o de um pórtico, constituído pelas torres e pelo tabuleiro, submetido à atuação do vento transversal (Figura 10.1.). Foram dispostos apoios elásticos nos 5 m inferiores da torre para simulação de sua vinculação com o solo.

Figura 10.1: Pórtico transversal para análise linear do efeito do vento na torre.

A determinação do carregamento do vento foi feita segundo os critérios recomendados pela NBR-6123/1988 – Forças devidas ao vento em edificações, mas não será aqui explicitado uma vez que não é o objetivo principal deste trabalho. Independentemente da carga de vento adotada, a avaliação da eficiência do modelo simplificado é a mesma. Portanto foram adotadas algumas simplificações que devem ser evitadas no detalhamento completo de uma solução.

Foram considerados os seguintes carregamentos de vento:

- para o tabuleiro: $q=4,6$ kN/m
- para a torre, no trecho superior: $q=10,5$ kN/m
- para a torre, no trecho inferior: $q=14,5$ kN/m

Os valores acima são aproximados, uma vez que por simplificação levam em consideração um valor médio para S_z , que é o fator que leva em conta a altura sobre o terreno no cálculo do vento característico; e um valor médio de largura para o trecho superior da torre, que possui dimensão variável.

O vento nos estais foi considerado segundo as recomendações da norma NBR-6123/1988 para determinação do coeficiente de arrasto em fios moderadamente lisos, galvanizados ou pintados. Este carregamento do vento foi aplicado no pórtico transversal como forças concentradas transversais R nos pontos de ligação dos estais ao tabuleiro e à torre, resultante do equilíbrio de forças nos estais ($R = \frac{q \cdot l}{2}$, onde q é o carregamento do vento nos estais e l o comprimento total dos mesmos)

O diagrama de momentos fletores transversais na torre, obtido a partir desta análise encontra-se na Figura 10.2.

Figura 10.2: Diagrama de momentos fletores trasnversais ($kN.m$) na torre, resultante do processamento do pórtico da Figura 10.1.

10.1.1.2 Análise considerando a não-linearidade geométrica

Quando são considerados os efeitos de segunda ordem, os estais podem apresentar um efeito estabilizante para a torre, até mesmo para sistemas auto-ancorados, dependendo da curvatura verificada na configuração deformada do tabuleiro.

Na Figura 10.3 está apresentado simplificadaamente um plano de estais e a configuração deformada após atuação do vento transversal. Após a deformação, os esforços resultantes R aplicados pelos estais na torre estão contidos no plano definido pelos pontos A, B e C e apontam para o ponto D representado. Neste caso, o momento no ponto de vinculação entre a torre e o tabuleiro é estabilizante e vale $R \cdot e$, onde e é a excentricidade indicada na Figura 10.3 e R a resultante de esforços nos estais no ponto B.

Figura 10.3: Representação esquemática da deformada da torre e do tabuleiro, após atuação do vento transversal.

De fato, a excentricidade e deve ser medida perpendicular à deformada da torre no ponto em estudo, no entanto como o ângulo de inclinação desta é pequeno será adotada por simplificação a distância representada na Figura 10.3.

Deste modo, para uma ponte com n planos de estais, o momento aplicado por eles na seção da torre imediatamente acima do tabuleiro vale:

$$M = \sum_{i=1}^n R_i \cdot e_i \quad (10.1)$$

Onde:

R_i = Resultante dos esforços aplicados por cada plano de estais i na torre

e_i = Excentricidade entre o plano de estais i e a seção estudada

n = Número de planos de estais

Pode-se notar que caso a curvatura do tabuleiro nesta região da torre seja inversa ao representado na Figura 10.3, o momento fletor introduzido pelos estais não é mais estabilizante e contribui para o aumento dos esforços de primeira ordem.

Portanto, dependendo da curvatura apresentada pela configuração deformada do tabuleiro, este momento pode ser contrário ou no mesmo sentido da atuação do vento transversal, reduzindo ou aumentando (respectivamente) as solicitações nesta direção.

Pela observação da deformada do tabuleiro verificada no pórtico transversal processado (Figura 10.4), conclui-se que o momento fletor introduzido pelos estais é estabilizante, uma vez que a curvatura é semelhante àquela apresentada na Figura 10.3.

Figura 10.4: Deformada do pórtico transversal para atuação do vento transversal e análise linear.

Assim, para avaliação do momento fletor no trecho superior da torre, considerando-se o efeito de segunda ordem, deve-se calcular o momento M definido pela equação 10.1. Para isto é necessário uma estimativa das reações R_i aplicada pelos estais.

Para avaliação da máxima redução do momento fletor, deve-se calcular o máximo valor de M . Este ocorrerá para a situação em que todo o tabuleiro está carregado com sobrecarga. Deste modo, como estimativa inicial das reações R_i , foi utilizado o mesmo critério adotado para avaliação da protensão inicial a ser aplicada nos estais, ou seja: para os estais simétricos entre o vão lateral e central a força normal N atuante nos estais é definida pela força necessária para equilibrar o carregamento P atuante na largura de influência do respectivo estai. Ou seja:

$$N_i = \frac{P_i}{\text{sen}\alpha_i} \quad (10.2)$$

Para estais assimétricos a força normal N foi definida de modo a equilibrar os esforços horizontais aplicados na torre, ou seja (Figura 5.29, Capítulo 5):

$$N^l = N^c \cdot \frac{\text{cos}\alpha_c}{\text{cos}\alpha_l} \quad (10.3)$$

Onde:

N^l = Esforço normal no estai do vão lateral

N^c = Esforço normal no estai do vão central, definido pela resultante do carregamento atuante na sua largura de influência.

α_l = Inclinação do estai do vão lateral em relação à horizontal

α_c = Inclinação do estai do vão central em relação à horizontal

Portanto, como admite-se que os esforços horizontais estão todos equilibrados, a força resultante R_i corresponde à projeção vertical dos esforços normais nos estais.

$$R_i = N^l \cdot \text{sen} \alpha_l + N^c \cdot \text{sen} \alpha_c \quad (10.4)$$

O valor da excentricidade e_i de cada plano de estais pode ser calculado pela interpolação dos deslocamentos horizontais verificados nos pontos de ligação do par de estais ao tabuleiro, como representado na Figura 10.5 para um par de estais qualquer.

Figura 10.5: Desenho em planta de um trecho do tabuleiro, na configuração original e deformada (em azul), para determinação da excentricidade e .

Assim:

$$e_i = \delta_{yT} - \delta_P - \delta_I \quad (10.5)$$

Onde:

$$\delta_P = \frac{(\delta_{II} - \delta_I) \cdot l_P}{L}$$

δ_{yT} = deslocamento horizontal da seção do tabuleiro vinculada à torre.

As demais variáveis encontram-se representadas na Figura 10.5.

Portanto, a partir da formulação acima e sabendo-se que $\delta_{yT} = 0,235$ m, obtido a partir da análise linear do modelo indicado no item 10.1.1.1, foi calculado o valor de M (Tabela 10.1).

Tabela 10.1: Resumo dos esforços R_i aplicados nos pontos de vinculação entre a torre e os estais, a excentricidade e_i e o respectivo momento fletor na seção da torre imediatamente acima do tabuleiro.

<i>Plano de Estais i</i>	<i>R_i (kN)</i>	<i>e_i (m)</i>	<i>$R_i \cdot e_i$ (kN.m)</i>
1	15472	-0,0644	-997
2	15138	-0,0593	-898
3	14796	-0,0544	-805
4	14444	-0,0497	-717
5	14084	-0,0451	-636
6	13946	-0,0398	-555
7	13946	-0,0342	-477
8	13946	-0,0290	-404
9	13946	-0,0243	-338
10	13946	-0,0199	-278
11	13946	-0,0161	-224
12	13946	-0,0126	-176
13	13946	-0,0097	-135
14	13946	-0,0071	-99
15	13946	-0,0049	-69
16	13946	-0,0032	-45
17	13946	-0,0019	-26
18	13946	-0,0009	-12
19	13946	-0,0003	-4
20	13946	0,0000	0
Somatória	283130		-6895

Portanto, tem-se que o momento fletor M de segunda ordem na seção da torre imediatamente acima do tabuleiro vale *6895 kN.m* e é contrário ao momento fletor de primeira ordem gerado pela atuação do vento transversal.

Subtraindo-se este valor dos momentos fletores obtidos na análise linear obtém-se o diagrama final indicado na Figura 10.6.

Figura 10.6: Diagrama de momentos fletores transversais (kN.m) na torre, considerando-se a não-linearidade geométrica.

10.1.2 Comparação com os resultados do modelo tridimensional

Para comparação com os resultados obtidos no modelo simplificado exposto no item anterior, o modelo tridimensional foi processado com os carregamentos de peso próprio, revestimento, guarda-rodas, sobrecarga ao longo de toda a extensão do tabuleiro e vento transversal. Neste caso o desequilíbrio entre a protensão dos estais e a carga permanente não introduz momentos fletores transversais na torre permitindo a comparação direta com os resultados obtidos no modelo simplificado.

Os diagramas obtidos e a comparação com aqueles do modelo simplificado encontram-se nas Figuras 10.7 e 10.8.

Figura 10.7: Diagrama de momentos fletores transversais (kN.m) na torre, obtido a partir da análise linear do modelo tridimensional, com indicação entre parênteses do desvio dos valores do modelo simplificado em relação a estes.

Figura 10.8: Diagrama de momentos fletores transversais (kN.m) na torre, obtido a partir da análise não linear do modelo tridimensional, com indicação entre parênteses do desvio dos valores do modelo simplificado em relação a estes.

Pela comparação dos resultados conclui-se que o modelo simplificado linear oferece bons resultados para os momentos fletores transversais de primeira ordem, comprovando o fato de que os estais não auxiliam no equilíbrio do vento transversal em sistemas auto-ancorados, na análise linear. Na análise não linear o modelo simplificado oferece uma estimativa aproximada da redução do momento fletor na seção da torre imediatamente acima do tabuleiro e principalmente comprova a hipótese de que os

estais auxiliam no equilíbrio da torre submetida ao vento transversal apenas na análise geometricamente não-linear.

Verifica-se nos resultados obtidos no modelo tridimensional não linear, que abaixo do tabuleiro os momentos fletores transversais passam a aumentar em relação aos resultados do modelo linear. É importante notar que os estais geram um momento estabilizante na seção imediatamente acima do tabuleiro que é anulado na altura do tabuleiro por um momento de mesmo valor, porém em sentido contrário, gerado pela reação dos estais no tabuleiro. O acréscimo deve-se ao fato de que a partir deste ponto, os estais não auxiliam mais no equilíbrio e a força normal atuante na torre multiplicada pelos deslocamentos transversais verificados em primeira ordem gera momentos de segunda ordem. Este efeito não foi avaliado no modelo simplificado, uma vez que o estudo da não linearidade foi aplicado somente ao trecho superior da torre, para comprovação do efeito estabilizante dos estais em segunda ordem.

10.2 Flexão Longitudinal da Torre

Nas Figuras 10.9 e 10.10 estão apresentados os diagramas de momentos fletores longitudinais nas torres do Modelo 10, obtidos a partir da análise linear e posteriormente geometricamente não linear da estrutura submetida aos carregamentos de carga permanente, sobrecarga e vento longitudinal.

Figura 10.9: Diagrama de momentos fletores longitudinais (kN.m) para a torre direita, obtido a partir da análise linear do modelo tridimensional, para carregamento permanente, sobrecarga e vento longitudinal.

Figura 10.10: Diagrama de momentos fletores longitudinais (kN.m) para a torre, obtido a partir da análise geometricamente não linear do modelo tridimensional, para carregamento permanente, sobrecarga e vento longitudinal.

Através da Figura 10.10, nota-se que o máximo acréscimo de esforços foi de 3% em relação ao obtido na análise linear. Portanto, não foi desenvolvido um modelo simplificado para avaliação dos esforços de segunda ordem e do vento longitudinal, uma vez que o acréscimo não é significativo para uma análise simplificada inicial.

Os modelos simplificados elaborados para avaliação do momentos de primeira ordem tornaram-se muito complexos e portanto não serão apresentados, uma vez que o objetivo destes modelos é permitir uma estimativa inicial simples e rápida dos esforços atuantes. Um modelo simplificado neste caso é difícil de ser elaborado, uma vez que diversos fatores estão envolvidos, inclusive o comportamento do tabuleiro.

Portanto, é necessário a adoção do modelo completo, considerando-se a não linearidade física e geométrica da estrutura, já que tanto o tabuleiro como a torre estão submetidos a elevadas tensões de compressão. Além disso, para estruturas mais esbeltas ou com vãos maiores que os adotados neste estudo, os efeitos da não linearidade geométrica passam a ser superiores e portanto devem ser cuidadosamente avaliados.

CAPÍTULO 11

CONSIDERAÇÕES FINAIS

O estudo de diversas alternativas estruturais apresentado neste trabalho permitiu verificar que as pontes estaiadas são estruturas de grande complexidade e com elevado grau de hiperestaticidade. Portanto, na fase de concepção inicial é fundamental que o projetista conheça a influência das diversas configurações de estais, tabuleiros e torres no desempenho final, conforme procurou-se apresentar para algumas soluções. A alteração das propriedades estruturais, sem prévio conhecimento de suas influências no comportamento global da estrutura, é um processo que dificilmente se aproximará da eficiência máxima do sistema.

É importante ressaltar que as características iniciais adotadas para os elementos estruturais influem em toda a distribuição de esforços, já que a estrutura é altamente hiperestática. A determinação inicial da área dos estais, por exemplo, influi muito no comportamento de toda a estrutura e conforme apresentado, esta é uma tarefa que requer a adoção de diversas hipóteses. Somente a partir destas dimensões iniciais pode-se adotar um procedimento para determinação da protensão dos estais, que anula as flechas do tabuleiro para as cargas permanentes ou até mesmo estabelece uma contra-flecha inicial.

Todas as alternativas estudadas foram simuladas no programa de elementos finitos ADINA através de modelos tridimensionais de barra e verificou-se a necessidade de uma análise cuidadosa das propriedades geométricas a serem adotadas para os elementos, a fim de que a estrutura tenha seu comportamento físico corretamente representado. A elaboração de modelos em casca eliminaria a necessidade de tais

análises, no entanto a complexidade dos modelos aumentaria muito, assim como a dificuldade na comparação dos resultados. A adoção de modelos de barra similares aos apresentados é usual no desenvolvimento de projetos deste tipo e fornece bons resultados, já que são baseados em hipóteses vinculadas ao comportamento estrutural. Seria justificável a elaboração de modelos em casca, apenas para o estudo de problemas específicos, como por exemplo a introdução de carga no tabuleiro, devida à vinculação com os estais. É válido observar que na simulação dos estais, a adoção do módulo de elasticidade corrigido pela formulação de Dischinger representa grande simplificação na modelagem do cabo e permite a correta simulação do seu comportamento, conforme apresentado no Capítulo 4.

Os modelos simplificados para o tabuleiro, desenvolvidos no Capítulo 7, permitem uma avaliação preliminar do comportamento físico do mesmo e principalmente, possibilitam uma identificação mais clara da contribuição de cada elemento estrutural, já que estes aparecem de forma mais desacoplada.

Os modelos simplificados elaborados para as torres apresentaram grande complexidade, não justificando portanto a sua utilização, uma vez que o objetivo destes é permitir uma avaliação preliminar rápida e simples do comportamento destas pontes.

Verificou-se que a fadiga dos estais é um problema muito importante nas pontes estaiadas, já que eles são elementos de grande responsabilidade na segurança estrutural. No entanto, ainda não existe um consenso no meio técnico a respeito das máximas e mínimas tensões a serem adotadas, assim como para a flutuação de tensões admissíveis. Espera-se que esta deficiência normativa seja superada nos próximos anos, tendo-se em vista a utilização crescente deste tipo de estrutura, principalmente no Brasil. É muito importante que as prescrições adotadas sejam coerentes com as particularidades do tráfego em cada país, uma vez que o estudo da fadiga utiliza apenas um carregamento representativo como carga freqüente e este é muito particular para cada caso, assim como sua freqüência.

É importante ressaltar que este estudo teve como escopo principal a comparação das diversas alternativas estruturais apresentadas. Deste modo, não foram sanados aqui todos os problemas verificados em cada estrutura, uma vez que não era objetivo deste trabalho o dimensionamento completo de cada uma delas. Além disso, deve-se notar que no projeto final de pontes estaiadas a análise não linear geométrica e

física, assim como a análise dinâmica e do comportamento aeroelástico, são etapas fundamentais.

Este estudo permitiu a compreensão do comportamento global deste tipo de estrutura, no entanto diversos aspectos ainda precisam ser estudados e serão aqui citados como sugestões para pesquisas futuras, são eles:

- Desenvolvimento de modelos de elementos finitos em casca para análise da distribuição de tensões e validação das hipóteses usualmente adotadas em simulações com modelos em barra.
- Elaboração de procedimentos simplificados para estimativa da protensão inicial aplicada aos estais nos modelos que simulam o comportamento da obra pronta, levando em conta o controle de flechas com eventual previsão de contra-flechas;
- Avaliação e comparação dos critérios de fadiga para os estais;
- Estudo do comportamento não-linear físico e geométrico;
- Análise dinâmica e aeroelástica.

Finalmente, a partir da comparação dos modelos indicados, somente os aspectos mais importantes referentes à influência de determinadas propriedades estruturais no comportamento global da estrutura serão aqui relatados. É importante observar que estas conclusões foram obtidas a partir de estruturas cuja vinculação longitudinal entre o tabuleiro e a torre, e o tabuleiro e os encontros, é totalmente livre para deslocamentos horizontais, exceto para a estrutura com torre em mastro único, onde existe engastamento entre a torre e o tabuleiro.

Modelo 1 comparado ao Modelo 2 : avaliação do efeito do deslocamento do apoio do tabuleiro de sua posição extrema (Modelo 1), para uma interna (Modelo 2, apoio extremo recuado em 20 m).

O deslocamento do apoio do tabuleiro de sua posição extrema é favorável para o controle das flutuações de tensões nos estais mais solicitados. Nesta nova configuração, como mais cabos atuam como estais de estabilidade, a variação de tensões

ultrapassa o valor admissível para um número maior de estais extremos, no entanto o valor da amplitude máxima passa a ser inferior.

Como nesta alternativa mais estais estão próximos ao apoio, não sofrendo portanto tanta influência da flexão do tabuleiro, estes tornam-se mais rígidos e atuam de modo mais eficiente na restrição ao deslocamento horizontal do topo da torre, reduzindo conseqüentemente a flecha máxima no vão central.

Além disso, já que o modelo torna-se mais rígido, a envoltória de momentos fletores para o tabuleiro e para a flexão longitudinal da torre também é mais favorável para a estrutura com apoio lateral deslocado.

Modelo 1 comparado ao Modelo 3: estudo da influência da configuração dos estais, em semi-harpa (Modelo 1) e em harpa (Modelo 3), no desempenho global da estrutura.

No modelo em harpa os estais são menos inclinados em relação ao tabuleiro do que no modelo em semi-harpa. Deste modo, eles oferecem importante restrição ao deslocamento horizontal da superestrutura. Desta forma os carregamentos assimétricos, que no modelo em semi-harpa causavam elevadas solicitações, passam a ser menos importantes que os simétricos.

A presença de estais muito curtos e portanto muito rígidos próximos à torre do modelo em harpa, faz com que o tabuleiro praticamente se apoie nestes cabos de um lado do mastro e alivie muito seu simétrico. Deste modo, o estai do lado carregado apresenta um acréscimo muito grande de tensões.

Portanto, devido às elevadas tensões nos estais próximos à torre no modelo em harpa, a configuração de estais com suspensão total mostra-se inadequada, indicando que neste caso pode ser necessário a adoção de um sistema com suspensão parcial (estais interrompidos antes da vizinhança da torre e disposição de vinculação vertical entre a torre e o tabuleiro para redução dos momentos fletores e flechas nesta região). Portanto, em termos de comportamento estrutural, pode-se concluir que a configuração de estais em semi-harpa é a que oferece melhor desempenho para o caso de suspensão total, no entanto, a configuração em harpa é muitas vezes adotada devido a fatores estéticos.

No modelo em harpa, a existência de estais muito rígidos próximos à torre reduz a curvatura da deformada do tabuleiro no vão central e conseqüentemente os momentos fletores no meio do vão, ao mesmo tempo que ocasiona momentos negativos elevados na região próxima à torre. Com relação à torre, os momentos fletores longitudinais e transversais são superiores no modelo em harpa.

Outro aspecto importante é o fato de que no modelo em harpa os esforços normais no tabuleiro são significativamente superiores aos correspondentes do modelo com estais em semi-harpa, já que os estais são menos inclinados.

Modelo 2 comparado ao Modelo 4: avaliação do efeito da proporção entre as dimensões dos vãos laterais e central, comparando-se uma estrutura com vãos laterais iguais a 50 % do vão central (Modelo 2) com outra de vãos laterais iguais a 40 % do vão central (Modelo 4).

Tanto o deslocamento do apoio lateral de sua posição extrema como a definição de um vão lateral com dimensão correspondente a 40 % da dimensão do vão central, são alternativas eficientes para a redução da amplitude máxima de flutuação de tensões nos estais de estabilidade e ambas apresentam comportamento estrutural semelhante.

É importante ressaltar que na estrutura com vão lateral inferior à metade do central, a presença de estais concentrados próximos ao apoio causou elevados esforços de flexão no tabuleiro nesta região. Portanto, pode-se sugerir que o apoio lateral seja deslocado para a seção correspondente ao cabo central dos estais de ancoragem, para redução desta solicitação.

Modelo 1 comparado ao Modelo 5: comparação entre um sistema de cabos auto-ancorado (Modelo 1) com outro externamente ancorado (Modelo 5).

Verificou-se que mesmo quando se adota um sistema de ancoragem externa parcial, as flutuações de tensões continuam elevadas para os estais de estabilidade. A presença de rígidos estais externamente ancorados é capaz de inibir os deslocamentos horizontais do topo da torre e conseqüentemente a flecha no meio do vão para carregamento simétrico disposto apenas no trecho central. No entanto, para

carregamento assimétrico, o tabuleiro continua desvinculado longitudinalmente e seus deslocamentos horizontais são significativos. Portanto, conclui-se que o movimento horizontal do tabuleiro passa a ter muita importância para o sistema externamente ancorado e é ele que acarreta elevadas tensões nos estais extremos e as máximas flechas no tabuleiro.

Com relação à torre, a presença de um rígido estai externamente ancorado reduz significativamente a flexão longitudinal desta.

Outro aspecto interessante é o fato de que o sistema de ancoragem externa parcial faz com que o esforço normal de compressão seja significativamente reduzido no tabuleiro, na região próxima à torre. No entanto, surgem significativos esforços de tração no meio do vão, que devem ser considerados no dimensionamento.

Modelo 6 comparado ao Modelo 7: avaliação do efeito da configuração transversal da torre, através da comparação entre uma ponte de seção celular com torres em pórtico e dois planos de cabos (Modelo 6) e outra com torres de mastro único e apenas um plano de estais (Modelo 7).

A vinculação entre a torre e o tabuleiro (geralmente adotada para torres de mastro único), torna a estrutura mais rígida de modo que a flutuação de tensões ultrapassa aquela admissível para um número menor de estais quando comparado à solução com torre em pórtico desvinculada do tabuleiro. Além disso, as amplitudes das flutuações de tensões nos estais também são inferiores.

Pode-se concluir que a presença dessa vinculação aumenta significativamente a rigidez do sistema, reduzindo conseqüentemente os deslocamentos máximos verificados, tanto para o vão central como para os vãos laterais. No entanto, surgem momentos negativos elevados no tabuleiro, na região próxima à torre, mas é importante observar que isso não gera ônus significativo pois o momento máximo no apoio é da mesma ordem de grandeza do máximo no meio do vão, além do fato de no apoio existir o efeito favorável das elevadas tensões de compressão no tabuleiro.

Com relação ao comportamento destas duas estruturas frente a um carregamento que causa torção no tabuleiro, verificou-se que na solução de mastro único, os momentos torsores são muito superiores no tabuleiro. Isto ocorre porque

nesta alternativa existe apenas um plano de estais de modo que todo o carregamento de torção é equilibrado pela viga celular, ao passo que na solução com torre em pórtico, a presença de dois planos de cabos auxilia o tabuleiro no equilíbrio dos momentos torsores aplicados.

Modelo 6 comparado ao Modelo 8: avaliação do efeito da configuração transversal da torre, através da comparação entre uma ponte com torres em pórtico (Modelo 6) e outra com torres em diamante (Modelo 8), ambas com dois planos de estais.

Verifica-se que em relação a um carregamento uniformemente distribuído em toda a largura da seção, a adoção de uma torre em pórtico ou diamante não causa diferenças significativas no comportamento estrutural. No entanto, quando submetidas a um carregamento que causa torção no tabuleiro, verificou-se que as estruturas apresentam desempenho muito diferente. Os momentos fletores longitudinais passam a ser superiores na torre em pórtico em relação à torre em diamante, já que é possível que ocorra flexão diferenciada entre cada mastro da torre, uma vez que a viga de travamento entre estes é flexível o suficiente. Já no modelo com torre em diamante o deslocamento diferencial entre cada mastro só é possível através da torção do conjunto, aumentando deste modo as solicitações de torção nesta torre e reduzindo a flexão longitudinal da mesma.

Modelo 4 comparado ao Modelo 6: avaliação do efeito da rigidez do tabuleiro, através da comparação entre uma estrutura com tabuleiro de seção constituída de duas vigas unidas pela laje (Modelo 4), e outra com seção celular (Modelo 6).

As flutuações de tensões nos estais são superiores para a maioria dos cabos quando se adota um tabuleiro constituído de duas vigas unidas pela laje no lugar de uma seção celular, uma vez que o acréscimo da rigidez do tabuleiro devido à adoção da seção celular garante que uma parte dos esforços caminhe diretamente para o apoio sem solicitar os estais. Além disso, pelo fato do tabuleiro ser mais rígido este distribui melhor os esforços entre os estais, reduzindo as tensões nos cabos que antes eram mais solicitados e aumentando as tensões naqueles que recebiam esforços menores.

Além disso, como a inércia à flexão vertical do modelo em seção celular é maior, as flechas, tanto no vão central como nos vãos laterais, são inferiores se comparadas às do modelo com tabuleiro constituído de duas vigas unidas pela laje.

Com relação ao comportamento frente a um carregamento que causa torção no tabuleiro, o momento torsor na seção celular é muito superior à soma dos momentos torsores nas duas longarinas e isto pode ser justificado pelo fato de que para a seção aberta o momento torsor externo aplicado é equilibrado por binário de forças nos estais e por flexão diferenciada das longarinas, reduzindo portanto a parcela equilibrada por torção uniforme destas. Já para a seção celular, a parcela equilibrada por torção uniforme da mesma é significativa.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

AEBERHARD, H.U. et al. **VSL stay cables for cable-stayed bridges: internal procedures**. Berne: VSL International, Losinger Ltd, 1984. 24p.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **Ações e segurança nas estruturas – NBR 8681**. Rio de Janeiro, 1984.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **Carga móvel em pontes rodoviárias e passarela de pedestres – NBR 7188**. Rio de Janeiro, 1984.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **Forças devidas ao vento em edificações – NBR 6123**. Rio de Janeiro, 1988.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **Projeto de revisão da NBR 6118 – A Nova NB1**. Rio de Janeiro, 2000.

EUROPEAN COMMITTEE FOR STANDARDIZATION. **Design of concrete structures - EUROCODE 2**. Brussels, 1996. Part 2: Concrete bridges, Appendix 107: Cable stayed bridges.

GIMSING, N.J. **Cable-supported bridges**. Chichester: John Wiley, 1983. 400p.

KAROUMI, R. **Response of cable-stayed and suspension bridges to moving vehicles – Analysis methods and practical modeling techniques**. 1998. 194p. Thesis (Doctoral) – Royal Institute of Technology. Stockholm.

LEONHARDT, F. Latest developments of cable-stayed bridges for long spans. **Byggningsstatiska Meddelser**, v.45, n.4, 1974.

MATHIVAT, J. Les ponts a câbles – des origines a la conquête des grandes portées. In: PROCEEDINGS OF THE INTERNATIONAL CONFERENCE ON CABLE-STAYED AND SUSPENSION BRIDGES, Deauville, Oct. 1994. **Proceedings**. Deauville: Société Henry, Oct. 1994. p.3-32.

MENN, C. **Prestressed concrete bridges**. Berlim: Birkhäuser Verlag, 1990. Capítulo 7, p.412-438.

MIRANDA, F. **I ponti strallati di grande luce**. Roma: A Cremonese, 1980. 280p.

MODESTO, L. **Estado limite último de instabilidade**. São Paulo: EPUSP, 1987. (Apostila da Escola Politécnica da USP). 110p.

MULLER, J. Quelques reflexions sur les ponts haubanes. **Revue Generale des Routes et des Aerodromes**, Paris, n. 720, p.39-48, juil-oct. 1994.

PETROSKI, H. **Engineers of dreams: great bridge builders and the spanning of America**. New York: Alfred a Knopf, 1995. 479p.

POST-TENSIONING INSTITUTE – PTI **Recommendations for stay cable design, testing and installation**. Phoenix, 2000.

REIS, A.; PEREIRA, A. Socorridos Bridge: a cable-panel stayed concept. In: PROCEEDINGS OF THE INTERNATIONAL CONFERENCE ON CABLE-STAYED AND SUSPENSION BRIDGES, Deauville, Oct. 1994. **Proceedings**. Deauville: Société Henry, Oct. 1994. p.343-350.

REVELO, K.C.; GUILLEN, A.C.; CHAUVIN, A. The four cable-stayed bridges of the Mexico-Acapulco Higway. In: PROCEEDINGS OF THE INTERNATIONAL CONFERENCE ON CABLE-STAYED AND SUSPENSION BRIDGES, Deauville, Oct. 1994. **Proceedings**. Deauville: Société Henry, Oct. 1994. p.351-360.

STUCCHI, F.R. **A intuição e a criatividade na concepção de grandes estruturas**. 1997. 1v. Tese (Livre Docência) – Escola Politécnica, Universidade de São Paulo. São Paulo.

SVENSSON, H.; LOVET, G.T. The twin cable-stayed Baytown bridge. In: PROCEEDINGS OF THE INTERNATIONAL CONFERENCE ON CABLE-STAYED AND SUSPENSION BRIDGES, Deauville, Oct. 1994. **Proceedings**. Deauville: Société Henry, Oct. 1994. p.361-368.

TIMOSHENKO, S. **Theory of elastic stability**. New York: McGraw Hill, 1961. 541p.

WALTHER, R. et al. **Ponts haubanés**. Lausanne: Presses Polytechniques Romandes, 1985. 202p.

WITTFOHT, H. **Building bridges: history, technology, construction**. Dusseldorf: Beton-Verlag, 1984. 327p.

BIBLIOGRAFIA CONSULTADA

ABOUL-ELLA, F. Analysis of cable-stayed bridges supported by flexible towers. **Journal of Structural Engineering**, New York, v.114, n.12, p.2741-2754, Dec.1988.

ADINA R & D, Inc. **ADINA (Automatic Dynamic Incremental Nonlinear Analysis) system manuals**. Watertown: ADINA R & D Inc., 2000. 430p.

BATHE, K.J. **Finite element procedures**. New Jersey: Prentice-Hall, 1996. 1037p.

BILLINGTON, D.; DAVID, P.; NAZMY, A. History and aesthetics of cable-stayed bridges. **Journal of Structural Engineering**, New York, v.117, n.10, p.3103-3134, Oct. 1990.

CLOUGH, R.W. **Dynamics of structures**. New York: McGraw-Hill International Book, 1975. 634p.

FRANÇA, R.L.S. **Contribuição ao estudo dos efeitos de segunda ordem em pilares de concreto armado**. 1991. 1v. Tese (Doutorado) – Escola Politécnica, Universidade de São Paulo. São Paulo.

FRANÇA, R.L.S. **Relações momento-curvatura em peças de concreto armado submetidas à flexão oblíqua composta**. 1984. 1v. Dissertação (Mestrado) – Escola Politécnica, Universidade de São Paulo. São Paulo.

FREEMAN, R.A. Innovative cable erection system for cable stayed bridges. **Engineering Structures and Buildings**, Oxford, v.104, p.243-250, Aug. 1994.

HEGAB H.I.A. Static analysis of double-plane cable-stayed bridges. **Proceedings – Institution of Civil Engineers – Part 2 – Research and Theory**, Dorchester, v.85, pt. 2, p.207-222, June 1988.

HEGAB, H.I.A. Parametric investigation of cable-stayed bridges. **Journal of Structural Engineering**, New York, v.114, n.8, p.1917-1928, Aug. 1988.

HEGAB, H.I.A. Static analysis of cable-stayed bridges. **Proceedings –Institution of Civil Engineers – Part 2 – Research and Theory**, Dorchester, v.81, pt. 2, p.497-510, Dec. 1986.

INTERNATIONAL CONFERENCE ON CABLE-STAYED AND SUSPENSION BRIDGES, Deauville, 1994. **Proceedings**. Deauville: Société Henry, 1994. v.1.

LEITE, W.C. **Sistema de cabos nas pontes estaiadas e nas pontes pênséis: bases para o seu predimensionamento**. 1991. 2v. Dissertação (Mestrado) – Escola Politécnica, Universidade de São Paulo. São Paulo.

LEONHARDT, F. L’histoire récente des ponts suspendus et haubanés. **Technique Générale de La Construction**, n.160, p.3-27, mai 1995.

MULLER, J. Cable stayed bridges – developments and perspective. In: 12th IABSE-CONGRESS, Vancouver, Sep. 1984. **Final report**. Zuerich: IABSE, 1984. p.1209-1220.

MURIA, V.; GOMEZ, R.; KING, C. Dynamic structural properties of cable-stayed Tampico Bridge. **Journal of Structural Engineering**, New York, v.117, n.11, p.3396-3416, Nov. 1991.

PODOLNY, W. ; SCALZI, J.B. **Construction and desing of cable-stayed bridges**. New York: John Wiley, 1976. 506p.

REICH, Y.; FENVES, S.J. System that learns to design cable-stayed bridges. **Journal of Structural Engineering**, New York, v.121, n.7, p.1090-1100, July 1995.

SCHLAICH, J.; SCHEEF, H. **Concrete box-girder bridges**. Zurich: IABSE, 1982. Part 1, p.1-32: Design.

SEIF, S.P.; DILGER, W.H. Nonlinear analysis and collapse load of p/c cable stayed bridges. **Journal of Structural Engineering**, New York, v.116, n. 3, p.829-849, Mar. 1990.

SESSÃO INTEGRADA NO 4º ENCONTRO NACIONAL SOBRE ESTRUTURAS PRÉ-ESFORÇADAS, Lisboa, 1992. **Pontes atirantadas do Guadiana e do Arade.** Lisboa: LNEC, 1993. 261p.

SOUZA, J.L.O. **Contribuição ao estudo de pontes estaiadas.** 1984. 177p. Dissertação (Mestrado)– Escola Politécnica, Universidade de São Paulo. São Paulo.

TROITSKY, M.S. **Cable-stayed bridges: theory and design.** Oxford: BSP Professional Books, 1988, 469p.

VIRLOGEUX, M. Normandie bridge: design and construction. **Engineering Structures and Buildings**, Oxford, v.99, p.281-302, Aug. 1993.

VIRLOGEUX, M. Recent evolution of cable-stayed bridges. **Engineering Structures and Buildings**, Oxford, v.21, n.8, p.737-755, Aug. 1999.

WANG, P.H.; YANG, C.G. Parametric studies on cable-stayed bridges. **Computers & Structures**, Oxford, v.60, n.2, p.243-260, 1996.