DANILO DE SANTANA NUNES

AVALIAÇÃO DOS ESFORÇOS DE MONTAGEM DOS CABOS DAS PONTES ESTAIADAS

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

CONSULTA FD-5462 Ed.rev.

São Paulo 2010



DANILO DE SANTANA NUNES

AVALIAÇÃO DOS ESFORÇOS DE MONTAGEM DOS CABOS DAS PONTES ESTAIADAS

Politécnica da Universidade de São
Paulo para obtenção do título de
Mestre em Engenharia Civil

Área de concentração: Engenharia de Estruturas

Orientador: Prof. Dr. Miguel Angel

Buelta Martinez

São Paulo 2010 Este exemplar foi revisado e alterado em relação à versão original, sob responsabilidade única do autor e com a anuência de seu orientador.

São Paulo, de maio de 2010.

Assinatura do autor Danilo de Somtoma Munes

Assinatura do orientador

FICHA CATALOGRÁFICA

Nunes, Danilo de Santana

Avaliação dos esforços de montagem dos cabos das pontes estaiadas / D.S. Nunes. -- São Paulo, 2010. 86p.

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

1. Cabos 2. Pontes estaiadas I. Universidade de São Paulo. Escola Politécnica. Departamento de Engenharia de Estruturas e Geotécnica II. t.

RESUMO

Em estruturas estaiadas de pontes e viadutos, a determinação das forças dos estais necessariamente está relacionada à ação direta dos carregamentos mais a interação com a deformabilidade do estaiamento, incluindo principalmente o sistema tabuleiro e mastro. Por outro lado, é necessário conhecer estas forças ao longo das fases de montagem, assim como sua adequada implantação na estrutura e a determinação de possíveis ajustes nas forças devido ao processo construtivo da ponte, garantindo assim que os esforços desejados sejam alcançados e a correta distribuição espacial das forças do estaiamento.

O conhecimento das forças dos estais é de extrema importância no controle dos deslocamentos e esforços da estrutura em questão, tendo este trabalho foco no greide e nos esforços finais do tabuleiro da ponte estaiada. As forças podem ser obtidas a partir da solução de um problema fundamental que consiste na determinação de acréscimos de força nos estais, necessários para atingir ou controlar um vetor de deslocamentos, ou um vetor de momentos fletores. De maneira geral, no caso de pontes construídas com aduelas (balanços sucessivos), para cada aduela anexada os esforços e deslocamentos são alterados nas aduelas já executadas, e principalmente nos estais já montados. A montagem deve garantir o greide final do tabuleiro e o conjunto de esforços desejados, o que se consegue com uma criteriosa definição dos esforços de montagem dos cabos. No mais, em função da seqüência construtiva e do programa de tensionamento dos estais estabelecido para a obra, pode se tornar necessária a aplicação de uma correção seqüencial das forças dos estais para se chegar às forças finais previstas em projeto.

Será apresentado neste trabalho o procedimento de controle do greide final e dos esforços do tabuleiro da ponte e o de montagem dos estais, sendo este último, dividido na definição das forças dos cabos ao longo da montagem, na implantação destas forças na estrutura e num procedimento de correção seqüencial das forças dos estais a partir da determinação de forças de ajuste.

Palavras-chave: Pontes estaiadas; Forças dos estais; Forças ao longo da montagem; Implantação das forças na estrutura; Correção seqüencial das forças.

ABSTRACT

In cable-stayed structures of bridges and viaducts, the determination of the stay forces is necessarily related to the direct action of loads plus interaction with the deformability of the staying, including especially the system deck and mast. On the other hand, it is necessary to know these forces along the assembly phases, as well as their proper implementation in the structure and determination of possible adjustments in forces due to bridge construction process, ensuring that the desired forces are achieved and the correct spatial distribution of forces of the staying.

The knowledge of the stay forces is extremely important in controlling of the displacements and forces of the structure in question, having this work focus on shape and final forces of the cable-stayed bridge deck. The forces can be obtained from the solution to a fundamental problem that consists in the determination of increases strength in the stays, required to reach or control an array of displacements, or a vector of bending moments. In general, in the case of bridges constructed with staves (cantilever procedure), for each attached stave the forces and displacements are changed in staves already implemented, and especially in the stays already assembled. The assembly must ensure final shape of the deck and all forces desired, what can be achieved with a careful definition of the assembly forces of the cable. In addition, according to the sequence of constructive and the program tensioning of the stays established for the construction, may become necessary to apply a sequential correction of the strengths of the stays to reaching at the final forces provided in project.

It will be presented in this work the procedure of control final shape and bridge deck forces and the assembly of stays, the latter divided in defining the forces of the cables along the assembly, deployment of these forces in the structure and a sequential correction procedure of the stay forces from the determination of adjustment forces.

Keywords: Cable stayed-bridges; Stay forces; Forces along the assembly; Deployment of the forces in the structure; Sequential correction of the forces.

LISTA DE FIGURAS

Figura 2.1 – Ponte estaiada sobre o Rio Paraná (Paulicéia)
Figura 2.2 – Greide final da ponte estaiada Paulicéia
Figura 2.3 – Principais elementos de uma ponte estaiada (terminologia)
Figura 2.4 – Arranjo dos pilares de ancoragem do cabo de retaguarda
Figura 2.5 – Conceito, distribuição de cargas e esforços solicitantes de um arranjo estaiado (VARGAS, 2007)
Figura 2.6 – Utilização de cabos externos
Figura 2.7 – Arranjos usuais (na seqüência): arranjo em leque, em harpa e misto10
Figura 2.8 – Modelos utilizados (SONG, 2007)11
Figura 2.9 – Variação da catenária dos estais durante incremento de carga (SONG, 2007)12
Figura 2.10 – Forças dos cabos no colapso global dos exemplos (SONG, 2007)12
Figura 2.11 – Esforços nos elementos das pontes dos exemplos em colapso global (SONG, 2007)
Figura 2.12 – Arranjos usuais (na seqüência): Arranjo em dois planos verticais, em dois planos inclinados e com um único plano vertical
Figura 2.13 – Deslocamento vertical ao longo do vão principal causada pelo alongamento dos estais (GIMSING, 1998)
Figura 2.14 – Rotação do sistema de cabos causada pelo alongamento do cabo de retaguarda (GIMSING, 1998)
Figura 2.15 – Deslocamento do vão principal devido ao alongamento do cabo de retaguarda e dos estais (GIMSING, 1998)
Figura 2.16 – Configurações usuais dos mastros (na seqüência): mastro composto por um único pilar, por dois pilares, por um pórtico, por um cavalete e cavalete modificado (WALTHER, 1988; ALMEIDA, 1989)
Figura 2.17 – Tipos de vinculação

Figura 2.18 – Resultante R_T das forças dos cabos T_A e T_C atuando no topo do mastro (GIMSING, 1998)
Figura 2.19 – Sistema com mastros engastados nas fundações com tabuleiro apoiado sobre as travessas dos mastros (GIMSING, 1998)
Figura 2.20 – Flexão dos mastros num sistema auto-ancorado (GIMSING, 1998)21
Figura 2.21 – Sistema com mastros engastados no tabuleiro (GIMSING, 1998)21
Figura 2.22 – Flexão de um mastro engastado ao tabuleiro (GIMSING, 1998)22
Figura 2.23 – Mastro articulado na base (GIMSING, 1998)
Figura 2.24 – Comparação entre os momentos fletores, provenientes do carregamento permanente, de uma ponte em viga contínua de três vãos e do tabuleiro de uma solução em ponte estaiada para o mesmo número e comprimento de vãos
Figura 2.25 – Longarinas gêmeas e múltiplas longarinas (PODOLNY, 1976)24
Figura 2.26 – Seção celular retangular simples e seção celular trapezoidal simples (TROITSKY, 1988)
Figura 2.27 – Células gêmeas retangulares e células gêmeas trapezoidais (TROITSKY, 1988)25
Figura 2.28 – Compressão atuando no tabuleiro de um sistema auto-ancorado (GIMSING, 1998)
Figura 2.29 – Distribuição de uma força concentrada pelo tabuleiro (GIMSING, 1998)26
Figura 2.30 – Ponte em lançamentos progressivos (PODOLNY, 1976)
Figura 2.31 – Viaduto de Millau (França)
Figura 2.32 – Ponte em balanços sucessivos
Figura 2.33 – À esquerda: Ponte sobre o Rio Sergipe (Aracaju – SE) em aduelas moldadas in loco. À direita: Ponte sobre o Rio Guamá (Belém – PA) em aduelas pré-moldadas (Catálogo Protende, 2008)
Figura 3.1 – Procedimento de aplicação do Método de controle dos deslocamentos34
Figura 3.2 – Procedimento de aplicação do Método de controle dos momentos fletores39
Figura 4.1 – Configuração final da ponte

Figura 4.2 – Seqüência construtiva	41
Figura 4.3 – Desmontagem da ponte	42
Figura 4.4 – Deformada da ponte na primeira fase construtiva	42
Figura 4.5 – Configuração da ponte na fase inicial de construção	14
Figura 4.6 – Cordoalhas paralelas no sistema TSR (Catálogo Protende, 2008)	15
Figura 4.7 – Catenária excessiva formada pelo estai frouxo4	16
Figura 4.8 – Procedimento de aplicação do Método de correção das forças4	18
Figura 5.1 – Viaduto Estaiado da Rodovia dos Imigrantes	19
Figura 5.2 – Vista longitudinal	50
Figura 5.3 – Seção transversal do tabuleiro5	51
Figura 5.4(a) – Mastro5	52
Figura 5.4(b) – Travessas5	53
Figura 5.5 – Modelo de cálculo da ponte	54
Figura 5.6 – Esquema estrutural5	55
Figura 5.7 – Deformada da estrutura submetida ao carregamento permanente5	57
Figura 5.8 – Deformada da estrutura quando aplicado o esquema de forças encontrado e carregamento permanente	
Figura 5.9 – Momentos fletores da estrutura quando aplicado o esquema de força encontrado e o carregamento permanente	
Figura 5.10 – Forças de protensão e esforços resultantes nos estais	2
Figura 5.11 – Tensões máximas atuantes nos estais	3
Figura 5.12 – Diagrama de momentos fletores da estrutura submetida ao carregamento permanente	
Figura 5.13 – Diagrama de momentos fletores da estrutura quando aplicado o esquema de forças e o carregamento permanente	
Figura 5.14 – Deformada da estrutura quando aplicado o esquema de forças encontrado e carregamento permanente	

9:

Figura 5.15 – Forças de protensão e esforços resultantes nos estais	68
Figura 5.16 – Tensões máximas atuantes nos estais	69
Figura 5.17 – Seqüência construtiva do Viaduto Estaiado	70
Figura 5.18 – Desmontagem do viaduto	72
Figura 5.19 – Tensões máximas atuantes nos estais na montagem	77

LISTA DE TABELAS

Tabela 5.1 – Propriedades estruturais dos estais
Tabela 5.2 – Controle das flechas geradas pelo carregamento permanente
Tabela 5.3 – Controle das flechas geradas pelo carregamento permanente junto com o móvel
Tabela 5.4 – Envoltória dos momentos fletores do tabuleiro da ponte
Tabela 5.5 – Controle dos momentos gerados pelo carregamento permanente
Tabela 5.6 - Controle dos momentos gerados pelo carregamento permanente junto com o
móvel66
Tabela 5.7 – Flechas máximas geradas pelo carregamento permanente junto com o móvel67
Tabela 5.8 – Esforços dos estais e coordenadas dos nós de interesse da estrutura na
configuração final70
Tabela 5.9 – Esforços dos estais em cada fase de montagem (unidade: kN)
Tabela 5.10 - Deslocamentos dos nós de ligação estai-tabuleiro em cada fase de montagem
(unidade: m)
Tabela 5.11 – Deslocamentos dos nós de ligação estai-mastro em cada fase de montagem
(unidade: m)
Tabela 5.12 – Encurtamentos necessários aplicados aos estais na montagem76
Tabela 5.13 – Forças de protensão das primeiras cordoalhas
Tabela 5.14 – Variação de força dos estais e forças adicionais necessárias

SUMÁRIO

1.	IN'	TRODUÇÃO	•••••••
	Objet	ivos e justificativas	
		entação do trabalho	
	_	-	
2.	RE	VISÃO BIBLIOGRÁFICA	4
	2.1.	Exemplo representativo	
	2.2.	Conceitos sobre as pontes estaiadas	
	2.3.	Sistema de Cabos	
	2.3	.1. Configuração longitudinal	10
	2.3		
	2.3.	3	
	2.4.		
	2.4.		
	2.4.	T 3	
	2.4.	1	
		Tabuleiro	
	2.5. 2.5.	8	
,		2. Comportamento estrutural do tabuleiro	
	2.6. 2.6.		
	2.6.		
	2.6.		
		2 3 3 3 4 4 4 6 5 5 7 7 7 7 7 7 7 7 7 7 7 7 7 7 7 7 7	
3.	DE	TERMINAÇÃO DAS FORÇAS DOS ESTAIS	32
,	3.1.	Método de otimização	32
	3.2.	Método de controle dos deslocamentos	
,	3.3.	Método de controle dos momentos fletores	
4.	M(ONTAGEM DOS ESTAIS	40
4	4.1.	Esforços e deslocamentos para montagem da ponte	40
4	4.2.	Implantação das forças na estrutura pelo método do comprimento	
4	4.3.	Determinação de forças de ajuste para os estais	
_			
5.	EX	EMPLO DE APLICAÇÃO	49
4	5.1.	Apresentação do exemplo	49
	5.2.	Modelagem do exemplo	53
	5.3.	Resultados	
	5.3.		
	5.3.		
	5.3.	3 0 1	
	5.3.	4. Implantação das forças na estrutura	77

	5.3	.5. Forças de ajuste para os estais	79
6.	CC	ONCLUSÕES	81
6	.1.	Método de controle dos deslocamentos	81
6	.2.	Método de controle dos momentos fletores	82
6	.3.	Procedimento de desmontagem da ponte	82
6	.4.	Método de correção das forças	
RE	FEI	RÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS	84

1. INTRODUÇÃO

A partir da segunda metade do século XX várias pontes estaiadas foram construídas em todo o mundo. O rápido progresso deste tipo de ponte é principalmente devido ao desenvolvimento da tecnologia computacional, de cabos de aço de alta resistência, de tabuleiros ortótropos de aço e da tecnologia construtiva. Por conta da estética, economia e comodidade de execução, a ponte estaiada é considerada como a mais adequada para pontes com vãos entre 200 e 1000 m (WANG, 2004).

O projeto de pontes estaiadas possui características particulares com relação às demais estruturas. No projeto de estruturas usuais é comum aplicar o carregamento permanente e o acidental ao sistema, já na estrutura final, assumindo que na retirada do escoramento tem-se a geometria final. No entanto, para uma ponte suportada por cabos, isto poderia conduzir a resultados completamente errôneos, pois a geometria final desejada deste tipo de estrutura somente é alcançada, quando se tem como referência os efeitos dos carregamentos junto com a deformabilidade do sistema estrutural, e não em estado de livretensão.

Uma condição de quase livre-tensão poderia ser alcançada por uma ponte estaiada se durante todo o período de execução a estrutura fosse escorada por suportes temporários, posicionados abaixo de todos os pontos de ancoragem dos cabos, no tabuleiro. No entanto, é previsível que ao retirar estes suportes, a estrutura sofra deformações sob a influência do seu peso próprio, gerando assim, uma mudança considerável na sua geometria final. Obviamente essa configuração não é a desejada, sendo necessário o tensionamento dos estais a fim de se obter, para os pontos de ancoragem dos cabos, a mesma posição que tinham quando a estrutura era escorada (GIMSING, 1998). Sendo assim, durante o processo de tensionamento, a partir de encurtamentos estipulados, os deslocamentos sofridos pela estrutura, em função das deformações elásticas dos cabos, podem ser controlados.

Na prática, não é comum erguer todo o tabuleiro com o auxílio de suportes temporários, mas sim, adicionar gradualmente partes do tabuleiro e após cada acréscimo, tensionar o respectivo estai. Essa prática é denominada "balanços sucessivos", e é muito utilizada em todo o mundo.

Portanto, o controle do greide e dos esforços da ponte é um aspecto de grande importância, que influencia na geometria final e na durabilidade desse tipo de estrutura, sendo este procedimento feito a partir do conhecimento das forças dos estais.

Objetivos e justificativas

O objetivo deste trabalho é avaliar os esforços de montagem dos cabos das pontes estaiadas, tendo como foco a resolução do problema fundamental, "controle do greide final e dos esforços do tabuleiro da ponte estaiada", e a montagem do sistema de cabos que engloba a definição das forças dos estais em cada fase construtiva, o procedimento de implantação destas forças na estrutura e a correção, se necessária, do conjunto de forças alterado pelo processo construtivo, à luz das atuais tecnologias disponíveis para o projeto de estruturas pesadas.

O problema fundamental do controle do greide e dos esforços (momentos fletores) da ponte está relacionado à qualidade final da estrutura. A implantação inadequada de esforços de montagem resulta em defeitos construtivos que reduzem consideravelmente a durabilidade da estrutura, além de exigir correções de esforços para readequação da estrutura às suas características de projeto.

Ademais, uma avaliação dos conceitos e das atuais técnicas construtivas torna-se necessária em função dos recentes avanços na tecnologia de projeto e construção de pontes estaiadas. Este tipo de sistema estrutural já é uma realidade no mundo, e está se tornando muito presente no Brasil, possibilitando um melhor desenvolvimento da infra-estrutura das cidades.

Portanto, o esquema de forças dos estais consiste uma parte fundamental do funcionamento das pontes estaiadas, pois são estas forças que regem o comportamento deste sistema estrutural. Sendo assim, o estudo criterioso de modelos de cálculo que descrevam este comportamento é de extrema importância para o desenvolvimento do sistema estrutural em questão, a ponte estaiada.

Apresentação do trabalho

Este trabalho possui seis capítulos. No capítulo 1, como já apresentado, é abordada a importância da avaliação dos esforços de montagem dos estais e definido o objetivo desse trabalho.

No capítulo 2 é feita uma revisão bibliográfica das pontes estaiadas, sendo apresentado um exemplo de uma ponte com esquema inadequado das forças dos estais, e alguns conceitos sobre este tipo de estrutura. São apresentadas também algumas características sobre cada elemento principal que compõe este tipo de ponte, tais como: configurações, vinculação e comportamento estrutural. Para esta última característica, visto que a determinação das forças dos estais necessariamente está relacionada à ação direta dos carregamentos mais a interação com a deformabilidade do estaiamento, incluindo o sistema tabuleiro e torre, são apresentadas as características deformacionais, ou seja, o comportamento é abordado com foco na deformabilidade de cada elemento. Para finalizar, são apresentados os principais métodos construtivos das pontes estaiadas.

No capítulo 3 são apresentadas as principais metodologias de obtenção do conjunto de forças dos cabos das pontes estaiadas, tais como: o Método de otimização, o Método de controle dos deslocamentos e o Método de controle dos momentos fletores.

No capítulo 4 é abordada a montagem dos estais, o que inclui a definição da força de cada estai em cada fase construtiva, a determinação de ajustes nas forças dos estais alteradas pelo processo construtivo e a metodologia de implantação destas forças na estrutura.

Um exemplo de aplicação é apresentado no capítulo 5. A partir dos Métodos de controle dos deslocamentos e de controle dos momentos fletores, apresentados no capítulo 3, são encontrados dois esquemas de forças necessários para correção e controle do greide e dos esforços do tabuleiro do Viaduto Estaiado sobre a Rodovia dos Imigrantes, sendo também apresentada a descrição da montagem dos estais, abordada no capítulo 4.

No capítulo 6 são apresentadas as conclusões com relação aos resultados obtidos com a aplicação dos métodos.

2. REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

2.1. Exemplo representativo

As forças dos estais são grandezas fundamentais no funcionamento das pontes estaiadas. Elas regem o comportamento deste sistema estrutural, sendo o seu estudo e conhecimento, de extrema importância no controle do greide final e dos esforços da ponte.

A figura 2.1 apresenta a Ponte Estaiada sobre o Rio Paraná, na cidade de Paulicéia, na divisa entre o estado de São Paulo e Mato Grosso do Sul. A ponte possui 1700 m de extensão, com 200 m de vão livre para navegação (vão principal).



Figura 2.1 – Ponte estaiada sobre o Rio Paraná (Paulicéia)

Esta ponte apresentou problemas com a sua geometria, sendo evidenciado um erro no greide final do tabuleiro, como mostra a figura 2.2. Este erro foi resultado da introdução de um esquema inadequado das forças de protensão dos estais. Forças estas que excederam os valores adequados, visto que a ponte, após o processo de tensionamento, apresentou greide final acima do greide de projeto.



Figura 2.2 - Greide final da ponte estaiada Paulicéia

A implantação inadequada de esforços de montagem resulta em defeitos construtivos e, para a ponte apresentada neste item, devido à introdução de esforços excessivos, gera um problema com relação à fadiga dos estais e ao estado limite último das peças de concreto, exigindo correções para readequação da estrutura às suas características de projeto.

2.2. Conceitos sobre as pontes estaiadas

Uma ponte estaiada é caracterizada por um sistema reticulado, formado por cabos de aço inclinados e quase retos (com pouca catenária), ancorados nos mastros, que suportam diretamente um tabuleiro delgado, sendo assim criados apoios elásticos intermediários ao longo dos vãos. Este sistema estrutural pode ser dividido em quatro subsistemas:

- Tabuleiro (conjunto das vigas de rigidez com a laje, ou uma seção celular qualquer) → componente que recebe a maior parte dos carregamentos externos aplicados, sendo responsável pelo equilíbrio das componentes horizontais do estais. Nas pontes estaiadas, é caracterizado por ter altura média baixa para os vãos, ou seja, ser delgado, principalmente quando comparado com sua geometria em outros sistemas estruturais;
- Sistema de cabos (estaiamento) → componente que suporta o tabuleiro, podendo ser desenvolvido a partir de diferentes arranjos que variam de acordo com determinadas variáveis que vão desde o projeto até a execução, influenciando assim, nas diversas etapas de construção da ponte;

- Mastros (ou pilares) → elementos que suportam o sistema de cabos, sendo responsável
 pela transmissão do conjunto de forças axiais, geradas pelas componentes verticais das
 forças nos estais, às fundações;
- Pilares de ancoragem → posicionados nas extremidades da ponte recebem as componentes verticais do sistema de cabos, sendo responsável pela transmissão destas e de outros carregamentos verticais atuantes no tabuleiro, às fundações.

Dentro do sistema de cabos, existem alguns cabos em particular posicionados nas extremidades da ponte, fixados ao tabuleiro na região dos pilares de ancoragem, denominados cabos de retaguarda. Eles limitam os deslocamentos horizontais dos topos dos mastros, reduzindo assim, a magnitude dos momentos fletores da estrutura em fase de serviço.

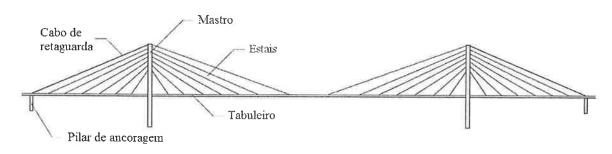


Figura 2.3 – Principais elementos de uma ponte estaiada (terminologia)

A utilização de pilares de ancoragem (figura 2.4), caracterizando assim um sistema auto-ancorado, é a prática atual utilizada em pontes estaiadas. A componente vertical da força do cabo de retaguarda é transmitida para o pilar, sendo a componente horizontal dessa mesma força, transferida para o tabuleiro.

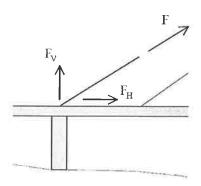


Figura 2.4 – Arranjo dos pilares de ancoragem do cabo de retaguarda

Em situações aonde uma determinada combinação de carregamento no vão principal gera uma reação negativa nos pilares de ancoragem, normalmente é utilizado um sistema de fixação do tabuleiro na fundação. Este sistema permite a livre movimentação horizontal do tabuleiro, sendo considerado o peso próprio dos elementos envolvidos, pilar e bloco de fundação, no equilíbrio da reação vertical negativa. Não sendo esta medida suficiente, são utilizados blocos de concreto ou enchimentos, com a mesma finalidade.

A forma estrutural básica de uma ponte estaiada é um sistema reticulado constituído de um mastro, onde são ancorados estais (cabos) que ligam o mastro ao tabuleiro. Estes elementos estruturais estão solicitados predominantemente por forças axiais, com os cabos em tração e o mastro e o tabuleiro em compressão, garantindo o equilíbrio dos esforços horizontais, principalmente no tabuleiro. As componentes horizontais (do nó estai-tabuleiro) e verticais (do nó estai-mastro) dos esforços atuantes nos estais solicitam predominantemente a compressão o tabuleiro e o mastro. Com relação aos mesmos nós, as componentes verticais e horizontais dos esforços atuantes nos estais provocam flexão, respectivamente, no tabuleiro e no mastro. Para pontes estaiadas com distribuição simétrica de cabos, como o exemplo apresentado na figura 2.5, as componentes horizontais dos esforços atuantes nos mastros praticamente se anulam.

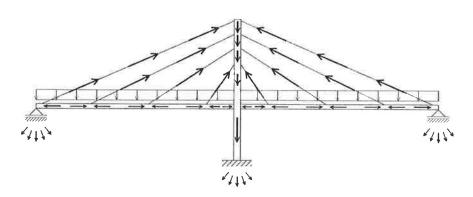


Figura 2.5 – Conceito, distribuição de cargas e esforços solicitantes de um arranjo estaiado (VARGAS, 2007)

Em raras situações devem-se empregar cabos externos para equilíbrio do mastro, o que caracteriza um sistema ancorado externamente, onde as componentes, vertical e horizontal da força no cabo, são transmitidas para um bloco (figura 2.6). No entanto, na concepção de uma ponte estaiada deve-se evitar que o equilíbrio das forças horizontais dependa de elementos de interação solo-estrutura, que normalmente levam ao aumento

exagerado do custo da obra e exigem monitoração ao longo dos anos para se estabelecer ajustes nos esforços internos da estrutura.

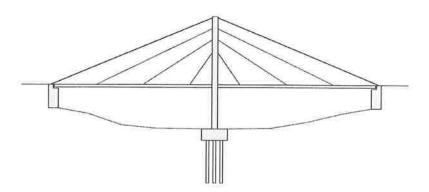


Figura 2.6 - Utilização de cabos externos

Por terem forma quase reta, com solicitações predominantemente à tração, os estais proporcionam apoios quase indeslocáveis horizontalmente, visto que o produto de rigidez axial do tabuleiro pode ser considerado como infinitamente rígido em relação ao produto de rigidez axial dos cabos, reduzindo os deslocamentos axiais do tabuleiro. No entanto, o mesmo já não acontece com o deslocamento horizontal do mastro e vertical do tabuleiro (flexão), os quais são utilizados no controle dos esforços de montagem dos cabos (conjunto de forças dos estais), objeto de estudo deste trabalho.

A forma quase reta dos estais, com baixa catenária, onde o peso próprio não é muito grande, possibilita o equilíbrio com pouca variação de deslocamento vertical, atenuando os esforços de segunda ordem, principalmente para cabos de comprimentos de até 150 m. O uso desse mecanismo levou a uma concepção de tabuleiro de pequena altura (delgado), com altura de construção de 0,60 m, quando comparado com outros arranjos de pontes em balanços sucessivos, pontes em viga reta ou pontes pênseis, onde, neste último, o tabuleiro tem que ter a capacidade localizada de resistir à torção devido à grande deformabilidade dos cabos pênseis em razão de sua forma tipo catenária plena.

Deve-se ressaltar, em contrapartida, que para pontes estaiadas com um único plano central de cabos, o equilíbrio de momentos no plano transversal também deve ser garantido pela rigidez à torção do próprio tabuleiro (ALMEIDA, 1989). Já no caso com dois planos de cabos, o equilíbrio de momentos transversais pode ser obtido através de binários mobilizados pelas forças nos estais, não havendo necessidade do tabuleiro possuir grande rigidez à torção,

resultando num tabuleiro delgado, como já dito anteriormente. No entanto, na concepção de uma ponte estaiada deve-se garantir que a seção do tabuleiro resista aos esforços de montagem aplicados na estrutura, tais como: a flexão em balanço durante a montagem, a flexo-compressão nas fases seguintes da montagem, onde são inseridas as forças de protensão, e a flexo-compressão em serviço.

2.3. Sistema de Cabos

Ao longo dos anos ocorreu uma melhora significativa na resistência dos cabos de aço. Ficou claro que o aumento dessa resistência é muito sensível ao tipo de fabricação dos fios, que se tornou mais precisa no sentido da concepção de seções cada vez menores. Isso acarretou na possibilidade de fabricação, com baixo custo, de fios de até 5 mm de diâmetro, com capacidade de até 2000 MPa de resistência. A busca por fios com diâmetros menores se deve ao fato de que, para diâmetros maiores, há muitas outras variáveis que reduzem a resistência e comprometem a produção dos fios.

Dessa forma, a engenharia deu ênfase aos elementos estruturais tipo cordoalha, formadas normalmente por sete fios de aço de alta resistência, da ordem de 1900 kN/cm². A maleabilidade das cordoalhas e suas características físicas, tais como a boa resistência, os grandes comprimentos e pesos da ordem de 1,270 Kg/m, levaram ao desenvolvimento de cabos tanto para protensão de vigas, principalmente, quanto para estais, para os quais um sistema de ancoragem com cunhas ou cravetes, individualmente, foi desenvolvido. Esta característica de instalação, individual por cunhas, alavancou a engenharia de montagem pesada, pois hoje, cabos com até 150 cordoalhas, para trabalhar com 15000 kN de capacidade em serviço e 150x260kN para resistência última, podem ser montados.

No entanto, existe limitação no uso dos cabos tipo estais. Esta limitação está relacionada com a catenária, visto que o aumento desta, devido ao peso próprio, leva a um efeito de segunda ordem mais significativo, gerando a necessidade de se aumentar as seções do tabuleiro e, consequentemente, as seções da ponte.

2.3.1. Configuração longitudinal

O estaiamento pode apresentar-se através de muitas configurações. No entanto, existem dois arranjos básicos de cabos: o arranjo em leque, no qual os cabos são ancorados no topo do mastro e o arranjo em harpa no qual os cabos são paralelos e fixados em diferentes alturas do mastro. A partir da união destes dois sistemas, surge um terceiro, o arranjo em harpa modificado ou misto, no qual os pontos de fixação dos cabos no mastro estão suficientemente espaçados, a fim de separar a ancoragem de cada cabo.

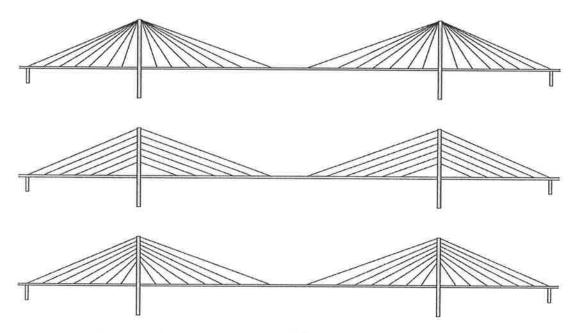


Figura 2.7 – Arranjos usuais (na seqüência): arranjo em leque, em harpa e misto

A escolha do sistema de cabos é provavelmente o fator mais importante da fase de projeto, sendo, portanto, necessário avaliar as características de comportamento dos diferentes tipos de arranjo (GIMSING, 1998). Essa decisão influencia não só no desempenho estrutural da ponte, como também no método de construtivo e no orçamento (WALTHER, 1988).

Song (2007) realizou um estudo sobre o comportamento das pontes estaiadas com diferentes arranjos de cabos. O autor analisa o mecanismo de colapso global e a capacidade última de carga de uma ponte estaiada com os três tipos de arranjos mencionados anteriormente. A figura 2.8 mostra os modelos utilizados:

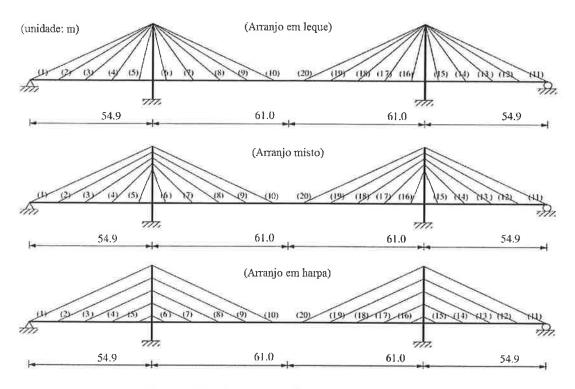


Figura 2.8 – Modelos utilizados (SONG, 2007)

Os carregamentos, permanente e acidental, utilizados na análise foram os especificados pela AASHTO-LRFD, com coeficientes de ponderação de 1,25 e 1,75, respectivamente, sendo utilizado um coeficiente de impacto no valor de 1,33.

As componentes verticais das forças dos estais, que atuam no mastro direito, são menores quando o exemplo da ponte é suportado por um arranjo de cabos em harpa, enquanto que o arranjo em leque gera maiores componentes devido à geometria (inclinação) dos estais. Portanto, a capacidade última de carga do mastro direito do exemplo da ponte com arranjo em harpa é superior, sendo o exemplo com arranjo em leque, inferior. A força axial crítica (P_{crít}), que é observada na base do mastro direito, é de 34,066 kN, 39,511 kN e 41,253 kN, para o exemplo da ponte com arranjo em leque, misto e em harpa, respectivamente.

A figura 2.9 mostra a variação da catenária do estai exterior (N°12) e do interior (N°15) durante o incremento de carga na análise do ponto limite de instabilidade.

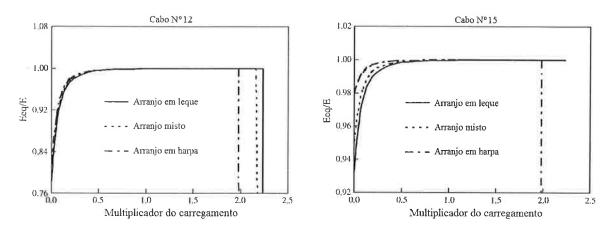


Figura 2.9 – Variação da catenária dos estais durante incremento de carga (SONG, 2007)

Onde E_{eq} é o módulo de elasticidade efetivo do estai (propriedade abordada no item 5.2) e E, o módulo de elasticidade da cordoalha reta que o compõe.

Quando a relação E_{eq}/E atinge o valor de 1.0, tem-se o absoluto desaparecimento da catenária do cabo. A grande parte da catenária do estai externo (N°12) desaparece após o multiplicador do carregamento atingir 0.5, entrando, o estai, em colapso simultaneamente nos três exemplos. Em contraste, como mostrado nas figuras 2.9 e 2.10 (onde, nesta última, P representa a carga atuante no estai e P_y , a carga limite do mesmo), a força axial no estai interior (N°15) alcança o limite elástico do material no colapso global da ponte com arranjo em harpa, com sua catenária desaparecendo antes dos outros exemplos de arranjos.

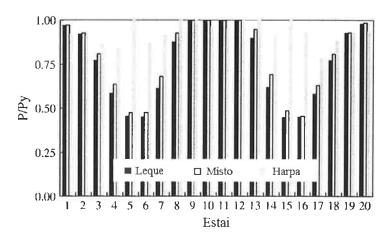


Figura 2.10 – Forças dos cabos no colapso global dos exemplos (SONG, 2007)

As componentes horizontais das forças dos cabos relativamente pequenas (figura 2.10) da ponte com arranjo em leque geram os menores momentos fletores na base do mastro direito, como mostra a figura 2.11 através da relação entre o momento fletor atuante (M_y) e o momento fletor limite (M_{yp}), enquanto que estas mesmas componentes relativamente grandes da ponte com arranjo em harpa, que vêm de um esquema ineficiente dos cabos, produzem os maiores momentos fletores na base do mesmo mastro.

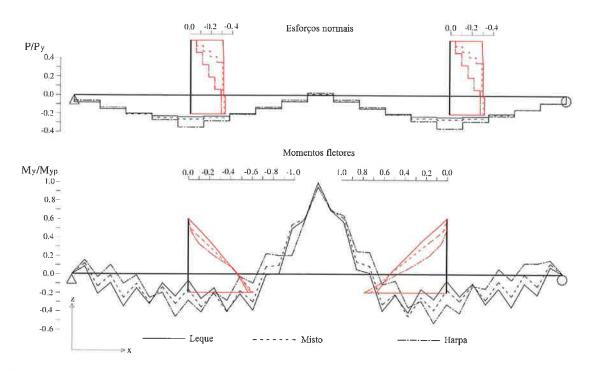


Figura 2.11 – Esforços nos elementos das pontes dos exemplos em colapso global (SONG, 2007)

Os resultados desta investigação mostram que os exemplos das pontes suportadas por um arranjo em leque, misto e em harpa resistem, respectivamente, a 2.23, 2.16 e 1.98 vezes o carregamento aplicado, logo, a capacidade última de carga da ponte com arranjo em leque se apresentou superior e o exemplo com arranjo em harpa, inferior.

2.3.2. Configuração transversal

Sobre as diferentes posições no espaço que podem ser adotadas para os planos em que os estais estão dispostos, existem três arranjos básicos: arranjo em dois planos verticais, arranjo em dois planos inclinados e arranjo com um único plano vertical.

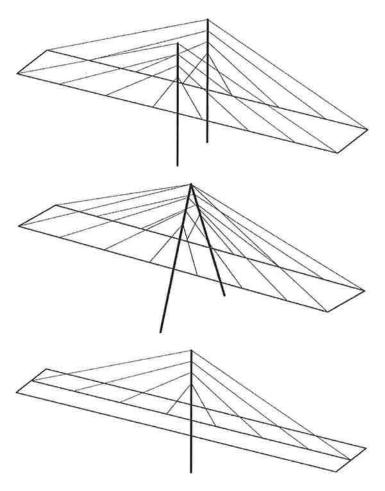


Figura 2.12 – Arranjos usuais (na seqüência): Arranjo em dois planos verticais, em dois planos inclinados e com um único plano vertical

2.3.3. Características de deformação do sistema de cabos

Em pontes estaiadas com tabuleiros delgados, a deformação total do sistema como um todo é em grande medida causada pelo alongamento dos cabos, portanto, uma aproximação dessa deformação pode ser feita levando-se em consideração somente o alongamento do próprio estaiamento (GIMSING, 1998).

A partir de um arranjo em leque com altura h, alongamento do estai ε_{est} e adotando um apoio fixo no topo do mastro (figura 2.13), desprezando assim sua deslocabilidade horizontal e vertical, determina-se o deslocamento vertical ao longo do vão principal $\delta_y(x)$:

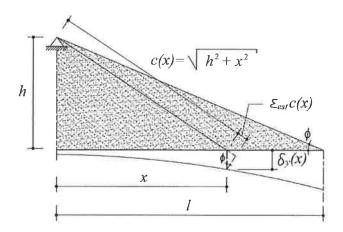


Figura 2.13 – Deslocamento vertical ao longo do vão principal causada pelo alongamento dos estais (GIMSING, 1998)

A partir da geometria descrita acima, tem-se:

$$sen\phi = \frac{h}{c(x)}$$

$$sen\phi = \frac{\mathcal{E}_{est}c(x)}{\delta_{v}(x)}$$

Igualando:

$$\frac{h}{c(x)} = \frac{\mathcal{E}_{est}c(x)}{\mathcal{S}_{v}(x)} \Rightarrow \mathcal{S}_{v}(x) = \frac{\mathcal{E}_{est}[c(x)]^{2}}{h} = \frac{\mathcal{E}_{est}(h^{2} + x^{2})}{h}$$

Dividindo por *h*:

$$\frac{\delta_{y}(x)}{h} = \frac{\varepsilon_{est}(h^2 + x^2)}{h^2} \Rightarrow \delta_{y}(x) = h \left(1 + \frac{x^2}{h^2}\right) \varepsilon_{est}$$
 (2.1)

O deslocamento expresso pela equação acima é devido somente ao alongamento dos estais. Entretanto, o alongamento do cabo de retaguarda causa um deslocamento horizontal do topo do mastro, que também contribui para o deslocamento vertical do vão principal. O alongamento do cabo de retaguarda resulta na rotação do sistema de cabos do vão central. Assim, para o mesmo arranjo em leque anterior, com comprimento a do vão lateral, com um deslocamento horizontal δ_{hm} do mastro, alongamento ε_{cr} do cabo de retaguarda e adotando um

apoio fixo no ponto ligação do cabo com o tabuleiro devido à rigidez axial deste (figura 2.14), desprezando assim sua deformabilidade axial, o ângulo ϕ de rotação é expresso por:

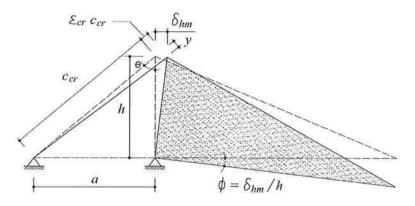


Figura 2.14 – Rotação do sistema de cabos causada pelo alongamento do cabo de retaguarda (GIMSING, 1998)

A partir da geometria descrita acima, tem-se:

$$tg\theta = \frac{a}{h}$$

$$tg\theta = \frac{\mathcal{E}_{cr}c_{cr}}{y}$$

Igualando:

$$\frac{a}{h} = \frac{\varepsilon_{cr} c_{cr}}{y} \Rightarrow y = \frac{\varepsilon_{cr} c_{cr} h}{a}$$

Por Pitágoras:

$$\delta_{hm}^{2} = (\varepsilon_{cr}c_{cr})^{2} + y^{2} = \varepsilon_{cr}^{2}c_{cr}^{2} + \frac{\varepsilon_{cr}^{2}c_{cr}^{2}h^{2}}{a^{2}} = \frac{\varepsilon_{cr}^{2}c_{cr}^{2}(h^{2} + a^{2})}{a^{2}} = \frac{\varepsilon_{cr}^{2}(h^{2} + a^{2})}{a^{2}}$$
$$\delta_{hm} = \frac{\varepsilon_{cr}(h^{2} + a^{2})}{a}$$

Logo:

$$\phi = \frac{\delta_{hm}}{h} = \frac{h^2 + a^2}{ha} \varepsilon_{cr} \tag{2.2}$$

Deste modo, o deslocamento total do tabuleiro causado pelo alongamento de todo o sistema de cabos é:

$$\delta_{y}(x) = h \left(1 + \frac{x^2}{h^2} \right) \varepsilon_{est} + \frac{h^2 + a^2}{ha} x \varepsilon_{cr}$$
 (2.3)

GIMSING (1998) realizou o seguinte exemplo numérico com a finalidade de observar a contribuição dos estais e dos cabos de retaguarda na deformada da ponte. Para um arranjo em leque com a=0.5l, h=0.3l e $\varepsilon_{est}=\varepsilon_{cr}=\varepsilon_{c}$, o deslocamento vertical do vão central de comprimento l é como mostrado na figura 2.15. Nota-se que o alongamento do cabo de retaguarda, neste caso, é responsável por quase 40% da deformada do vão principal.

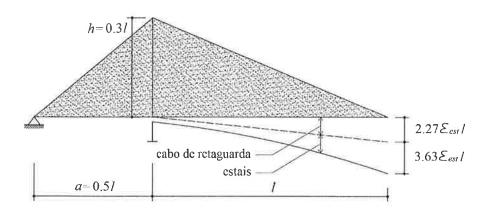


Figura 2.15 – Deslocamento do vão principal devido ao alongamento do cabo de retaguarda e dos estais (GIMSING, 1998)

Ainda, segundo Gimsing (1998), enquanto a contribuição dos alongamentos dos estais permanece constante, a contribuição do alongamento do cabo de retaguarda irá variar com o comprimento do vão lateral. Para valores de a/l próximos de 0.5, a contribuição do alongamento do cabo de retaguarda apresenta um rápido aumento, e para a/l próximos de 0.63, ultrapassa a contribuição dos estais. Sendo assim, normalmente pode ser estabelecido que o comprimento do vão lateral tenha uma influência decisiva nas características deformacionais de uma ponte estaiada. Vãos laterais curtos são preferidos quando se procura uma rigidez ótima do sistema.

2.4. Mastros

O mastro é o elemento responsável pela transmissão dos carregamentos atuantes na ponte, às fundações. É bastante influenciado pelas configurações e condições de apoio da estrutura, devendo ser capaz de resistir a esforços de compressão, provenientes dos estais, e esforços de flexão, que surgem em conseqüência de cargas assimétricas (sistema assimétrico de cabos, vento, carregamento de veículos, etc.).

2.4.1. Configuração transversal

Nas suas formas mais simples, os mastros podem ser compostos por um único pilar para suportar um único plano de cabos, ou compostos por dois pilares para suportar um sistema de cabos em dois planos. No entanto, como variação deste último, os mastros também podem ser compostos por um pórtico, por um cavalete para suportar dois planos inclinados de cabos ou cavalete modificado, como mostra a figura 2.16:

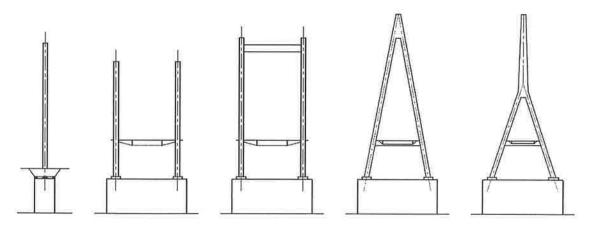


Figura 2.16 – Configurações usuais dos mastros (na seqüência): mastro composto por um único pilar, por dois pilares, por um pórtico, por um cavalete e cavalete modificado (WALTHER, 1988; ALMEIDA, 1989)

Os mastros podem ser de muitas formas e variedades para acomodar os diferentes arranjos de cabos, condições locais da ponte, requisitos de projeto, estética e economia (PODOLNY, 1976).

2.4.2. Tipos de vinculação

Os mastros podem ser engastados na fundação – caso (a), engastados no tabuleiro – caso (b), ou articulados na base – caso (c), como mostra a figura 2.17:

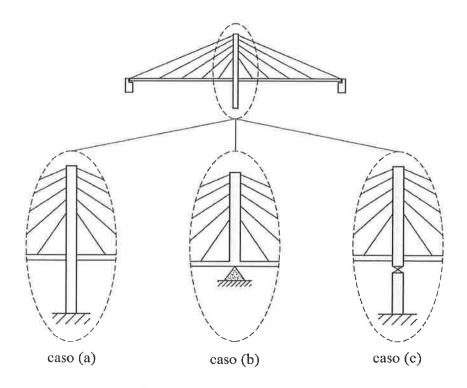


Figura 2.17 – Tipos de vinculação

No caso (a), surgem grandes momentos fletores nos mastros e fundações, no entanto, o sistema é beneficiado pelo aumento de rigidez que se obtém através desse engastamento. Para se obter este arranjo, o tabuleiro passa entre os pilares e é suportado apenas verticalmente pela viga transversal.

No caso (b), devido aos momentos introduzidos pelo engastamento dos mastros no tabuleiro, torna-se necessário reforçar as vigas principais (ou almas da seção celular).

No caso (c), a articulação reduz os esforços nas fundações no sentido longitudinal da ponte, os momentos fletores nos mastros e o número de incógnitas hiperestáticas, simplificando a análise de toda a estrutura.

O tipo de vinculação adotado influencia não só o comportamento do mastro como também a sua construção, sendo o caso de mastros engastados nas fundações o mais simples a ser executado.

2.4.3. Comportamento estrutural dos mastros

O carregamento mais importante no mastro de uma ponte estaiada é o conjunto de forças axiais geradas pelas componentes verticais das forças nos estais. A força normal atuante no topo de cada pilar será a resultante de todas as componentes verticais das forças nos cabos no respectivo ponto de apoio. A figura 2.18 apresenta um sistema simétrico com apenas dois estais saindo do topo do mastro:

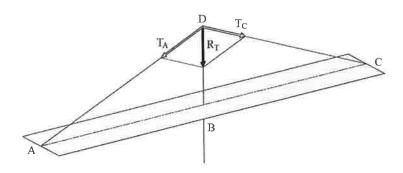


Figura 2.18 – Resultante R_T das forças dos cabos T_A e T_C atuando no topo do mastro (GIMSING, 1998)

Na direção longitudinal da ponte, o projeto dos mastros é bastante influenciado pelas condições de apoio, ou seja, pelos tipos de vinculação adotados para a estrutura. Como já apresentado no tópico anterior, os mastros podem ser engastados na fundação, engastados no tabuleiro ou articulados na base.

Para mastros engastados nas fundações, têm-se as seguintes condições de apoio (Figura 2.19):

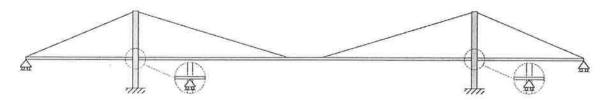


Figura 2.19 – Sistema com mastros engastados nas fundações com tabuleiro apoiado sobre as travessas dos mastros (GIMSING, 1998)

O tabuleiro é contínuo e possui apoios deslocáveis longitudinalmente nas duas extremidades, sendo simplesmente apoiado verticalmente na interseção com o mastro.

A deformada máxima da estrutura será caracterizada pelo deslocamento longitudinal de ambos os topos dos mastros, na mesma direção, como indicado na figura 2.20. Durante este deslocamento, a força normal proveniente do sistema de cabos, devido ao carregamento vertical no tabuleiro, permanecerá vertical, assim como todas as reações de apoio. Deste modo, o comprimento de flambagem do pilar, na direção longitudinal, será de duas vezes a sua altura ($l_f = 2h_p$).

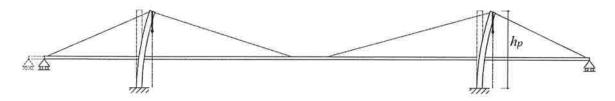


Figura 2.20 – Flexão dos mastros num sistema auto-ancorado (GIMSING, 1998)

Para mastros engastados no tabuleiro, têm-se as seguintes condições de apoio (Figura 2.21):



Figura 2.21 – Sistema com mastros engastados no tabuleiro (GIMSING, 1998)

Devido à ligação rígida dos mastros com o tabuleiro, momentos fletores serão gerados. Deste modo, na investigação da flexão, um modelo com apoio simples no topo e base engastada pode ser adotado, sendo o mesmo submetido ao carregamento axial N_c , à variação angular $\Delta \phi$ do tabuleiro e ao carregamento longitudinal do vento (Figura 2.22).

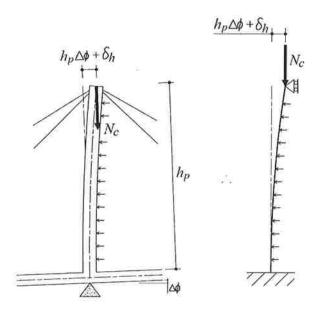


Figura 2.22 - Flexão de um mastro engastado ao tabuleiro (GIMSING, 1998)

A condição mais simples será encontrada se o mastro for articulado na base. Neste caso, o comprimento de flambagem do pilar será bem definido como sendo igual a sua altura h_p . As forças dos cabos atuarão na direção axial, sendo adotada uma pequena excentricidade e_t do topo e momentos adicionais ocorrerão devido aos esforços longitudinais atuantes na ponte. A figura 2.23 apresenta o modelo submetido à força resultante R_T dos estais, ao carregamento de vento atuando longitudinalmente e também ao momento M_{fr} devido à força longitudinal de frenagem atuante no tabuleiro da ponte:

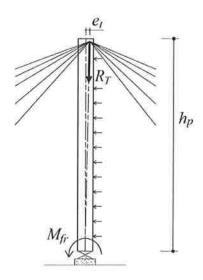


Figura 2.23 – Mastro articulado na base (GIMSING, 1998)

A aplicação de pilares articulados na base é, no entanto, restrita a estruturas com reações moderadas do sistema de cabos, assim como o custo dos aparelhos de apoio limita o uso desse sistema para mastros maiores. Também durante a construção, um mastro articulado requer medidas especiais para alcançar a estabilidade necessária nos estágios temporários, anteriores à instalação dos cabos (GIMSING, 1998).

2.5. Tabuleiro

O tabuleiro é o elemento que recebe a maior parte dos carregamentos externos aplicados, devendo ser capaz de transferir localmente estes carregamentos até o sistema de cabos, que será responsável pela transmissão global até os pontos de apoio nos mastros.

Na figura 2.24 está mostrado um diagrama típico de momentos fletores para carga permanente de uma ponte em viga contínua de três vãos, e um possível diagrama de momentos para carga permanente de uma ponte estaiada com os mesmos três vãos. Nota-se que os momentos fletores do tabuleiro, provenientes dos carregamentos permanentes, são substancialmente reduzidos.

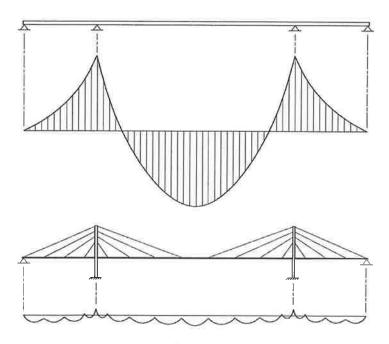


Figura 2.24 – Comparação entre os momentos fletores, provenientes do carregamento permanente, de uma ponte em viga contínua de três vãos e do tabuleiro de uma solução em ponte estaiada para o mesmo número e comprimento de vãos

A redução bastante significativa dos momentos fletores devido ao suporte oferecido pelo sistema de cabos exige, em contrapartida, que o tabuleiro auxilie o sistema de cabos na transmissão de suas componentes horizontais por compressão axial. Além disso, o tabuleiro também deve auxiliar o sistema de cabos na transmissão de uma parte do carregamento por flexão ou torção (GIMSING, 1998).

2.5.1. Configuração transversal

A seção transversal da superestrutura de uma ponte estaiada pode assumir diversas formas. Essa escolha está relacionada a alguns fatores, tais como: rigidez da seção, utilização e capacidade da via, fabricação, manutenção, estética, entre outros. A gama de seções transversais inclui o tabuleiro simples baseado na ligação de vigas com lajes, como mostra a figura 2.25. Segundo Podolny (1976) e Troitsky (1988), estes arranjos básicos podem se apresentar com duas vigas principais ou múltiplas vigas, e têm a desvantagem de uma baixa rigidez à torção.

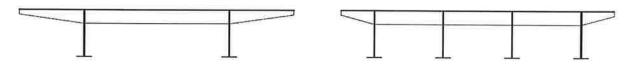


Figura 2.25 – Longarinas gêmeas e múltiplas longarinas (PODOLNY, 1976)

Um aumento na rigidez à torção pode ser alcançado com a utilização de seções transversais tipo caixão (seções celulares), como mostra a figura 2.26. Elas podem ser formadas por uma única célula ou células múltiplas, com almas retas (caixão retangular) ou almas inclinadas (caixão trapezoidal). Em cada um desses casos, a largura da rodovia se estende além do fim da célula em si, sendo utilizado o balanço como complemento da via (PODOLNY, 1976).

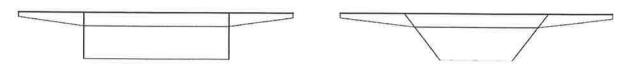


Figura 2.26 – Seção celular retangular simples e seção celular trapezoidal simples (TROITSKY, 1988)

Quando a rodovia necessita de um grande número de pistas, uma laje com maior largura é necessária e, conseqüentemente, uma maior rigidez é exigida da seção celular (PODOLNY, 1976). Por essa razão, uma combinação de seções celulares pode ser utilizada, como mostra a figura 2.27:



Figura 2.27 – Células gêmeas retangulares e células gêmeas trapezoidais (TROITSKY, 1988)

2.5.2. Comportamento estrutural do tabuleiro

Como o tabuleiro é responsável pelo equilíbrio das componentes horizontais do estais, a distribuição de esforços neste elemento é, assim como nos mastros, bastante influenciada pelas condições de apoio da estrutura. Para um sistema auto-ancorado, com tabuleiro contínuo suportado por apoios deslocáveis horizontalmente em ambas as extremidades (esquema comum atualmente), esforços de compressão são gerados (Figura 2.28).

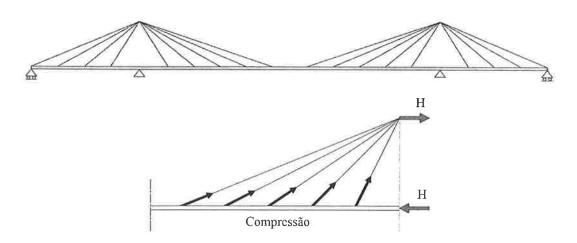


Figura 2.28 – Compressão atuando no tabuleiro de um sistema auto-ancorado (GIMSING, 1998)

A participação do tabuleiro no transporte do carregamento vertical é de extrema importância na estabilidade das pontes. Como este elemento é submetido diretamente ao carregamento de veículos e ao seu peso próprio, mas é somente suportado pelo sistema de cabos nos pontos de ancoragem dos estais, ele deve ser capaz de distribuir as cargas. Portanto, o tabuleiro deve ter rigidez à flexão suficiente para transmitir os carregamentos (forças distribuídas e concentradas) entre os pontos de ancoragem dos cabos e auxiliar o sistema de cabos no transporte global do carregamento.

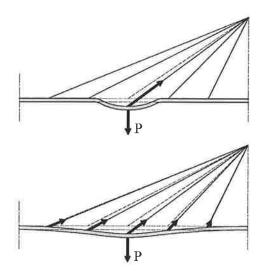


Figura 2.29 – Distribuição de uma força concentrada pelo tabuleiro (GIMSING, 1998)

2.6. Métodos construtivos

A escolha do método construtivo é um processo interativo que influencia na concepção, no projeto e na avaliação dos esforços solicitantes, e que depende de uma série de fatores relacionados à nova ponte a ser construída, tais como: as condições locais da obra – características geográficas e geotécnicas (capacidade resistente do solo), características do obstáculo a ser vencido (altura da ponte em relação ao terreno, profundidade e velocidade do rio ou canal) e fenômenos naturais (vento, tremores de terra) – durabilidade desejada (estudo dos materiais utilizados, bem como o preparo e a utilização dos mesmos), as dimensões das peças pré-fabricadas, os equipamentos a serem utilizados, o cronograma da obra, os aspectos econômicos e outros fatores característicos de cada projeto em particular. Outra questão importante é a ancoragem externa do sistema de cabos (ancorado no solo ou auto-ancorado),

que determinará a seqüência construtiva dos pilares, do sistema de cabos e do tabuleiro. Os principais métodos utilizados na construção de pontes estaiadas são: o método do cimbramento geral, dos lançamentos progressivos e dos balanços sucessivos.

Nas pontes estaiadas comuns atualmente, onde o sistema de cabos é auto-ancorado, os componentes principais terão que ser construídos em etapas. Durante a suspensão do tabuleiro, estais provenientes do mastro terão que ser instalados e tensionados, sendo criados pontos de ancoragem nas vigas principais, a cada passo pré-determinado da execução. A construção do tabuleiro e dos estais pode ser iniciada assim que o primeiro pilar, munido dos pontos de ancoragem para os estais inferiores, for erguido, sendo este procedimento independente da construção do outro pilar.

2.6.1. Cimbramento geral

Este método é mais utilizado em situações em que a altura da ponte em relação ao terreno é pequena, facilitando o uso de cimbramentos. No entanto, estes podem interferir no tráfego por baixo da ponte e não têm a capacidade de resistir a fortes correntezas. Uma das vantagens deste método é sua maior eficiência no controle da geometria exigida para a estrutura e da tensão nos cabos. Outra vantagem importante é que o tabuleiro é erguido continuamente. Isso permite que o transporte de homens, equipamentos e materiais, na parte já executada, possa ser feito com uma maior facilidade. Com relação ao cálculo, nesse método, novas incógnitas hiperestáticas são inseridas ao problema, tornando assim, a resolução da estrutura ainda mais complexa.

Este método, apesar de ser citado por muitos autores, normalmente não se aplica a pontes estaiadas. Os cuidados com a utilização de cimbramentos em pontes estaiadas, tal como na construção da ponte JK em Brasília, estão relacionados à rigidez axial dessas estruturas quando, durante a fase de estaiamento, busca-se que a estrutura do cimbramento seja completamente aliviada. Isso leva a sérios problemas de obra, principalmente na questão da remoção do cimbramento ainda em carga. Portanto, este procedimento exige um rigoroso controle da matriz de rigidez de toda a estrutura, sendo também necessária na análise, uma submatriz correspondente ao cimbramento.

2.6.2. Lançamentos progressivos

Este método é mais utilizado em situações onde o tráfego por baixo da ponte não pode ser interferido e onde o método dos balanços sucessivos, que será visto em seguida, é de difícil utilização. Trata-se basicamente de um método em que a superestrutura é fabricada fora da sua posição final e posteriormente levada até ela. As grandes seções de concreto são empurradas sobre os pilares, por macacos hidráulicos, em rolamentos ou apoios deslizantes de "Teflon" até a posição desejada. Sendo assim, a cada avanço, antes de encontrar o próximo apoio (pilar provisório ou permanente, dependendo do tamanho do vão), o tabuleiro se comporta como um balanço. Com a finalidade de reduzir o comprimento deste balanço e, conseqüentemente, o momento negativo durante a fase construtiva, uma treliça metálica é fixada ao novo trecho. Esta treliça funciona como um prolongamento do tabuleiro, alcançando os apoios antes mesmo da superestrutura. Uma das vantagens desse método é a redução de alguns aspectos que interferem diretamente na economia da obra, tais como: redução de formas, de mão-de-obra, do tempo de execução e eliminação do cimbramento.

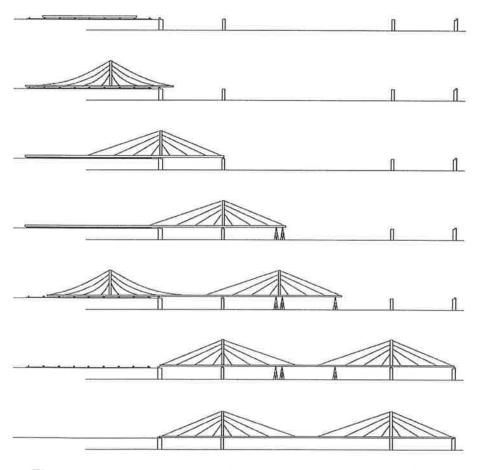


Figura 2.30 – Ponte em lançamentos progressivos (PODOLNY, 1976)

Esta é uma solução atrativa quando se está na presença de greides elevados, rios ou vales profundos e obras de grande extensão (vãos de até 50m para evitar a execução de pilares provisórios). Recomenda-se, para aplicação do método, modular os vãos intermediários com comprimentos iguais e os vãos extremos com 75% do comprimento dos vãos intermediários. Esse procedimento e a adoção de segmentos com comprimentos iguais à metade do comprimento dos vãos intermediários asseguram que as emendas dos diversos segmentos coincidam com os quartos do vão, região em que os esforços internos são menores (SOUZA, 1983).



Figura 2.31 – Viaduto de Millau (França)

2.6.3. Balanços sucessivos

Por conta do sistema auto-ancorado de cabos, o método dos balanços sucessivos tem sido amplamente utilizado para a construção do tabuleiro de pontes estaiadas. Este método é considerado como a solução natural e lógica para a construção de pontes estaiadas com grandes vãos, onde novos segmentos de tabuleiro (aduelas) são construídos ou instalados e então suportados por novos estais em cada estágio da execução, avançando sobre o vão a ser vencido, até a ponte ser finalizada (WANG, 2004).

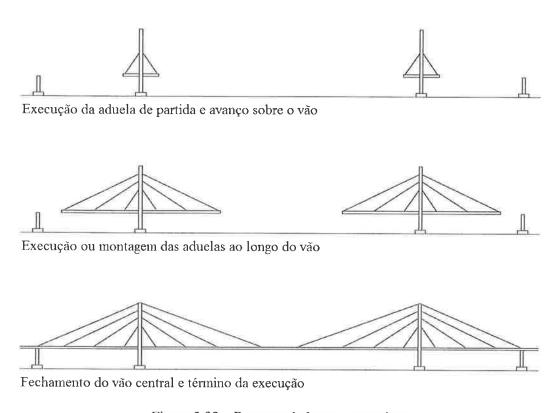


Figura 2.32 – Ponte em balanços sucessivos

Este método é particularmente indicado para as seguintes situações: quando a altura da ponte em relação ao terreno é grande, em rios com correnteza violenta e súbita, em rios e canais onde é necessário obedecer a gabaritos de navegação durante a construção (YTZA, 2009). Visto que suportes auxiliares não são necessários para a construção do tabuleiro neste método, uma grande parte do custo e tempo pode ser economizada (WANG, 2004).

As aduelas podem ser moldadas *in loco* ou pré-moldadas. No primeiro caso, formas deslizantes são acopladas à estrutura já existente, para que se possa realizar a concretagem da

nova aduela. Atingida a resistência de projeto estipulada, fixados os respectivos estais e aplicada a protensão pré-definida, a forma é levada para o próximo segmento, sendo realizado o mesmo procedimento até o fechamento do vão.

No segundo caso, os segmentos são fabricados no canteiro e inseridos na estrutura por meio de guindastes ou levados por treliças metálicas até o ponto de inserção do novo avanço, onde são protendidas.



Figura 2.33 – À esquerda: Ponte sobre o Rio Sergipe (Aracaju – SE) em aduelas moldadas *in loco*. À direita: Ponte sobre o Rio Guamá (Belém – PA) em aduelas pré-moldadas (Catálogo Protende, 2008)

Assim como no método dos lançamentos progressivos, o método dos balanços sucessivos tem como vantagem, a redução de alguns aspectos que afetam economicamente a obra, tais como: redução de formas, de mão-de-obra, do tempo de execução e eliminação do cimbramento.

3. DETERMINAÇÃO DAS FORÇAS DOS ESTAIS

A determinação das forças dos estais é um aspecto de grande importância que influencia todo o projeto de uma ponte estaiada. No entanto, devido ao alto grau de redundância estática da estrutura, muitos esquemas de forças dos cabos são possíveis, exigindo condições de contorno para a solução do problema, que normalmente são baseadas na geometria do greide das pontes, nos esforços solicitantes do tabuleiro ou nos esforços e deslocamentos oriundos das fases da obra. Em geral, todas levam a uma análise simplificada com a montagem de uma matriz de deformabilidade, quando a análise se baseia na geometria, ou de uma matriz de influência, quando se baseia nos esforços solicitantes, ambas reduzidas (condensadas em pontos de interesse), ou de uma análise não-linear (staged construction), feita de forma linear neste trabalho, para contemplar todas as fases da obra.

3.1. Método de otimização

Neste método as forças dos cabos são obtidas com base na otimização (maximização ou minimização) de um conjunto de funções-objetivo que podem estar relacionadas à eficiência estrutural ou economia. Estas funções geralmente são conflitantes entre si, ou seja, quando se melhora alguns objetivos, outros são prejudicados. É necessário realizar uma otimização muito cuidadosa, ou então os esquemas resultantes podem, algumas vezes, se tornar impraticáveis (CHEN, 2000) (CARVALHO JR, 2002).

Gimsing (1998) apresenta a minimização dos momentos fletores no tabuleiro (função-objetivo em questão). Segundo o autor, em pontes suspensas é comum tentar minimizar a curvatura do tabuleiro na condição de carregamento permanente. Isto conduz a uma distribuição com pequenos momentos localizados (muitas vezes insignificantes) variando entre $-gl^2/16$ e $+gl^2/16$. No entanto, em pontes estaiadas uma minimização similar dos momentos devido à carga permanente não conduzirá, na maioria dos casos, a uma solução ótima. Isto é devido ao fato de que a proporção entre os momentos positivos e negativos induzidos pelo carregamento móvel varia ao longo do vão, e que as seções do tabuleiro em muitos casos possuirão uma capacidade versátil de transmitir momentos positivos e negativos (devido à influência da força normal bem como da assimetria do tabuleiro). Deste modo, pode

se tornar vantajoso ajustar a relação entre os momentos positivos e negativos pela escolha de uma distribuição de momentos diferente da adotada para as pontes suspensas.

3.2. Método de controle dos deslocamentos

Este método consiste na determinação das forças dos estais em função do greide da ponte, sendo feito um controle dos deslocamentos da estrutura (deslocamentos verticais do tabuleiro e horizontais do mastro) quando submetida aos carregamentos. O carregamento permanente é utilizado na definição do esquema de forças do estaiamento, sendo o carregamento acidental utilizado como verificação (avaliação dos deslocamentos, da envoltória de esforços, checagem das seções e da flutuação de tensões nos estais entre $0,10f_{\rm ptk}$ e $0,45f_{\rm ptk}$) desse esquema. O controle das flechas nos pontos escolhidos como variáveis de interesse, para a carga permanente da estrutura, é feito através da protensão do estais. Sendo assim, procura-se determinar um conjunto de forças $\{F\}$ de protensão dos estais capaz de fornecer o controle desejado das flechas de qualquer variável de interesse da ponte.

Devido ao comportamento elástico linear da estrutura pode-se escrever:

$$\{\delta\} = [D]\{F\} \tag{3.1}$$

Onde:

 $\{\delta\}$: vetor dos deslocamentos verticais do tabuleiro devido ao carregamento permanente;

[D]: matriz de deformabilidade da estrutura;

 $\{F\}$: vetor das forças de protensão dos estais.

Invertendo a matriz de deformabilidade da equação 3.1 tem-se:

$$\{F\} = [D]^{-1}\{\delta\}$$
 (3.2)

Os deslocamentos verticais $\{\delta\}$ são valores conhecidos. Eles são obtidos através do modelo contínuo da ponte submetido apenas ao carregamento permanente. Já a matriz de deformabilidade [D] pode ser determinada através da aplicação de carregamentos unitários ao

modelo de cálculo da ponte. A cada estai é aplicado um carregamento unitário (F_j) . Para cada carregamento, são obtidos os deslocamentos verticais (d_{ij}) de todos os nós de interesse. Os deslocamentos de todas as variáveis de interesse da estrutura, provenientes de cada carregamento unitário em cada estai, representam as colunas da matriz de deformabilidade. Logo:

$$[D] = \begin{bmatrix} d_{11} & \cdots & d_{1j} \\ \vdots & \ddots & \vdots \\ d_{i1} & \cdots & d_{ij} \end{bmatrix}$$

$$(3.3)$$

Onde d_{ij} é o deslocamento do nó i devido ao carregamento unitário no estai j. Em outras palavras, cada linha de [D] pode ser determinada fazendo-se $F_j = 1$ e $F_k = 0$ (com $k \neq j$), ou seja, $d_{ij} = \delta_i$.

Portanto, através da aplicação de $-\{F\}$ aos respectivos estais, obtém-se a correção desejada das flechas do tabuleiro devido ao carregamento permanente, sendo este conjunto de forças verificado através da aplicação do carregamento acidental à estrutura. As flechas resultam nos valores estipulados, dando à estrutura o greide desejado, e o esforço final em cada estai será composto de (g + F).

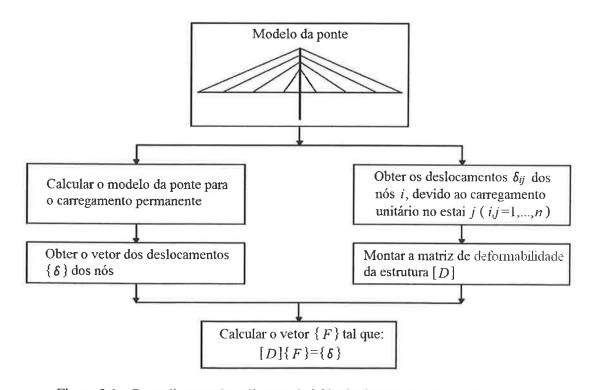


Figura 3.1 – Procedimento de aplicação do Método de controle dos deslocamentos

3.3. Método de controle dos momentos fletores

Este método consiste na determinação do esquema de forças dos estais em função dos momentos fletores da ponte. Procura-se por um conjunto de forças que gerem determinados valores de momentos fletores nas ligações dos estais com a estrutura (tabuleiro ou mastro).

O procedimento de controle dos momentos fletores tem como referência o Método do equilíbrio de forças, apresentado por CHEN em 2000. Este se baseia na obtenção de forças nos estais da ponte que gerem momentos fletores no tabuleiro iguais aos momentos obtidos para a mesma ponte modelada com apoios rígidos. A aplicação do método desenvolvido pelo autor será descrita na sequência.

Método do equilíbrio de forças (CHEN, 2000)

Neste método, buscam-se por forças nos estais que proporcionem a igualdade entre os momentos, nas ligações dos estais com o tabuleiro, do modelo com o tabuleiro estaiado e os momentos, nos mesmos pontos, do modelo com o tabuleiro suportado por apoios rígidos.

Para a aplicação do método, três estágios são considerados. No estágio 1, apoios fictícios são inseridos ao modelo. Todos os suportes, dos cabos e dos mastros, são substituídos por apoios rígidos. A partir deste modelo são obtidos os momentos fletores devido ao carregamento de peso próprio que servirão de parâmetro para a obtenção das forças iniciais dos estais.

Para o estágio 2, o modelo de cálculo da ponte também sofrerá alterações. Os estais serão substituídos por suas forças internas. As forças nos estais são tidas como variáveis independentes para o ajuste de momentos fletores nos pontos controlados. O objetivo principal do estágio 2 é especificar os valores aproximados dos coeficientes de influência da estrutura, que são os momentos fletores nas seções controladas causados por uma carga unitária num determinado cabo.

Considerando o equilíbrio do modelo do estágio 2, a seguinte equação pode ser escrita:

$$\{M^{0}\} = [m]\{F\} + \{M^{d}\}$$
(3.4)

Onde:

 $\{M^0\}$: vetor dos momentos fletores M_i^0 provenientes do modelo do estágio 1;

[m]: matriz de influência do modelo do estágio 2;

 $\{F\}$: vetor das forças nos cabos F_j ;

 $\{M^d\}$: vetor dos momentos fletores M_i^d causados somente pelo peso próprio e protensão no modelo do estágio 2.

Sendo assim, uma estimativa inicial das forças nos cabos $\{F^0\}$ pode ser calculado do estágio 2 como:

$$\{F^{0}\} = [m]^{-1} (\{M^{0}\} - \{M^{d}\})$$
(3.5)

No entanto, as forças encontradas são apenas estimativas, visto que o modelo do estágio 2 não leva em conta a interação entre o mastro, os estais e o tabuleiro. Isto é, entretanto, necessário para a construção do modelo do estágio 3.

No modelo do estágio 3, a interação entre o mastro, os estais e o tabuleiro é levada em conta. As forças dos cabos nos pontos de ancoragem do tabuleiro são tidas como variáveis independentes no processo de otimização, e o peso próprio de cada cabo também pode ser introduzido. Utilizando a estimativa inicial das forças dos cabos $\{F^0\}$, bem como os momentos fletores $\{M^d\}$ causados pelo carregamento permanente e protensões no modelo do estágio 2, novos momentos fletores no tabuleiro $\{M^1\}$ podem ser calculados para o modelo do estágio 3. Tais momentos fletores normalmente são diferentes dos momentos fletores "alvo" $\{M^0\}$, tornando-se necessário introduzir alguns ajustes $\{\Delta F^1\}$ nas forças dos cabos, dados por:

$$\{\Delta F^{1}\} = [m]^{-1} (\{M^{1}\} - \{M^{0}\})$$
(3.6)

Logo, as novas forças serão:

$$\{F^1\} = \{F^0\} + \{\Delta F^1\} \tag{3.7}$$

Da mesma forma, novos momentos fletores $\{M^2\}$ podem ser calculados para o modelo do estágio 3. Nota-se que a matriz aproximada de influência [m] para o modelo do estágio 2 é utilizada no modelo do estágio 3, sendo necessário realizar algumas interações. Portanto, os ajustes $\{\Delta F^2\}$ podem ser obtidos através de:

$$\{\Delta F^2\} = [m]^{-1} (\{M^2\} - \{M^0\})$$
(3.8)

Resultando em valores mais precisos das forças dos cabos $\{T^2\}$, dados por:

$$\{F^2\} = \{F^0\} + \{\Delta F^1\} + \{\Delta F^2\}$$
(3.9)

Este processo pode ser repetido até que os novos momentos fletores do tabuleiro $\{M^i\}$ convirjam para $\{M^0\}$.

Técnica de controle dos momentos fletores (adaptação do Método do equilíbrio de forças)

O Método do equilíbrio de forças possui uma característica incoerente com a prática atual do projeto das pontes estaiadas. Os momentos fletores alvo $\{M^0\}$ buscados pelo método, para a ponte modelada com apoios rígidos, são momentos fletores negativos. Este tipo de distribuição de momentos deve ser evitado para a maioria das configurações do tabuleiro de uma ponte estaiada. Deve-se buscar para o tabuleiro, sempre que possível, uma distribuição com predominância de momentos positivos e com mesma intensidade ao longo dos vãos entre os cabos nas combinações de serviço e estados limites últimos, fazendo com que a estrutura esteja a mais balanceada possível, isto é, com esforços mínimos e simétricos, com partes igualmente solicitadas.

Por este motivo, faz-se mais coerente estabelecer um controle dos momentos fletores da estrutura (momentos do tabuleiro ou mastro), quando submetida aos carregamentos. O carregamento permanente é utilizado na definição do esquema de forças do estaiamento, sendo o carregamento acidental utilizado como verificação (avaliação da envoltória de esforços, dos deslocamentos, checagem das seções e da flutuação de tensões nos estais entre $0,10f_{ptk}$ e $0,45f_{ptk}$) desse esquema.

Logo, da mesma forma que proposto por CHEN, calcula-se a matriz de influência de momentos e obtém-se o vetor dos momentos fletores $\{M^d\}$ do modelo submetido ao carregamento permanente e cargas de protensão, agora denominado simplesmente por $\{M\}$. Entretanto, busca-se agora o controle destes momentos fletores $\{M\}$, de qualquer variável de interesse da estrutura, através do conjunto de forças $\{F\}$ dos estais.

Devido ao comportamento elástico linear da estrutura pode-se escrever:

$$\{M\} = [m]\{F\}$$
 (3.10)

Onde:

 $\{M\}$: vetor dos momentos fletores devido ao carregamento permanente e protensões;

[m]: matriz de influência de momentos da estrutura;

 $\{F\}$: vetor das forças de protensão dos estais.

Invertendo a matriz de influência da equação 3.10, tem-se:

$${F} = {[m]}^{-1}{M}$$
 (3.11)

Os momentos fletores $\{M\}$ são valores conhecidos. Eles são obtidos através do modelo contínuo da ponte submetido apenas ao carregamento permanente e protensões. Já a matriz de influência de momentos [m] pode ser determinada através da aplicação de carregamentos unitários ao modelo de cálculo da ponte. A cada estai é aplicado um carregamento unitário (F_j) . Para cada carregamento, são obtidos os momentos fletores (m_{ij}) de todos os nós de interesse. Os momentos fletores de todas as variáveis de interesse da estrutura, provenientes de cada carregamento unitário em cada estai, representam as colunas da matriz de influência de momentos. Logo:

$$[m] = \begin{bmatrix} m_{11} & \cdots & m_{1j} \\ \vdots & \ddots & \vdots \\ m_{i1} & \cdots & m_{ij} \end{bmatrix}$$
(3.12)

Onde m_{ij} é o momento do nó i devido ao carregamento unitário no estai j. Em outras palavras, cada linha de [m] pode ser determinada fazendo-se $F_j = 1$ e $F_k = 0$ (com $k \neq j$), ou seja, $m_{ij} = m_i^d$.

Portanto, através da aplicação de $-\{F\}$ aos respectivos estais, obtém-se a correção desejada dos momentos fletores da estrutura devido ao carregamento de permanente, sendo este conjunto de forças verificado através da aplicação do carregamento acidental. Os momentos fletores resultam nos valores estipulados, dando à estrutura a distribuição de esforços e greide desejados, sendo o esforço final em cada estai composto de (g + F).

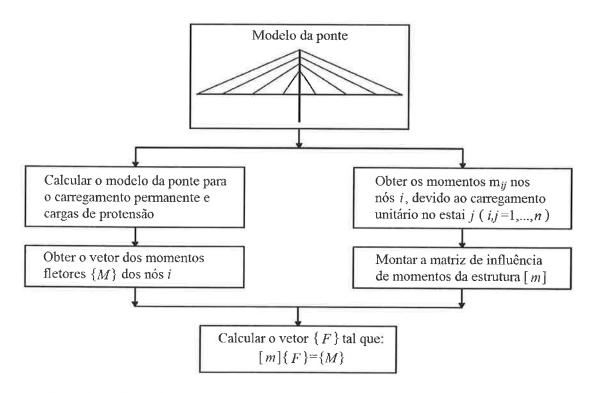


Figura 3.2 – Procedimento de aplicação do Método de controle dos momentos fletores

4. MONTAGEM DOS ESTAIS

Determinadas as forças dos estais, deve-se avaliar a situação transitória de montagem da estrutura do tabuleiro, ou seja, a determinação dos esforços de montagem da ponte. Este procedimento deve garantir que todos os esforços e deslocamentos desejados sejam realmente conferidos após a execução da ponte. Para isso, é necessário ter o conhecimento das coordenadas dos nós e das forças dos estais em cada uma das fases de montagem, bem como da eficaz implantação dessas forças na estrutura. No mais, devido ao processo construtivo, pode se tornar necessária a determinação de forças de ajustes para os estais.

4.1. Esforços e deslocamentos para montagem da ponte

A partir da geometria final desejada e dos esforços já determinados, realiza-se a desmontagem da ponte, de modo fictício, para a determinação dos esforços que devem ser aplicados nos estais durante a fase de montagem. Assim, escolhe-se dentre as possibilidades existentes aquela que atende principalmente aos equipamentos de montagem da estrutura para se estabelecer a seqüência de construção da ponte. Este procedimento permite conhecer a posição dos diferentes elementos e os correspondentes esforços em cada uma das fases de montagem.

Considerando, por exemplo, a configuração final calculada para a seguinte ponte da figura 4.1 abaixo:

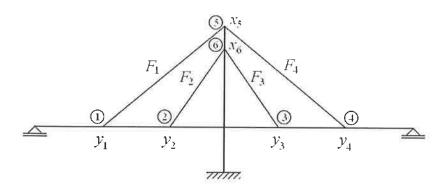


Figura 4.1 – Configuração final da ponte

Onde:

1, 2, 3, 4, 5, 6: pontos de interesse;

y₁, y₂, y₃, y₄: cota vertical dos pontos de interesse do tabuleiro;

 x_5 , x_6 : cota horizontal dos pontos de interesse do mastro;

 F_1 , F_2 , F_3 , F_4 : forças dos estais.

Sendo adotada a seguinte sequência construtiva da ponte (figura 4.2):

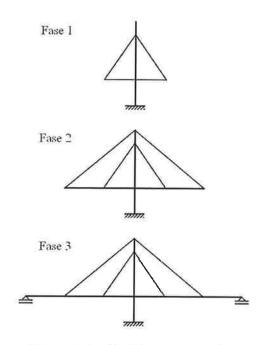


Figura 4.2 - Seqüência construtiva

Pode-se então, a partir da desmontagem da ponte, determinar os deslocamentos dos elementos (tabuleiro e mastro) e os esforços resultantes nos cabos em todas as fases da obra, como mostrado na figura 4.3:

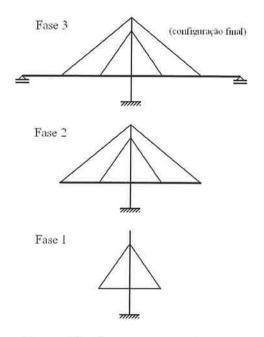


Figura 4.3 - Desmontagem da ponte

O procedimento de desmontagem proporciona deslocamentos nos elementos da ponte, que fornecerão os esforços necessários dos cabos em cada fase da construção em balanços sucessivos. Desmontando a ponte até a primeira fase de execução, por exemplo, e inserindo um estai, tem-se a seguinte deformada do modelo da ponte, sendo admitido que tabuleiro e mastro sejam infinitamente rígidos axialmente:

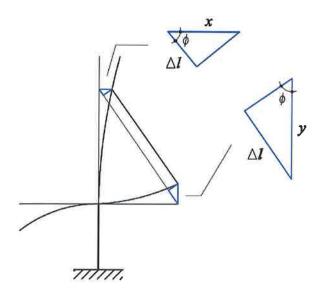


Figura 4.4 - Deformada da ponte na primeira fase construtiva

Onde:

y: deslocamento vertical do tabuleiro, devido à flexão, na ligação com o estai de interesse;

x: deslocamento horizontal do mastro, devido à flexão, na ligação com o estai de interesse;

 Δl : variação de comprimento do estai para a situação deformada;

 ϕ : inclinação do estai (ângulo formado entre o eixo do tabuleiro e o eixo do estai).

A partir dos deslocamentos encontrados acima, pode-se determinar a variação de comprimento necessária do estai para se alcançar os esforços e geometria conhecidos para a fase de montagem em questão, ou seja, pode-se determinar o alongamento do estai para a força de referência F_i (esforço do estai para cada fase construtiva da ponte, obtido pela desmontagem) a ser aplicada:

$$sen\phi = \frac{\Delta l_{tabuleiro}}{y} \Rightarrow \Delta l_{tabuleiro} = ysen\phi \tag{4.1}$$

$$\cos \phi = \frac{\Delta l_{mastro}}{x} \Rightarrow \Delta l_{mastro} = x \cos \phi \tag{4.2}$$

Dessa forma, o encurtamento necessário de cada cabo, em cada fase, será a soma dos encurtamentos nos pontos de ligação do estai com o tabuleiro e com o mastro, e a rigidez da estrutura fica caracterizada pela relação $F_i/\Delta l$:

$$\Delta l = \Delta l_{tabuleiro} + \Delta l_{mastro} \tag{4.3}$$

De outro modo, devido ao comportamento elástico linear da estrutura, pode-se escrever, considerando agora, por exemplo, dois estais na análise, para a mesma fase inicial de construção e para a mesma ponte simétrica da figura 4.1, o seguinte sistema de equações lineares:

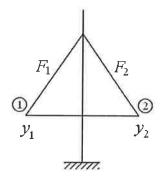


Figura 4.5 – Configuração da ponte na fase inicial de construção

$$\Delta y_1 = d_{11} \Delta l_1 + d_{12} \Delta l_2$$

$$\Delta y_2 = d_{21} \Delta l_1 + d_{22} \Delta l_2$$
(4.4)

Em forma de matriz:

$$\{\Delta y\} = [D]\{\Delta l\} \tag{4.5}$$

Onde:

 $\{\Delta y\}$: vetor da variação dos deslocamentos verticais do tabuleiro na fase de montagem;

[D]: matriz de influência de variação do comprimento dos estais;

 $\{\Delta l\}$: vetor dos encurtamentos necessários dos estais em cada fase de montagem.

Determinando assim, o encurtamento necessário de cada estai, em cada fase construtiva, para se alcançar a geometria e, consequentemente, os esforços já conhecidos:

$$\{\Delta l\} = [D]^{-1}\{\Delta y\}$$
 (4.6)

Este último procedimento também pode ser feito em termos de força. Através da obtenção de uma matriz de influência munida dos esforços resultantes em cada estai devido à aplicação de alongamentos unitários e de um vetor da variação dos esforços dos estais na fase de montagem, pode-se determinar o vetor dos encurtamentos necessários dos estais instalados na respectiva fase construtiva.

Portanto, a partir das coordenadas dos nós e das forças dos estais em cada uma das fases de desmontagem, são obtidas as ferramentas necessárias para a montagem, ou seja, para a operação inversa da desmontagem. Mais detalhes sobre a aplicação desde procedimento encontram-se no capítulo "5 – Exemplo de aplicação", em "5.3.3 – Esforços e geometria para montagem da ponte". É importante ressaltar a influência das deformações diferidas do concreto e da relaxação do aço das armaduras protendidas na geometria e nos esforços de estruturas evolutivas, como é o caso das pontes estaiadas em balanços sucessivos. Estes aspectos podem ser levados em consideração na operação de montagem da ponte apresentada neste tópico, entretanto, por não serem significativos dentro do escopo deste trabalho, não foram levados em conta.

4.2. Implantação das forças na estrutura pelo método do comprimento

Determinadas as forças dos estais e os encurtamentos a serem aplicados na montagem, surge uma nova incógnita, a correta implantação destes parâmetros na estrutura. Na prática das pontes estaiadas, utiliza-se um sistema de cordoalhas paralelas, formando um estai, que são protendidas isoladamente por um macaco hidráulico monocordoalha. Este sistema torna a execução mais leve e ágil, visto que o equipamento tem menor capacidade de carga, mas possibilita a montagem de estais com grande capacidade, montando as cordoalhas individualmente, até 20 MN.

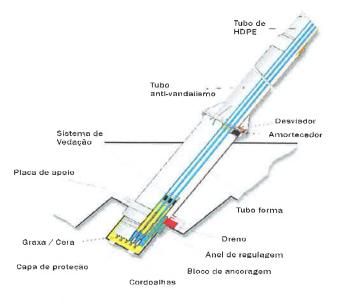


Figura 4.6 - Cordoalhas paralelas no sistema TSR (Catálogo Protende, 2008)

A figura 4.7 mostra um estai instalado e pronto para ser protendido. A protensão é feita através de encurtamentos dados às cordoalhas que formam o cabo. No entanto, é importante observar a curvatura considerável do estai frouxo gerada pelo seu peso próprio, quando a estrutura é cimbrada para instalação do mesmo. Esta, denominada catenária, gera a não existência de referência para se trabalhar em obra com encurtamentos, sendo necessário se trabalhar em termos de força.

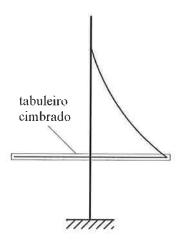


Figura 4.7 – Catenária excessiva formada pelo estai frouxo

Sendo assim, procura-se por um conjunto de forças a serem aplicadas às respectivas cordoalhas, com a finalidade de se obter a força total de projeto em cada estai. A partir do encurtamento encontrado para cada cabo, pode-se determinar a força necessária para a primeira cordoalha da seguinte maneira:

$$F_{1} = \frac{\Delta l}{l} \cdot \frac{\Sigma E.A}{n} \tag{4.7}$$

Onde:

 F_l : força de protensão da primeira cordoalha;

 Δl : encurtamento necessário do cabo, determinado pelas equações 4.1, 4.2 e 4.3;

l: comprimento do cabo;

E: módulo de elasticidade da cordoalha;

A: área da seção transversal da cordoalha;

n: número de cordoalhas do cabo.

Aplicada a força de protensão da primeira cordoalha, faz-se a protensão das demais cordoalhas de tal forma que estas fiquem com o mesmo comprimento da primeira cordoalha já protendida, utilizada agora como referência. Este procedimento garantirá que todas as cordoalhas possuam a mesma força e, conseqüentemente, que se alcance a força total de projeto do estai.

4.3. Determinação de forças de ajuste para os estais

O processo construtivo da ponte (execução da estrutura e tensionamento dos cabos) pode provocar alterações nas forças resultantes de projeto dos estais. Em função da sequência construtiva, novas frações de carga permanente (pavimentação, guarda-rodas, etc.), não consideradas no modelo de cálculo, podem ser inseridas, provocando alterações na geometria e nos esforços da ponte, e, consequentemente, nas forças dos estais. Alterações também são provocadas pelo processo de tensionamento do estaiamento. A protensão de um estai provoca alívio de tensão nos estais vizinhos. Sendo assim, segundo Almeida (2002), é necessário calcular um conjunto de forças F_i que devem ser aplicadas nos estais visando obter os valores da variação total F_{0i} , tais que:

$$[e]{F} = {F_0}$$
 (4.8)

Onde:

[e]: matriz de influência de força;

 $\{F\}$: vetor das forças de correção;

 $\{F_0\}$: vetor da variação total de força.

O vetor $\{F_0\}$ é obtido através da diferença entre a força resultante em cada estai na configuração final desejada da ponte e após algum acréscimo de carga permanente (força resultante gerada por um novo esquema de forças de protensão, recalculado por conta da mudança de esforços e geometria da estrutura) ou alteração provocada pelo processo de tensionamento. Já a matriz de influência [e] pode ser determinada através da aplicação de forças unitárias ao modelo da ponte. Cada linha da matriz pode ser determinada fazendo-se F_i

= 1 e F_k = 0 (com $k \neq j$). Sendo assim, os coeficientes da diagonal principal de [e] terão valor unitário:

$$[e] = \begin{bmatrix} 1 & e_{12} & \cdots & e_{1(n-1)} & e_{1n} \\ e_{21} & 1 & \cdots & e_{2(n-1)} & e_{2n} \\ \vdots & \vdots & \ddots & \vdots & \vdots \\ e_{(n-1)1} & e_{(n-1)2} & \cdots & 1 & e_{(n-1)n} \\ e_{n1} & e_{n2} & \cdots & e_{n(n-1)} & 1 \end{bmatrix}$$

$$(4.9)$$

Contudo, os valores das forças necessárias para a correção desejada serão dados por:

$$[F] = [e]^{-1} \{F_0\}$$
 (4.10)

Este procedimento, denominado por Método de correção das forças, fornecerá os valores de forças necessários para se obter a força de projeto para cada cabo, a qual foi alterada pelo processo construtivo da ponte estaiada.

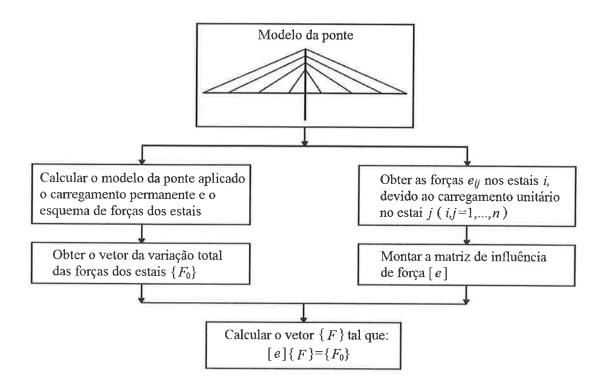


Figura 4.8 – Procedimento de aplicação do Método de correção das forças

5. EXEMPLO DE APLICAÇÃO

5.1. Apresentação do exemplo

Como exemplo de aplicação, será utilizado o Viaduto Estaiado da Rodovia dos Imigrantes, executado em 2002, no estado de São Paulo, concebido por Pedro A. O. Almeida e Minoru Onishi e detalhado pela OUTEC (figuras 5.2 a 5.4(b)). Esse viaduto possui um comprimento total estaiado de 170 m, dividido em dois vãos de 85 m por um único mastro central, formado por dois pilares, com um tabuleiro formando uma curva vertical com desnível máximo de 4 m entre as duas extremidades da ponte.



Figura 5.1 – Viaduto Estaiado da Rodovia dos Imigrantes

O viaduto possui arranjo misto de cabos, com estes distribuídos espacialmente em dois planos verticais localizados um de cada lado do tabuleiro. Cada plano com extensão de 170 m contem 22 estais ancorados nos pilares que juntos com as travessas formam um único mastro central, composto por um pórtico, com 56 m de altura total, com uma relação entre a altura do mastro e o vão central teórico de 0,182. O número de cordoalhas dos estais varia de 19 a 54 ϕ 15,7mm do tipo CP 173 RB. O concreto da superestrutura possui f_{ck} = 45 MPa.

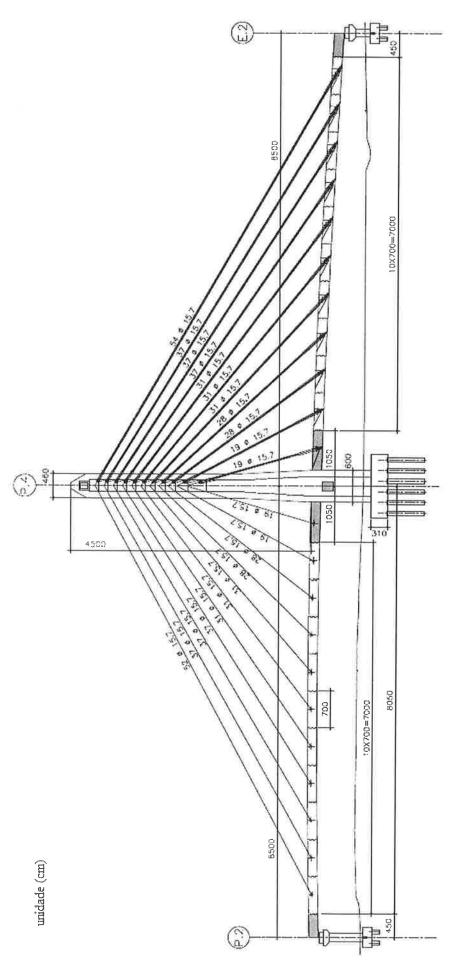


Figura 5.2 – Vista longitudinal

O tabuleiro do viaduto, com 27,82 m de largura, é composto pelo conjunto das vigas com a laje, enrijecido a cada 3,5 m por transversinas apoiadas nas longarinas. As longarinas e transversinas são pré-moldadas, sendo a aduela de arranque e a laje de todo o tabuleiro moldadas in loco (figura 5.3). O mastro possui pilares com seções vazadas, sendo formado por um pórtico através da utilização de travessas inferior e superior (figuras 5.4(a) e 5.4(b)).

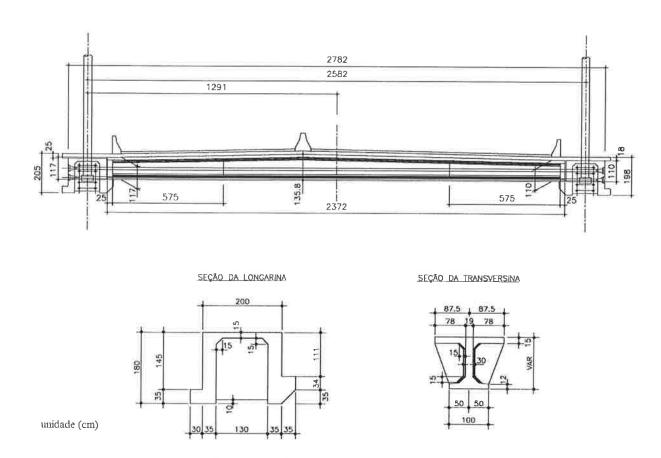


Figura 5.3 – Seção transversal do tabuleiro

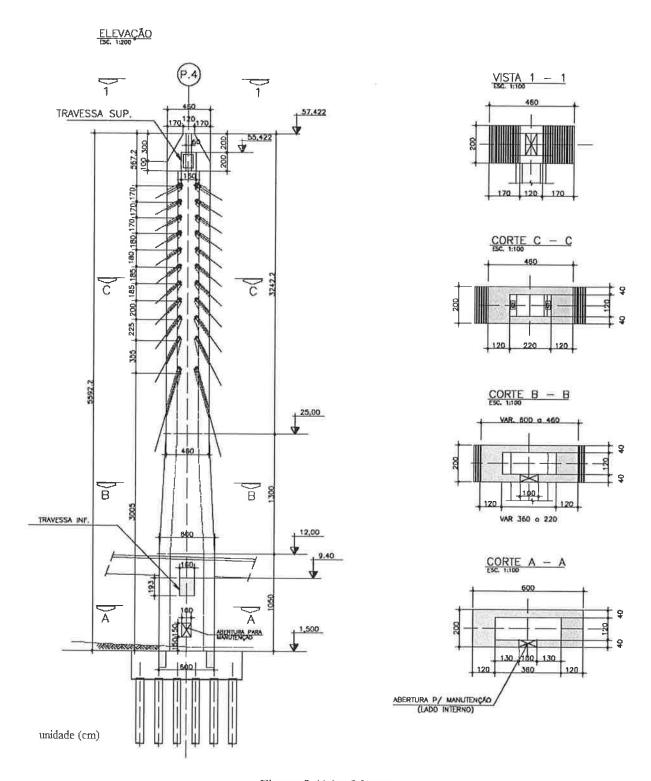


Figura 5.4(a) - Mastro

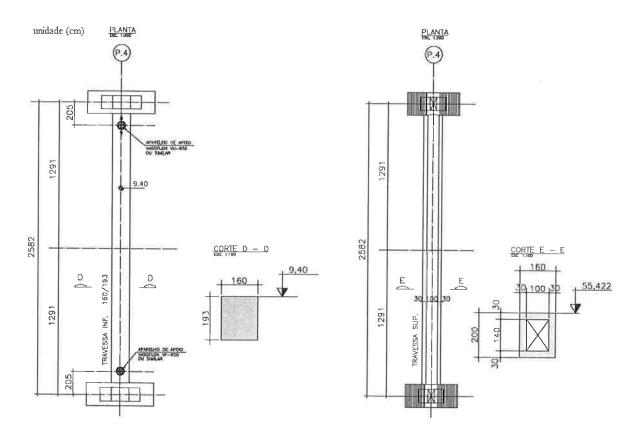


Figura 5.4(b) – Travessas

5.2. Modelagem do exemplo

Podem-se adotar modelos planos ou espaciais para a idealização da estrutura. Normalmente, no projeto de pontes estaiadas, diferentes modelos são utilizados em diferentes etapas. Um modelo elástico plano pode ser utilizado para a determinação dos esforços dos elementos da ponte quando submetida aos carregamentos permanentes, às cargas acidentais e variações uniformes e diferenciais de temperatura. Já para a determinação dos esforços devido a ações verticais não-simétricas (sismo e vento) torna-se necessária a utilização de um modelo espacial, sendo comumente adotado um modelo espacial de barras.

A informação obtida através destes dois modelos, se bem que importante e mesmo indispensável para o dimensionamento geral da ponte é, no entanto, insuficiente para se ter um conhecimento adequado das tensões localizadas do tabuleiro, especialmente as originadas pela ação das cargas acidentais e das forças dos estais. Para a avaliação destes esforços realizam-se normalmente modelos tridimensionais em elementos finitos.

Para a modelagem do exemplo apresentado neste trabalho foi utilizado um modelo espacial de barras, como mostra a figura 5.5. Neste modelo, as travessas e os pilares que formam o mastro foram modelados por barras lineares caracterizadas pela área e pelo momento de inércia da seção transversal. Os elementos que formam o tabuleiro (longarinas, transversinas e laje), foram discretizados por barras lineares também caracterizadas pela área e pelo momento de inércia, sendo, neste caso, levada em consideração a área da seção transversal de influência. Os estais foram modelados como elementos retos com comportamento linear, com a modificação do módulo de elasticidade para consideração da perda de rigidez axial devido ao efeito da catenária dos mesmos.

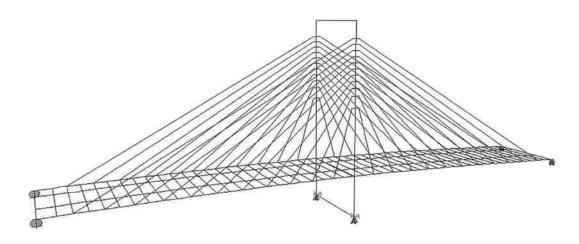


Figura 5.5 – Modelo de cálculo da ponte

Os apoios que representam a ligação do tabuleiro com a meso-estrutura, nos extremos da ponte, são do segundo gênero. Eles são deslocáveis apenas na direção longitudinal da estrutura. O mastro é parcialmente engastado na fundação, sendo implantada uma mola que representa este nível de engastamento. O tabuleiro passa entre os pilares e é suportado apenas verticalmente pela viga transversal.

A figura 5.6 representa o esquema estrutural utilizado na aplicação dos métodos num plano de estaiamento:

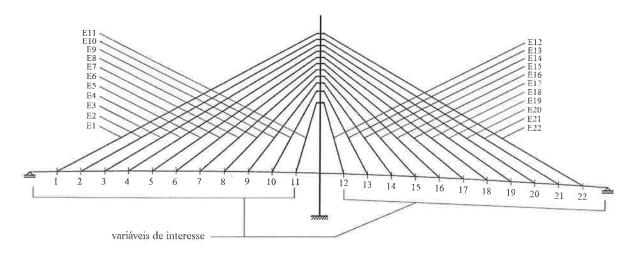


Figura 5.6 – Esquema estrutural

Onde E1, E2,..., E22 são os estais, e pontos 1, 2,..., 22 do tabuleiro representam as variáveis de interesse do método, no caso, os pontos dos quais os deslocamentos e os momentos fletores serão alvo do estudo.

Correção do módulo de elasticidade das barras que representam os estais para considerar o efeito de segunda ordem intrínseco da catenária dos cabos

O cabo é um elemento perfeitamente flexível que possui somente rigidez à tração, sendo incapaz de resistir a esforços de compressão, torção e flexão. Quando o peso do cabo é desprezado, o elemento de cabo pode ser considerado como um elemento reto. No entanto, sob a ação do seu peso próprio e força axial de tração, um cabo apoiado nos extremos deforma-se sob uma forma de catenária (WANG, 2004). Portanto, a rigidez axial de um cabo mudará com a curvatura, tendo menor rigidez na sua forma em repouso (catenária), que aumenta com a presença da força normal (devido à carga acidental), caracterizando assim uma não-linearidade geométrica importante, principalmente, para cabos acima de 150m. Dessa forma, neste método de análise, o efeito de segunda ordem será considerado apenas pela redução da rigidez do cabo, utilizando-se um modulo de elasticidade modificado pela formulação de Dischinger.

Na consideração da não-linearidade da curvatura num estai inclinado, é conveniente utilizar um elemento equivalente de barra reto com um módulo de elasticidade equivalente, que pode descrever bem a ação da catenária do cabo. Se a mudança de tensão num cabo durante um aumento de carga não é grande, a rigidez axial do cabo não mudará

significativamente e o módulo de elasticidade equivalente do cabo pode ser considerado constante durante um incremento de carga. Logo, com a finalidade de se respeitar a perda de rigidez axial do cabo submetido ao seu peso próprio, segundo Torneri (2002), tem-se:

$$E_{ef} = \frac{E}{1 + \frac{\gamma^2 L^2 E}{12\sigma^3}} \tag{5.1}$$

Onde:

 $E_{\it ef}$: módulo de elasticidade efetivo do estai;

E: módulo de elasticidade da cordoalha reta;

 γ : peso específico da cordoalha por unidade de comprimento;

L: projeção horizontal do comprimento do estai;

 σ : tensão de referência do estai.

A tensão de referência dos estais σ pode ser adotada como sendo de 30% do valor característico da resistência à ruptura do aço de protensão da cordoalha RB 173, visto que a variação comum de tensão em estais é de 10% a 45% do f_{ptk} .

Logo, aplicando a formulação de Dischinger (equação 5.1), a qual é deduzida e verificada por Torneri (2002), têm-se os seguintes valores, apresentados na tabela 5.1, dos módulos de elasticidade utilizados nas barras que representam os estais do exemplo:

Tabela 5.1 – Propriedades estruturais dos estais

Estai	$E(kN/m^2)$	L(m)	γ (kN/m ³)	σ (kN/m ²)	E_{ef} (kN/m ²)
1 = 22	1,95 x 10 ⁸	77	78,5	5,19 x 10 ⁵	1,94175 x 10 ⁸
2 = 21	1,95 x 10 ⁸	70	78,5	$5,19 \times 10^5$	1,94318 x 10 ⁸
3 = 20	1,95 x 10 ⁸	63	78,5	$5,19 \times 10^5$	1,94447 x 10 ⁸
4 = 19	1,95 x 10 ⁸	56	78,5	$5,19 \times 10^5$	1,94563 x 10 ⁸
5 = 18	1,95 x 10 ⁸	49	78,5	$5,19 \times 10^5$	1,94665 x 10 ⁸
6 = 17	1,95 x 10 ⁸	42	78,5	$5,19 \times 10^5$	1,94754 x 10 ⁸
7 = 16	1,95 x 10 ⁸	35	78,5	$5,19 \times 10^5$	1,94829 x 10 ⁸

Estai	$E (kN/m^2)$	L(m)	$\gamma (kN/m^3)$	σ (kN/m ²)	E_{ef} (kN/m ²)
8 = 15	1,95 x 10 ⁸	28	78,5	5,19 x 10 ⁵	1,94891 x 10 ⁸
9 = 14	1,95 x 10 ⁸	21	78,5	$5,19 \times 10^5$	1,94938 x 10 ⁸
10 = 13	1,95 x 10 ⁸	14	78,5	$5,19 \times 10^5$	1,94973 x 10 ⁸
11 = 12	1,95 x 10 ⁸	7	78,5	$5,19 \times 10^5$	1,94993 x 10 ⁸

Simulação das forças de protensão dos estais

Todas as forças de protensão aplicadas aos estais, neste trabalho, (carregamentos unitários, esquema de forças resultante dos métodos) serão simuladas e introduzidas ao modelo através de variações de temperatura. Estas temperaturas fictícias serão aplicadas aos estais do modelo de cálculo da ponte, já lançado no programa SAP 2000.

5.3. Resultados

5.3.1. Método de controle dos deslocamentos

Aplicada a carga permanente ao modelo da ponte, tem-se a seguinte deformada da estrutura:

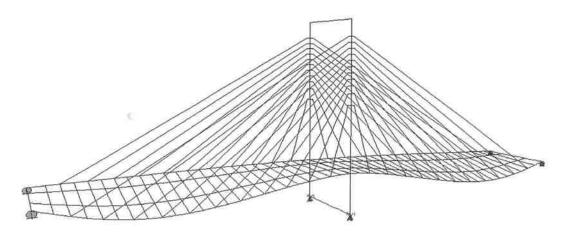


Figura 5.7 – Deformada da estrutura submetida ao carregamento permanente

Busca-se o controle dos deslocamentos verticais $\{\delta\}$ do tabuleiro da ponte, sendo adotado um valor limite de deslocamento de 1/500 do vão, sugerido pela AASHTO. Portanto, para o vão de 85 m do viaduto, tem-se um deslocamento máximo de 0,17 m para a estrutura submetida ao carregamento permanente junto com o acidental.

Como a primeira análise é feita em função do carregamento permanente, ao se fazer uma correlação entre os deslocamentos e os valores de tensão limite dos estais (tensão limite de 45% do f_{ptk}, sendo 30% do f_{ptk} adotado como proveniente da carga permanente), pode-se estabelecer uma aproximação do deslocamento final da estrutura para carga permanente junto com a acidental. Como o deslocamento gerado pelo carregamento permanente é da ordem de 2/3 (30% de 45%) do deslocamento final, tendo-se o máximo deslocamento para carga permanente, tem-se uma aproximação do máximo deslocamento final.

Como mostra a tabela 5.2, o maior valor de deslocamento do tabuleiro submetido ao carregamento permanente ocorreu no grau de liberdade 18, no valor de aproximadamente 0,30m. Sendo assim, pode ser feita uma estimativa para o deslocamento final deste ponto. Utilizando a ordem de 2/3 para carga permanente, tem-se um valor estimado de 0,45m para o deslocamento do ponto 18 para a ponte submetida à carga permanente junto com a acidental e, conseqüentemente, tem-se um valor de 0,15m gerado pela carga acidental. É importante observar que este valor pode ser menor, visto que 45% do f_{ptk} é o valor máximo permitido. Portanto, foi adotado para o exemplo um deslocamento máximo sob carga acidental variando entre 0,10m e 0,15m. Esta medida resulta, para a primeira análise deste procedimento de controle, num deslocamento máximo sob carga permanente da ordem de 0,05m.

Logo, as forças $\{F\}$ de protensão dos estais que controlam a deformada da estrutura submetida ao carregamento permanente (g), apresentada na figura 5.7, de tal maneira que nenhum ponto do tabuleiro exceda flecha $\{\delta\}$ de 0,05 m, estão apresentadas na tabela 5.2:

Tabela 5.2 - Controle das flechas geradas pelo carregamento permanente

Variável	$\{\delta\}(g)$ (m)	{ <i>F</i> }(°C)	${F}(kN)$	$\{\delta\}(-F)$ (m	$\{\delta\}(-F+g)$ (m)
1	-0,072779	264,6	4617,8	0,060652	-0,012127
2	-0,173976	151,5	1881,1	0,144985	-0,028991
33	-0,247504	323,0	4010,4	0,206261	-0,041243
4	-0,288216	136,3	1691,9	0,240189	-0,048027
5	-0,297307	339,1	3527,0	0,247764	-0,049543

Variável	$\{\delta\}(g)$ (m)	${F}(^{\circ}C)$	{ <i>F</i> }(kN)	$\{\delta\}(-F)$ (m	$\{\delta\}(-F+g)$ (m)
6	-0,279615	140,8	1464,6	0,233021	-0,046594
7	-0,242025	292,3	3040,8	0,201695	-0,040330
8	-0,192305	130,9	1230,1	0,160260	-0,032045
9	-0,137529	269,9	2535,8	0,114612	-0,022917
10	-0,083733	133,2	849,2	0,069780	-0,013953
11	-0,036694	399,8	2549,1	0,030580	-0,006114
12	-0,038777	377,6	2407,4	0,032315	-0,006462
13	-0,087292	165,8	1056,9	0,072746	-0,014546
14	-0,142381	244,2	2294,4	0,118655	-0,023726
15	-0,198030	142,8	1342,0	0,165032	-0,032998
16	-0,247818	272,5	2835,1	0,206522	-0,041296
17	-0,284431	152,9	1590,4	0,237034	-0,047397
18	-0,300054	317,8	3306,1	0,250054	-0,050000
19	-0,287962	151,7	1883,9	0,239977	-0,047985
20	-0,243747	302,6	3756,7	0,203130	-0,040617
21	-0,166890	167,8	2083,0	0,139080	-0,027810
22	-0,063367	231,9	4201,8	0,052808	-0,010559

Logo, com a aplicação das forças encontradas pode-se estabelecer o ajuste desejado ao greide da estrutura quando submetida ao carregamento permanente (figura 5.8). Na seqüência, a figura 5.9 mostra a distribuição dos momentos fletores para esta configuração.

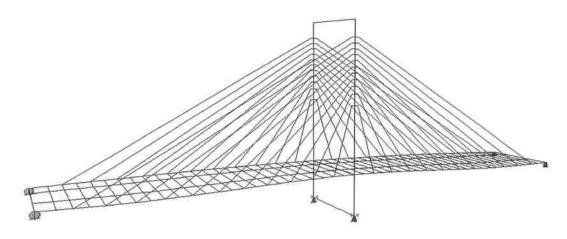


Figura 5.8 – Deformada da estrutura quando aplicado o esquema de forças encontrado e o carregamento permanente

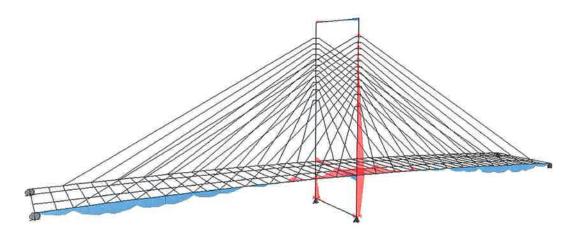


Figura 5.9 – Momentos fletores da estrutura quando aplicado o esquema de forças encontrado e o carregamento permanente

No entanto, o esquema encontrado deve ser verificado para situação de carga acidental. Aplicado o trem-tipo, deve-se garantir que nenhum ponto do tabuleiro da ponte exceda a flecha limite de 0,17 m. A tabela 5.3 mostra os valores máximos das flechas $\{\delta\}$ do tabuleiro quando a estrutura é submetida ao esquema de forças encontrado (-F), às cargas permanentes (g) e acidentais (g):

Tabela 5.3 – Controle das flechas geradas pelo carregamento permanente junto com o móvel

Variável ———	$\{\delta\}(-F+g)$ (m)	$\{\delta\}(q)$ (m)	$\{\delta\}(-F+g+q)$ (m)
1	-0,012127	-0,026627	-0,038754
2	-0,028991	-0,063864	-0,092855
3	-0,041243	-0,091287	-0,132530
4	-0,048027	-0,107100	-0,155127
5	-0,049543	-0,111722	-0,161265
6	-0,046594	-0,106857	-0,153451
7	-0,040330	-0,094969	-0,135299
8	-0,032045	-0,078713	-0,110758
9	-0,022917	-0,060408	-0,083325
10	-0,013953	-0,041746	-0,055699
11	-0,006114	-0,023725	-0,029839
12	-0,006462	-0,024315	-0,030777
13	-0,014546	-0,042915	-0,057461
14	-0,023726	-0,062065	-0,085791

Variável	$[\delta](-F+g)$ (m)	$[\delta](q)$ (m)	$[\delta](-F+g+q)$ (m)
15	-0,032998	-0,080689	-0,113687
16	-0,041296	-0,096948	-0,138244
17	-0,047397	-0,108466	-0,155863
18	-0,050000	-0,112592	-0,162592
19	-0,047985	-0,106934	-0,154919
20	-0,040617	-0,089925	-0,130542
21	-0,027810	-0,061350	-0,089160
22	-0,010559	-0,023244	-0,033803

A tabela 5.4 mostra os momentos fletores do tabuleiro gerados pelo carregamento permanente e a envoltória dos mesmos para a carga móvel:

Tabela 5.4 – Envoltória dos momentos fletores do tabuleiro da ponte

			*
Variável	M (-F+g) (kN.m)	Mmín $(-F+g+q)$	Mmáx $(-F+g+q)$
		(kN.m)	(kN.m)
1	1309,855	-1382,505	8288,890
2	4539,125	933,575	14141,590
3	2758,825	-990,635	12736,600
4	4161,575	813,415	13011,220
5	1364,910	-1253,005	8335,605
6	2182,785	393,645	6827,165
7	-867,475	-1897,760	1521,730
8	169,640	-355,785	832,945
9	-2587,950	-3127,880	-2587,950
10	-1386,800	-2413,575	-1386,800
11	-5849,585	-8182,445	-5849,585
12	-5587,975	-7755,730	-5587,975
13	-1767,265	-2786,935	-1767,265
14	-2223,355	-2725,210	-2223,355
15	49,815	-590,085	935,150
16	-518,580	-1670,475	2176,520
17	2136,520	238,120	7107,905

Variável	M(-F+g) (kN.m)	Mmín $(-F+g+q)$	Mmáx $(-F+g+q)$
		(kN.m)	(kN.m)
18	1726,745	-976,575	8991,170
19	4059,815	666,035	13109,600
20	3002,320	-748,610	13026,400
21	4241,330	675,405	13698,125
22	1331,090	-1279,185	7952,845

Logo, finalizada a análise, tem-se o seguinte esquema de forças de protensão dos estais, os respectivos esforços axiais resultantes para a ponte submetida às cargas permanentes e os esforços axiais máximos para a carga móvel (figura 5.10). Na seqüência, a figura 5.11 mostra as tensões máximas que atuam nos estais e seus respectivos aproveitamentos. Nota-se que o procedimento de controle dos deslocamentos resultou num esquema de forças sem uniformidade, que excedem o valor limite de tensão do aço dos estais (45% do f_{ptk}). Este problema será abordado nas conclusões, sendo utilizado na montagem dos estais, o conjunto de forças gerado pelo procedimento de controle dos momentos fletores.

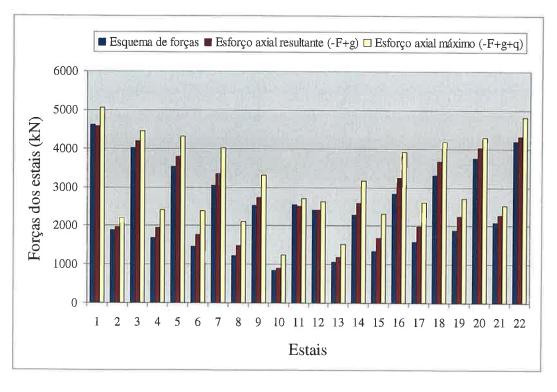


Figura 5.10 – Forças de protensão e esforços resultantes nos estais

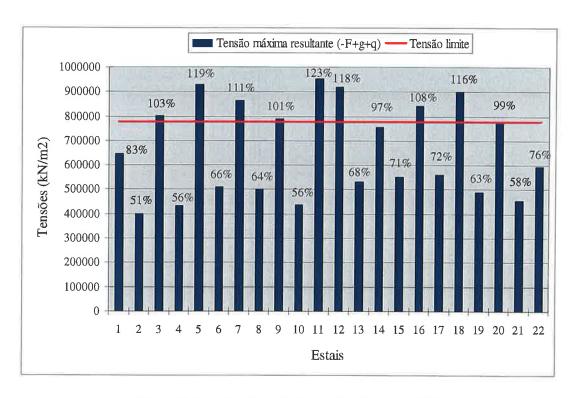


Figura 5.11 – Tensões máximas atuantes nos estais

5.3.2. Método de controle dos momentos fletores

Aplicada a carga permanente ao modelo da ponte, tem-se o seguinte diagrama de momentos fletores da estrutura:

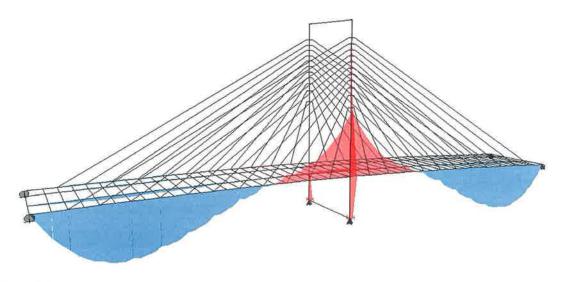


Figura 5.12 – Diagrama de momentos fletores da estrutura submetida ao carregamento permanente

Busca-se o controle dos momentos fletores $\{M\}$ do tabuleiro da ponte, sendo objetivada uma redução significativa dos momentos fletores positivos nos pontos de ligação dos estais com o tabuleiro. Este procedimento também tem como finalidade a redução ou, se for possível, a anulação de momentos fletores negativos no tabuleiro que normalmente surgem nas proximidades do mastro, garantindo uma distribuição mais homogênea dos esforços, resultando numa economia no dimensionamento do tabuleiro.

Assim como no Método de controle dos deslocamentos, a primeira análise é feita em função do carregamento permanente. No entanto, para este procedimento de controle dos momentos não existe um valor limite inicial a ser seguido. Adota-se um valor arbitrário, para análise sob efeito da carga permanente, de tal forma que com a aplicação do carregamento acidental ainda se tenha a distribuição de esforços desejada, com momentos fletores reduzidos e positivos, quando possível, ao longo do tabuleiro da ponte. Os deslocamentos do tabuleiro e os valores de tensão dos estais também devem ser observados, pois não podem exceder o valor limite normatizado, de 1/500 do vão e de 0,45f_{ptk} respectivamente.

Logo, as forças $\{F\}$ nos estais que controlam os momentos fletores apresentados na figura 5.12, de tal maneira que se tenha o diagrama de momentos desejado para o carregamento permanente (g) estão apresentadas na tabela 5.5:

Tabela 5.5 – Controle dos momentos gerados pelo carregamento permanente

Variável	$\{M\}(g)$ (kN.m)	${F}(^{\circ}C)$	${F}(kN)$	$\{M\}$ $(-F+g)$ (m)
1	19088,42	209,7	3659,4	1908,84
2	26719,43	257,4	3196,0	2671,94
3	27710,19	240,5	2985,4	2771,02
4	24468,48	223,0	2768,3	2446,85
5	19324,68	245,1	2549,6	1932,47
6	12613,42	223,2	2322,1	1261,34
7	5928,51	200,4	2084,8	592,85
8	501,31	207,0	1944,8	50,13
9	-4333,39	174,4	1638,3	0,00
10	-9103,90	177,9	1133,9	0,00
11	-19251,57	18,0	114,8	-2887,74
12	-19379,85	15,7	100,4	-2906,98

Variável	$\{M\}(g)$ (kN.m)	$\{F\}(^{\circ}\mathbb{C})$	${F}(kN)$	$\{M\}\left(-F+g\right)$ (m)
13	-9095,05	178,3	1136,8	0,00
14	-3963,48	175,0	1644,1	0,00
15	1047,78	204,9	1925,1	104,78
16	6766,51	200,1	2081,6	676,65
17	13558,46	221,4	2303,2	1355,85
18	20226,00	245,6	2555,3	2022,60
19	25117,17	224,1	2782,1	2511,72
20	27863,37	241,3	2995,8	2786,34
21	26204,49	255,0	3166,3	2620,45
22	17830,92	189,3	3430,1	1783,09

Logo, com a aplicação das forças encontradas pode-se estabelecer um ajuste dos momentos fletores da estrutura quando submetida ao carregamento permanente (figura 5.13). Na seqüência, a figura 5.14 mostra a deformada da estrutura para esta configuração.

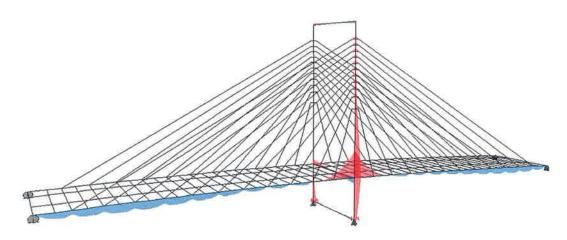


Figura 5.13 – Diagrama de momentos fletores da estrutura quando aplicado o esquema de forças e o carregamento permanente

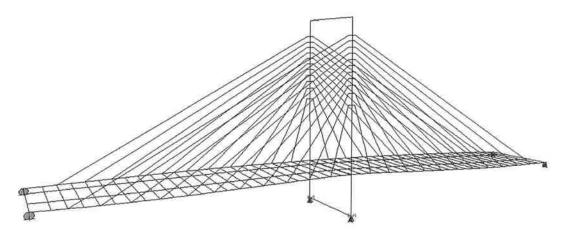


Figura 5.14 – Deformada da estrutura quando aplicado o esquema de forças encontrado e o carregamento permanente

No entanto, o esquema encontrado deve ser verificado para situação de carga acidental. Como já dito anteriormente, aplicado o trem-tipo, deve-se garantir um diagrama homogêneo de momentos fletores, evitando flutuações excessivas de esforços no tabuleiro. A tabela 5.6 mostra a envoltória dos momentos fletores do tabuleiro quando a estrutura é submetida ao esquema de forças encontrado (-F), às cargas permanentes (g) e acidentais (q):

Tabela 5.6 - Controle dos momentos gerados pelo carregamento permanente junto com o móvel

Variável	M(-F+g) (kN.m)	Mmin (-F+g+q)	Mmáx (-F+g+q)
·		(kN.m)	(kN.m)
1	1908,84	-783,52	8887,88
2	2671,94	-933,61	12274,41
3	2771,02	-978,44	12748,80
4	2446,85	-901,31	11296,50
5	1932,47	-685,45	8903,17
6	1261,34	-527,80	5905,72
7	592,85	-437,44	2982,06
8	50,13	-475,30	713,44
9	0,00	-539,93	0,00
10	0,00	-1026,78	0,00
11	-2887,74	-5220,60	-2887,74
12	-2906,98	-5074,74	-2906,98
13	0,00	-1019,67	0,00

Variável	M(-F+g) (kN.m)	Mmín (- F + g + q) (kN.m)	Mmáx (-F+g+q) (kN.m)
14	0,00	-501,86	0,00
15	104,78	-535,12	104,78
16	676,65	-475,25	3371,75
17	1355,85	-542,55	6327,24
18	2022,60	-680,72	9287,03
19	2511,72	-882,06	11561,51
20	2786,34	-964,59	12810,42
21	2620,45	-945,48	12077,25
22	1783,09	-827,19	8404,85

Tabela 5.6 - Controle dos momentos gerados pelo carregamento permanente junto com o móvel

A tabela 5.7 mostra as flechas máximas do tabuleiro geradas pelo carregamento permanente junto com a carga móvel:

Tabela 5.7 – Flechas máximas geradas pelo carregamento permanente junto com o móvel

Variável	$\{\delta\}(-F+g)$ (m)	$\{\delta\}(q)(\mathrm{m})$	$\{\delta\}(-F+g+q)$ (m)
1	-0,019844	-0,026627	-0,046471
2	-0,033711	-0,063864	-0,097575
3	-0,043338	-0,091287	-0,134625
4	-0,048561	-0,107100	-0,155661
5	-0,049712	-0,111722	-0,161434
6	-0,047388	-0,106857	-0,154245
7	-0,042341	-0,094969	-0,137310
88	-0,035329	-0,078713	-0,114042
9	-0,026917	-0,060408	-0,087325
10	-0,017252	-0,041746	-0,058998
11	-0,006927	-0,023725	-0,030652
12	-0,006973	-0,024315	-0,031288
13	-0,017359	-0,042915	-0,060274
14	-0,027300	-0,062065	-0,089365
15	-0,035515	-0,080689	-0,116204

Variável	$\{\delta\}(-F+g)$ (m)	$\{\delta\}(q)(\mathrm{m})$	$\{\delta\}(-F+g+q)$ (m)
16	-0,042525	-0,096948	-0,139473
17	-0,047478	-0,108466	-0,155944
18	-0,049601	-0,112592	-0,162193
19	-0,048145	-0,106934	-0,155079
20	-0,042545	-0,089925	-0,132470
21	-0,032524	-0,061350	-0,093874
22	-0,018337	-0,023244	-0,041581

Portanto, finalizada a análise, tem-se o seguinte esquema de forças de protensão dos estais, os respectivos esforços axiais resultantes para a ponte submetida às cargas permanentes e os esforços axiais máximos para a carga móvel (figura 5.15). Na sequência, a figura 5.16 mostra as tensões máximas que atuam nos estais e seus respectivos aproveitamentos:

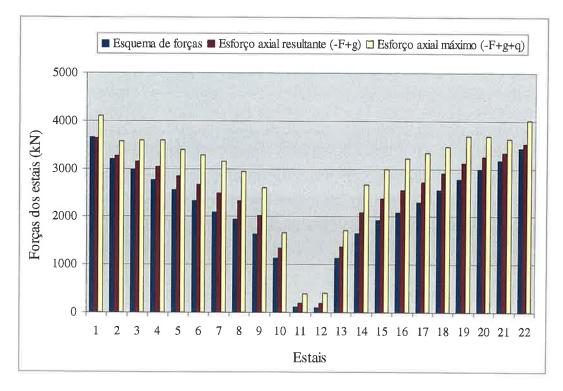


Figura 5.15 – Forças de protensão e esforços resultantes nos estais

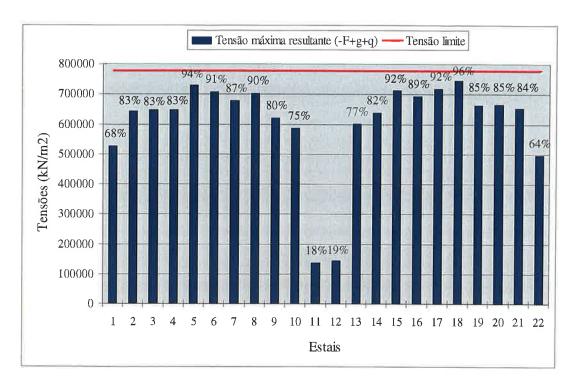


Figura 5.16 – Tensões máximas atuantes nos estais

5.3.3. Esforços e geometria para montagem da ponte

É necessário conhecer as forças que devem ser aplicadas aos estais durante a montagem para que se tenha a configuração final da ponte encontrada anteriormente, com os esforços e deslocamentos desejados. Para isto, procede-se a desmontagem da ponte a partir desta configuração final.

A figura 5.17 mostra a seqüência construtiva em balanços sucessivos utilizada no Viaduto Estaiado da Rodovia dos Imigrantes:

Ç.

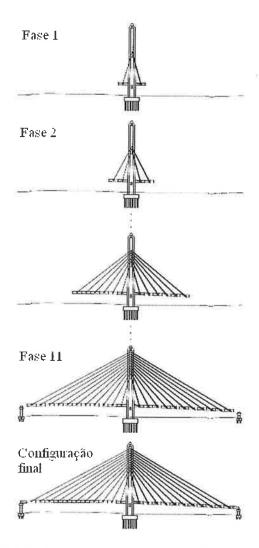


Figura 5.17 – Seqüência construtiva do Viaduto Estaiado

Adotando a configuração final da ponte como aquela resultante do esquema de forças encontrado pelo Método de controle dos momentos fletores, têm-se os seguintes valores, apresentados na tabela 5.8, de esforços axiais dos estais e coordenadas dos nós de ligação dos estais com o tabuleiro e com o mastro:

Tabela 5.8 – Esforços dos estais e coordenadas dos nós de interesse da estrutura na configuração final

Estai	Esforço axial (kN)	Cota y do nó estai-tabuleito (m)	Cota x do nó estai-mastro (m)
	3636,59	-0,019844	-0,004561
2	3276,32	-0,033711	-0,004329
3	3161,97	-0,043338	-0,004095

Estai	Esforço axial	Cota y do nó	Cota x do nó estai-
	(kN)	estai-tabuleito (m)	mastro (m)
4	3036,45	-0,048561	-0,003861
5	2844,24	-0,049712	-0,003626
6	2676,96	-0,047388	-0,003390
7	2486,96	-0,042341	-0,003151
8	2333,31	-0,035329	-0,002907
9	2019,95	-0,026917	-0,002652
10	1340,66	-0,017252	-0,002365
11	187,23	-0,006927	-0,001951
12	200,32	-0,006973	-0,001951
13	1378,64	-0,017359	-0,002365
14	2082,70	-0,027300	-0,002652
15	2371,71	-0,035515	-0,002907
16	2549,69	-0,042525	-0,003151
17	2724,58	-0,047478	-0,003390
18	2916,46	-0,049601	-0,003626
19	3129,70	-0,048145	-0,003861
20	3251,90	-0,042545	-0,004095
21	3326,17	-0,032524	-0,004329
22	3522,65	-0,018337	-0,004561

Aplicando o procedimento de desmontagem, como mostrado abaixo na figura 5.18, são obtidos agora os esforços axiais dos estais e as coordenadas dos nós de ligação dos estais com o tabuleiro e com o mastro para todas as fases construtivas da ponte. As tabelas 5.9, 5.10 e 5.11 apresentam estes valores.

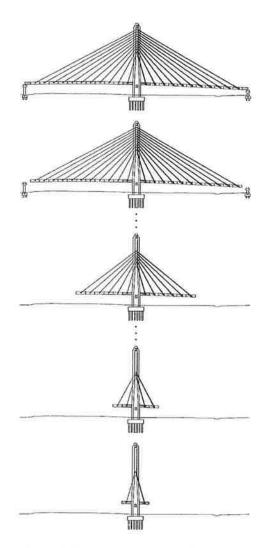


Figura 5.18 - Desmontagem do viaduto

Tabela 5.9 - Esforços dos estais em cada fase de montagem (unidade: kN)

	,)							
Estai	Fase 11	Fase 10	Fase 9	Fase 8	Fase 7	Fase 6	Fase 5	Fase 4	Fase 3	Fase 2	Fase 1
1	3916,58										
2	3408,26	3534,10									
m	3234,40	3335,43	3366,98								
4	3059,70	3136,34	3165,05	3201,31							
5	2832,27	2878,07	2899,93	2926,44	2967,85						
9	2643,54	2673,98	2693,88	2716,73	2750,74	2772,88					
7	2441,67	2460,43	2478,64	2498,25	2525,12	2544,23	2571,21				
∞	2289,72	2299,64	2314,78	2330,08	2348,74	2363,59	2383,37	2415,42			
6	1981,10	1987,42	2001,30	2014,72	2029,05	2041,91	2057,56	2081,75	2155,69		
10	1322,02	1325,88	1334,34	1342,44	1350,25	1357,97	1366,41	1377,93	1410,60	1441,99	
11	179,13	183,94	191,17	198,32	205,15	212,06	219,10	227,00	243,16	259,23	207,77
12	191,02	198,23	206,00	213,00	219,63	226,53	233,22	240,96	252,20	265,89	209,03
13	1357,91	1364,84	1373,81	1381,72	1389,52	1397,33	1404,75	1415,76	1439,29	1467,76	
14	2041,39	2051,45	2065,39	2078,56	2093,59	2106,95	2119,47	2142,30	2197,12		
15	2328,21	2339,49	2353,51	2368,57	2388,71	2404,37	2418,97	2448,65			
16	2508,42	2524,47	2539,85	2559,40	2589,14	2609,71	2628,77				
17	2700,06	2722,15	2737,45	2760,58	2798,83	2823,03					
18	2918,85	2949,45	2964,90	2992,18	3039,17						Ĩ
19	3176,72	3226,22	3245,42	3283,38							
20	3354,40	3419,21	3439,92								
21	3493,84	3575,11									
22	3872,14										

Tabela 5.10 – Deslocamentos dos nós de ligação estai-tabuleiro em cada fase de montagem (unidade: m)

						1					
Estai	Fase 11	Fase 10	Fase 9	Fase 8	Fase 7	Fase 6	Fase 5	Fase 4	Fase 3	Fase 2	Fase 1
-	-0,048938										
2	-0,048811	-0,064845									
8	-0,048385	-0,059032	-0,060628								
4	-0,047147	-0,053506	-0,054567	-0,056642							
5	-0,044802	-0,048069	-0,048729	-0,050045	-0,053160						
9	-0,041198	-0,042467	-0,042846	-0,043598	-0,045478	-0,046294					
7	-0,036351	-0,036510	-0,036706	-0,037078	-0,038058	-0,038487	-0,039555				
∞	-0,030382	-0,030069	-0,030155	-0,030300	-0,030705	-0,030884	-0,031417	-0,032807			
6	-0,023369	-0,022974	-0,022996	-0,023024	-0,023121	-0,023158	-0,023351	-0,024006	-0,027197		
10	-0,015131	-0,014837	-0,014817	-0,014792	-0,014764	-0,014734	-0,014752	-0,014955	-0,016348	-0,017707	
11	-0,006052	-0,005895	-0,005842	-0,005790	-0,005730	-0,005673	-0,005622	-0,005610	-0,005932	-0,006265	-0,003926
12	-0,007330	-0,007275	-0,007240	-0,007174	-0,007095	-0,007032	-0,006967	-0,006950	-0,007083	-0,007307	-0,004681
13	-0,017765	-0,017655	-0,017658	-0,017603	-0,017553	-0,017518	-0,017478	-0,017661	-0,018592	-0,019796	
14	-0,027705	-0,027521	-0,027537	-0,027522	-0,027628	-0,027674	-0,027710	-0,028326	-0,030690		
15	-0,036144	-0,035963	-0,035962	-0,036053	-0,036531	-0,036744	-0,036939	-0,038226			
16	-0,044015	-0,044044	-0,044005	-0,044327	-0,045514	-0,046034	-0,046515				
17	-0,051021	-0,051632	-0,051550	-0,052282	-0,054576	-0,055568					
18	-0,057083	-0,058824	-0,058720	-0,060079	-0,063880						
19	-0,062194	-0,065791	-0,065736	-0,067968							
20	-0,066486	-0,072794	-0,072915								
21	-0,070207	-0,080056									
22	-0,073775										

Tabela 5.11 – Deslocamentos dos nós de ligação estai-mastro em cada fase de montagem (unidade: m)

1											
Estai	Fase 11	Fase 10	Fase 9	Fase 8	Fase 7	Fase 6	Fase 5	Fase 4	Fase 3	Fase 2	Fase 1
-	0,000441										
2	0,000412	0,000463									
3	0,000383	0,000422	0,000384								
4	0,000352	0,000382	0,000346	0,000281							
S	0,000321	0,000342	0,000309	0,000251	0,000189						
9	0,000289	0,000304	0,000273	0,000222	0,000168	0,000127					
7	0,000259	0,000268	0,000240	0,000195	0,000148	0,000113	0,000095				
∞	0,000230	0,000234	0,000208	0,000169	0,000129	0,000099	0,000084	0,000068			
6	0,000202	0,000202	0,000179	0,000145	0,000111	0,000086	0,000074	0,000061	0,000059		
10	0,000173	0,000169	0,000148	0,000120	0,000093	0,000073	0,000062	0,000053	0,000051	-0,000001	
11	0,000136	0,000128	0,0001111	0,0000000	0,0000000	0,000055	0,000048	0,000042	0,000041	-0,000002	-0,000001
12	0,000136	0,000128	0,0001111	0,0000000	0,0000000	0,000055	0,000048	0,000042	0,000041	-0,000002	-0,000001
13	0,000173	0,000169	0,000148	0,000120	0,000093	0,000073	0,000062	0,000053	0,000051	-0,000001	
14	0,000202	0,000202	0,000179	0,000145	0,000111	0,000086	0,000074	0,000061	0,000059		
15	0,000230	0,000234	0,000208	0,000169	0,000129	0,000099	0,000084	0,000068			
16	0,000259	0,000268	0,000240	0,000195	0,000148	0,000113	0,000095				
17	0,000289	0,000304	0,000273	0,000222	0,000168	0,000127					
18	0,000321	0,000342	0,000309	0,000251	0,000189						
19	0,000352	0,000382	0,000346	0,000281							
20	0,000383	0,000422	0,000384								
21	0,000412	0,000463									
22	0,000441										

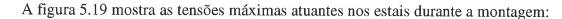
A partir dos dados levantados na desmontagem são obtidos os encurtamentos necessários dos estais (tabela 5.12) para que os esforços e geometria esperados em todas as fases de montagem e, conseqüentemente, na ponte finalizada sejam alcançados. Procede-se assim a montagem da ponte.

Tabela 5.12 – Encurtamentos necessários aplicados aos estais na montagem

Estai	Encurtamento (m)	Encurtamento adicional (m)	Encurtamento total (m)
1	-0,2110647	-0,0347955	-0,2484148
2	-0,2379103	0	-0,2379103
3	-0,2026164	0	-0,2026164
4	-0,1698678	0	-0,1698678
5	-0,1671702	0	-0,1671702
6	-0,1347357	0	-0,1347357
7	-0,1056052	0	-0,1056052
8	-0,0937298	0	-0,0937298
9	-0,0666752	0	-0,0666752
10	-0,0561999	0	-0,0561999
11	-0,0044681	0	-0,0044681
12	-0,0039712	0	-0,0039712
13	-0,0576276	0	-0,0576276
14	-0,0688586	0	-0,0688586
15	-0,0952235	0	-0,0952235
16	-0,1081881	0	-0,1081881
17	-0,1370209	0	-0,1370209
18	-0,1716498	0	-0,1716498
19	-0,1747652	0	-0,1747652
20	-0,2079731	0	-0,2079731
21	-0,2408703	0	-0,2408703
22	-0,1945007	-0,0615081	-0,2572580

Como mostra a tabela 5.12, são necessários encurtamentos adicionais aos últimos estais (1 e 22) com a finalidade de se alcançar a coordenada correta para o fechamento da

ponte (união da estrutura estaiada com a aduela moldada *in loco*). Gimsing (1998) estabelece a consideração desse tipo de ligação através dos esforços da seção. Entretanto, neste trabalho, foi considerada a geometria da ponte. Foi aplicado um encurtamento adicional de tal forma que as coordenadas das duas seções a serem ligadas coincidissem, sendo também necessária a verificação da configuração final (esforços e geometria) desejada da ponte.



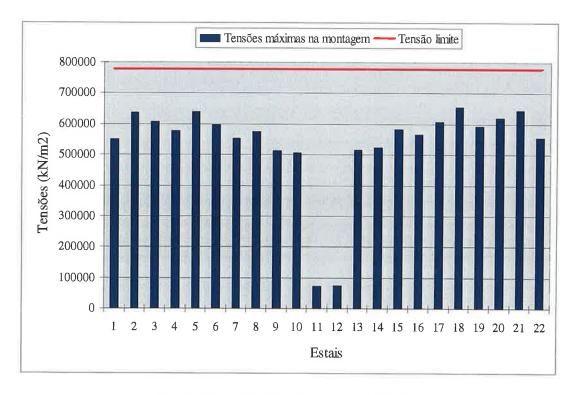


Figura 5.19 – Tensões máximas atuantes nos estais na montagem

5.3.4. Implantação das forças na estrutura

A partir dos encurtamentos encontrados anteriormente são obtidas as forças de protensão das primeiras cordoalhas de todos os estais (tabela 5.13):

Tabela 5.13 – Forças de protensão das primeiras cordoalhas

Estai	Encurtamento (m)	Força de protensão da 1º cordoalha (kN)
1	-0,2484	-82,83
2	-0,2379	-86,38
3	-0,2026	-80,69
4	-0,1699	-74,82
5	-0,1672	-82,25
6	-0,1347	-74,91
7	-0,1056	-67,25
8	-0,0937	-69,46
9	-0,0667	-58,51
10	-0,0562	-59,68
11	-0,0045	-6,04
12	-0,0040	-5,28
13	-0,0576	-59,83
14	-0,0689	-58,72
15	-0,0952	-68,75
16	-0,1082	-67,15
17	-0,1370	-74,30
18	-0,1717	-82,43
19	-0,1748	-75,19
20	-0,2080	-80,97
21	-0,2409	-85,57
22	-0,2573	-84,02

Procede-se então a protensão das demais cordoalhas de tal forma que estas fiquem com o mesmo comprimento da primeira cordoalha.

5.3.5. Forças de ajuste para os estais

Como já dito anteriormente, o Método de correção das forças pode ser aplicado para qualquer situação que gere uma mudança no conjunto de esforços dos estais da ponte. Esta mudança pode ser ocasionada pela inserção de novas parcelas de carga permanente ou até mesmo devido ao processo de tensionamento do estais, ou seja, devido ao processo construtivo em geral.

Supondo, por exemplo, que depois de finalizada a montagem de todo o viaduto os estais tenham sofrido algum alívio em função do processo de tensionamento, resultando em esforços menores que os calculados. Determinam-se então forças adicionais $\{F\}$, a serem aplicadas individualmente aos estais, para se obter a variação de esforço $\{F_0\}$ conhecida (esforço do estai na configuração final desejada subtraído do mesmo esforço após conclusão do viaduto). A tabela 5.14 apresenta a variação do esforço axial resultante, baseado em dados fornecidos pela empresa responsável pelo projeto e monitoração do viaduto, e as forças adicionais necessárias:

Tabela 5.14 – Variação de força dos estais e forças adicionais necessárias

Estai	Esforço axial na configuração desejada (kN)	Esforço axial após conclusão do viaduto (kN)	$\{F_0\}$ (kN)	{ <i>F</i> }(kN)
1	3636,59	3585,01	51,59	79,70
2	3276,32	3259,13	17,20	65,50
3	3161,97	3117,63	44,35	112,06
4	3036,45	3018,35	18,10	110,93
5	2844,24	2809,85	34,39	128,91
6	2676,96	2657,05	19,91	129,22
7	2486,96	2463,43	23,53	138,22
8	2333,31	2310,69	22,63	125,35
99	2019,95	2005,47	14,48	103,95
10	1340,66	1324,37	16,29	62,85
11	187,23	155,56	31,68	51,17
12	200,32	161,41	38,92	56,44
13	1378,64	1374,12	4,53	49,58
	,			.,,,,,,,,

Estai	Esforço axial na configuração	Esforço axial após conclusão	$\{F_0\}$ (kN)	{ <i>F</i> }(kN)
	desejada (kN)	do viaduto (kN)		
14	2082,70	2053,74	28,96	110,38
15	2371,71	2360,85	10,86	108,88
16	2549,69	2517,11	32,58	137,81
17	2724,58	2705,58	19,01	120,69
18	2916,46	2883,88	32,58	120,14
19	3129,70	3105,27	24,44	108,86
20	3251,90	3214,80	37,11	99,31
21	3326,17	3299,93	26,25	67,84
22	3522,65	3478,31	44,35	67,94

Observa-se que as forças individuais a serem aplicadas aos estais são maiores do que as forças finais pretendidas. Este resultado reflete o fato de que, normalmente, ocorre a diminuição do comprimento de um estai "encurtamento" em decorrência do tensionamento dos demais estais, provocando uma variação de força $\{F_0\}$, que deve ser acrescentada à força de correção. É importante estar atento quando da aplicação da força de correção para não ultrapassar os limites de dimensionamento das peças estruturais, tais como, longarinas, transversinas, torres, fundações e os próprios estais (ALMEIDA, 2002).

6. CONCLUSÕES

6.1. Método de controle dos deslocamentos

O procedimento de controle das flechas do tabuleiro se apresentou como uma boa ferramenta na determinação das forças dos estais no que diz respeito ao ajuste do greide da ponte. A coordenada de qualquer ponto de interesse pode ser controlada e, conseqüentemente, a geometria final desejada da estrutura pode ser alcançada sem a necessidade de uma análise de segunda ordem da estrutura, a qual tornaria necessário o emprego de métodos numéricos mais complexos, sendo esta uma vantagem presente também nos demais procedimentos utilizados neste trabalho.

No entanto, o esquema de forças gerado, quando se trabalha com controle dos deslocamentos, apresentou-se sem homogeneidade, resultando em esforços excessivos em alguns estais. Este procedimento, quando se trabalha com a deformada da ponte, limita-se ao controle uniforme dos deslocamentos dos graus de liberdade de interesse, não sendo possível ajustar os deslocamentos dos nós em proporções diferentes, o que geraria um vetor de forças mal condicionado.

Outro aspecto importante está na aplicação do método. Dependendo da ferramenta utilizada na inversão de matrizes, pode ser necessário um cuidado com a determinação da matriz de deformabilidade da estrutura. Coeficientes de deformabilidade com valores muito pequenos, ou seja, com grande quantidade de algarismos significativos, fornecem uma matriz inversa de deformabilidade mal condicionada, sendo necessária a aplicação de técnicas numéricas na resolução do problema. Pela praticidade, neste trabalho, a ferramenta de inversão de matrizes utilizada foi o Microsoft Office Excel, sendo utilizada uma técnica simples de aplicação de carregamentos "unitários" com valores mais significativos para resolução do problema da inversão.

Portanto, o procedimento apresentado constitui uma ferramenta adequada quando se busca controlar diretamente a geometria da ponte. No entanto, alguns cuidados devem ser tomados com relação aos critérios de utilização, tanto na obtenção da matriz de deformabilidade como no surgimento de esforços excessivos na estrutura.

6.2. Método de controle dos momentos fletores

O procedimento de controle dos momentos fletores do tabuleiro se apresentou como uma excelente ferramenta na determinação das forças dos estais, sendo bastante eficiente na busca por uma configuração mais estável da ponte estaiada, visto que o método gera um esquema de forças mais homogêneo, resultando assim em esforços melhores distribuídos entre os estais. Isso se dá devido à própria magnitude dos valores dos momentos fletores da estrutura em comparação com os deslocamentos, resultando numa matriz inversa de influência de momentos melhor condicionada em comparação com a matriz de deformabilidade.

O momento fletor de qualquer ponto de interesse pode ser controlado, dando à estrutura os esforços desejados e, conseqüentemente, a geometria desejada. Este procedimento, quando se trabalha com momentos fletores, abrange-se também ao controle não uniforme dos momentos dos graus de liberdade de interesse, sendo possível ajustar os momentos fletores dos nós em proporções diferentes sem gerar quaisquer problemas nos resultados. No mais, assim como na aplicação do método de controle dos deslocamentos é necessário também se ter cuidado com a determinação da matriz de influência de momentos da estrutura no que diz respeito à sua inversão.

Portanto, o procedimento apresentado constitui uma ferramenta bastante eficiente e adequada quando se busca por uma configuração mais estável da ponte, com esforços controlados e geometria conseqüentemente bem definida, gerando resultados bem mais satisfatórios que os gerados pelo procedimento de controle dos deslocamentos.

6.3. Procedimento de desmontagem da ponte

O procedimento de desmontagem se apresentou eficaz e suficiente no fornecimento de todas as ferramentas necessárias (esforços e coordenadas dos nós) para a construção da ponte, sendo possível determinar os encurtamentos necessários dos estais em todas as fases construtivas e fazer intervir os efeitos das deformações diferidas do concreto e da relaxação do aço das armaduras protendidas na montagem (efeitos não considerados por não serem significativos dentro do propósito deste trabalho).

6.4. Método de correção das forças

O procedimento de correção das forças apresentou resultados bastante satisfatórios, o qual, através de uma matriz de influência de força, se mostrou capaz de gerar um conjunto de forças adicionais eficazes na correção de qualquer variação de força que possa ocorrer, sendo uma ferramenta importante quando se necessita estabelecer ajustes nas forças dos estais de uma ponte. No mais, assim como na aplicação dos demais métodos, é necessário também se ter cuidado com a determinação da matriz de influência de força da estrutura.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

AASHTO. AASHTO LRFD bridge design specification. AASHTO; 1998.

ALMEIDA, P.A. de O.; OYAMADA, R.; ISHITANI, H. Forças de implantação nas pontes estaiadas. V Simpósio Epusp sobre Estruturas de Concreto, São Paulo, 2002.

ALMEIDA, S. **Pontes Estaiadas de Madeira**. 1989. 1v. Dissertação (Mestrado) – Escola Politécnica, Universidade de São Paulo. São Paulo.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. Ações e segurança nas estruturas – Procedimento – NBR 8681. Rio de Janeiro, 2003.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. Carga móvel em pontes rodoviárias e passarela de pedestres – NBR 7188. Rio de Janeiro, 1984.

CARVALHO JR, S.M. de. **Sistema Computacional para Projeto Otimizado de Pontes**. 2002. 1v. Dissertação (Mestrado) – Universidade Federal do Rio de Janeiro. Rio de Janeiro.

CHEN, D.W.; AU, F.T.K.; THAM, L.G.; LEE, P.K.K. Determination of initial cable forces in prestressed concrete cable-stayed bridges for given design deck profiles using the force equilibrium method. **Computers & Structures**, Oxford, v.74, p.1-9, 2000.

GIMSING, N.J. Cable supported bridges. Chichester: John Wiley e Sons Ltd., 1998.

ITZA, M.F.Q. **Métodos Construtivos de Pontes Estaiadas** – **Estudo da Distribuição de Forças nos Estais.** 2009. 1v. Dissertação (Mestrado) – Escola Politécnica, Universidade de São Paulo. São Paulo.

PODOLNY, W.; SCALZI, J.B. Construction and design of cable-stayed bridges. N. Y.: John Wiley, 1976.

SONG, W.-K.; KIM, S.-E. Analysis of the overall collapse mechanism of cable-stayed bridges with different cable layouts. **Engineering Structures**, Oxford, v.29, p.2133-2142, 2007.

SOUZA, S.M. de. Pontes de Concreto Protendido Executadas por Empurramentos Sucessivos. Anais do Seminário sobre Concreto Protendido – Associação Brasileira de Pontes e Estruturas, Rio de Janeiro, vol. 1, 1983.

SUNG, Y.-C.; CHANG, D.-W.; TEO, E.-H. Optimum post-tensioning cable forces of Mau-Lo Hsi cable-stayed bridge. **Engineering Structures**, Oxford, v.28, p.1407-1417, 2006.

TORNERI, P. Comportamento Estrutural de Pontes Estaiadas – Comparação de alternativas. 2002. 1v. Dissertação (Mestrado) – Escola Politécnica, Universidade de São Paulo. São Paulo.

TROITSKY, M.S. Cable-stayed Bridges: theory and design. Oxford: BSP Professional Books, 1988.

VARGAS, L.A.V. Comportamento estrutural de pontes estaiadas: efeitos de segunda ordem. 2007. 1v. Dissertação (Mestrado) — Escola Politécnica, Universidade de São Paulo. São Paulo.

VIRLOGEUX, M. Recent evolution of cable-stayed bridges. **Engineering Structures**, Oxford, v.21, p.737-755, 1999.

WALTHER, R.; HOURIET, B.; ISLER, W.; MOÏA, P. Cable stayed bridges. London: Thomas Telford Ltd., 1988.

WALTON, J.M. Developments in steel cables. J. Construct. Steel Res., v.39, p.3-29, 1996.

WANG, P.-H.; LIN, H.-T.; TANG, T.-Y. Study on nonlinear analysis of a highly redundant cable-stayed bridge. **Computers & Structures**, Oxford, v.80, p.165-182, 2002.

WANG, P.-H.; TANG, T.-Y.; ZHENG, H.-N. Analysis of cable-stayed bridges during construction by cantilever methods. **Computers & Structures**, Oxford, v.82, p.329-346, 2004.

WANG, P.-H.; YANG, C.G. Parametric studies on cable-stayed bridges. Computers & Structures, Oxford, v.60, p.243-260, 1996.

XANTHAKOS, P.P. **Theory and design of bridges.** New York: John Wiley e Sons Ltd., 1994.