MARCIO ISHII

SISTEMAS ESTRUTURAIS DE PONTES EXTRADORSO

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

São Paulo
2006

MARCIO ISHII

SISTEMAS ESTRUTURAIS DE PONTES EXTRADORSO

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

Área de Concentração:
Engenharia de Estruturas

Orientador:
Prof. Dr. Pedro Afonso de
Oliveira Almeida

São Paulo
2006

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, 30 de Novembro de 2006.

Assinatura do autor_____

Assinatura do orientador_____

FICHA CATALOGRÁFICA

Ishii, Marcio

**Sistemas estruturais de pontes extradorso / M. Ishii. -- São Paulo, 2006.
90 p.**

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

**1.Pontes 2.Pontes de concreto protendido 3.Pontes
estaiadas**

I.Universidade de São Paulo. Escola Politécnica. Departamento de Engenharia de Estruturas e Fundações Il.t.

*Aos meus pais Hiroaki e Rute,
meus irmãos, minha tia
Marlene e minha querida Erika,
pelo apoio e suporte inestimável.*

AGRADECIMENTOS

Ao Prof. Dr. Pedro Afonso de Oliveira Almeida, pela orientação deste trabalho, pelo incentivo, aprendizado e amizade.

Ao Prof. Dr. Hideki Ishitani, pela dedicação na "co-orientação" deste trabalho, conhecimento passado, tempo disponibilizado e amizade, indispensável para sua realização.

Aos meus pais, Rute e Hiroaki, pelo estímulo constante, incentivo e compreensão.

Ao Eng^o Hiroaki Ishii, pelo incentivo, aprendizado e inspiração para me tornar um engenheiro de estruturas.

À minha família, em especial a meus irmãos Luciana e Victor, minha tia Marlene, cunhada Tae e minha namorada Érika, e todos meus queridos amigos e meus "irmãos" da República Rodox que estiveram presentes em cada etapa da minha vida e que tornam meus dias cada vez mais felizes.

Ao Eng^o Dr. Rui Nobhiro Oyamada, Eng^o MSc. Iberê Martins da Silva e Eng^a Andréa Akemi Yamasaki, pelas informações, conhecimento passado, incentivo e amizade.

A todos os professores, funcionários e colegas do PEF, pela amizade, companheirismo e conhecimento, indispensáveis para a finalização do programa de mestrado.

RESUMO

As pontes extradorso surgiram na última década do Século XX, principalmente pelo extraordinário desenvolvimento tecnológico do concreto protendido, que possibilitou uma solução simples e econômica para a construção de pontes.

A Odawara Blueway Bridge, construída em 1995 no Japão, foi a primeira ponte extradorso do mundo. Depois dessa obra, dezenas de outras pontes foram construídas com esse sistema estrutural, principalmente na Ásia, comprovando sua viabilidade técnica e econômica.

Todavia, não se tem conhecimento de algum estudo que mostre em que faixa de extensão de vãos as superestruturas de pontes extradorso são economicamente vantajosas em relação a outros sistemas estruturais.

Neste trabalho foi realizada uma investigação visando um estudo comparativo entre as superestruturas de pontes em viga reta de concreto protendido e as pontes extradorso, ambas construídas pelo método dos balanços progressivos.

Na investigação realizada verificou-se que as pontes extradorso são economicamente competitivas com a ponte em viga reta de concreto protendido, principalmente na faixa de vãos entre 100 e 200 metros.

ABSTRACT

The extradosed bridges had appeared in the last decade of XX Century, mainly because the extraordinary technological development of the prestressed concrete made possible a simple and economic solution for the construction of bridges.

The Odawara Blueway Bridge, built in 1995 in Japan, was the world's first extradosed bridge. After that, dozens of other bridges were built with the same structural type, most in Asia, proving it's economic and technique advantages.

However, there is no knowledge of any study that show on witch span lengths the extradosed bridges are economically advantageous in comparison with others structural types.

This work intended to do this study, comparing the superstructures of conventional prestressed concrete bridges and extradosed bridges, both built with de balanced cantilever method.

On this investigation confirms that extradosed bridges are economically competitive with prestressed concrete bridges, mainly with span lengths between 100 and 200 meters.

SUMÁRIO

LISTA DE TABELAS

LISTA DE FIGURAS

LISTA DE SÍMBOLOS

FICHA CATALOGRÁFICA	3
1. INTRODUÇÃO	1
2. ARRANJOS BÁSICOS DAS PONTES EXTRADORSO	4
2.1. Arranjo dos Cabos Extradorso	4
2.1.1. Configuração Longitudinal dos Cabos Extradorso	4
2.1.1.1. Leque	4
2.1.1.2. Harpa	5
2.1.1.3. Configurações Alternativas	6
2.1.2. Configuração Transversal dos Cabos Extradorso	8
2.1.2.1. Sistemas com suspensão central	8
2.1.2.2. Sistemas com suspensão múltipla	8
2.2. Torre	10
2.2.1. Torres com mastro único	10
2.2.2. Torres com dois mastros	11
2.3. Superestrutura	13
2.3.1. Tabuleiros de concreto	13
2.3.2. Tabuleiro Híbrido	14
2.3.3. Tabuleiro Metálico	15
3. CABOS EXTRADORSO	16
3.1. Caracterização dos cabos (material e geometria)	16
3.2. Ancoragem dos cabos nas torres	17
3.3. Proteção	18
4. EXEMPLOS DE PONTES EXTRADORSO	20
5. CRITÉRIOS DE PROJETO	35
5.1. Altura das Torres	35
5.2. Altura da seção transversal do tabuleiro	36
5.2.1. Tabuleiro com Altura Constante	36
5.2.2. Tabuleiro com Altura Variável	37
5.3. Distribuição de Vãos	38
5.4. Cabos Extradorso	39
5.4.1. Geometria	39
5.4.2. Tensão Limite	39

5.4.3. Fadiga.....	40
5.4.3. Ajuste de Tensão nos Cabos durante a Construção	43
5.5. Vinculação entre Tabuleiro e Pilares	43
5.5. Resumo de Características Geométricas das Principais Obras	
Construídas	44
6. PROCEDIMENTOS METODOLÓGICOS	45
6.1. Concepção Estrutural	45
6.1.1. Ponte em viga reta de concreto protendido	45
6.1.2. Ponte Extradorso	46
6.2. Modelagem Computacional	47
6.2.1. Hipóteses de Cálculo Adotadas.....	47
6.2.2. Carregamentos Adotados	47
6.2.3. Ponte em Viga Reta de Concreto Protendido.....	48
6.2.4. Ponte Extradorso	59
6.3. Dimensionamento	65
6.3.1. Ponte em Viga Reta de Concreto Protendido.....	65
6.3.2. Ponte Extradorso	70
7. ANÁLISE DE RESULTADOS	75
7.1.1. Ponte em Viga Reta de Concreto Protendido.....	75
7.1.2. Ponte Extradorso	78
7.1.3. Análise de Resultados	82
8. CONCLUSÃO	87
9. REFERÊNCIAS	89

LISTA DE TABELAS

<i>Tabela 5.1 - Tensão limite de cabos extradorso, segundo Komiya</i>	<i>41</i>
<i>Tabela 5.2 - Tensão limite de cabos extradorso, segundo a norma francesa de estais</i>	<i>42</i>
<i>Tabela 5.3 - Resumo de Características Geométricas.....</i>	<i>44</i>
<i>Tabela 7.1 - Ponte em viga reta de concreto protendido: 65 - 110 - 65 metros - Processamento 1</i>	<i>75</i>
<i>Tabela 7.2 - Ponte em viga reta de concreto protendido: 65 - 110 - 65 metros - Processamento 2</i>	<i>76</i>
<i>Tabela 7.3 - Ponte em viga reta de concreto protendido: 90 - 150 - 90 metros - Processamento 1</i>	<i>76</i>
<i>Tabela 7.4 - Ponte em viga reta de concreto protendido: 90 - 150 - 90 metros - Processamento 2</i>	<i>77</i>
<i>Tabela 7.5 - Ponte em viga reta de concreto protendido: 120 - 200 - 120 metros - Processamento 1</i>	<i>77</i>
<i>Tabela 7.6 - Ponte em viga reta de concreto protendido: 120 - 200 - 120 metros - Processamento 2</i>	<i>78</i>
<i>Tabela 7.7 - Quadro resumo das pontes em viga reta de concreto protendido.....</i>	<i>78</i>
<i>Tabela 7.8 - Ponte Extradorso: 90 - 150 - 90 metros - Processamento 1</i>	<i>79</i>
<i>Tabela 7.9 - Ponte Extradorso: 90 - 150 - 90 metros - Processamento 2</i>	<i>80</i>
<i>Tabela 7.10 - Ponte Extradorso: 90 - 150 - 90 metros - Processamento 3</i>	<i>80</i>
<i>Tabela 7.11 - Ponte Extradorso: 90 - 150 - 90 metros - Processamento 1</i>	<i>81</i>
<i>Tabela 7.12 - Ponte Extradorso: 90 - 150 - 90 metros - Processamento 2</i>	<i>81</i>
<i>Tabela 7.13 - Ponte Extradorso: 90 - 150 - 90 metros - Processamento 3</i>	<i>82</i>
<i>Tabela 7.14 - Pontes Extradorso - estudo paramétrico para determinação da quantidade de cabos extradorso</i>	<i>83</i>
<i>Tabela 7.15 - Quadro comparativo de materiais.....</i>	<i>84</i>
<i>Tabela 7.16 - Tabela de Custo da Obra, utilizando os preços unitários fornecidos pela TPU do DER-SP de 31/03/2006.....</i>	<i>85</i>

LISTA DE FIGURAS

<i>Figura 1. 1 - Sistemas Estruturais</i>	<i>1</i>
<i>Figura 2. 1 - Configuração longitudinal dos cabos em leque</i>	<i>4</i>
<i>Figura 2. 2 - Odawara Blue Way Bridge</i> <i>(http://www.jbsi.co.jp/gyoumu/jbsi061_3.html).....</i>	<i>5</i>
<i>Figura 2.3 - Configuração longitudinal dos cabos em harpa</i>	<i>5</i>
<i>Figura 2.4 - Shikari Ohashi Bridge, no Japão</i> <i>(http://www.ccn.yamanashi.ac.jp/~jyoshida/jsce_struct/bridges_hp/pdf/Bridge_2000_2001.pdf)</i>	<i>5</i>
<i>Figura 2.5 - Ponte sobre o rio Deba, na Espanha</i> <i>(http://www.eipsa.net/documentos/imagenes/262.jpg)</i>	<i>6</i>
<i>Figura 2.6 - Esquema estrutural da Ponte sobre o rio Deba, na Espanha</i>	<i>7</i>
<i>Figura 2.7 - Ponte dos Socorridos, em Portugal</i> <i>(http://en.structurae.de/photos/index.cfm?JS=15736)</i>	<i>7</i>
<i>Figura 2.8 - Ibi River Bridge, no Japão (http://www.jsce.or.jp/committee/tanaka-sho/jyushou/pictures/m_kisoibi.jpg)</i>	<i>8</i>
<i>Figura 2.9 - Hozu Bridge, no Japão (http://www.jsce.or.jp/committee/tanaka-sho/jyushou/pictures/m_hodu.jpg)</i>	<i>9</i>
<i>Figura 2.10 - Ponte de Miyakodagawa, no Japão</i> <i>(http://www.jsce.or.jp/committee/tanaka-sho/jyushou/pictures/m_toda.jpg)</i>	<i>9</i>
<i>Figura 2.11 - Seção transversal com mastro único convencional e seção transversal hipotética de uma ponte com mastro único (a) e dois planos de estais inclinados (b).....</i>	<i>10</i>
<i>Figura 2.12 - Configuração das torres (a) com mastros independentes, (b) mastros contraventados, (c) mastros em "V" e (d) mastros em "Y"</i>	<i>11</i>
<i>Figura 2.13 - Japan-Palau Friendship Bridge</i> <i>(http://www.pacificislandersassocnw.org/photos.htm).....</i>	<i>12</i>
<i>Figura 2.14 - Tsukuhara Bridge (Extrosed Bridge Tecnology in Japan and the New Pearl Harbor Memorial Bridge, p. 19).....</i>	<i>12</i>
<i>Figura 2.15 - Matakina Bridge (http://www.sri-hybrid.co.jp/en/civil/cable_damper_main.html)</i>	<i>12</i>

<i>Figura 2.16 - Tabuleiro de concreto da Ponte Saint Rémy de Maurienne, na França</i> (http://en.structurae.de/photos/index.cfm?JS=22755)	14
<i>Figura 2.17 - Tabuleiro de seção híbrida da Japan-Palau Friendship Bridge</i> (http://www.pbrc.hawaii.edu/beelab/pictures/Pat/palau/pages/Japan-Palau%20friendship%20bridge.htm)	15
<i>Figura 3.1 - Ancoragens de cabos extradorso nas torres.....</i>	17
<i>Figura 3.2 - Ancoragens individuais</i>	17
<i>Figura 3.3 - Selas Metálicas</i>	18
<i>Figura 4.1 - Vista longitudinal do Projeto da Terceira Ponte de Rio Branco - AC..</i>	21
<i>Figura 4.2 - Vista longitudinal da Terceira Ponte de Rio Branco - AC.....</i>	21
<i>Figura 4.3 - Forma da fundação dos pilares centrais da Terceira Ponte de Rio Branco - AC</i>	22
<i>Figura 4.4 - Cortes transversais – Projeto da Terceira Ponte de Rio Branco – AC.</i>	23
<i>Figura 4.5 - Vista longitudinal do Projeto da Ponte da Integração Brasil-Peru.....</i>	24
<i>Figura 4.6 - Cortes transversais do Projeto da Ponte da Integração Brasil-Peru ...</i>	25
<i>Figura 4.7 - Ponte da Integração Brasil-Peru.....</i>	25
<i>Figura 4.8 - Tsukuhara Bridge</i> (http://www.kansai.gr.jp/culture_e/gendai/evolving/bri.htm)	26
<i>Figura 4.9 - Kanisawa Bridge</i> (http://www.wheesun.com/wheesun/cop/cop4_1.php)	27
<i>Figura 4.10 - Ibi Bridge</i> (http://www.jsce.or.jp/committee/tanaka-sho/jyushou/pictures/m_kisoibi.jpg)	27
<i>Figura 4.11 - Kiso Bridge</i> (http://www.dywidag-systems.com/docs/markets.php?market=Bridges&content=ibi_kiso).....	28
<i>Figura 4.12 - Shikari Bridge</i> (http://www.dywidag-systems.com/docs/markets.php?market=Bridges&content=shikari)	29
<i>Figura 4.13 - Miyakodagawa River Bridge</i> (http://www.jsce.or.jp/committee/tanaka-sho/jyushou/pictures/m_toda.jpg)	30
<i>Figura 4.14 - Matakina Bridge</i> (http://www.dywidag-systems.com/docs/markets.php?market=Bridges&content=matakina).....	31
<i>Figura 4.15 - Hozu Bridge</i> (http://www.jsce.or.jp/committee/tanaka-sho/jyushou/pictures/m_hodu.jpg)	32

<i>Figura 4.16 - Japan-Palau Friendship Bridge</i> (http://www.kajima.co.jp/topics/news_notes/vol20/v20b.htm)	33
<i>Figura 4.17 - Second Mandaue-Mactan Bridge</i> (http://www.ngkhai.com/pointcebu/facts/2ndbridge.htm).....	34
<i>Figura 5.1 - Características Geométricas de Pontes Extradorso</i>	37
<i>Figura 6.1 - Características geométricas de pontes em viga reta de concreto</i> <i>protendido</i>	45
<i>Figura 6.2 - Características geométricas de pontes extradorso.....</i>	46
<i>Figura 6.3 - Situação A de carregamento.....</i>	49
<i>Figura 6.4 - Situação B de carregamento.....</i>	50
<i>Figura 6.5 - Situação C de carregamento</i>	50
<i>Figura 6.6 - Situação D de carregamento</i>	51
<i>Figura 6.7 - Modelo Computacional - Ponte em viga reta de concreto protendido</i> <i>com 110 metros de vão principal.....</i>	51
<i>Figura 6.8 - Seção transversal da seção central do vão principal - Processamento 1</i> <i>.....</i>	52
<i>Figura 6.9 - Seção transversal dos apoios - Processamento 1.....</i>	52
<i>Figura 6.10 - Seção transversal da seção central do vão principal - Processamento 2</i> <i>.....</i>	53
<i>Figura 6.11 - Seção transversal dos apoios - Processamento 2.....</i>	53
<i>Figura 6.12 - Modelo Computacional - Ponte em viga reta de concreto protendido</i> <i>com 150 metros de vão principal.....</i>	54
<i>Figura 6.13 - Seção transversal da seção central do vão principal - Processamento 1</i> <i>.....</i>	54
<i>Figura 6.14 - Seção transversal dos apoios - Processamento 1.....</i>	55
<i>Figura 6.15 - Seção transversal da seção central do vão principal - Processamento 2</i> <i>.....</i>	55
<i>Figura 6.16 - Seção transversal dos apoios - Processamento 2.....</i>	56
<i>Figura 6.17 - Modelo Computacional - Ponte em viga reta de concreto protendido</i> <i>com 200 metros de vão principal.....</i>	56
<i>Figura 6.18 - Seção transversal da seção central do vão principal - Processamento 1</i> <i>.....</i>	57

<i>Figura 6.19 - Seção transversal dos apoios - Processamento 1.....</i>	<i>57</i>
<i>Figura 6.20 - Seção transversal da seção central do vão principal - Processamento 2</i>	<i>58</i>
<i>Figura 6.21 - Seção transversal dos apoios - Processamento 2.....</i>	<i>58</i>
<i>Figura 6.22 - Fases de processamento 1 a 4 - Pontes Extradorso.....</i>	<i>59</i>
<i>Figura 6.23 - Fase de processamento onde o balanço é máximo.....</i>	<i>60</i>
<i>Figura 6.24 - Fase de processamento - Situação final da estrutura</i>	<i>60</i>
<i>Figura 6.25 - Modelo Computacional - Ponte extradorso com vão principal de 150 m.....</i>	<i>61</i>
<i>Figura 6.26 - Seção transversal da seção central do vão principal.....</i>	<i>61</i>
<i>Figura 6.27 - Seção transversal da seção dos apoios</i>	<i>62</i>
<i>Figura 6.28 - Modelo Computacional - Ponte extradorso com vão principal de 200 m.....</i>	<i>63</i>
<i>Figura 6.29 - Seção transversal da seção central do vão principal.....</i>	<i>63</i>
<i>Figura 6.30 - Seção transversal da seção dos apoios</i>	<i>64</i>
<i>Figura 6.31 - Fases de processamento de esforços de protensão</i>	<i>66</i>
<i>Figura 6.32 - Disposição dos cabos de protensão - Ponte em viga reta de concreto protendido com vão principal de 110 metros</i>	<i>67</i>
<i>Figura 6.33 - Disposição dos cabos de protensão - Ponte em viga reta de concreto protendido com vão principal de 150 metros</i>	<i>68</i>
<i>Figura 6.34 - Disposição dos cabos de protensão - Ponte em viga reta de concreto protendido com vão principal de 200 metros</i>	<i>69</i>
<i>Figura 6.35 - Disposição dos cabos de protensão - Ponte extradorso com vão principal de 150 metros</i>	<i>72</i>
<i>Figura 6.36 - Disposição dos cabos de protensão - Ponte extradorso com vão principal de 200 metros</i>	<i>73</i>
<i>Figura 7.1 - Gráfico Espessura média x Vão Principal</i>	<i>84</i>
<i>Figura 7.2 - Aço de Protensão/Volume de concreto x Vão Principal</i>	<i>84</i>
<i>Figura 7.3 - Custo x Vão Principal - preços unitário fornecidos pela TPU DER-SP de 31/03/2006.....</i>	<i>85</i>
<i>Figura 8.1 - Componentes das forças de protensão extradorso.....</i>	<i>87</i>

LISTA DE SÍMBOLOS

$f_{p,lim}$ - resistência à fadiga do aço da armadura ativa em relação ao número de ciclos de carregamento.

f_{pu} - resistência última do aço da armadura ativa.

h - altura da seção transversal do tabuleiro.

h_a - altura da seção transversal do tabuleiro na seção dos apoios.

h_c - altura da seção transversal do tabuleiro na seção central do vão principal.

H - altura das torres.

L - comprimento do vão.

L_1 - comprimento do vão principal de pontes com 3 vãos contínuos.

L_2 - comprimento dos vãos laterais de pontes com 3 vãos contínuos.

N - número de ciclos de carregamento, relacionado ao fenômeno da fadiga.

$PEAD$ - polietileno de alta densidade.

S_{g1} - esforços solicitantes provenientes da fase G1 de carregamento.

S_p - esforços solicitantes de protensão.

1. INTRODUÇÃO

Com o desenvolvimento dos métodos construtivos, associados à consolidação técnica de elementos de protensão, surgiram, nas últimas décadas, novos sistemas estruturais que foram empregados na construção de pontes e viadutos, como é o caso da ponte conhecida como “extradorso” ou “extradosed”.

Essa nova concepção estrutural foi proposta pelo engenheiro francês Jacques Mathivat em 1988^{*}, cuja idéia principal era a utilização da protensão externa com grande excentricidade sobre os apoios internos. Nesse contexto, a ponte extradorso seria uma ponte intermediária entre as pontes em viga reta de concreto protendido e estaiadas, reunindo algumas características de cada uma delas.

Figura 1. 1 - Sistemas Estruturais

A definição do sistema estrutural de uma ponte é uma tarefa complexa e deve ser realizada por um estudo cuidadoso, que considere alguns fatores como: a relação entre os vãos livres da ponte, número de apoios, estética e custos.

Com os mais recentes princípios de desenvolvimento sustentável, as novas construções devem ser idealizadas tomando como referência a sustentabilidade dos sistemas, ou seja, devem ser ecologicamente adequado, socialmente justo e economicamente viável. A observância desses princípios será empregado na avaliação dos sistemas extradorso.

^{*} Mathivat propôs a concepção de pontes extradorso em um artigo publicado no boletim FIP Notes 1988/2.

Os custos relativos de cada tipo estrutural de ponte dependem de muitos fatores e, principalmente, do número e do comprimento dos vãos livres.

A primeira ponte extradorso foi construída em 1995, no Japão, e batizada como Odawara Blueway Bridge, com comprimento total de 270 metros, subdivididos em três vãos contínuos de 74, 122 e 74 metros. Desde então, várias pontes extradorso foram construídas no Japão e na Coreia do Sul, projetando mundialmente essa nova concepção estrutural como alternativa para vãos entre 100 e 200 metros.

No Brasil, foram construídas duas pontes extradorso: a Terceira Ponte de Rio Branco/AC, que é parte integrante do anel viário da cidade, com vãos laterais de 54m e vão central de 90m; e a Ponte da Integração Brasil-Peru, na Rodovia do Pacífico, com vãos laterais de 65m e vão central de 110m. O arranjo básico dessas primeiras pontes extradorso foi idealizado pelo Engº Minoru Onishi, Diretor da Protende Sistemas e Métodos Ltda. O Engº Minoru Onishi estimulou e lançou os dois primeiros arranjos estruturais das pontes extradorso no Brasil, baseado em suas experiências como construtor de pontes estaiadas, que são estruturas que empregam métodos construtivos de mesma natureza. Essa experiência serviu para aumentar a confiança no sistema estrutural das pontes extradorso o que permitiu a construção dessas duas primeiras obras que são hoje tomadas como referência nacional na área.

Esta investigação tem como objetivo avaliar o campo de aplicação das pontes extradorso, buscando definir vãos economicamente competitivos com outros sistemas estruturais, considerando, entre outras variáveis, os métodos construtivos e a disponibilidade tecnológica dos sistemas de protensão.

Para a realização deste estudo, foram desenvolvidas as seguintes atividades:

- seleção de três superestruturas, cada qual constituída por três vãos contínuos com extensão de: 65 m - 110 m - 65 m; 90 m - 150 m - 90 m; 120 m - 200 m - 120 m;
- modelagem computacional para cálculo de esforços, verificação da segurança nos estados limites de serviço e último nas seções de momentos máximos da superestrutura;

- quantificação de serviços e materiais necessários em cada uma das seis superestruturas;
- análise comparativa das duas soluções aplicadas.

2. ARRANJOS BÁSICOS DAS PONTES EXTRADORSO

A idéia básica das pontes extradorso consiste em utilizar protensão externa com grande excentricidade nos apoios internos, através de cabos extradorso que ligam o tabuleiro à parte superior das torres.

Esse sistema estrutural possui diversas configurações geométricas, que podem ser facilmente ajustadas de acordo com as condições locais da obra, como arranjo dos cabos extradorso, tipo do tabuleiro e geometria das torres.

São apresentadas, a seguir, algumas opções de configuração das pontes extradorso.

2.1. Arranjo dos Cabos Extradorso

2.1.1. Configuração Longitudinal dos Cabos Extradorso

Existem duas opções básicas utilizadas na configuração longitudinal dos cabos extradorso: leque e harpa.

2.1.1.1. Leque

Nessa configuração, os cabos extradorso estão ancorados ao longo do tabuleiro e fixos na parte superior da torre, Figura 2.1.

Figura 2. 1 - Configuração longitudinal dos cabos em leque

Essa é a configuração mais utilizada, pois maximiza a excentricidade da protensão extradorso, aumentando a sua eficiência. A Odawara Blue Way Bridge, Figura 2.2, utiliza essa disposição de cabos extradorso.

Figura 2. 2 - Odawara Blue Way Bridge
(http://www.jbsi.co.jp/gyoumu/jbsi061_3.html)

2.1.1.2. Harpa

Essa configuração é caracterizada pelo paralelismo entre os cabos extradorso, Figura 2.3. A Shikari-Ohashi Bridge, Figura 2.4, utiliza essa disposição de cabos extradorso.

Figura 2.3 - Configuração longitudinal dos cabos em harpa

Figura 2.4 - Shikari Ohashi Bridge, Japão
(http://www.ccn.yamanashi.ac.jp/~jyoshida/jsce_struct/bridges_hp/pdf/Bridge_2000_2001.pdf)

2.1.1.3. Configurações Alternativas

Existem algumas configurações alternativas para a disposição longitudinal dos cabos extradorso.

A configuração alternativa 1 geralmente possui torres mais baixas e os cabos extradorso passam pela parte interna do tabuleiro, provendo protensão ao longo do vão. A Ponte sobre o Rio Deba, Figura 2.5, apresenta essa forma de distribuição de cabos.

Figura 2.5 - Ponte sobre o rio Deba, Espanha
(<http://www.eipsa.net/documentos/imagenes/262.jpg>)

O esquema estrutural da Ponte sobre o rio Deba, Figura 2.6, mostra a configuração dos cabos que são contínuos ao longo da superestrutura, muito parecido com a configuração de cabos utilizada em pontes de concreto protendido com três vãos contínuos, porém, com os cabos externos na região dos apoios internos (desviados nas torres) e cabos internos em quase toda extensão dos vãos. Através dessa configuração, obtém-se maior eficiência da protensão na região dos apoios, devido ao aumento da excentricidade dos cabos.

Figura 2.6 - Esquema estrutural da Ponte sobre o rio Deba, Espanha

Na configuração alternativa 2, os cabos extradorso estão "cobertos" por painéis de concreto, onde a "cobertura" é executada após a ativação dos cabos. A ponte dos Socorridos transpõe o Vale dos Socorridos, localizado na Ilhas da Madeira, em Portugal, Figura 2.7. Possui quatro vãos contínuos de 86 m; 106 m; 85 m; 54 m e altura de 100 metros. Essa obra foi finalizada em 1994 e possui o conceito de ponte extradorso com os cabos extradorso cobertos por um painel de concreto.

Figura 2.7 - Ponte dos Socorridos, Portugal
(<http://en.structurae.de/photos/index.cfm?JS=15736>)

Nesse caso, a grande rigidez dos painéis reduz as deformações do tabuleiro e diminui a flutuação de tensão nos cabos.

Por outro lado, existem algumas desvantagens como: dificuldade do controle de fissuração dos painéis de concreto, principalmente durante a construção; a grande rigidez do tabuleiro é desvantajosa sobre os efeitos de terremotos; somente se aplica a uma restrita faixa de vãos.

Essas configurações alternativas não serão analisadas neste trabalho.

2.1.2. Configuração Transversal dos Cabos Extradorso

2.1.2.1. Sistemas com suspensão central

Essa configuração é caracterizada pela presença de um ou mais planos de cabos extradorso localizados ao longo do eixo longitudinal do tabuleiro. Essa disposição apresenta um efeito estético muito agradável, defendida por muitos engenheiros projetistas, pois evita o cruzamento visual dos cabos.

Nessa solução, a seção do tabuleiro deve resistir aos momentos torçores, causados pela assimetria das cargas móveis no plano transversal. Dessa forma, são utilizados, nessa configuração, tabuleiros de seção celular, que apresentam grande resistência e rigidez à torção.

As pontes de Kiso e Ibi River, Figura 2.8, são exemplos de pontes com sistema de suspensão central.

Figura 2.8 - Ibi River Bridge, Japão (http://www.jsce.or.jp/committee/tanaka-sho/jyushou/pictures/m_kisoibi.jpg)

2.1.2.2. Sistemas com suspensão múltipla

Essa configuração é caracterizada por dois ou mais planos de cabos extradorso que são ancorados nas torres e ao longo das bordas do tabuleiro. Essa disposição gera

uma rigidez transversal maior, o que reduz os efeitos dinâmicos na estrutura causados pela ação do vento e de terremotos. Outra característica preponderante desse sistema é que nessa configuração os esforços de torção são pequenos, o que possibilita a utilização de seções transversais mais leves no tabuleiro. Por outro lado, nessa configuração, o número de cabos é maior, bem como o número de ancoragens.

Figura 2.9 - Hozu Bridge, Japão (http://www.jsce.or.jp/committee/tanaka-sho/jyushou/pictures/m_hodu.jpg)

O sistema com suspensão lateral introduz momentos fletores transversais máximos no centro do tabuleiro e esforços cortantes máximos nas extremidades. No caso de tabuleiros muito largos, os momentos fletores transversais podem superar os momentos fletores longitudinais, Figura 2.9.

A ponte Miyakodagawa, no Japão, possui um sistema de suspensão lateral com 3 torres e 4 planos de cabos, além de 2 superestruturas independentes, Figura 2.10.

Figura 2.10 - Ponte de Miyakodagawa, Japão (http://www.jsce.or.jp/committee/tanaka-sho/jyushou/pictures/m_toda.jpg)

2.2. Torre

A torre é o elemento estrutural que gera a excentricidade dos cabos extradorso. A sua altura depende da extensão do vão a ser vencido e a sua configuração geométrica pode variar de acordo com as condições do local da obra.

Existem duas soluções básicas de vinculação entre as torres e o restante da estrutura: a primeira consiste em torres ligadas rigidamente ao tabuleiro, de forma que as reações da superestrutura sejam transmitidas para os pilares através de apoios livres à rotação; a segunda solução consiste em engastar as torres e os tabuleiros aos pilares.

São apresentadas, a seguir, algumas configurações geométricas adotadas.

2.2.1. Torres com mastro único

Essa configuração é utilizada em tabuleiros com um único plano de cabos extradorso, Figura 2.11a. Não é possível a utilização de dois planos de cabos inclinados transversalmente com uma torre de mastro único sustentando as bordas do tabuleiro, já que a inclinação dos cabos, causada pela baixa altura das torres, não permite o gabarito necessário para o tráfego de veículos sobre a ponte, Figura 2.11b.

Figura 2.11 - Seção transversal com mastro único convencional e seção transversal hipotética de uma ponte com mastro único (a) e dois planos de estais inclinados (b)

Nessa configuração, a torre deve resistir aos esforços provenientes da ação do vento e também deve garantir a estabilidade transversal da obra.

2.2.2. Torres com dois mastros

Essa configuração é utilizada para suportar tabuleiros com suspensão lateral. As torres podem ser construídas (a) com mastros independentes (Figura 2.12a), (b) mastros contraventados (Figura 2.12b), (c) mastros em "V" (Figura 2.12c) e (d) mastros em "Y" (Figura 2.12d).

Figura 2.12 - Configuração das torres (a) com mastros independentes, (b) mastros contraventados, (c) mastros em "V" e (d) mastros em "Y"

Nas torres com mastros independentes, recomenda-se o alinhamento dos planos de estais com o eixo do mastro, com a finalidade de evitar a flexão das torres no sentido transversal ao tabuleiro e, conseqüentemente, deformações que são acentuadas pelo fenômeno da fluência do concreto.

No caso das torres com mastros contraventados, as deformações são desprezíveis, o que possibilita a utilização de mastros e planos de cabos inclinados. Essa solução é geralmente adotada em torres de grande altura, utilizadas quando se deseja vencer grandes vãos, como é o caso da Japan-Palau Friendship Bridge, Figura 2.13, que possui vão principal de 247 metros e torres com altura de 27 metros.

*Figura 2.13 - Japan-Palau Friendship Bridge
(<http://www.pacificislandersassocnw.org/photos.htm>)*

As torres com mastros em "V" (exemplo Tsukuhara Bridge, Figura 2.14) e com mastros em "Y" (exemplo Matakina Bridge, Figura 2.15) possuem comportamento estrutural semelhantes, já que a principal diferença entre elas é a geometria dos pilares.

Figura 2.14 - Tsukuhara Bridge (Extrosed Bridge Tecnology in Japan and the New Pearl Harbor Memorial Bridge, p. 19)

Figura 2.15 - Matakina Bridge (http://www.sri-hybrid.co.jp/en/civil/cable_damper_main.html)

2.3. Superestrutura

Os tabuleiros das pontes extradorso podem ser classificados de acordo com a seção transversal ou de acordo com os materiais empregados. Neste texto, os tabuleiros serão classificados de acordo com o material empregado, ou seja, tabuleiro de concreto, tabuleiro híbrido e tabuleiro metálico.

2.3.1. Tabuleiros de concreto

Pontes extradorso com tabuleiro de concreto é a solução mais utilizada atualmente. A principal vantagem é o custo, que é menor comparando-se com os tabuleiros de aço.

Devido à menor resistência do concreto em relação ao aço, é necessária a utilização de uma seção transversal mais robusta, que gera o aumento do peso próprio e, conseqüentemente, os gastos com a infraestrutura.

Os tabuleiros são, geralmente, construídos pelo método dos balanços sucessivos, utilizando aduelas pré-moldadas ou aduelas concretadas in loco, e contam com protensão interna, além da protensão extradorso.

A forma da seção transversal do tabuleiro pode variar bastante. No caso de pontes com suspensão central, o tabuleiro deve ter rigidez à torção que garanta a estabilidade da estrutura, o que sugere a utilização de tabuleiros com seção celular. Já no caso de pontes com suspensão lateral, o tabuleiro deve ter rigidez à flexão tanto no sentido longitudinal, quanto no transversal da ponte, e a rigidez à torção do tabuleiro não é essencial, possibilitando a utilização de seções transversais "abertas".

A Ponte Saint Rémy de Maurienne, construída na França, em 1997, Figura 2.16, com comprimento total de 101 metros, subdivididos em dois vão contínuos de 48,5 e 52,50 metros, possui tabuleiro de concreto com seção celular com largura de 8 metros e altura constante de 2,15 metros.

*Figura 2.16 - Tabuleiro de concreto da Ponte Saint Rémy de Maurienne, França
(<http://en.structurae.de/photos/index.cfm?JS=22755>)*

2.3.2. Tabuleiro Híbrido

De acordo com a concepção idealizada por Jacques Mathivat, os tabuleiros das pontes extradorso deveriam ser de concreto, porém, provou-se na prática que tabuleiros híbridos (seção celular de concreto próximo aos apoios e de aço no trecho central) podem ser utilizados para vencer grandes vãos. Como é o caso das pontes de Ibi e Kiso River, Figura 2.8, no Japão que possuem vãos de 275 metros, e da Japan-Palau Friendship Bridge, Figura 2.17, na República do Palau, com vão principal de 247 metros.

Nessa concepção, a utilização de uma viga celular metálica no trecho central do vão reduz o peso próprio da estrutura nessa região e, conseqüentemente, reduz as tensões de compressão no tabuleiro.

O trecho de concreto é construído pelo método dos balanços sucessivos e contam com a protensão interna e extradorso. Já o trecho metálico é pré-fabricado e, geralmente, é transportado em uma única peça e anexada à obra com a ajuda de guindastes.

*Figura 2.17 - Tabuleiro de seção híbrida da Japan-Palau Friendship Bridge
(<http://www.pbrc.hawaii.edu/beelab/pictures/Pat/palau/pages/Japan-Palau%20friendship%20bridge.htm>)*

2.3.3. Tabuleiro Metálico

Apesar de não ter sido construída nenhuma ponte extradorso com tabuleiro metálico, essa concepção agrada muitos engenheiros projetistas.

A utilização do tabuleiro metálico traz alguns benefícios como o melhor controle dos processos executivos, maior qualidade dos materiais e utilização de tabuleiros mais esbeltos, o que reduz os gastos com a infraestrutura. Por outro lado, a utilização de tabuleiros mais esbeltos pode requerer uma atenção especial ao comportamento dinâmico, além de exigir mão-de-obra mais qualificada.

3. CABOS EXTRADORSO

3.1. Caracterização dos cabos (material e geometria)

O sistema de protensão extradorso é composto por cabos, ancoragens e todos os itens utilizados na proteção do conjunto.

Os cabos são compostos por um conjunto de cordoalhas dispostas paralelamente.

As cordoalhas são compostas de um conjunto de fios dispostos helicoidalmente em torno de um fio, em uma ou mais camadas.

Os fios de aço utilizados apresentam resistência de ruptura à tração da ordem de 2000 MPa, que são conseguidos por deformação a frio de uma haste metálica, que reduz a área transversal da mesma em 65 a 75%, melhorando a estrutura interna do aço e, conseqüentemente, aumentando sua resistência. Por outro lado, o aumento da resistência do aço acarreta a diminuição considerável da ductilidade do material.

O aço utilizado nos cabos apresenta em sua composição química uma elevada quantidade de carbono (cerca de 4 vezes mais do que em aço CA-50) o que torna esse aço inapropriado para ser soldado.

Geralmente, são utilizados fios de aço de baixa relaxação na fabricação dos estais, porém, não existe nenhum problema na utilização de aço de relaxação normal.

As cordoalhas não apresentam a mesma resistência de ruptura à tração que a soma das resistências dos fios, devido à redução da capacidade da cordoalha provocada pela torção aplicada na sua fabricação. Normalmente, nota-se, também, a redução de 6 a 8% do módulo de elasticidade.

3.2. Ancoragem dos cabos nas torres

Os métodos de fixação de cabos extradorso nas torres podem ser classificados em ancoragens individuais e ancoragens através de selas, Figura 3.1.

Figura 3.1 - Ancoragens de cabos extradorso nas torres

A utilização de ancoragens individuais exige que as torres sejam mais altas e que sua seção transversal seja maior, para garantir o espaço necessário para ancoragens dos cabos. Caso os cabos sejam protendidos somente no tabuleiro, o espaço s (Figura 3.2) pode ser reduzido, desse modo, o arranjo dos cabos extradorso fica similar ao arranjo de cabos com ancoragens através de selas.

Figura 3.2 - Ancoragens individuais

A utilização de selas na fixação dos cabos nas torres é o método mais utilizado nas pontes extradorso. Nessa configuração, o espaçamento entre os cabos (s) é menor, o que aumenta a eficiência do sistema de protensão, Figura 3.3.

Figura 3.3 - Selas Metálicas

3.3. Proteção

A proteção contra a corrosão dos elementos de protensão é indispensável nas pontes extradorso, já que a corrosão desses elementos pode causar o colapso de toda estrutura.

A proteção contra a corrosão dos cabos é similar à proteção utilizada nas pontes estaiadas, conhecida como tripla proteção. A primeira camada de proteção é a proteção das cordoalhas, que são galvanizadas e revestidas por uma fina camada de polietileno. A segunda camada é formada pelo material de preenchimento dos tubos e, geralmente, são utilizados graute, graxa, parafina, poliuretano e etc. A terceira camada é formada por tubos que encapam os cabos e, geralmente, são utilizados tubos de aço, aço inoxidável, alumínio, PEAD (polietileno de alta densidade) e de plástico reforçado por fibras. Essa camada protege também os cabos durante os processos de posicionamento e protensão, que ocorrem antes da injeção do material de enchimento dos tubos.

São utilizados, também, tubos anti-vandalismo, que são tubos metálicos que protegem os estais na região próxima ao tabuleiro, que tem como objetivo atribuir

uma proteção mecânica adicional aos elementos de protensão contra danos acidentais ou intencionais.

4. EXEMPLOS DE PONTES EXTRADORSO

São apresentados, a seguir, alguns exemplos de pontes extradorso, destacando suas principais características e particularidades.

Terceira Ponte do Rio Branco: Essa ponte transpõe o Rio Acre e é parte integrante do anel viário da cidade de Rio Branco, no Acre, Figura 4.2. Essa obra custou 16 milhões de reais (2004) e foi construída pelo consórcio entre as empresas SEC e CIDADE para os órgãos DNIT/DER-ACRE.

A Terceira Ponte de Rio Branco, junto com a Ponte da Integração Brasil-Peru, são as primeiras pontes extradorso construídas no Brasil, possui o comprimento total de 198 metros subdivididos em três vãos contínuos de 54, 90 e 54 metros (figura 4.1), com dois planos de cabos extradorso. A ponte comporta duas pistas, cada qual com duas faixas de tráfego.

A seção do tabuleiro, Figura 4.4, é constituída de duas vigas longarinas que contam com protensão interna e extradorso e possuem altura variável de 2,50 metros no centro dos apoios e 2 metros no centro do vão. Apresentam junto aos apoios uma mesa colaborante inferior de 3 metros de largura e por vigas transversinas espaçadas de 3,9 metros, e por uma laje superior com 0,20 metros de espessura.

O sistema de protensão extradorso é definido por duas torres de 12 metros de altura, e sete cabos por torre. Esses cabos são constituídos de 16 cordoalhas, com diâmetro de 15,2mm de aço CP173-RB revestidos por três camadas de proteção (galvanização dos fios a quente, filme de cera de petróleo e revestimento de PEAD), além de tubos anti-vandalismo de aço galvanizado, instalados próximos às ancoragens no tabuleiro.

No dimensionamento da viga longarina, a consideração do estado limite de serviço recebeu tratamento diferenciado nos trechos central, laterais e junto aos apoios.

Nas regiões próximas aos apoios, foi adotada a protensão limitada, ou seja, foi realizada a verificação do estado limite de formação de fissuras para a combinação freqüente de ações e de descompressão para a combinação quase permanente de ações.

Nas regiões onde há a preponderância de momentos fletores positivos, foram posicionados cabos com forças de protensão reduzida e foi adotada a protensão parcial, ou seja, foi realizada a verificação do estado limite de abertura de fissuras para a combinação freqüente de ações e de formação de fissuras para a combinação quase permanente de ações. Esses cabos com força de protensão reduzida foram necessários para reduzir o efeito desfavorável provocado pelos esforços hiperestáticos de protensão e para atender a segurança no estado limite último dessa região.

Figura 4.1 - Vista longitudinal do Projeto da Terceira Ponte de Rio Branco - AC

Figura 4.2 - Vista longitudinal da Terceira Ponte de Rio Branco - AC

Os pilares centrais têm cerca de 10 metros de altura e são formados por duas paredes afastadas de 2,80 metros uma da outra, e por cortinas nas extremidades em forma de “V” (figura 4.3) para obter melhor comportamento hidrodinâmico e evitar o acúmulo de troncos e outros resíduos trazidos pelas enchentes, conhecidos localmente por “balseiros”.

Essa concepção de pilares proporcionou estabilidade para a construção em balanços sucessivos e permitiu reduzir os esforços horizontais provocados pela variação de temperatura, protensão, retração e fluência do concreto do tabuleiro.

A ligação entre os pilares e a superestrutura é monolítica, feita por meio de travessas que sustentam as vigas principais (longarinas) e as torres de estaiamento.

A fundação dos pilares centrais é formada por blocos (figura 4.3) dotados de 6 tubulões, com diâmetro de 1,60 metros escavados sob ar comprimido, cujas bases estão assentadas a profundidades que variam de 15 a 20 metros.

Figura 4.3 - Forma da fundação dos pilares centrais da Terceira Ponte de Rio Branco - AC

Os encontros da ponte são formados por vigas travessas apoiadas diretamente sobre 4 tubulões com diâmetro de 1,40 metros e incorporam ainda uma cortina e muros de ala para a contenção do aterro de acesso à ponte.

Esses encontros sustentam as longarinas por meio de aparelhos de apoio metálicos, que permitem movimentações horizontais e angulares, bem como sustentam a laje de aproximação com apoio do tipo *freyssinet* para reduzir os efeitos de recalque do aterro na entrada da ponte.

Figura 4.4 - Cortes transversais – Projeto da Terceira Ponte de Rio Branco – AC

O projeto executivo da obra, de autoria da OUTEK Engenharia de Projetos S/C Ltda., e essa solução foi proposta e aceita como alternativa à ponte em viga de seção celular prevista no projeto básico.

Ponte da Integração Brasil-Peru: Essa ponte transpõe o Rio Acre, ligando os municípios de Assis Brasil-AC no Brasil e Inãpari no Peru. Essa obra, Figura 4.7, custou 25 milhões de reais (2005) e foi construída pelo Consórcio Construtora Cidade & Editec. A obra consolida a ligação rodoviária brasileira em direção ao Pacífico (Rodovia Interoceânica), unindo-se ao trecho que está sendo executado pelo Governo do Peru, e que conta com o apoio do Brasil.

A Ponte da Integração Brasil-Peru tem comprimento total de 240 metros, subdividido em três vãos contínuos de 65, 110 e 65 metros cada, com dois planos de cabos extradorso, Figura 4.5. Essa obra abriga uma pista de rolamento com 12 metros de largura e dois passeios com 1,80 metros cada.

O tabuleiro é constituído de uma viga unicelular de concreto protendido (protensão interna e extradorso) com altura da seção transversal variando de 2,35 metros no centro do vão principal a 3,35 metros nos apoios e largura de 16,8 metros, Figura 4.6. A sua construção utilizará o método dos balanços sucessivos.

O sistema de protensão extradorso é definido por quatro torres com 15 metros de altura e 8 cabos por torre, constituídos por 17 cordoalhas de 15,2mm de aço CP173-RB, revestidos por três camadas de proteção (galvanização dos fios a quente, filme de cera de petróleo e revestimento de PEAD), além de tubos anti-vandalismo de aço galvanizado, instalados próximos às ancoragens no tabuleiro.

Figura 4.5 - Vista longitudinal do Projeto da Ponte da Integração Brasil-Peru

Os pilares centrais têm cerca de 6 metros de altura e são apoiados em blocos dotados de 4 tubulões com diâmetro de 1,60 metros e comprimento médio de 18 metros.

Os pilares dos encontros são apoiados em blocos dotados de 2 tubulões com diâmetro de 1,40 metros e comprimento médio de 18 metros.

As ligações entre os pilares e a superestrutura e os encontros e a superestrutura são feitas por meio de aparelhos de apoios metálicos, que permitem movimentações angulares.

O projeto executivo da obra, de autoria da OUTEK Engenharia de Projetos S/C Ltda., assim como na Terceira Ponte de Rio Branco, teve como engenheiro consultor o Prof. Dr. Hideki Ishitani.

Figura 4.6 - Cortes transversais do Projeto da Ponte da Integração Brasil-Peru

Figura 4.7 - Ponte da Integração Brasil-Peru

Tsukuhara Bridge: Essa obra consiste em duas pontes paralelas que atravessam o lago Tsukuhara e fazem parte da rodovia Sanyo, na cidade de Hyogo, em Kobe, no Japão, Figura 4.8. A sua construção durou 36 meses e foi entregue em 1997.

Figura 4.8 - Tsukuhara Bridge
(http://www.kansai.gr.jp/culture_e/gendai/evolving/bri.htm)

Cada ponte tem a extensão total de 323 metros, subdivididos em três vãos contínuos de 65,4 , 180, 76,4 metros, definidos por 2 planos de cabos extradorso. O tabuleiro é constituído por uma viga caixão unicelular, com dimensões externas de 3 a 5,5 de altura e 12,80 metros de largura, que abrigam 2 faixas de rolamento. Sua construção foi feita pelo método dos balanços sucessivos, com aduelas de 7 metros de comprimento.

As torres têm a forma de "V", altura de 16 metros a partir do tabuleiro e altura total de 35,5 metros.

Cada plano de cabos extradorso é formado por 8 estais, constituídos de 27 cordoalhas revestidas com uma camada de polietileno, encapados por tubos de polietileno de alta densidade (PEAD) preenchidos também com polietileno. Foram utilizadas selas pré-fabricadas e amortecedores (High Damping Rubber) próximos às ancoragens dos cabos extradorso no tabuleiro.

Kanisawa Bridge: Essa obra tem o comprimento total de 380 metros subdivididos em 3 vão contínuos de 100, 180 e 100 metros definido por 2 planos de cabos extradorso, Figura 4.9. O tabuleiro é uma viga caixão unicelular com dimensões

externas de 15,5 metros de largura e de 3,3 a 5,6 metros de altura, construídos com 2 planos de cabos.

Figura 4.9 - Kanisawa Bridge (http://www.wheesun.com/wheesun/cop/cop4_1.php)

A existência de um aeroporto próximo ao local da obra foi um fator decisivo na escolha do tipo estrutural dessa ponte, visto que o mesmo limitou a altura das torres que foram concebidas com 21 metros acima do tabuleiro.

No projeto dos cabos, a tensão admissível adotada foi de $0,4.f_{pu}^*$, devido à grande variação de tensão prevista para os cabos (100 MPa).

Ibi and Kiso River Bridge: Essas foram as duas primeiras pontes extradorso com tabuleiro híbrido construídas no mundo e transpõem os rios Ibi e Kiso, localizadas na cidade de Mie, no Japão, e fazem parte da rodovia New Meshin, Figura 4.10 e Figura 4.11. As obras foram realizadas em 33 meses e foram concluídas em 2001, com o custo final de 37,5 milhões de dólares.

Figura 4.10 - Ibi Bridge (http://www.jsce.or.jp/committee/tanaka-sho/jyushou/pictures/m_kisoibi.jpg)

* f_{pu} - Resistência última do aço da armadura ativa

A ponte de Ibi tem o comprimento total de 1397 metros, subdivididos em 6 vãos contínuos de 154 metros, 4 x 271,5 metros e um de 157 metros. Já a ponte de Kiso tem o comprimento total de 1145 metros, subdivididos em 5 vãos contínuos de 160, 4 x 275 e 160 metros. A superestrutura é híbrida, ou seja, a parte central da superestrutura é metálica e as partes próximas aos apoios são de concreto (vigas tricululares). Essa concepção foi adotada visando reduzir o peso próprio da superestrutura e, assim, vencer vãos maiores.

As vigas tricululares de concreto foram construídas pelo método dos balanços sucessivos com aduelas pré-moldadas e com as dimensões externas de 33 metros de largura, de 4,3 a 7 metros de altura e de 5 metros de comprimento. A parte metálica da superestrutura foi pré-fabricada em peças únicas com comprimento de 100 metros. Foram utilizados 2 planos de cabos extradorso, sendo ambos localizados na região central do tabuleiro para que a largura da superestrutura fosse melhor aproveitada. Cada plano de cabos extradorso é formado por 12 cabos compostos por cordoalhas galvanizadas e protegidas com cera, encapados por tubos de PEAD.

Figura 4.11 - Kiso Bridge (http://www.dywidag-systems.com/docs/markets.php?market=Bridges&content=ibi_kiso)

As torres possuem a altura de 30 metros acima do tabuleiro e altura total de 54 metros. Os cabos extradorso estão dispostos nos tabuleiros com intervalos de 5 metros e suas ancoragens foram pré-fabricadas e chumbadas nas torres. Não foram utilizadas selas nessas pontes.

Durante o projeto, foram realizados ensaios de vibração dos cabos no túnel de vento, levando em consideração o efeito galope, devido à proximidade entre dois planos de cabos extradorso. Com base nos resultados obtidos, foram dimensionados os amortecedores dispostos próximos às ancoragens nos tabuleiros para reduzir o efeito de vibração. Porém, não foram realizados ensaios da estrutura completa no túnel de vento.

As pontes de Ibi e Kiso provaram, na prática, que as pontes extradorso são aplicáveis também na transposição de grandes vãos, com competitividade técnica e econômica em relação às pontes estaiadas.

Shikari Bridge: Essa obra transpõe o rio Takachi e faz parte da rodovia Obihiro-Hiroo, em Hokkaido, no Japão, Figuras 4.12. Sua construção durou 60 meses e foi finalizada em janeiro de 2001.

Essa ponte tem o comprimento total de 610 metros, subdivididos em 5 vãos de 94, 3 de 140 e um de 94 metros. A superestrutura dessa ponte é uma viga caixão tricelular com dimensões externas de 17,5 metros de largura e 3 a 6 metros de altura, e com dois planos de cabos extradorso localizado na região central do tabuleiro.

Figura 4.12 - Shikari Bridge (<http://www.dywidag-systems.com/docs/markets.php?market=Bridges&content=shikari>)

Cada plano de cabos extradorso contém 10 cabos, constituído cada qual de 19 cordoalhas de 15,2 mm. Os estais são encapados por tubos de polietileno de alta densidade (PEAD) preenchidos com graute. Os 7 estais superiores são ancorados no

tabuleiro e os 3 estais inferiores passam por dentro da viga caixão e são ancorados somente nas torres. Esse arranjo de estais foi adotado para resistir aos momentos negativos nos apoios e aos momentos positivos no meio do vão.

Os cabos extradorso foram ancorados individualmente nas torres para facilitar a eventual substituição dos cabos durante a vida útil da ponte. O sistema de ancoragem foi pré-fabricado devido à complexidade do arranjo, que permite 20 ancoragens muito próximas e o ajuste do posicionamento das mesmas.

Miyakodagawa River Bridge: Essa obra transpõe o rio Miyakodagawa e faz parte da rodovia Tomei, na cidade de Shizuoka, no Japão, Figura 4.13. Sua construção durou 5 meses e a obra foi entregue em março de 2001.

Figura 4.13 - Miyakodagawa River Bridge (http://www.jsce.or.jp/committee/tanaka-sho/jyushou/pictures/m_toda.jpg)

Essa ponte tem a extensão total de 268 metros subdivididos em dois vãos contínuos de 133 metros cada, com 3 planos de cabos extradorso. O tabuleiro é constituído de duas vigas caixão bicelular, com dimensões externas de 16,5 metros de largura e 4 a 6,5 metros de altura.

O projeto dessa obra levou em consideração os efeitos provocados por eventuais terremotos na região, que foi um fator decisivo na escolha da concepção da superestrutura com 3 planos de cabos extradorso.

Matakina Bridge: Essa obra transpõe a reserva de Haneji Dam, no subúrbio da cidade de Nago, no Japão, Figura 4.14. A construção durou 28 meses e foi finalizada em março de 2000.

Figura 4.14 - Matakina Bridge (<http://www.dywidag-systems.com/docs/markets.php?market=Bridges&content=matakina>)

A característica mais notável dessa ponte é que sua torre foi projetada para ser mais alta possível dentro da possibilidade de utilização do sistema de protensão externa convencional nos cabos extradorso, encaixando-se no conceito de pontes extradorso. A altura da torre foi determinada através de um estudo paramétrico que teve como variáveis a altura da torre, a altura da viga caixão, a capacidade de carga dos cabos extradorso e o custo da obra.

A torre possui 26,4 metros de altura a partir do tabuleiro, que é cerca do dobro da altura de torres de pontes extradorso tipicamente construídas no Japão e cerca de metade da altura de torres de pontes estaidas.

Essa ponte tem o comprimento total de 200 metros, subdivididos em 2 vãos contínuos de 109,3 e 89,3 metros definidos por 2 planos de cabos extradorso. O tabuleiro é uma viga caixão bicelular com as dimensões externas de 11,30 metros de largura e 3,5 a 6 metros de altura.

Cada plano de cabos extradorso é formado de 15 cabos constituídos de cordoalhas revestidas por uma camada de resina epóxi. Os estais são encapados por tubos de PEAD preenchidos por graute e são ancorados independentemente nas torres. Não foram utilizadas selas pelo fato dos vãos não serem simétricos.

Hozu Bridge: Essa obra é constituída de duas pontes paralelas que transpõem o rio Katsuragawa, na cidade de Kameoka, no Japão, Figura 4.15. A construção durou 30 meses e foi finalizada em março de 2001.

Figura 4.15 - Hozu Bridge (http://www.jsce.or.jp/committee/tanaka-sho/jyushou/pictures/m_hodu.jpg)

Cada ponte tem a extensão total de 368 metros, subdivididos em 6 vãos contínuos de 34, 50, 76, 100, 76 e 32 metros, definidos por dois planos de cabos extradorso. O tabuleiro é uma viga caixão unicelular com a largura variando de 15 a 18 metros, e com altura constante de 2,8 metros.

As torres são duas colunas independentes, com a altura de 10 metros medidas a partir do tabuleiro. Cada plano de cabos extradorso é constituído de 8 cabos, que são ancorados somente no tabuleiro. Foram utilizadas, nessa obra, selas metálicas para alojar os estais nas torres.

O tabuleiro foi construído pelo método dos balanços sucessivos, utilizando "gaiolas de armação" (armaduras pré-montadas) para cada aduela. Essa metodologia possibilitou maior velocidade de construção com aumento de custo relativamente baixo.

Japan-Palau Friendship Bridge: A República do Palau é um arquipélago localizado no Sul da Ásia, conhecida como a capital mundial do mergulho marítimo, Figura 4.16.

A ponte Japan-Palau Friendship liga a ilha de Koror, onde se localiza o centro político e econômico, à ilha de Babeldaob, onde se localiza o aeroporto, e é rica em recursos naturais. Essa é uma ponte híbrida com comprimento total de 412,7 metros, subdivididos em 3 vãos contínuos de 82, 247 e 82 metros, definidos por dois planos de cabos extradorso. A construção durou 25 meses e foi finalizada em dezembro de 2001.

Figura 4.16 - Japan-Palau Friendship Bridge
(http://www.kajima.co.jp/topics/news_notes/vol20/v20b.htm)

A superestrutura do vão principal é composta de uma viga metálica com 82 metros de comprimento colocada na região central do vão e por vigas caixão unicelular de concreto nas regiões próximas aos apoios. Já as superestruturas dos vãos extremos são vigas caixão unicelular de concreto, onde foram colocados contrapesos de concreto, com o intuito de combater o desequilíbrio de peso provocado pela não simetria entre os vãos laterais e o vão central.

As vigas de seção celular de concreto foram construídas pelo método dos balanços sucessivos, com 18 segmentos concretados in situ em cada balanço. Já a viga metálica foi pré-fabricada em um único bloco e foi lançada com ajuda de guindastes e de uma barça que transportou a peça da China até o local da obra.

As torres têm altura de 27 metros, medida a partir do tabuleiro, e suas colunas são interligadas no topo. Cada plano de protensão extradorso é composto por 8 cabos, cada qual com 15 cordoalhas de 15,2mm e por 4 cabos de 27 cordoalhas de 15,2mm.

Second Mandaue-Mactan Bridge: Essa obra liga a ilha principal de Cebu à ilha de Mactan (que são ilhas da República das Filipinas) onde está localizado o aeroporto internacional e a zona industrial de Cebu, Figura 4.17. Essa ponte tem 1100 metros de extensão total, sendo que possui três vãos contínuos com protensão extradorso com 111,5, 185 e 111,5 metros de comprimento, definidos por dois planos de estaiamento. Sua construção durou 36 meses e foi concluída em outubro de 1999.

O local apresentava algumas restrições para a implantação da obra como a proximidade do aeroporto, que limitava a altura das torres, e o trânsito de embarcações, que exigia gabaritos vertical e horizontal avantajados para a navegação. Nesse contexto, foi projetada uma ponte com protensão extradorso para respeitar as limitações do local.

Figura 4.17 - Second Mandaue-Mactan Bridge
(<http://www.ngkhai.com/pointcebu/facts/2ndbridge.htm>)

A superestrutura é uma viga caixão contínua tricelular construída pelo método dos balanços sucessivos, com altura de 5,1 metros nos apoios e 3,3 metros na região central do vão. Sua largura é de 18,3 metros e abriga quatro faixas de rolamento.

As torres têm altura de 18 metros, medida a partir do tabuleiro e altura total de 42,6 metros. Cada plano de cabos extradorso possui 10 cabos de 48 cordoalhas de 15,2mm galvanizadas e encapadas por tubos de PEAD preenchidos por graute.

5. CRITÉRIOS DE PROJETO

Em 1988, o engenheiro francês Jacques Mathivat apresentou a concepção estrutural das pontes extradorso e apresentou alguns critérios de cálculo baseados na sua ampla experiência em projetos.

Desde então, com o projeto e construção de diversas pontes extradorso de configurações geométricas variadas, os critérios de projeto foram aferidos para cada caso e colocados em prática.

Serão apresentados, a seguir, os critérios de projeto mais relevantes.

5.1. Altura das Torres

A escolha da relação $L_1:H$ (vão principal: altura das torres) é um fator determinante no comportamento estrutural da ponte extradorso.

Segundo os estudos apresentado por Komiya (1999) e Cho (2000), a altura das torres é inversamente proporcional aos momentos fletores no tabuleiro, obtidos com a ponte em funcionamento, e também inversamente proporcional à quantidade de aço nos cabos extradorso. Constatou-se, também, que, quando se tem a relação $H:L_1 < 1:8$, os momentos fletores finais sobre os apoios intermediários são maiores que os momentos provenientes das etapas de construção.

De acordo com as informações citadas acima, conclui-se que as torres altas são mais vantajosas e, segundo Komiya (1999), a relação $H:L_1$ ótima está compreendida entre 1:12 a 1:8. Cho (2000) recomenda que a altura da torre deve ser de aproximadamente 0,10 do vão principal, para que não ocorram flutuações de tensões superiores a 80 MPa.

5.2. Altura da seção transversal do tabuleiro

Na concepção idealizada por Mathivat (1988), o tabuleiro deveria ter altura da seção transversal constante com a relação $h:L_1$ variando entre 1:30 e 1:35. Porém, na prática, poucas pontes extradorso seguiram essa concepção, como foi o caso da Hozu Bridge, no Japão, onde $h:L_1 = 1:36$.

A grande maioria das pontes extradorso existentes foram construídas pelo método dos balanços sucessivos e, nesse caso, a variação da altura do tabuleiro ao longo do vão se torna interessante.

Serão apresentados, a seguir, os critérios de projeto mais relevantes de ambas soluções.

5.2.1. Tabuleiro com Altura Constante

Segundo Cho (2000), quanto mais esbelto for o tabuleiro menores serão os momentos de carga permanente na superestrutura e, conseqüentemente, maior será a flutuação de tensão nos cabos extradorso.

"Quando os cabos extradorso passam pelas torres através de selas metálicas e utilizam tecnologias de cabos e ancoragens de protensão externa comum, a flutuação de tensão máxima admissível para evitar os fenômenos da fadiga por atrito e tensão é de 80 MPa. Desta forma, a maior relação $h:L_1$ admissível para cumprir este requisito é de 1:35 para uma altura de torre de aproximadamente 10% do comprimento do vão principal, concordando com os valores propostos por Mathivat" (Cho, 2000, p.63).

Essa concepção com altura do tabuleiro constante não é a mais utilizada, porém, provou-se na prática que ela é viável, através do sucesso na construção da Hozu Bridge e Shinkotonkouka Shinkawakadou Bridge, ambas no Japão.

5.2.2. Tabuleiro com Altura Variável

A variação da altura da seção transversal do tabuleiro nas pontes extradorso, assim como nas pontes em viga reta de concreto protendido, visa reduzir o custo da obra. A altura do tabuleiro decresce a partir da seção dos apoios em direção à seção central do vão, e tem como objetivo reduzir o peso próprio do tabuleiro sem reduzir a altura da seção na região dos apoios, onde os momentos negativos são altos. Essas características permitem a redução da quantidade de aço nos cabos internos e extradorso.

Figura 5.1 - Características Geométricas de Pontes Extradorso

A determinação da geometria de um tabuleiro com altura variável envolve algumas variáveis (a , h_a e h_c), Figura 5.1, que afetam diretamente o comportamento estrutural da ponte e, por essa razão, serão discutidas a seguir.

Segundo Cho (2000), aumentando o comprimento do segmento (a), onde varia a altura do tabuleiro, obtém-se redução de flechas e pequena redução da flutuação de tensão nos cabos. O comprimento ótimo do segmento (a) gira em torno de $0,18 \cdot L_1$ e, aumentando-se esse comprimento, não se nota ganhos significativos na economia de aço nos cabos extradorso.

Ainda de acordo com Cho (2000), a variação relação $h_a:h_c$ influi consideravelmente no comportamento estrutural da obra. Aumentando essa relação, obtém-se redução considerável na flutuação de tensões nos cabos extradorso, aumento de momentos nas seções dos apoios internos e pequena redução de momento na seção central do vão. Outro fator relevante é que, com o aumento da relação $h_a:h_c$, é possível aumentar a distância entre a ancoragem do primeiro cabo e o centro do apoio interno.

Segundo os estudos apresentados por Cho (2000), levando em consideração a flutuação de tensão nos cabos e momentos no tabuleiro, conclui-se que a relação ótima é de $h_a:h_c \approx 1,50$ e que a distância entre a ancoragem do primeiro cabo no tabuleiro e o centro do apoio interno deva variar entre $0,20 \cdot L_1$ e $0,24 \cdot L_1$.

Segundo Komiya (1999), a relação deve ser $h_a:L_1 \approx 1:35$ e a relação $h_c:L_1 \approx 1:55$, que foram as relações utilizadas na maioria das pontes extradorso já construídas.

Segundo Cho (2000), essas relações devem ser da ordem $h_a:L_1 \approx 1:30$ e $h_c:L_1 \approx 1:45$. Em ambas as situações, a relação $h_a:h_c$ são iguais, o que sugere que a flutuação de tensões nos cabos sejam da mesma ordem de grandeza, porém, que a quantidade de aço de protensão é maior na situação em que o tabuleiro é mais esbelto.

5.3. Distribuição de Vãos

A distribuição de vãos nem sempre pode ser determinada pelo engenheiro projetista, já que na maioria dos casos ela é determinada por questões topográficas, geológicas e outras condicionantes do local. Porém, será discutida a influência do comprimento dos vãos laterais no caso mais usual, que é uma ponte extradorso com três vãos contínuos com simetria longitudinal.

Segundo Cho (2000), quanto menor for o vão lateral menor será a flecha na seção central do vão principal, bem como os momentos fletores ao longo do tabuleiro. No caso de se projetar uma distribuição de vãos onde a relação $L_2:L_1$ seja muito baixa, os cabos extradorso dos vãos laterais deverão ser ancorados em um ponto fixo, o que faz com que o sistema estrutural seja muito mais rígido, de maneira análoga ao que ocorre em pontes estaiadas.

Ainda segundo Cho (2000), quando os vãos laterais forem maiores ou iguais a $0,60 \cdot L_1$, as flechas no vão principal, os momentos e as tensões normais nos tabuleiros são sensivelmente maiores comparando-se a situações onde os vãos laterais são menores. Dessa forma, aconselha-se a utilização de tabuleiros com altura variável quando os vãos laterais forem maiores ou iguais que $0,60 \cdot L_1$.

5.4. Cabos Extradorso

5.4.1. Geometria

A posição de ancoragem do primeiro cabo extradorso no tabuleiro, a partir do centro dos vãos intermediários, depende diretamente da relação $h_a:h_c$. À medida que se aumenta essa relação, maior deve ser a distância (a) entre a ancoragem do primeiro cabo e a torre.

Segundo Cho (2000), para $h_a:h_c = 1,00$ deve-se utilizar $a = 0,18 \cdot L_1$, para $h_a:h_c = 1,50$ deve-se utilizar entre $0,20 \cdot L_1$ e $0,24 \cdot L_1$ e para $h_a:h_c = 2,00$ deve-se utilizar $a = 0,30 \cdot L_1$.

Segundo Komiya (1999), a variação da distância (a) não altera significativamente a quantidade de aço de protensão utilizado, ou seja, aumentando a distância da ancoragem do primeiro cabo no tabuleiro, a quantidade de aço nos cabos extradorso diminui, porém, a quantidade de aço nos cabos de protensão interna aumenta na mesma ordem de grandeza. O aumento na quantidade de aço na protensão interna deve-se ao aumento dos momentos fletores na região dos apoios, principalmente durante as fases construtivas.

5.4.2. Tensão Limite

A definição da tensão limite dos cabos é um dos fatores mais importantes no projeto de uma ponte extradorso, porque ela permite definir a rigidez dos cabos extradorso na análise da estrutura.

A tensão limite deve ser definida de maneira que o cabo não atinja ruptura por fadiga no estado limite de serviço, além de atender a verificação do estado limite último.

A tensão limite proposta por Mathivat (1988) é de $0,60 \cdot f_{pu}$ e, desde então, esse valor foi estudado e utilizado no projeto da grande maioria das pontes extradorso até hoje construídas. A determinação da tensão limite está diretamente ligada ao fenômeno da fadiga, que será tratado no item posterior.

5.4.3. Fadiga

O fenômeno da fadiga atuante nos cabos extradorso pode ser dividido em fadiga axial e fadiga devido à flexão. A fadiga axial, causada pelo carregamento acidental, pode ser combatida através da redução da tensão limite do cabo. Já a fadiga devido à flexão, causada pelas vibrações dos cabos provocadas pelo vento ou pelas rotações do tabuleiro, devido ao carregamento móvel, deve ser combatida através de métodos de controle de vibrações dos cabos e, eventualmente, através de atenuadores de flexão apropriados.

Quando se utilizam selas metálicas na ancoragem dos cabos extradorso nas torres, seu preenchimento com graute após a protensão dos cabos não impede pequenas movimentações e deslizamentos provocados pelos carregamentos acidentais. "Este movimento contínuo, ainda que microscópico, pode originar problemas de desgaste por atrito entre as superfícies dos materiais. Este fenômeno físico de atrito e desgaste conhecido como "fretting", pode ocasionar problemas adicionais como a fadiga e corrosão conhecidas como "fretting fatigue" e "fretting corrosion" (Cho, 2000, p. 35).

As várias camadas de proteção dos cabos, além de proteger os cabos contra as ações deletérias do meio ambiente, minimizam ou até anulam os efeitos danosos causados pela corrosão por atrito ou fadiga por atrito.

Komiya (1999) apresentou uma formulação que relaciona o efeito da fadiga com o limite de tensão admissível nos cabos extradorso.

$$N^{0,19} = 280 \times \frac{10^{1,14}}{\Delta f_{\text{comb. freq.}}} \times \frac{\left(1 - \frac{f_{p, \text{lim}}}{f_{pd}}\right)}{1,05}$$

N : número de ciclos de carregamento;

$\Delta f_{pd, \text{freq.}}$: flutuação de tensão nos cabos extradorso na combinação freqüente de carregamento;

$f_{p, \text{lim}}$: resistência à fadiga dos cabos extradorso;

f_{pd} : resistência de cálculo do aço de protensão.

De acordo com a *NBR 8681 - Ações e Segurança nas Estruturas - Procedimento*, a flutuação de tensão provocada pelas cargas acidentais pode ser reduzida multiplicando por $\psi_{1, \text{fad}}$. No caso de pontes rodoviárias com vãos até 100 metros, $\psi_{1, \text{fad}} = 0,50$, para vãos com extensão de 200 metros, $\psi_{1, \text{fad}} = 0,40$, e para vãos maiores que 300 metros, $\psi_{1, \text{fad}} = 0,30$. Utilizando $\psi_{1, \text{fad}} = 0,50$, $\gamma_s = 1,00$, fixando o número de ciclos de carregamentos em 2 milhões e variando os valores de $\Delta f_{pd, \text{freq.}}$, foram obtidos os seguintes valores de $f_{p, \text{lim}}$, apresentados na Tabela 5.1:

Tabela 5.1 - Tensão limite de cabos extradorso, segundo Komiya

N	$\Delta f_{pd, \text{freq.}}$ (MPa)	$f_{p, \text{lim}}$
2.000.000	50	$0,79 \cdot f_{pu}$
2.000.000	60	$0,74 \cdot f_{pu}$
2.000.000	70	$0,70 \cdot f_{pu}$
2.000.000	80	$0,66 \cdot f_{pu}$
2.000.000	90	$0,61 \cdot f_{pu}$
2.000.000	100	$0,57 \cdot f_{pu}$

Segundo Cho (2000), os sistemas de ancoragem e cabos utilizados atualmente na protensão externa ou na protensão interna não aderente podem ser considerados seguros diante dos fenômenos de fadiga, desde que a flutuação de tensão não supere 80 MPa e a tensão limite não supere $0,65 \cdot f_{pu}$. Esses limites asseguram que o sistema

de ancoragem e os cabos de protensão resistam a 2 milhões de ciclos de carga sem que apresentem uma diminuição de 5% da área inicial do cabo.

Segundo a norma francesa de estais, "Recommandations de la CIP sur les haubans", a tensão no cabo extradorso solicitado pela combinação rara do estado limite de serviço deve obedecer à relação abaixo, desde que a flutuação de tensões provocadas pela combinação freqüente não ultrapasse 50 MPa.

$$f_{comb.rara} \leq 0,60 \cdot f_{pu}$$

A norma francesa também fornece uma expressão que relaciona a flutuação de tensão provocada pela combinação freqüente e a tensão limite dos cabos.

$$f_{comb.rara} \leq 0,46 \cdot \left(\frac{\Delta f_{comb.freq.}}{140} \right)^{-0,25} \cdot f_{p,lim}$$

Através da expressão acima foi possível montar a Tabela 5.2.

Tabela 5.2 - Tensão limite de cabos extradorso, segundo a norma francesa de estais

$\Delta f_{pd,rara}$ (MPa)	$\Delta f_{pd,freq.}$ (MPa)	$f_{p,lim}$
52	26,00	$0,70 \cdot f_{pu}$
70	35,00	$0,65 \cdot f_{pu}$
100	50,00	$0,60 \cdot f_{pu}$
140	70,00	$0,55 \cdot f_{pu}$
200	100,00	$0,50 \cdot f_{pu}$
300	150,00	$0,45 \cdot f_{pu}$

Podemos concluir que a utilização da tensão limite de $0,60 \cdot f_{pu}$ no projeto dos cabos extradorso, desde que a flutuação de tensão nos cabos na combinação freqüente não ultrapasse 50 MPa, permite o emprego de ancoragens e sistemas de protensão externa comuns (que são bem mais baratos que as utilizadas em pontes estaiadas), além de garantir a segurança adequada frente aos efeitos da fadiga axial. A fadiga devido à

flexão é combatida, quando necessária, através da instalação de amortecedores entre o tubo guia e os cabos nas ancoragens do tabuleiro.

5.4.3. Ajuste de Tensão nos Cabos durante a Construção

As tensões nos cabos extradorso não variam significativamente durante as fases construtivas, dessa forma, a protensão inicial é suficiente, não sendo necessário o ajuste de tensão durante a obra, como ocorre na construção de pontes estaiadas.

5.5. Vinculação entre Tabuleiro e Pilares

As torres das pontes extradorso são normalmente engastadas no tabuleiro, porém, a vinculação entre tabuleiro e pilares pode ser simplesmente apoiada ou com vinculação total.

Segundo Cho (2000), não se nota significativa variação na flutuação de tensão, nem na quantidade de aço nos cabos extradorso em ambas as soluções. Na solução articulada, obtêm-se momentos acidentais maiores nos vãos laterais e na região central do vão principal, porém, nas regiões dos apoios, os momentos acidentais são da mesma ordem de grandeza obtidos na solução engastada.

A solução engastada apresenta menores flechas provocadas pelo carregamento acidental no meio do vão, além de exigir meso e infra-estruturas mais robustas e, conseqüentemente, mais caras, devido aos maiores esforços solicitantes transmitidos para elas.

Pode-se concluir que em pontes extradorso a solução engastada entre tabuleiro e pilares é a solução mais adequada, já que o seu comportamento estrutural é mais satisfatório sob os efeitos do carregamento acidental, como ocorre nas pontes em balanços sucessivos.

5.5. Resumo de Características Geométricas das Principais Obras Construídas

Tabela 5.3 - Resumo de Características Geométricas

Nome da Ponte	Comprimento total (m)	Vão Principal (m)	Altura da Torre (m)	Relação H/L	Altura do Tabuleiro (m)	Relação h/L
Terceira Ponte de Rio Branco	198	90	12	1 / 8	2,5 ~ 2,0	1 / 36 ~ 45
Ponte da Integração Brasil-Perú	240	110	15	1 / 7	3,35 ~ 2,35	1 / 33 ~ 47
Odawara Blueway Bridge	270	122	10,7	1 / 11	3,5 ~ 2,2	1 / 35 ~ 55
Tsukubara Bridge	323	180	16	1 / 11	5,5 ~ 3,0	1 / 33 ~ 60
Kanisawa Bridge	380,075	180	21	1 / 9	5,6 ~ 3,3	1 / 32 ~ 55
Okuyama Bridge	285	140	12	1 / 12	3,5 ~ 2,5	1 / 40 ~ 56
Shikari-Ohashi Bridge	610	140	10	1 / 14	6,0 ~ 3,0	1 / 23 ~ 47
Ibi River Bridge	1397	271,5	30	1 / 9	7,0 ~ 4,0	1 / 39 ~ 68
Kiso River Bridge	1145	275	30	1 / 9	7,0 ~ 4,0	1 / 39 ~ 69
Miyakodagawa River Bridge	268	133	20	1 / 7	6,5 ~ 4,0	1 / 21 ~ 33
Mitanigawa Daini Bridge	152	92,9	12,8	1 / 7	6,0 ~ 3,0	1 / 16 ~ 31
Himi Bridge	365	180	16	1 / 11	5,0 ~ 3,0	1 / 36 ~ 60
Matakita Bridge	200	109,3	26,4	1 / 4	6,0 ~ 3,5	1 / 18 ~ 31
Sajiki Bridge	225	105	12,3	1 / 9	3,2 ~ 2,1	1 / 33 ~ 50
Hozu Bridge	368	100	10	1 / 10	2,8	1 / 36
Hukaura Bridge	294	90	8,5	1 / 11	3,0 ~ 2,5	1 / 30 ~ 36
Yukizawa Bridge	177,1	71	11,3	1 / 6	3,5 ~ 2,0	1 / 20 ~ 36
Yubikubo Bridge	230,3	114	22	1 / 5	6,5 ~ 3,2	1 / 18 ~ 36
Japan Palau Friendship Bridge	412,7	247	9,2	1 / 27	7,0 ~ 3,5	1 / 35 ~ 71
Second Mandaue-Mactan Bridge	410	185	21	1 / 9	4,892 ~ 3,092	1 / 38 ~ 60
Sinkawa Bridge	386	130	13	1 / 10	4,0 ~ 2,40	1 / 33 ~ 54

Como se observa na Tabela 5.3, as pontes extradorso podem ser aplicadas em uma grande faixa de vãos principais, cobrindo vãos com 71 metros até 275 metros de extensão.

A maior parte das pontes já construídas possui três vãos contínuos, e com relações geométricas próximas às relações propostas por Mathivat.

Nota-se, também, que os maiores vãos construídos (Kiso e Ibi River Bridge e Japan Palau Bridge) possuem tabuleiros híbridos, e a ponte de maior vão construído com tabuleiro de concreto (Second Mandaue-Mactan Bridge) tem o vão principal com 185 metros de extensão.

Deve-se ressaltar a importância das duas primeiras pontes extradorso construídas no Brasil (Terceira Ponte do Rio Branco e Ponte da Integração Brasil-Peru), que comprovaram, na prática, as suas vantagens e sua competitividade econômica com outros sistemas estruturais de pontes.

6. PROCEDIMENTOS METODOLÓGICOS

Os procedimentos metodológicos do trabalho podem ser resumidos em duas etapas: modelagem computacional de três pontes extradorso e três pontes em viga reta de concreto protendido, de onde foram extraídos os esforços solicitantes da superestrutura; e dimensionamentos dos elementos estruturais principais da superestrutura de cada ponte, de onde foram extraídas as quantidades estimadas de materiais e serviços.

6.1. Concepção Estrutural

A concepção estrutural adotada possui três vãos contínuos nas seguintes configurações: 65 - 110 - 65 metros; 90 - 150 - 90 metros; 120 - 200 - 120 metros. Para cada configuração, foram modeladas uma ponte extradorso e uma ponte em viga reta de concreto protendido.

A determinação das características geométricas de cada ponte foi baseada nas pontes já construídas até então, respeitando as normas brasileiras vigentes e as restrições construtivas impostas pelas tecnologias de construção disponíveis no Brasil.

Serão apresentadas, a seguir, as características geométricas utilizadas em cada tipo estrutural de ponte estudada.

6.1.1. Ponte em viga reta de concreto protendido

Figura 6.1 - Características geométricas de pontes em viga reta de concreto protendido

A superestrutura adotada possui seção celular de concreto protendido com altura variando, parabolicamente, entre $h_a = \frac{L_1}{20}$ na seção dos apoios e $h_c = \frac{L_1}{40}$ na seção central do vão principal e nas seções junto aos apoios extremos, Figura 6.1.

A ponte possui três vãos contínuos cujos vãos laterais equivalem a 60% do comprimento do vão principal. A ligação entre a superestrutura e os pilares é feita através de aparelhos de apoio que permitem a livre rotação, ou seja, quando a superestrutura está articulada nos pilares.

Foram adotados concreto com resistência característica à compressão de 40 MPa, aço CA-50 para armaduras passivas e aço CP-190RB para armaduras ativas.

6.1.2. Ponte Extradorso

Figura 6.2 - Características geométricas de pontes extradorso

A superestrutura adotada possui seção celular de concreto protendido com altura variando, linearmente, entre $h_a = \frac{L_1}{35}$ na seção dos apoios e $h = \frac{L_1}{50}$ na seção à $0,20 \cdot L_1$, a partir do centro dos apoios, mantendo-se constante até a seção central do vão e até os apoios extremos, Figura 6.2.

As torres possuem altura de 10% do vão central, medidas a partir da laje superior da superestrutura.

Os cabos extradorso estão dispostos em 2 planos paralelos e os primeiros cabos estão ancorados no tabuleiro a cerca de $0,20 \cdot L_1$, a partir do centro dos apoios, coincidindo com o término da variação da altura da superestrutura.

A ponte possui três vãos contínuos cujos vãos laterais são 60% do comprimento do vão principal. A superestrutura está apoiada diretamente nos pilares, ou seja, com a superestrutura engastada nos pilares.

Foram adotados concreto com resistência característica à compressão de 40 MPa, aço CA-50 para armaduras passivas e aço CP-190RB para armaduras ativas internas e para os cabos extradorso.

6.2. Modelagem Computacional

6.2.1. Hipóteses de Cálculo Adotadas

Na modelagem computacional, foi utilizado o modelo de pórtico plano de barras, seguindo as seguintes hipóteses de cálculo:

- Estrutura com resposta elástico-linear;
- Não será considerada a influência das rigidezes dos pilares e infraestrutura, bem como a interação solo-estrutura;
- Não serão consideradas as rigidezes à flexão nem à compressão;
- Os cabos permanecem perfeitamente retos.

6.2.2. Carregamentos Adotados

Os modelos foram submetidos aos carregamentos permanentes e acidentais em conformidade com as seguintes normas brasileiras vigentes: NBR 6118 - Projeto de Estruturas de Concreto - Procedimento, NBR 8681 - Ações e Segurança nas Estruturas - Procedimento, NBR 7188 - Carga Móvel em Ponte Rodoviária e Passarela de Pedestre e NBR 7187 - Projeto de Pontes de Concreto Armado e de Concreto Protendido - Procedimento.

Os carregamentos permanentes foram divididos em duas categorias: G1 - peso próprio da estrutura e G2 - pavimento, guarda-corpo, barreira de segurança rígida e repavimentação.

Pavimento:	$12,00m \times 0,10m \times 24,0kN / m^3 =$	$28,8 kN/m$
Repavimentação:	$0,200kN / m^2 \times 12,00m =$	$24,0 kN/m$
Barreira de segurança rígida:	$0,250m^2 \times 2,50kN / m^2 \times 2 =$	$12,5 kN/m$
Guarda-corpo		$\underline{1,20 kN/m}$
		$66,5 kN/m$

Os carregamentos acidentais foram divididos em duas fases: cargas acidentais, durante a fase construtiva (peso da treliça de concretagem, 400 kN), e as cargas acidentais previstas na NBR-7188/1982, o trem tipo TB-45 e a multidão de 5,00 kN/m².

6.2.3. Ponte em Viga Reta de Concreto Protendido

De acordo com as características geométricas apresentadas no item 6.1.1, foi montado um esquema estrutural de ponte em viga reta de concreto protendido para cada configuração de vãos, onde foram consideradas duas situações com seções transversais diferentes. Através desses esquemas, foram calculadas as características geométricas das seções médias de cada aduela e o carregamento permanente.

Para se obter os esforços solicitantes, foram analisadas algumas etapas construtivas, que possuem diferentes configurações estáticas, com o intuito de se prever situações críticas para o dimensionamento das seções principais da superestrutura.

Devido às etapas construtivas, o esquema estático da ponte varia durante sua construção e, por essa razão, a superposição direta de esforços não é válida, devendo-se considerar a redistribuição de esforços provocados pela deformação lenta da estrutura.

Segundo Mathivat, os esforços solicitantes finais, considerando os efeitos da redistribuição de esforços provocados pela deformação lenta, é aproximadamente a

média entre a soma dos esforços solicitantes das etapas construtivas (Situações A + B + C) e da etapa final (Situação D).

Tendo em vista que o estudo da redistribuição de esforços não faz parte do escopo deste trabalho, foi adotada a proposta de Mathivat, ou seja:

$$S_{g1} = \frac{S_{g1,A} + S_{g1,B} + S_{g1,C} + S_{g1,D}}{2}$$

As fases de carregamentos processadas podem ser resumidas em:

Figura 6.3 - Situação A de carregamento

Situação A: Essa fase de carregamento simula a situação onde o balanço é máximo e a estrutura permanece isostática. A estrutura foi carregada com o peso próprio e o peso da treliça de concretagem admitida com peso total de 400 kN, localizada na extremidade do balanço.

Situação B - Peso próprio

Figura 6.4 - Situação B de carregamento

Situação B: Essa fase de carregamento simula a situação em que a aduela central (de fechamento) do vão principal e uma aduela na ponta de cada balanço já estão concretadas. A estrutura foi carregada com o peso próprio (G_1) das aduelas recém concretadas. Nessa fase, a superestrutura torna-se bi-apoiada com dois balanços.

Situação C - Peso próprio - treliça

Figura 6.5 - Situação C de carregamento

Situação C: Essa fase de carregamento simula a situação final da estrutura (três vãos contínuos), porém, a estrutura foi carregada apenas com o peso próprio (G_1) das aduelas recém concretadas e com o peso da treliça de concretagem no sentido oposto.

Situação D - $G_1 + G_2 + Q$ *Figura 6.6 - Situação D de carregamento*

Situação D: Essa situação simula a fase final da estrutura, carregando a estrutura com os carregamentos G_1 (peso próprio), G_2 (pavimento + repavimentação + guarda-rodas) e Q (carregamento accidental, veículo tipo classe 45).

A seguir são apresentadas as características geométricas dos modelos computacionais processados. São apresentados também as seções transversais do meio do vão principal e seção dos apoios internos, do primeiro e segundo processamentos das três configurações de vãos

1º Modelo Computacional: 65 - 110 - 65 metros**Seção Longitudinal** (unid.: m) *Figura 6.7 - Modelo Computacional - Ponte em viga reta de concreto protendido com 110 metros de vão principal*

Figura 6.8 - Seção transversal da seção central do vão principal - Processamento 1

Figura 6.9 - Seção transversal dos apoios - Processamento 1

Seção central do vão principal (unid.: m)

Figura 6.10 - Seção transversal da seção central do vão principal - Processamento 2

Seção dos apoios (unid.: m)

Figura 6.11 - Seção transversal dos apoios - Processamento 2

2º Modelo Computacional: 90 - 150 - 90 metros

Seção Longitudinal (unid.: m)

Figura 6.12 - Modelo Computacional - Ponte em viga reta de concreto protendido com 150 metros de vão principal

Seção transversal no meio do vão principal (unid.: m)

Figura 6.13 - Seção transversal da seção central do vão principal - Processamento 1

Seção transversal dos apoios (unid.: m)

Figura 6.14 - Seção transversal dos apoios - Processamento 1

Seção central do vão principal (unid.: m)

Figura 6.15 - Seção transversal da seção central do vão principal - Processamento 2

Figura 6.16 - Seção transversal dos apoios - Processamento 2

3º Modelo Computacional: 120 - 200 - 120 metros

Seção Longitudinal (unid.: m)

Figura 6.17 - Modelo Computacional - Ponte em viga reta de concreto protendido com 200 metros de vão principal

Figura 6.18 - Seção transversal da seção central do vão principal - Processamento 1

Figura 6.19 - Seção transversal dos apoios - Processamento 1

Seção central do vão principal (unid.: m)

Figura 6.20 - Seção transversal da seção central do vão principal - Processamento 2

Seção dos apoios (unid.: m)

Figura 6.21 - Seção transversal dos apoios - Processamento 2

6.2.4. Ponte Extradorso

De acordo com as características geométricas apresentadas no item 6.1.2, foram montados esquemas estruturais das pontes extradorso com vão principal de 150 e 200 metros. A ponte com vão principal de 110 metros não foi modelada, já que as quantidades de materiais e serviços foram extraídas do projeto da Ponte da Integração Brasil-Peru, fornecidos pela empresa OUTEC Engenharia de Projetos S/C Ltda.. Através dos esquemas estruturais montados, foram calculadas as características geométricas das seções médias de cada aduela e o carregamento permanente.

Para se obter os esforços solicitantes, foram adotadas algumas etapas construtivas e os esforços obtidos em cada fase foram somados, com o intuito de se prever as situações críticas para o dimensionamento das seções principais da superestrutura. Admitiu-se uma redistribuição desprezível de momentos fletores devido ao efeito dos cabos extradorso, que tendem a equilibrar a carga permanente, tornando mínimo o efeito da deformação lenta.

Figura 6.22 - Fases de processamento 1 a 4 - Pontes Extradorso

Na Fase 1, o modelo simula a etapa construtiva onde o balanço é máximo antes do acionamento do primeiro cabo extradorso. Na Fase 2, o modelo simula a etapa construtiva onde o primeiro cabo extradorso é acionado. Na Fase 3, o modelo simula etapa construtiva onde a aduela seguinte foi recém concretada. Na Fase 4, o modelo simula a etapa construtiva onde o segundo cabo extradorso é acionado. Dessa maneira, foram modeladas as diversas fases construtivas do balanço, até atingir a situação onde o balanço é máximo e todos os cabos extradorso foram protendidos, conforme apresentado na Figura 6.23.

Figura 6.23 - Fase de processamento onde o balanço é máximo

Finalmente, foi modelada a etapa construtiva que simula a estrutura final, porém, com o carregamento G1 atuando somente nas regiões da superestrutura recém construídas. Nessa configuração, a estrutura foi carregada, também, com os carregamentos G2 e acidental (Q).

Figura 6.24 - Fase de processamento - Situação final da estrutura

Os esforços provenientes das diversas fases de carregamentos foram somados:

$$S_{g1} = S_{fase1} + S_{fase3} + \dots + S_{fase\ final}$$

Os esforços provenientes do acionamento dos cabos extradorso nas diversas fases de processamento foram somados, desprezando as perdas de protensão.

$$S_{pe} = S_{pe, fase\ 2} + S_{pe, fase\ 4} + \dots$$

1º Modelo Computacional: 90 - 150 - 90 metros

Seção Longitudinal (unid.: m)

Figura 6.25 - Modelo Computacional - Ponte extradorso com vão principal de 150 m

(unid.: m)

Figura 6.26 - Seção transversal da seção central do vão principal

(unid.: m)

Figura 6.27 - Seção transversal da seção dos apoios

2º Modelo Computacional: 120 - 200 - 120 metros

Seção Longitudinal (unid.: m)

Figura 6.28 - Modelo Computacional - Ponte extradorso com vão principal de 200 m

(unid.: m)

Figura 6.29 - Seção transversal da seção central do vão principal

(unid.: m)

Figura 6.30 - Seção transversal da seção dos apoios

6.3. Dimensionamento

6.3.1. Ponte em Viga Reta de Concreto Protendido

O dimensionamento da superestrutura apresentado neste trabalho teve como objetivo fornecer elementos necessários para levantar as quantidades de concreto, aço de protensão, ancoragens e serviços de protensão.

O dimensionamento foi dividido em duas etapas: dimensionamento da protensão e verificação dos estados limites último e de serviço da seção de concreto.

a) Dimensionamento da protensão

Através dos esforços solicitantes obtidos nos processamentos, foi realizado o pré-dimensionamento dos cabos de protensão nas seções dos apoios e seções de momento máximo nos vãos, e, então, foi desenhado o esquema dos cabos de protensão, baseados em obras já concluídas.

No cálculo dos esforços de protensão, foi utilizado o método aproximado, onde as forças de protensão foram consideradas como um conjunto de cargas externas equivalentes. Assim como no carregamento permanente, as cargas equivalentes da protensão foram aplicadas nas quatro fases construtivas da superestrutura, Figura 6.31, a redistribuição de esforços provocados pela deformação lenta foi considerada no cálculo de esforços de protensão, através da seguinte expressão:

$$S_p = \frac{S_{p,1^a} + S_{p,2^a} + S_{p,3^a} + S_{p,4^a}}{2}$$

Figura 6.31 - Fases de processamento de esforços de protensão

1ª Fase de protensão: Essa fase de carregamento simula a situação onde balanço é máximo e a estrutura permanece isostática. A estrutura foi carregada apenas com as cargas externas equivalentes dos cabos superiores.

2ª Fase de protensão: Essa fase de carregamento simula a situação em que a aduela central (de fechamento) do vão principal e uma aduela na extremidade de cada balanço já estão concretadas. A estrutura foi carregada apenas com as cargas externas equivalentes do cabo superior de "fechamento".

3ª Fase de protensão: Essa fase de carregamento simula a situação final da estrutura (três vãos contínuos). A estrutura foi carregada com as cargas externas equivalentes dos cabos inferiores.

Situação 2: Essa fase de carregamento simula a situação final da estrutura (três vãos contínuos). A estrutura foi carregada com as cargas externas equivalentes referentes a todos os cabos.

No dimensionamento da seção de concreto, foram determinadas as forças de protensão necessárias nas seções principais e, então, os esforços de protensão foram recalculados e, conseqüentemente, aferida a quantidade de cordoalhas necessária em cada cabo de protensão.

Figura 6.32 - Disposição dos cabos de protensão - Ponte em viga reta de concreto protendida com vão principal de 110 metros

(unid.: m)

Figura 6.33 - Disposição dos cabos de protensão - Ponte em viga reta de concreto protendido com vão principal de 150 metros

Figura 6.34 - Disposição dos cabos de protensão - Ponte em viga reta de concreto protendido com vão principal de 200 metros

b) Dimensionamento da Seção de Concreto

Nessa etapa, foram verificados os estados limites de serviço e estado limite último das seções críticas: seção dos apoios e seções de momento máximo dos vãos.

O estado limite de serviço foi verificado através da verificação de tensões normais nas seções, de forma que as tensões ficassem dentro dos limites do Concreto Protendido Nível 2 (protensão limitada - estado limite de formação de fissuras), especificada na NBR-6118/2003.

Segundo a NBR-6118/2003, os limites impostos para o Concreto Protendido Nível 2 (protensão limitada) são: que os esforços da combinação freqüente de serviço respeitem o estado limite de formação de fissuração e os esforços da combinação quase permanente de serviço respeitem o estado limite de descompressão.

As verificações de tensões normais foram realizadas nas seguintes situações: fase isostática de construção (balanço máximo) e fase final de construção, após a redistribuição de esforços provocados pela deformação lenta da estrutura.

O estado limite último foi verificado com a ajuda do software FCO - Flexão Composta Oblíqua, desenvolvido pelo Prof. Dr. Ricardo Leopoldo e Silva França e Dr. Sergio Pinheiro Medeiros.

6.3.2. Ponte Extradorso

O dimensionamento da superestrutura apresentado neste trabalho teve como objetivo fornecer elementos necessários para levantar as quantidades de concreto, aço de protensão interna, protensão extradorso, ancoragens e serviços de protensão.

O dimensionamento foi dividido em três etapas: dimensionamento da protensão interna, dimensionamento da protensão extradorso e verificações do estado limite último e do estado limite de serviço da seção de concreto.

a) Dimensionamento da protensão extradorso

A geometria dos cabos extradorso foi determinada de acordo com o item 6.1.2, ou seja, o primeiro cabo foi ancorado a aproximadamente $0,20.L$ do centro dos apoios, e os demais cabos foram ancorados um em cada aduela, até a última aduela do balanço. As distâncias entre as ancoragens dos cabos nas torres foram determinadas em função da inclinação dos cabos, para que não houvesse cruzamento entre eles e também houvesse espaço suficiente para a realização dos trabalhos de protensão.

Admitiu-se, como é usual, cabos extradorso iguais para todas as aduelas. A quantidade de cordoalhas nos cabos extradorso foi determinada de maneira iterativa, tendo em vista o melhor aproveitamento da seção.

b) Dimensionamento da protensão interna

Através dos esforços solicitantes obtidos nos vários ciclos iterativos anteriormente discutidos, efetua-se o pré-dimensionamento da quantidade de cabos de protensão necessária nas seções dos apoios e seções de momento máximo nos vãos e, então, foi esquematizado o traçado dos cabos de protensão baseados em obras já concluídas.

No cálculo dos esforços de protensão, foi utilizado o método aproximado onde as forças de protensão foram consideradas como um conjunto de cargas externas equivalentes. Assim como no carregamento permanente G_1 , as cargas equivalentes da protensão dos cabos superiores foram aplicadas nas diversas fases construtivas da superestrutura. Já as cargas equivalentes dos cabos inferiores foram aplicadas na estrutura somente na sua configuração final.

(unid.: m)

Figura 6.35 - Disposição dos cabos de protensão - Ponte extradorso com vão principal de 150 metros

Figura 6.36 - Disposição dos cabos de protensão - Ponte extradorso com vão principal de 200 metros

c) Dimensionamento da Seção de Concreto

Nessa etapa, verificam-se o estado limite de serviço e estado limite último das seções críticas: seção dos apoios e seções de momento máximo dos vãos.

O estado limite de serviço foi verificado através da verificação de tensões normais nas seções, de forma que as tensões ficassem dentro dos limites do Concreto

Protendido Nível 2 (protensão limitada - estado limite de formação de fissuras), especificada na NBR-6118/2003.

Segundo a NBR-6118/2003, os limites impostos para o Concreto Protendido Nível 2 (protensão limitada) são: que os esforços da combinação freqüente de serviço respeitem o estado limite de formação de fissuração e os esforços da combinação quase permanentes de serviço respeitem o estado limite de descompressão.

As verificações de tensões normais foram realizadas nas seguintes situações: fase isostática de construção (balanço máximo) e fase final de construção, após a redistribuição de esforços provocados pela deformação da estrutura devido à fluência do concreto.

O estado limite último foi verificado com a ajuda do software FCO - Flexão Composta Oblíqua, desenvolvido pelo Prof. Dr. Ricardo Leopoldo e Silva França e Dr. Sergio Pinheiro Medeiros.

7. ANÁLISE DE RESULTADOS

Será discutida, neste capítulo, a quantidade de materiais e serviços obtidos nos dimensionamentos realizados na superestrutura das pontes em viga reta de concreto protendido e pontes extradorso.

7.1. Quantidade de Materiais de Construção

Após o dimensionamento das superestruturas das pontes extradorso e pontes em viga reta de concreto protendido, foram calculados as quantidades de concreto da superestrutura ($f_{ck} = 40$ MPa), a quantidade de aço de protensão interna e extradorso (CP-190RB) e a quantidade de ancoragens de protensão.

7.1.1. Ponte em Viga Reta de Concreto Protendido

Nas tabelas seguintes, são apresentadas as quantidades de concreto, aço de protensão e ancoragens utilizadas em cada ponte em viga reta de concreto protendido.

Tabela 7.1 - Ponte em viga reta de concreto protendido: 65 - 110 - 65 metros - Processamento 1

Volume de concreto	2.995,01 m ³
Espessura média da superestrutura	0,74 m
Cabos superiores	14 x 8 cabos - 19 ϕ 15,2 mm
	224 ancoragens
Cabos inferiores - no vão principal	5 x 4 + 2 x 2 cabos - 19 ϕ 12,7 mm
	52 ancoragens
Cabos inferiores - nos vãos laterais	6 x 4 cabos - 17 ϕ 15,2 mm
	48 ancoragens
Aço de protensão (CP-190RB)	189.907,85 kg
Aço de prot. / vol. de concreto	63,41 kg /m ³

*Tabela 7.2 - Ponte em viga reta de concreto protendido: 65 - 110 - 65 metros -
Processamento 2*

Volume de concreto	2.561,63 m ³
Espessura média da superestrutura	0,64 m
Cabos superiores	14 x 8 cabos - 11 ϕ 15,2 mm
	224 ancoragens
Cabos inferiores - no vão principal	7 x 2 cabos - 20 ϕ 12,7 mm
	28 ancoragens
Cabos inferiores - nos vãos laterais	6 x 4 cabos - 11 ϕ 15,2 mm
	48 ancoragens
Aço de protensão (CP-190RB)	116.101,48 kg
Aço de prot. / vol. de concreto	45,32 kg /m ³

*Tabela 7.3 - Ponte em viga reta de concreto protendido: 90 - 150 - 90 metros -
Processamento 1*

Volume de concreto	4.807,83 m ³
Espessura média da superestrutura	0,87 m
Cabos superiores	22 x 8 cabos - 17 ϕ 15,2 mm
	352 ancoragens
Cabos inferiores - no vão principal	11 x 2 cabos - 14 ϕ 15,2 mm
	44 ancoragens
Cabos inferiores - nos vãos laterais	8 x 4 cabos - 15 ϕ 15,2 mm
	64 ancoragens
Aço de protensão (CP-190RB)	329.450,42 kg
Aço de prot. / vol. de concreto	68,52 kg /m ³

*Tabela 7.4 - Ponte em viga reta de concreto protendido: 90 - 150 - 90 metros -
Processamento 2*

Volume de concreto	4.171,04 m ³
Espessura média da superestrutura	0,75 m
Cabos superiores	22 x 8 cabos - 16 ϕ 15,2 mm
	352 ancoragens
Cabos inferiores - no vão principal	11 x 2 cabos - 12 ϕ 15,2 mm
	44 ancoragens
Cabos inferiores - nos vãos laterais	8 x 4 cabos - 12 ϕ 15,2 mm
	64 ancoragens
Aço de protensão (CP-190RB)	303.867,35 kg
Aço de prot. / vol. de concreto	72,85 kg /m ³

*Tabela 7.5 - Ponte em viga reta de concreto protendido: 120 - 200 - 120 metros -
Processamento 1*

Volume de concreto	7.483,58 m ³
Espessura média da superestrutura	1,01 m
Cabos superiores	33 x 8 cabos - 20 ϕ 15,2 mm
	528 ancoragens
Cabos inferiores - no vão principal	19 x 4 cabos - 12 ϕ 15,2 mm
	152 ancoragens
Cabos inferiores - nos vãos laterais	10 x 4 cabos - 17 ϕ 15,2 mm
	80 ancoragens
Aço de protensão (CP-190RB)	754.647,91 kg
Aço de prot. / vol. de concreto	100,84 kg /m ³

Tabela 7.6 - Ponte em viga reta de concreto protendido: 120 - 200 - 120 metros - Processamento 2

Volume de concreto	6.577,07 m ³
Espessura média da superestrutura	0,89 m
Cabos superiores	33 x 8 cabos - 20 ϕ 15,2 mm
	528 ancoragens
Cabos inferiores - no vão principal	19 x 2 cabos - 14 ϕ 15,2 mm
	76 ancoragens
Cabos inferiores - nos vãos laterais	10 x 4 cabos - 15 ϕ 15,2 mm
	80 ancoragens
Aço de protensão (CP-190RB)	713.822,87 kg
Aço de prot. / vol. de concreto	108,53 kg /m ³

Tabela 7.7 - Quadro resumo das pontes em viga reta de concreto protendido

Ponte	Volume de Concreto (m ³)	Esp. média (m)	Aço de Prot. Interna (kg)	Aço P. / Vol. Conc. (Kg/m ³)
Balanços Sucessivos 110 metros - P1	2.995,01	0,74	189.907,85	63,41
Balanços Sucessivos 150 metros - P1	4.807,83	0,87	329.450,42	68,52
Balanços Sucessivos 200 metros - P1	7.483,58	1,01	754.647,91	100,84
Balanços Sucessivos 110 metros - P2	2.561,63	0,64	116.101,48	45,32
Balanços Sucessivos 150 metros - P2	4.171,04	0,75	303.867,35	72,85
Balanços Sucessivos 200 metros - P2	6.577,07	0,89	713.822,87	108,53

Como mostram as tabelas 7.1 a 7.7, a adoção de uma seção transversal mais adequada reduziu a quantidade de concreto da superestrutura e, conseqüentemente a quantidade de aço de protensão. Porém, no primeiro processamento, a distância entre as vigas no sentido transversal é a mesma distância utilizada nos processamentos das pontes extradorso, e, por essa razão, ambos os processamentos e quantidades resultantes foram apresentados neste trabalho.

7.1.2. Ponte Extradorso

Nas tabelas seguintes, são apresentadas as quantidades de concreto, aço de protensão e ancoragens utilizadas em cada ponte extradorso.

No dimensionamento, foi realizado um estudo paramétrico para determinar a quantidade de cordoalhas em cada cabo extradorso, onde foram fixadas as características geométricas das pontes e foi variada a quantidade de cordoalhas dos cabos extradorso, obtendo-se a correspondente na quantidade de cabos de protensão interna, conforme apresentam as tabelas 7.8 à 7.13.

Com o aumento da quantidade de cordoalhas dos cabos extradorso, obteve-se a redução considerável na quantidade de cabos superior de protensão interna.

Tabela 7.8 - Ponte Extradorso: 90 - 150 - 90 metros - Processamento 1

Volume de concreto	4.573,93 m ³
Espessura média da superestrutura	0,83 m
Cabos extradorso	11 x 4 cabos 18 ϕ 15,2 mm
	88 ancoragens
	4.708,16 m
Aço de protensão extradorso (CP-190RB)	107.628,54 kg
Cabos superiores (1 a 8)	8 x 4 cabos - 20 ϕ 15,2 mm
	64 ancoragens
Cabos superiores (9 a 19)	11 x 4 cabos - 10 ϕ 15,2 mm
	88 ancoragens
Cabos inferiores - no vão principal	13 x 2 cabos - 20 ϕ 15,2 mm
	52 ancoragens
Cabos inferiores - nos vãos laterais	8 x 4 cabos - 17 ϕ 15,2 mm
	64 ancoragens
Aço de protensão interna (CP-190RB)	143.063,58 kg
Aço de prot. / vol. de concreto	54,81 kg /m ³

Tabela 7.9 - Ponte Extradorso: 90 - 150 - 90 metros - Processamento 2

Volume de concreto	4.573,93 m ³
Espessura média da superestrutura	0,83 m
Cabos extradorso	11 x 4 cabos 16 ϕ 15,2 mm
	88 ancoragens
	4.708,16 m
Aço de protensão extradorso (CP-190RB)	95.669,81 kg
Cabos superiores (1 a 8)	8 x 4 cabos - 20 ϕ 15,2 mm
	64 ancoragens
Cabos superiores (9 a 19)	11 x 4 cabos - 21 ϕ 15,2 mm
	88 ancoragens
Cabos inferiores - no vão principal	13 x 2 cabos - 20 ϕ 15,2 mm
	52 ancoragens
Cabos inferiores - nos vãos laterais	8 x 4 cabos - 16 ϕ 15,2 mm
	64 ancoragens
Aço de protensão interna (CP-190RB)	205.629,06 kg
Aço de prot. / vol. de concreto	65,87 kg /m ³

Tabela 7.10 - Ponte Extradorso: 90 - 150 - 90 metros - Processamento 3

Volume de concreto	4.573,93 m ³
Espessura média da superestrutura	0,83 m
Cabos extradorso	11 x 4 cabos 14 ϕ 15,2 mm
	88 ancoragens
	4.708,16 m
Aço de protensão extradorso (CP-190RB)	83.711,08 kg
Cabos superiores (1 a 8)	8 x 4 cabos - 26 ϕ 15,2 mm
	64 ancoragens
Cabos superiores (9 a 19)	11 x 4 cabos - 23 ϕ 15,2 mm
	88 ancoragens
Cabos inferiores - no vão principal	13 x 2 cabos - 21 ϕ 15,2 mm
	52 ancoragens
Cabos inferiores - nos vãos laterais	8 x 4 cabos - 14 ϕ 15,2 mm
	64 ancoragens
Aço de protensão interna (CP-190RB)	252.670,35 kg
Aço de prot. / vol. de concreto	73,54 kg /m ³

Tabela 7.11 - Ponte Extradorso: 120 - 200 - 120 metros - Processamento 1

Volume de concreto	7.026,41 m ³
Espessura média da superestrutura	0,95 m
Cabos extradorso	14 x 4 cabos 24 ϕ 15,2 mm
	112 ancoragens
	8.189,68 m
Aço de protensão extradorso (CP-190RB)	249.621,45 kg
Cabos superiores (1 a 10)	10 x 4 cabos - 20 ϕ 15,2 mm
	80 ancoragens
Cabos superiores (11 a 25)	15 x 4 cabos - 20 ϕ 15,2 mm
	120 ancoragens
Cabos inferiores - no vão principal	17 x 4 cabos - 19 ϕ 15,2 mm
	68 ancoragens
Cabos inferiores - nos vãos laterais	12 x 4 cabos - 13 ϕ 15,2 mm
	96 ancoragens
Aço de protensão interna (CP-190RB)	380.201,81 kg
Aço de prot. / vol. de concreto	89,64 kg /m ³

Tabela 7.12 - Ponte Extradorso: 120 - 200 - 120 metros - Processamento 2

Volume de concreto	7.026,41 m ³
Espessura média da superestrutura	0,95 m
Cabos extradorso	14 x 4 cabos 22 ϕ 15,2 mm
	112 ancoragens
	8.189,68 m
Aço de protensão extradorso (CP-190RB)	228.819,66 kg
Cabos superiores (1 a 10)	10 x 8 cabos - 14 ϕ 15,2 mm
	160 ancoragens
Cabos superiores (11 a 25)	15 x 8 cabos - 14 ϕ 15,2 mm
	240 ancoragens
Cabos inferiores - no vão principal	17 x 4 cabos - 22 ϕ 15,2 mm
	136 ancoragens
Cabos inferiores - nos vãos laterais	12 x 4 cabos - 13 ϕ 15,2 mm
	96 ancoragens
Aço de protensão interna (CP-190RB)	496.051,64 kg
Aço de prot. / vol. de concreto	103,16 kg /m ³

Tabela 7.13 - Ponte Extradorso: 120 - 200 - 120 metros - Processamento 3

Volume de concreto	7.026,41 m ³
Espessura média da superestrutura	0,95 m
Cabos extradorso	14 x 4 cabos 20 ϕ 15,2 mm
	112 ancoragens
	8.189,68 m
Aço de protensão extradorso (CP-190RB)	208.017,87 kg
Cabos superiores (1 a 10)	10 x 8 cabos - 17 ϕ 15,2 mm
	160 ancoragens
Cabos superiores (11 a 25)	15 x 8 cabos - 17 ϕ 15,2 mm
	240 ancoragens
Cabos inferiores - no vão principal	17 x 4 cabos - 25 ϕ 15,2 mm
	136 ancoragens
Cabos inferiores - nos vãos laterais	12 x 4 cabos - 13 ϕ 15,2 mm
	96 ancoragens
Aço de protensão interna (CP-190RB)	584.738,13 kg
Aço de prot. / vol. de concreto	112,83 kg /m ³

7.1.3. Análise de Resultados

Os dados obtidos no estudo paramétrico realizado para determinar a quantidade de cordoalhas nos cabos extradorso, apresentados na tabela 7.14, mostram que o aumento da quantidade de cordoalhas nos cabos extradorso provoca a redução considerável da quantidade de cabos de protensão interna, como já era esperado, já que os cabos extradorso são mais eficientes que os cabos superiores de protensão interna, devido a sua grande excentricidade.

Outro resultado está ligado à determinação dos limites da quantidade de cordoalhas nos cabos extradorso. A quantidade máxima de cordoalhas nos cabos extradorso foi determinada pela quantidade mínima de cabos superiores de protensão interna necessária para a construção da ponte através do método dos balanços sucessivos. Caso a ponte não utilize esse método construtivo, pode-se até substituir todos os

cabos superiores internos por cabos extradorso, apesar de não ser uma prática comum.

A quantidade mínima de cabos extradorso foi limitada pela resistência última da seção de concreto do tabuleiro. Ou seja, com a redução da quantidade de cordoalhas nos cabos extradorso, exige-se uma grande quantidade de cabos de protensão interna, provocando elevadas tensões de compressão na seção dos apoios internos, sendo necessário em alguns casos o aumento da seção transversal do tabuleiro.

Tabela 7.14 - Pontes Extradorso - estudo paramétrico para determinação da quantidade de cabos extradorso

Ponte	Volume de Concreto (m ³)	Esp. média (m)	Aço de Prot. Interna (kg)	Aço de Prot. Extradorso (kg)	Total Aço de Protensão (kg)	Aço P. / Vol. Conc. (Kg/m ³)
Extradorso 150 m - P1 (18 ϕ)	4.573,93	0,83	143.063,58	107.628,54	250.692,12	54,81
Extradorso 150 m - P2 (16 ϕ)	4.573,93	0,83	205.629,06	95.669,81	301.298,87	65,87
Extradorso 150 m - P3 (14 ϕ)	4.573,93	0,83	252.670,35	83.711,08	336.381,43	73,54
Extradorso 200 m - P1 (24 ϕ)	7.026,41	0,95	380.201,81	249.621,45	629.823,26	89,64
Extradorso 200 m - P2 (22 ϕ)	7.026,41	0,95	496.051,64	228.819,66	724.871,30	103,16
Extradorso 200 m - P3 (20 ϕ)	7.026,41	0,95	584.738,13	208.017,87	792.756,00	112,83

De um modo geral, podemos afirmar que, para se obter um projeto econômico de pontes extradorso, a protensão extradorso deve estar próximo do seu limite superior, devido a sua eficiência.

A tabela 7.15 apresenta um quadro comparativo da quantidade de concreto ($f_{ck} = 40$ MPa) e aço de protensão entre as pontes em viga reta de concreto protendido e pontes extradorso modeladas.

As ancoragens não foram levadas em consideração na comparação de custos entre as obras porque sua quantidade pode variar consideravelmente de acordo com as ancoragens disponíveis no mercado e com o projeto executivo da obra. Além disso, o custo das ancoragens não é significativo no custo final da obra.

Tabela 7.15 - Quadro comparativo de materiais

Ponte	Volume de Concreto (m ³)	Esp. média (m)	Aço de Prot. Interna (kg)	Aço de Prot. Extradorso (kg)	Total Aço de Protensão (kg)	Aço P. / Vol. Conc. (Kg/m ³)
Viga reta de conc. prot. 110 metros - P1	2.995,01	0,74	189.907,85		189.907,85	63,41
Viga reta de conc. prot. 150 metros - P1	4.807,83	0,87	329.450,42		329.450,42	68,52
Viga reta de conc. prot. 200 metros - P1	7.483,58	1,01	754.647,91		754.647,91	100,84
Viga reta de conc. prot. 110 metros - P2	2.561,63	0,64	116.101,48		116.101,48	45,32
Viga reta de conc. prot. 150 metros - P2	4.171,04	0,75	303.867,35		303.867,35	72,85
Viga reta de conc. prot. 200 metros - P2	6.577,07	0,89	713.822,87		713.822,87	108,53
Extradorso 110 m	3.163,31	0,78	79.244,00	58.595,00	137.839,00	43,57
Extradorso 150 m - P1 (18 ϕ)	4.573,93	0,83	143.063,58	107.628,54	250.692,12	54,81
Extradorso 200 m - P1 (24 ϕ)	7.026,41	0,95	380.201,81	249.621,45	629.823,26	89,64

Figura 7.1 - Gráfico Espessura média x Vão Principal

Figura 7.2 - Aço de Protensão/Volume de concreto x Vão Principal

Através da tabela 7.14 e das figuras 7.1 e 7.2, pode-se notar que as quantidades de concreto e aço de protensão obtidas nos processamentos entre as pontes extradorso e pontes em viga reta de concreto protendido são muito próximas.

Para melhor visualizar os resultados obtidos neste trabalho, foram aplicados os preços unitários fornecidos pela Tabela de Preços Unitários do Departamento de Estradas de Rodagem do Estado de São Paulo (DER-SP) de 31/03/2006. No preço unitário do aço de protensão, estão inclusos o custo da bainha e da injeção de nata de cimento, porém, esse preço foi majorado em 10% quando aplicados aos cabos extradorso com o intuito de se prever o custo da proteção extradorso.

Tabela 7.16 - Tabela de Custo da Obra, utilizando os preços unitários fornecidos pela TPU do DER-SP de 31/03/2006

	Volume de Concreto (m³)	Preço Unitário	Aço de Prot. Interna (kg)	Preço Unitário	Aço de Prot. Extradorso (kg)	Preço Unitário	Preço final
Viga reta de conc. prot. 110 metros - P1	2.995,01	374,94	189.907,85	15,21		16,73	4.011.447,45
Viga reta de conc. prot. 150 metros - P1	4.807,83	374,94	329.450,42	15,21		16,73	6.813.588,67
Viga reta de conc. prot. 200 metros - P1	7.483,58	374,94	754.647,91	15,21		16,73	14.284.088,20
Viga reta de conc. prot. 110 metros - P2	2.561,63	374,94	116.101,48	15,21		16,73	2.726.361,06
Viga reta de conc. prot. 150 metros - P2	4.171,04	374,94	303.867,35	15,21		16,73	6.185.712,13
Viga reta de conc. prot. 200 metros - P2	6.577,07	374,94	713.822,87	15,21		16,73	13.323.252,48
Extradorso 110 m	3.163,31	374,94	79.244,00	15,21	58.595,00	16,73	3.371.705,64
Extradorso 150 m - P1 (18 ϕ)	4.573,93	374,94	143.063,58	15,21	107.628,54	16,73	5.691.679,47
Extradorso 200 m - P1 (24 ϕ)	7.026,41	374,94	380.201,81	15,21	249.621,45	16,73	12.593.768,18

Figura 7.3 - Custo x Vão Principal - preços unitário fornecidos pela TPU DER-SP de 31/03/2006

A tabela 7.16 resultou em preços com pequena variação percentual entre as pontes extradorso e pontes em viga reta de concreto protendido. Para os vãos principais de 150 metros e 200 metros, as pontes extradorso foram mais econômicas que as duas situações de pontes em viga reta de concreto protendido, enquanto que a ponte extradorso com vão principal de 110 metros ficou com o custo entre as duas situações.

Porém, os dados obtidos neste trabalho não nos fornecem elementos suficientes para determinar qual tipo estrutural é mais econômico, porque os custos de cada obra estão percentualmente muito próximos e esses valores podem ser facilmente alterados com alguma alteração no preço de cada material. Além disso, o custo da obra depende de diversas variáveis relacionadas ao local de implantação da ponte, tais como as condições geológicas e topográficas, traçado geométrico da pista, disponibilidade de materiais de construção e do projeto executivo.

Pode-se, porém, afirmar que esse sistema estrutural é economicamente competitivo com as pontes em viga reta de concreto protendido.

8. CONCLUSÃO

Nos últimos 10 anos, desde a construção da Odawara Blueway Bridge, em 1995, foram construídas dezenas de pontes extradorso no mundo todo, principalmente na Ásia, ao mesmo tempo, foram desenvolvidas tecnologias e pesquisas que permitiram a consolidação dessa nova concepção estrutural como boa alternativa para a construção de pontes e viadutos com necessidade de transpor obstáculos com vãos de 100 a 200 metros.

Apesar das pontes extradorso serem esteticamente parecidas com as pontes estaiadas, é mais apropriado considerá-la uma modificação de ponte em viga reta de concreto protendido, já que a decomposição das forças de protensão dos cabos resulta em componentes horizontais muito maiores que as componentes verticais, devido às inclinações reduzidas dos cabos, caracterizando uma protensão externa, e não uma suspensão quase total do tabuleiro.

Figura 8.1 - Componentes das forças de protensão extradorso

A flutuação de tensão nos cabos extradorso é relativamente baixa, o que permite a utilização de ancoragens mais simples e menos custosas em relação às utilizadas em pontes estaiadas; permite também a utilização de selas metálicas nas torres (desviadores). Outra vantagem da ponte extradorso em relação à ponte estaiada é a dispensa de ajuste de tensão nos cabos.

As pontes extradorso possuem tabuleiros mais esbeltos em relação às pontes em viga reta de concreto protendido, o que é desejável em alguns casos, já que esse fato significa o aumento da altura livre sob a superestrutura e diminuição do peso nas treliças de concretagem das aduelas.

Aliando essas vantagens ao apelo visual de uma forma estética agradável, que consegue interagir tanto com um ambiente natural como urbano, essa passou a ser uma alternativa interessante na concepção de novos projetos de pontes.

No texto apresentado, confirma-se que a ponte extradorso é economicamente competitiva com a ponte em viga reta de concreto protendido, na faixa de vãos entre 100 e 200 metros.

Apesar de obter resultados economicamente favoráveis às pontes extradorso, não se pode afirmar que elas são sempre mais econômicas, pois a variação percentual entre o custo de cada ponte não foi significativamente grande. Levando-se em consideração que o custo da obra depende de diversos fatores, e que os custos dos materiais de construção variam de acordo com a localização da obra, esses resultados podem ser facilmente alterados.

Acredita-se que as pontes extradorso também sejam economicamente competitivas com as pontes estaiadas, porém, esse estudo não foi realizado neste trabalho, ficando como uma sugestão para futuras investigações.

9. REFERÊNCIAS

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 6118**: projeto de estruturas de concreto: procedimento. 2. ed. Rio de Janeiro, 2004.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 7187**: projeto de pontes de concreto armado e de concreto protendido: procedimento. Rio de Janeiro, 2004.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 7188**: carga móvel em ponte rodoviária e passarela de pedestre. Rio de Janeiro, 1982.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 7483**: cordoalhas de aço para concreto protendido: requisitos. Rio de Janeiro, 2004.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 8681**: ações e segurança nas estruturas: procedimento. 2. ed. Rio de Janeiro, 2004.

BUTKERAITIS, Renata. **Controle passivo de vibrações induzidas pelo drapejamento em pontes estaiadas**. 2002. 140 f. Dissertação (Mestrado) – Escola Politécnica, Universidade de São Paulo, São Paulo, 2002.

CARVALHO, R. C. **Contribuição ao cálculo de pontes em balanços progressivos**. 1987. 213 f. Dissertação (Mestrado) – Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos, 1985.

CHO, G. C. **Comportamiento estructural y criterios de diseño de los puentes con pretensado extradadosado**. 2000. 279 f. Tese (Doutorado) - Departament d'Enginyeria de la Construcció, Universitat Politècnica de Catalunya, Catalunya, 2000.

COLLINS, M. P.; MITCHELL, D. **Prestressed concrete basics**. Ottawa, Ontário, Canada: Canadian Prestressed Concrete Institute, c1987. xiv, 614 p.

FEDERAL HIGHWAY ADMINISTRATION / U.S. DEPARTMENT OF TRANSPORTATION. **Extradosed Bridge Technology in Japan and the New Harbor Memorial Bridge**. EUA: 2001

GINISING, N. J. **Cable supported bridges: concept and design**. 2. ed. Chichester [England] ; New York: John Wiley, c1997. viii, 471 p.

ISHITANI, H.; FRANÇA, R. L. S. **Concreto protendido: conceitos fundamentais**. [São Paulo, SP, Maio. 2004]. Notas de aula.

KOMIYA, M. **A Characteristics and Design of PC Bridges with Large Eccentric Cables (PC Extradosed Bridge)**. 1999. Extradosed Bridge Tecnology in Japan and the New Pearl Harbor Memorial Bridge. .

LEONHARDT, F.; ZELLNER, W. **Past, present and future of cable-stayed bridges**. Stuttgart, Alemanha: Elsevier, 1991.

MATHIVAT, J. Recent developments in prestressed concrete bridges. **FIP Notes**. 15-21 p., Fevereiro. 1988.

FIB CONGRESS, I. 2002, Osaka, Japan. **National Report. Recent works of presetressed concrete structures**.

NOGUEIRA NETO, H. A. **Contribuição ao projeto de pontes estaiadas com estudo do casos da ponte sobre o rio Pinheiros e da ponte sobre o rio Guamá**. 2003. 178 f. Dissertação (Mestrado) - Faculdade de Engenharia Civil, Universidade Estadual de Campinas, Campinas, 2003.

PODOLNY JR., W.; SCALZI, J. B. **Construction and design of cable-stayed bridges**. New York: Wiley, c1976. xv, 506 p. (Wiley series of practical construction guides).

PUGSLEY, A. **The theory of suspension bridges**. London: Edward Arnold, 1967. 155 p.

SKAF, K. J. **Alternativas de representação da protensão, no projeto de estruturas de concreto**. São Paulo: EPUSP, 1995. 26 p. (Boletim Técnico da Escola Politécnica da Usp. Departamento de Engenharia de Estruturas e Fundações, BT/PEF/9512).

SOUSA, J. L. A. O. **Contribuição ao estudo de pontes estaiadas**. 1984. 1 v. Dissertação (Mestrado) – Escola Politécnica, Universidade de São Paulo, São Paulo, 1984.

TROITSKY, M. S. **Cable-stayed bridges: theory and design**. London : Crosby Lockwood Staples, 1977. xi, 385 p.

WALTHER, R. et al. **Cable stayed bridges**. London : T. Telford, 1985. 320 p.