

**UNIVERSIDADE FEDERAL DO RIO GRANDE DO SUL
ESCOLA DE ENGENHARIA
COMISSÃO DE GRADUAÇÃO DE ENGENHARIA CIVIL**

Igor Stell Paz

**DIMENSIONAMENTO DE UMA NOVA PASSARELA EM
CONCRETO PARA ACESSO À ESTAÇÃO RODOVIÁRIA DE
PORTO ALEGRE**

Porto Alegre
Novembro, 2018

IGOR STELL PAZ

**DIMENSIONAMENTO DE UMA NOVA PASSARELA EM
CONCRETO PARA ACESSO À ESTAÇÃO RODOVIÁRIA DE
PORTO ALEGRE**

Trabalho de Conclusão de Curso apresentado à Comissão de
Graduação de Engenharia Civil da Escola de Engenharia da
Universidade Federal do Rio Grande do Sul, como parte dos
requisitos para obtenção do título de Engenheiro Civil

Orientador: Prof. Alexandre Rodrigues Pacheco

Porto Alegre
Novembro, 2018

IGOR STELL PAZ

**DIMENSIONAMENTO DE UMA NOVA PASSARELA EM
CONCRETO PARA ACESSO À ESTAÇÃO RODOVIÁRIA DE
PORTO ALEGRE**

Este Trabalho de Diplomação foi julgado adequado como pré-requisito para a obtenção do título de **Engenheiro Civil** e aprovado pela banca examinadora e, em sua forma final, pelo
Professor Orientador

Porto Alegre, Dezembro de 2018

Prof. Alexandre Rodrigues Pacheco
Ph.D. pela The Pennsylvania State University
Orientador

BANCA EXAMINADORA

Prof. Alexandre Rodrigues Pacheco (UFRGS)
Ph.D. pela The Pennsylvania State University

Prof. Jorge Luis Palomino Tamayo (UFRGS)
Dr. pela Universidade Federal do Rio Grande do Sul

Prof. Roberto Domingo Rios (UFRGS)
Dr. pela Universidade Federal do Rio Grande do Sul

Dedico este trabalho à minha família, especialmente minha mãe, Valquiria, que sempre me apoiou durante o período do meu Curso de Graduação.

AGRADECIMENTOS

Agradeço ao professor Alexandre Rodrigues Pacheco, orientador deste trabalho, pela ajuda e tempo dedicados à orientação do mesmo.

Agradeço a todo o corpo docente da Escola de Engenharia pelos conhecimentos e experiências passados durante todo o curso de graduação.

Deitar-me faz em verdes pastos, guia-me mansamente a
águas tranquilas.

Salmos 23:2

RESUMO

O presente trabalho visa o dimensionamento estrutural de uma passarela em concreto para o acesso à estação rodoviária da cidade de Porto Alegre, na qual são utilizados estais para a sustentação de parte do tabuleiro. A passarela dimensionada é mais moderna e possui maior altura do que a existente, o que proporciona uma maior segurança em relação ao risco de eventuais colisões de veículos, visto que são recorrentes os incidentes em que caminhões colidem com a superestrutura, ou acabam, até mesmo, por ficar presos sob ela. Além disso, esta nova estrutura tem uma melhor apresentação estética quando comparada com a passarela existente, o que pode vir também a somar à arquitetura do local, que se encontra bastante negligenciado. A análise estrutural é realizada através do software *Autodesk Robot Structural Analysis Professional*, com licença gratuita para estudantes.

Palavras-chave: pontes e passarelas; concreto protendido; análise estrutural; dimensionamento estrutural.

Lista de figuras

Figura 1.1: Etapas do trabalho	33
Figura 1.2: Vista da passarela existente	33
Figura 1.3: Ilustração da primeira ideia para o projeto	34
Figura 1.4: Ilustração da segunda ideia para o projeto	34
Figura 1.5: Perspectiva da passarela	35
Figura 1.6: Ilustração da estrutura com algumas de suas dimensões	35
Figura 1.7: Passarela em 2012, em reforma devido à troca dos guarda-corpos e a colisão de um caminhão	37
Figura 1.8: Caminhão preso sob a estrutura	38
Figura 2.1: Ponte Fabrício em Roma	39
Figura 2.2: Gravura da Ponte Britannia	40
Figura 2.3: Seção original da ponte Britannia	40
Figura 2.4: Ponte do Forth	41
Figura 2.5: Ponte do Brooklyn	41
Figura 2.6: Elementos de uma ponte típica	42
Figura 2.7: Ponte em viga	43
Figura 2.8: Pontes em pórtico	44

Figura 2.9: Ponte com arco superior	44
Figura 2.10: Ponte com arco intermediário	44
Figura 2.11: Ponte com arco inferior	45
Figura 2.12: Ponte pênsil	45
Figura 2.13: Ponte estaiada (leque)	45
Figura 2.14: Ponte estaiada (harpa)	46
Figura 2.15: Ponte estaiada (configuração intermediária)	46
Figura 2.16: Pontes estaiadas - variação da quantidade de cabos	46
Figura 2.17: Exemplo de mastros.	47
Figura 2.18: Ilustração do efeito da protensão em uma fileira de livros	48
Figura 2.19: Diagrama tensão-deformação dos aços de protensão	49
Figura 2.20: Tipos de armadura de protensão	50
Figura 2.21: Esquema de uma pista de protensão	52
Figura 2.22: Esquema da extremidade de uma viga com pós-tensão	53
Figura 2.23: Tensão ao longo do cabo antes e depois da ancoragem	57
Figura 3.1: Perspectiva do modelo da estrutura	71
Figura 3.2: Exemplo da entrada de um cabo no Robot	72
Figura 3.3: Cargas permanentes ao longo do tabuleiro	73

Figura 3.4: Disposição da carga móvel sobre a estrutura	74
Figura 3.5: Representação das cargas de vento nos mastros e tabuleiro	76
Figura 3.6: Representação das forças na seção transversal	78
Figura 3.7: Propriedades geométricas para uma seção genérica	81
Figura 3.8: Características do aço dos estais	88
Figura 3.9: Ilustração do modelo de cálculo da força inicial nos estais	89
Figura 3.10: Tensão permitida nos estais em função de η	90
Figura 4.1: Seção transversal do tabuleiro estaiado	92
Figura 4.2: Envoltória dos momentos solicitantes para o vão central em kN/m em	93
Figura 4.3: Disposição da armadura de flexão do vão central	93
Figura 4.4: Seção transversal vigas centrais	94
Figura 4.5: Envoltória dos esforços cortantes para o vão central	94
Figura 4.6: Diagrama de momento fletor para a laje superior	95
Figura 4.7: Diagrama de momento fletor para a laje inferior	95
Figura 4.8: Detalhe da ligação viga-laje	97
Figura 4.9: Seção transversal das vigas protendidas	97
Figura 4.10: Diagrama de momentos para as vigas protendidas	97
Figura 4.11: Escalonamento das armaduras de protensão	100

Figura 4.12: Seção transversal das vigas protendidas m	100
Figura 4.13: Detalhe das armaduras de protensão	100
Figura 4.14: Envoltória dos esforços cortantes para as vigas protendidas	103
Figura 4.15: Deflexão dos cabos devida ao peso próprio	106
Figura 4.16: Ilustração dos trechos de menor inércia	107
Figura 4.17: Ilustração do trecho de maior inércia	107
Figura 4.18: Seção transversal das colunas dos mastros	108
Figura 4.19: Seção das colunas do mastro para o trecho A	110
Figura 4.20: Diagrama de interação, seção crítica do trecho A	110
Figura 4.21: Seção das colunas do mastro para o trecho B	111
Figura 4.22: Diagrama de interação, seção crítica do trecho B	111
Figura 4.23: Seção das colunas do mastro para o trecho C	112
Figura 4.24: Diagrama de interação, seção crítica do trecho C	112
Figura 4.25: Envoltórias de momentos fletores para os mastros	113
Figura 4.26: Envoltória de momentos para vigas do mastro	114
Figura 4.27: Seção transversal das vigas que conectam os mastros	115

LISTA DE TABELAS

Tabela 1: Valores de μ conforme a NBR6118:2014	55
Tabela 2: Valores do coeficiente de relaxação do aço de protensão	61
Tabela 3: Valores para o coeficiente γ_q	69
Tabela 4: Valores dos fatores de combinação (ψ_0) e de redução das ações variáveis (ψ_1 e ψ_2) . 70	
Tabela 5: Valores para o coeficiente γ_g	70
Tabela 6: Parâmetros para o cálculo das cargas de vento	76
Tabela 7: Descrição das ações	76
Tabela 8: Combinações para os estados limites de serviço e último	77
Tabela 9: Propriedades da seção transversal	81
Tabela 10: Limites de tensão	84
Tabela 11: Armadura de pele	92
Tabela 12: Armadura mínima tabuleiro estaiado	92
Tabela 13: Armadura de flexão para a face superior face	93
Tabela 14: Armadura para o esforço cortante	94
Tabela 15: Armadura para as lajes do tabuleiro do vão central	95
Tabela 16: Propriedades da seção transversal das vigas protendidas	96

Tabela 17: Momentos fletores devidos às cargas acidentais (M_q) e permanentes (M_g) nas vigas protendidas	98
Tabela 18: Cálculo do intervalo da força de protensão	98
Tabela 19: Cálculo da tensão inicial na armadura de protensão	99
Tabela 20: Áreas máxima e mínima para armadura de protensão	99
Tabela 21: Definição da armadura de protensão	99
Tabela 22: Esforços devidos à protensão em t_0	101
Tabela 23: Perdas de tensão imediatas e progressivas	101
Tabela 24: Tensões de borda nos tempos inicial e final	102
Tabela 25: Armadura para o esforço cortante	103
Tabela 26: Armadura transversal para as regiões próximas aos apoios	103
Tabela 27: Força inicial nos estais	103
Tabela 28: Área inicial dos estais	104
Tabela 29: Configuração final dos estais	104
Tabela 30: Número de cordoalhas por estai	104
Tabela 31: Deslocamentos verticais para as extremidades dos estais	105
Tabela 32: Deflexão dos cabos	105
Tabela 33: Intervalos das cargas críticas de flambagem	107
Tabela 34: Armaduras mínimas	108

Tabela 35: Armaduras longitudinais para o mastro	109
Tabela 36: Esforços normais máximos para os pilares dos masts	109
Tabela 37: Armadura mínima para as vigas do mastro	114
Tabela 38: Armaduras para as vigas do mastro	114

SUMÁRIO

1 INTRODUÇÃO.....	30
1.1 Generalidades.....	30
1.2 Diretrizes do Trabalho.....	31
1.2.1 Questão de estudo.....	31
1.2.2 Objetivos.....	31
1.2.2.1 Objetivo principal.....	31
1.2.2.2 Objetivo secundário.....	31
1.2.3 Delimitação.....	31
1.2.4 Limitações.....	31
1.2.5 Premissas.....	32
1.2.6 Delineamento da pesquisa.....	32
1.3 Geometria da estrutura.....	33
2 ASPECTOS TEÓRICOS.....	39
2.1 Pontes.....	39
2.1.1 Breve histórico.....	39
2.1.2 Elementos constituintes.....	42
2.1.2.1 Superestrutura.....	42
2.1.2.2 Mesoestrutura.....	42
2.1.2.3 Infraestrutura.....	43
2.1.2.4 Sistemas estruturais.....	43
2.2 Concreto Protendido.....	47
2.2.1 Conceito.....	47
2.2.2 Aços de protensão.....	48
2.2.3 Graus de protensão.....	50
2.2.3.1 Protensão completa.....	51
2.2.3.2 Protensão limitada.....	51
2.2.3.3 Protensão parcial.....	51
2.2.4 Tipos de protensão.....	51
2.2.4.1 Sistemas de protensão com armadura pré-tracionada.....	52

2.2.4.2	Sistemas de protensão com armaduras pós-tracionadas.....	52
2.2.5	Perdas na protensão.....	53
2.2.5.1	Perdas por atrito.....	54
2.2.5.2	Perdas nas ancoragens.....	56
2.2.5.3	Perdas por encurtamento elástico do concreto.....	57
2.2.5.4	Perdas por fluência do concreto.....	58
2.2.5.5	Perdas por retração do concreto.....	58
2.2.5.6	Perdas por relaxação do aço.....	59
2.2.6	Cálculo das perdas progressivas.....	59
2.3	Carregamentos.....	63
2.3.1	Ações.....	64
2.3.1.1	Ações permanentes.....	64
2.3.1.2	Ações variáveis.....	65
2.3.1.3	Ações excepcionais.....	66
2.3.2	Combinações.....	67
2.3.2.1	Estados limites últimos.....	67
2.3.2.2	Estados limites de serviço.....	68
3	METODOLOGIA DE CÁLCULO E DIMENSIONAMENTO.....	71
3.1	Determinação dos carregamentos.....	73
3.2	Dimensionamento dos elementos.....	77
3.2.1	Dimensionamento à flexão.....	78
3.2.2	Determinação da armadura de pele.....	80
3.2.3	Dimensionamento da força de protensão.....	80
3.2.4	Dimensionamento ao esforço cortante.....	85
3.2.5	Dimensionamento dos estais.....	88
3.2.6	Dimensionamento dos mastros.....	91
4	RESULTADOS.....	92
4.1	Vão central.....	92
4.1.1	Vigas.....	92
4.1.2	Lajes superior e inferior.....	94
4.2	Vãos de extremidades.....	96

4.2.1 Vigas protendidas.....	96
4.3 Estais.....	103
4.4 Mastros.....	106
5 CONSIDERAÇÕES FINAIS.....	116
REFERÊNCIAS.....	118

1 Introdução

1.1 Generalidades

Ao longo do trabalho são apresentados os diferentes sistemas estruturais que compõem as pontes e passarelas usuais, dentre eles: sistemas em vigas, em pórticos, em arco, pênséis ou estaiados. As pontes estaiadas, a princípio, apresentam um custo mais elevado do que as outras alternativas. Porém, Leonhardt (1979) afirma que, para grandes vãos, pontes estaiadas se mostram adequadas, tanto do ponto de vista econômico quanto técnico. Entretanto, mesmo no caso de vãos menores, pontes estaiadas são consideradas como obras de arte, possuindo um grande apelo estético, o que pode tornar aceitável um eventual custo superior a uma alternativa mais básica.

Em relação à análise estrutural, estruturas estaiadas apresentam um maior grau de complexidade, pois os elementos de concreto, que sofrem fluência e retração, acabam gerando um rearranjo dos esforços atuantes na estrutura durante a vida útil do projeto. A estrutura em si também é muito sensível ao método de execução, requerendo uma atenção especial nesta etapa inicial.

A estrutura do trabalho se dá através de uma pesquisa bibliográfica feita durante todo o seu desenvolvimento, a fim de construir o conhecimento necessário para a sua elaboração. O trabalho começa com uma breve descrição histórica a respeito das pontes e em seguida são descritos os sistemas estruturais que compõem as soluções mais usuais para este tipo de estrutura. Como a passarela que está sendo dimensionada possui elementos em concreto protendido, após a descrição dos sistemas estruturais é introduzido o conceito de protensão e do cálculo de suas perdas, imediatas e progressivas. Posteriormente é feito o levantamento dos carregamentos que atuam sobre este tipo de estrutura. E, então, é introduzida a metodologia para o dimensionamento dos elementos constituintes da estrutura. Por último são apresentados os resultados e feitas as devidas considerações.

A estrutura foi modelada e analisada no *software Robot Structural Analysis*, de modo que o dimensionamento dos elementos foi feito com as solicitações calculadas pelo software.

1.2 Diretrizes do Trabalho

1.2.1 Questão de estudo

A questão do estudo deste trabalho é: como se dá o dimensionamento de uma passarela que pudesse vir substituir a passarela existente no local do estudo.

1.2.2 Objetivos

Os objetivos deste trabalho se dividem em principal e secundário, a seguir descritos:

1.2.2.1 Objetivo principal

O objetivo principal do trabalho é o dimensionamento de uma passarela para o acesso de pedestres à estação rodoviária de Porto Alegre

1.2.2.2 Objetivo secundário

O objetivo secundário do trabalho é o aprimoramento dos conhecimentos em concreto pretendido e no tipo de estrutura estudada.

1.2.3 Delimitação

O trabalho fica delimitado ao dimensionamento de uma passarela no entorno da rodoviária da cidade de Porto Alegre.

1.2.4 Limitações

- a) a suposição de que uma estrutura estaiada é a melhor solução para o problema em questão;
- b) a não verificação de vibrações devido ao trânsito de pedestres ou ao vento;
- c) a estrutura é analisada na sua forma final, ou seja, o processo construtivo não é estudado. No entanto, propõe-se um método adequado à estrutura que está sendo dimensionada;
- d) as cargas devidas ao vento são consideradas apenas nos elementos em concreto;

- e) o detalhamento do dimensionamento dos elementos é dado de forma simplificada;
- f) somente foram dimensionadas a superestrutura e mesoestrutura, a infraestrutura (fundações) não é contemplada neste trabalho;
- g) os estais não foram detalhados, somente é apresentado o dimensionamento da seção transversal necessária;
- h) por não se dispor de uma planta baixa para o local, o terreno é suposto plano;
- i) regiões de apoio não foram dimensionadas;
- j) não são verificadas as deflexões dos cabos, no entanto é apresentada uma estimativa através da catenária.
- k) não são verificados os efeitos da diferença das seções geométricas que compõem o tabuleiro da estrutura;
- l) os resultados obtidos são de caráter didático;
- m) os acessos à estrutura não serão dimensionados, sendo feita a suposição que estes devem se adequar ao que foi dimensionado. No caso do ponto de vista da estrutura, estes devem se comportar como apoios simples.

1.2.5 Premissas

O trabalho tem como premissa que o que consta nas normas e literatura consultada é verdadeiro, bem como que os resultados fornecidos pelos *softwares* de análise estrutural são válidos.

Além disso, não são considerados efeitos localizados ao longo dos elementos, como a conexão dos estais ao tabuleiro, supondo que não influenciam de maneira significativa o restante da estrutura.

1.2.6 Delineamento da pesquisa

- a) Revisão bibliográfica;
- b) Determinação dos carregamentos;

- c) Lançamento da estrutura;
- d) Cálculo das solicitações;
- e) Introdução da metodologia;
- f) Dimensionamento dos elementos;
- g) Considerações finais.

Figura 1.1: Etapas do trabalho



(fonte: elaborado pelo autor)

1.3 Geometria da estrutura

A passarela dimensionada fica localizada junto à estação rodoviária da cidade de Porto Alegre, sobre o Largo Edgar Koetz, no mesmo local em que se encontra a passarela atual.

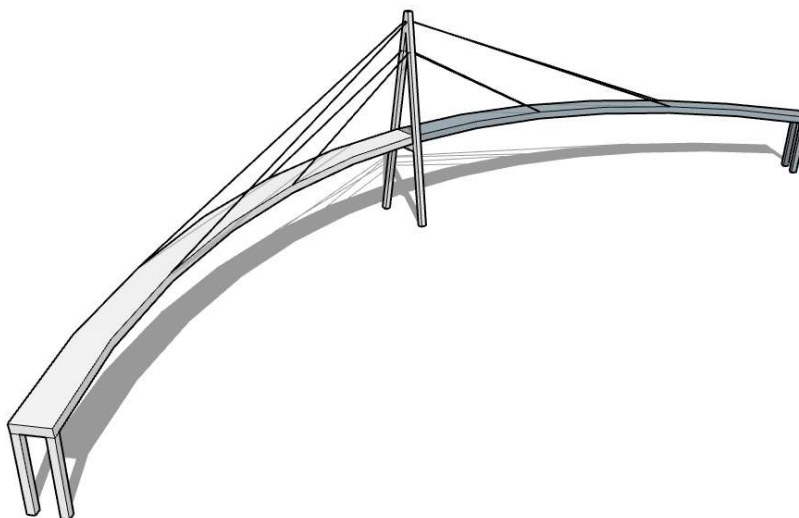
Figura 1.2: Vista da passarela existente



(fonte: Google Maps)

Como não se dispunha de um projeto já definido, mesmo que em uma fase preliminar, a definição dos aspectos arquitetônicos se deu do início, passando por algumas fases, nas quais foram definidas certas configurações e feitas ponderações sobre as mesmas. Em um primeiro momento, se queria trabalhar com um tabuleiro em curva, semelhante à figura 1.3.

Figura 1.3: Ilustração da primeira ideia para o projeto

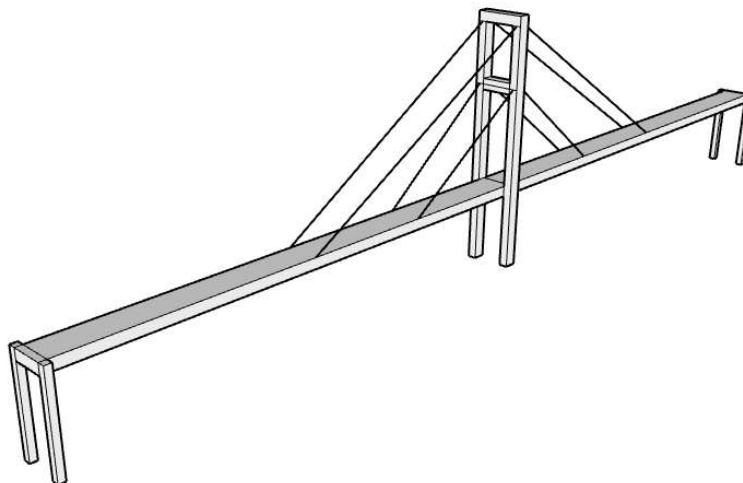


(fonte: elaborado pelo autor)

A configuração apresentada possui curvatura tanto em planta quanto em corte. Se pensou nesse modelo com o intuito de fazer algum uso dos acessos existentes, pois a cota no início do tabuleiro estaria ao nível dos acessos, e o ganho de altura ao longo do desenvolvimento do tabuleiro serviria para mitigar a possibilidade de eventuais colisões de veículos.

Procurando-se uma otimização do projeto, foi tentado uma solução mais tradicional, com um tabuleiro retilíneo e um mastro em forma de pórtico plano.

Figura 1.4: Ilustração da segunda ideia para o projeto

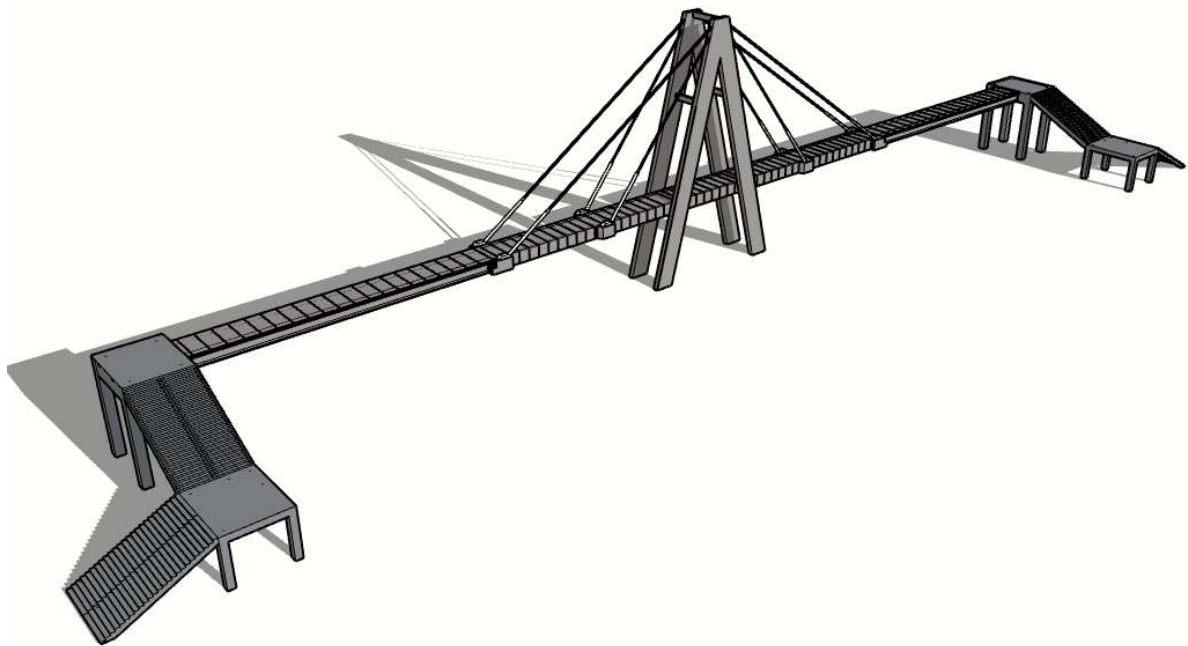


(fonte: elaborado pelo autor)

Como a estrutura se encontra sobre uma via com fluxo intenso de veículos, foi definido que parte da mesma seria pré-moldada, o que reduz sensivelmente o tempo de execução e tende a impactar menos o trânsito no local. Essa parte pré-moldada seria utilizada sobre as vias de modo que sua colocação fosse bastante ágil. A configuração adotada era de que as vigas iriam se apoiar sobre o trecho estaiado. Porém a estrutura representada na figura 1.4 demonstrou algumas dificuldades. Devido a consideração de um carregamento assimétrico, a estrutura não apresentou uma rigidez satisfatória, e, por consequência, ocorreram deslocamentos excessivos na extremidade do vão estaiado.

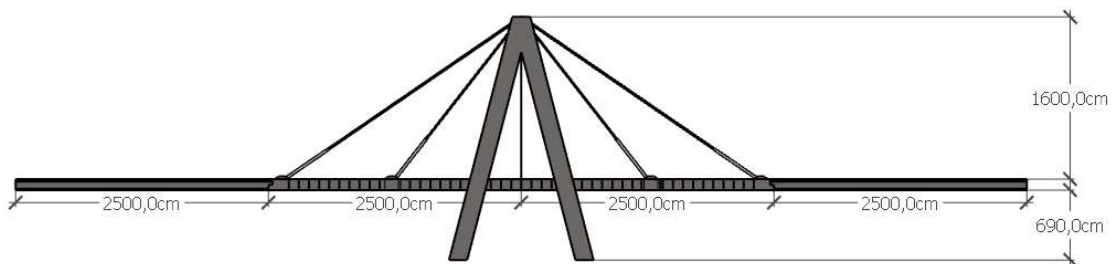
Assim, a configuração final foi a de um tabuleiro retilíneo com um mastro em forma de duplo A, que visa proporcionar a rigidez necessária para minimizar os deslocamentos nas extremidades do tabuleiro estaiado. O modelo é apresentado através das figuras 1.5 e 1.6.

Figura 1.5: Perspectiva da passarela



(fonte: elaborado pelo autor)

Figura 1.6: Ilustração da estrutura com algumas de suas dimensões



(fonte: elaborado pelo autor)

Para a determinação da configuração apresentada, algumas simplificações foram feitas. Conforme apresentado nas limitações, para o dimensionamento foi considerado um vão idealizado, medindo 100m, e o terreno foi considerado plano em função de não se dispor de dados sobre o local. Tais simplificações são razoáveis com o local, não fugindo muito à situação real. Os acessos e as fundações não serão contempladas neste trabalho, porém, como visto na figura 1.5, são apresentados acessos genéricos.

A passarela possui seis pontos de apoio, sendo que na sua parte intermediária há um mastro em duplo A do qual se originam estais que ajudam a sustentar a estrutura.

O tabuleiro é posto de modo que o gabarito vertical mínimo (distância da superfície da pista a um obstáculo superior mais próximo) das vias seja respeitado. Neste caso, as vias pelas quais a passarela tem que se sobrepor são consideradas como vias arteriais primárias, visto que, de acordo com o manual de projeto geométrico de travessias urbanas do DNIT (Departamento de Infraestrutura de Transportes), uma via arterial primária é definida como:

Via de capacidade e velocidade menores que as vias expressas, com traçado sensivelmente contínuo e interseções predominantemente em nível, atendendo principalmente à mobilidade do tráfego, podendo, contudo, ser permitido o acesso a propriedades adjacentes. Redistribui o tráfego das vias expressas para os seus destinos, até o nível das arteriais secundárias.

Para vias desta categoria, o manual citado diz que o gabarito vertical mínimo absoluto deve ser de 4,50m e o mínimo desejável é de 5,50m. Atualmente a passarela possui uma limitação e permite a passagem de veículos com até 4,20m de altura, em função disso são relativamente frequentes os problemas de veículos que colidem com a estrutura, o que pode justificar a escolha de um gabarito vertical maior. Neste trabalho foi adotado um gabarito de 6,9m.

A passarela tem a face superior do tabuleiro com uma altura de 8,00 m em relação ao nível do solo, considerado plano, com os elementos de viga e laje tendo uma altura de cerca de 1,10m, perfazendo assim o gabarito informado.

Para o tabuleiro foi adotada inicialmente uma largura de 3,00m, com uma largura livre de 2,55m entre os guarda-corpos, o que está de acordo com o manual de projeto de obras de arte especiais do Departamento Nacional de Estradas de Rodagem (DNER, 1996), que diz que uma largura livre de 2,50m é satisfatória. Demais características geométricas dos elementos

sãs dimensionadas nas etapas posteriores do trabalho. Os guarda-corpos não são dimensionados, pois estes não fazem parte da estrutura, entrando apenas como carga. Foi definido, de maneira conservadora, que o peso dos guarda-corpos seria de 1kNm para cada lado da passarela.

Pode-se perceber que a nova passarela tem uma apresentação arquitetônica mais agradável quando em comparação com a existente. O projeto em questão pode vir a contribuir para a revitalização do local, que encontra-se bastante negligenciado. Onde, como exemplo desta negligência, pode ser citado o estado da passarela existente, bastante deteriorado. A mesma apresenta uma série de patologias, tanto em função da ausência de manutenção quanto das colisões que sofreu no decorrer do tempo. A atual estrutura acaba representando um risco tanto para os pedestres, quanto para os motoristas que trafegam sob ela.

Figura 1.7: Passarela em 2012, em reforma devido à troca dos guarda-corpos e a colisão de um caminhão



(fonte: Marco Quintana, 2012. Disponível em: <<https://www.jornaldocomercio.com/site/noticia.php?codn=85351>>. Acessado em: 18 mai. 2018)

Pouco tempo após a reforma referida na figura 1.7, ainda em 2012, foi noticiada mais uma colisão com a estrutura, na qual um caminhão ficou preso sob o tabuleiro da passarela (figura 1.8). Isso evidencia de maneira mais contundente ainda a necessidade de um gabarito mais elevado, como o que está sendo proposto no presente trabalho.

Figura 1.8: Caminhão preso sob a estrutura



(fonte: Marcelo Ribeiro, 2012. Disponível em: <<https://www.jornaldocomercio.com/site/noticia.php?codn=98173>>. Acessado em: 18 mai. 2018)

2 Aspectos teóricos

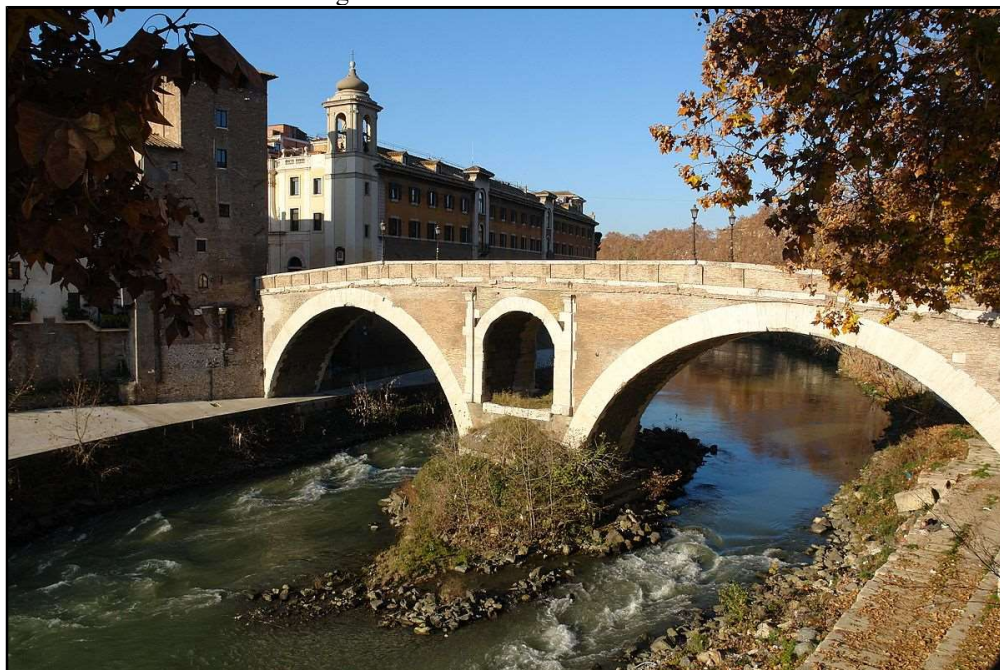
2.1 Pontes

2.1.1 Breve histórico

Antigas como a própria humanidade, as pontes sempre foram tidas como símbolos de conexão. Com algumas, cada qual a sua época, sendo consideradas como milagres arquitetônicos. Essas construções fizeram e ainda fazem parte da história da humanidade, ajudando o ser humano a se instalar em novas regiões, além de ligar diferentes lugares e povos.

É desde a antiguidade que os povos primitivos produzem pontes para possibilitar ou facilitar o acesso a lugares inacessíveis. As primeiras pontes apresentavam estrutura simples, utilizando materiais como pedras e madeira. Os povos civilizados desde cedo construíram pontes com um senso de arte. Chineses e romanos, ainda antes de Cristo, já dominavam técnicas para a construção de abóbodas de pedra por exemplo (Leonhardt, 1979). E com o uso de arcos, os romanos produziram pontes admiráveis à sua época, muitas das quais perduram até hoje, como a Ponte Fabrício por exemplo, construída em 62 a.C. que ainda está em uso (Leonhardt, 1979).

Figura 2.1: Ponte Fabrício em Roma



(fonte: Pascal Reusch, 2008. Disponível em: <https://pt.wikipedia.org/wiki/Ponte_Fabr%C3%ADcio>. Acessado em: 17 mai. 2018)

Depois da queda do império romano houve uma estagnação no desenvolvimento de novas técnicas de construção de pontes, que perdurou até o século XVIII, quando se iniciou a transição das pontes de madeira para as de metal. Surgiram então as primeiras pontes construídas com ferro forjado, como a Ponte Britannia, a primeira grande ponte em viga, que tinha uma seção celular de ferro. Atualmente esta ponte é sustentada por arcos e possui dois níveis. Já em meados do século XIX, foram construídas as primeiras pontes treliçadas e pênseis, inteiramente em aço, como a Ponte do Forth e a Ponte do Brooklyn respectivamente.

Figura 2.2: Gravura da Ponte Britannia



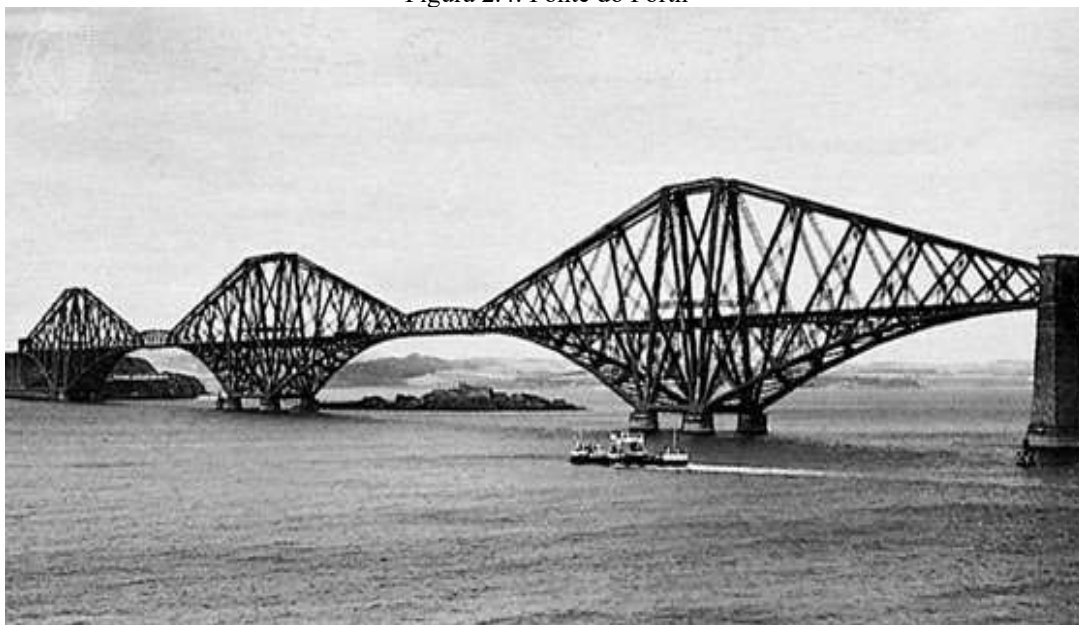
(fonte: Frederick Smeeton Williams , c. 1852. Disponível em: <https://pt.wikipedia.org/wiki/Ponte_Britannia>. Acessado em: 17 mai. 2018)

Figura 2.3: Seção original da ponte Britannia



(fonte: Nigel Willians, 2006. Disponível em: <<https://www.alamy.com/stock-photo/britannia-bridge.html>>. Acessado em 20 mai. 2018)

Figura 2.4: Ponte do Forth



(fonte: A.F. Kersting, sem data. Disponível em: <<https://www.britannica.com/topic/Forth-Bridge>>. Acessado em 20 mai. 2018)

Figura 2.5: Ponte do Brooklyn



(fonte: Historic American Buildings Survey, sem data. Disponível em: <<https://www.loc.gov/resource/hhh.ny1234.photos/?sp=28>>. Acessado em 20 mai. 2018)

A partir de 1900 passam a surgir as primeiras pontes em concreto, as quais eram construídas em arcos triarticulados, onde o concreto não era armado. Apenas em 1912 foi que se começou a construir pontes em viga e em pórtico, no entanto os vãos eram limitados a 30m. Enquanto isso, as pontes de concreto em arco venciam vãos cada vez maiores. Em 1938 surgiram as pontes em concreto protendido, mas com a Segunda Guerra seu desenvolvimento foi

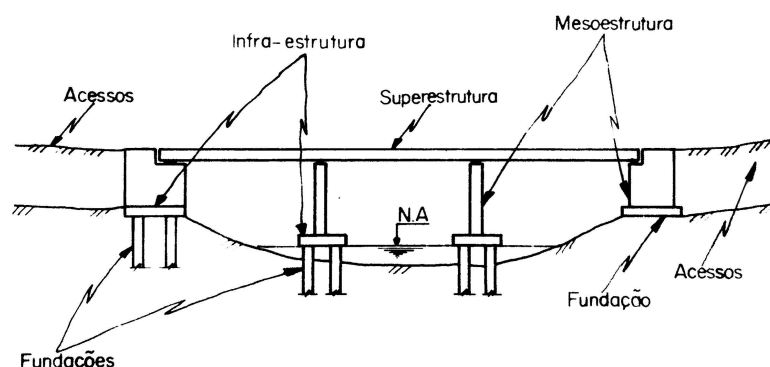
interrompido. Somente em 1948 a técnica voltou a ganhar destaque, conquistando a construção de pontes, quando começaram a ser construídas vigas de concreto protendido com até 230m de vão (Leonhardt, 1979).

2.1.2 Elementos constituintes

As pontes ou passarelas, de uma forma generalizada, podem ser divididas do ponto de vista funcional nos seguintes itens: superestrutura, mesoestrutura e infraestrutura (Pfeil, 1979)

A superestrutura é a parte “útil” da estrutura, que serve de suporte para as cargas oriundas do tráfego e faz a transmissão dessas cargas para a mesoestrutura, que é composta, geralmente, por pilares e encontros. Estes recebem todos os esforços oriundos da superestrutura e têm de transmiti-los às fundações, que por sua vez constituem a infraestrutura (Mason, 1977).

Figura 2.6: Elementos de uma ponte típica



(fonte: Mason, 1977)

2.1.2.1 Superestrutura

De acordo com Pfeil (1979), os principais elementos estruturais que compõem a superestrutura são o tabuleiro, o vigamento principal e eventualmente, um vigamento secundário. O tabuleiro consiste, geralmente, em uma laje, que serve de apoio imediato para a pista que recebe o tráfego. O vigamento secundário por sua vez, tem como função transferir as cargas que atuam sobre o tabuleiro para o vigamento principal. Já o vigamento principal é a parte que deve vencer o vão que a ponte está transpondo (Pfeil, 1983).

2.1.2.2 Mesoestrutura

A mesoestrutura geralmente é formada por pilares e encontros. Os pilares têm como função receber o carregamento oriundo da superestrutura e transmiti-los através das fundações

(Pfeil, 1983). Os encontros são os elementos que fazem a transição entre a superestrutura e os acessos à ponte, tendo ainda como função proteger o terreno contra a erosão (Pfeil, 1983).

2.1.2.3 Infraestrutura

A infraestrutura é a parte que tem como função a transferência das cargas que atuam sobre a ponte ao solo. Essa é de formato bastante variável, que depende das características geotécnicas do local. Um terreno com boa capacidade de suporte por exemplo, pode receber uma fundação superficial, que é geralmente mais barata quando comparada com uma fundação profunda. Já em um terreno que não apresenta uma boa capacidade de suporte o uso de fundações profundas pode ser mais adequado.

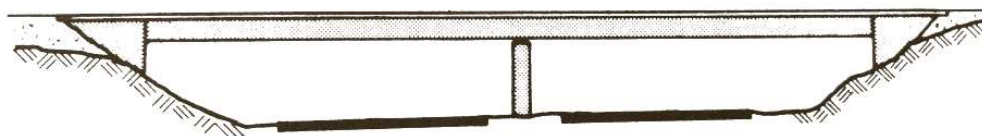
2.1.2.4 Sistemas estruturais

Em função do sistema estrutural adotado as pontes em concreto podem ser classificadas como: em viga, em pórtico, em arco, pênséis ou estaiadas (Leonhardt, 1979).

Dependendo do sistema estrutural adotado, as partes constituintes das pontes podem se combinar, assim a classificação dos elementos em superestrutura, mesoestrutura e infraestrutura pode ficar um pouco mais sutil, como no caso de pontes estaiadas ou em arco por exemplo (Mason, 1977).

No caso das pontes em viga, a superestrutura é suportada por um viga principal, podendo ser adotados algumas configurações, dependendo das necessidades do projeto. Pode-se projetar para diminuir os momentos máximos nos vãos ou para evitar juntas no nível da pista de rolamento por exemplo (Leonhardt, 1979).

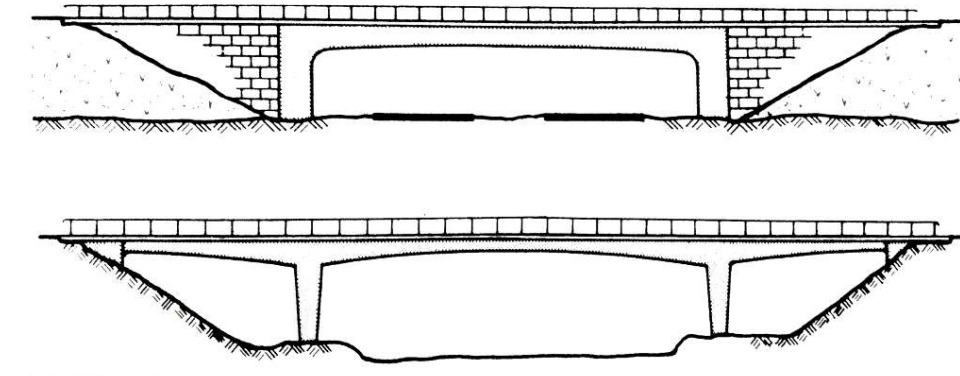
Figura 2.7: Ponte em viga



(fonte: Leonhardt, 1979)

As pontes em pórtico são semelhantes às pontes em viga, com a diferença de que nos pórticos há uma ligação entre a viga e o pilar que possui rigidez à flexão. Essa ligação atua como um engaste, que absorve uma parcela do momento do vão, possibilitando um conjunto mais rígido e esbelto (Mason, 1977).

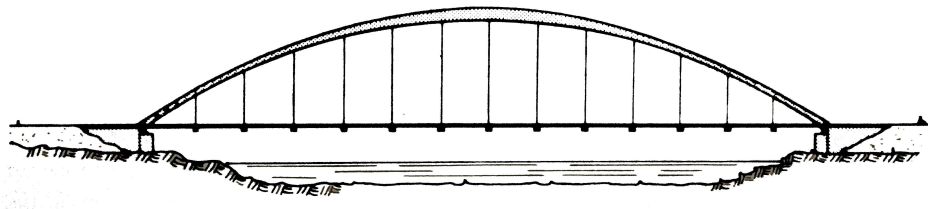
Figura 2.8: Pontes em pórtico



(fonte: adaptado de Leonhardt, 1979)

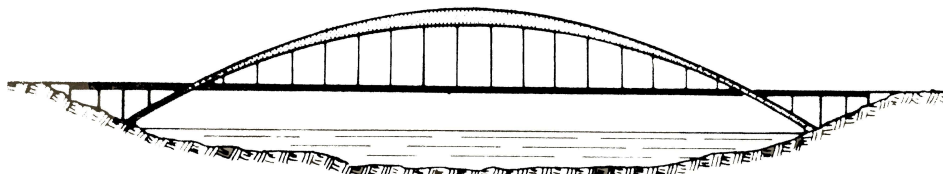
Já as pontes em arco são uma alternativa que proporcionam um melhor aproveitamento de materiais maciços como o concreto, uma vez que neste sistema a estrutura que sustenta a ponte vai trabalhar principalmente à compressão (Leonhardt, 1979). Há uma ressalva nesse sistema, caso o tabuleiro não possa ser utilizado como um tirante (se o arco for superior ao tabuleiro, pode-se protendê-lo de modo que o mesmo trabalhe como um tirante e absorva os empuxos do arco), o terreno deve ser capaz de absorver os empuxos do arco com o uso de uma fundação barata, pois do contrário o uso desse sistema pode se tornar inviável financeiramente (Leonhardt, 1979).

Figura 2.9: Ponte com arco superior



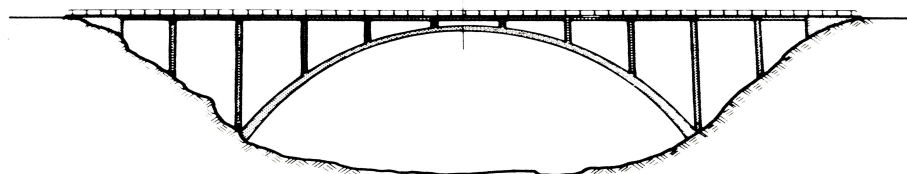
(fonte: Leonhardt, 1979)

Figura 2.10: Ponte com arco intermediário



(fonte: Leonhardt, 1979)

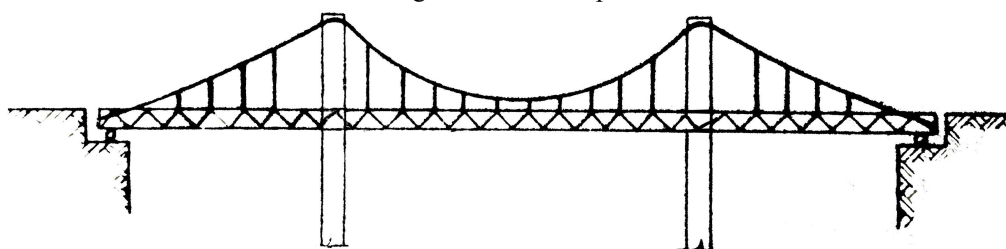
Figura 2.11: Ponte com arco inferior



(fonte: Leonhardt, 1979)

As pontes pênséis têm seu tabuleiro sustentado por cabos. Neste sistema são dispostos cabos mais robustos parabolicamente ancorados aos mastros e destes partem pendurais verticais que sustentam o tabuleiro. Cabe salientar que, de acordo com Leonhardt (1979), esse tipo de estrutura não é adequado para pontes em concreto. Ainda segundo o autor, a ponte pênsil ancorada em si mesma, com pendurais inclinados, é interessante no caso de carga móvel leve, como no caso de uma passarela.

Figura 2.12: Ponte pênsil

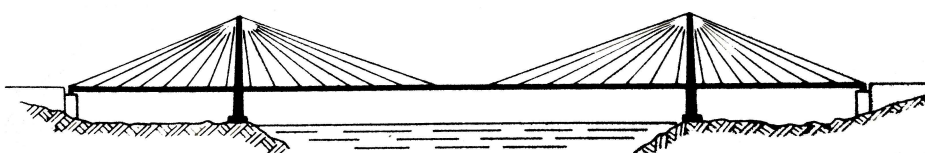


(fonte: adaptado de Pfeil, 1983)

As pontes estaiadas também tem seu tabuleiro sustentado por cabos, com a diferença de que estes são inclinados e estão presos diretamente nos mastros. Este sistema geralmente apresenta um custo elevado, e costuma ser recomendado quando se necessita vencer vãos consideráveis (Leonhardt, 1979).

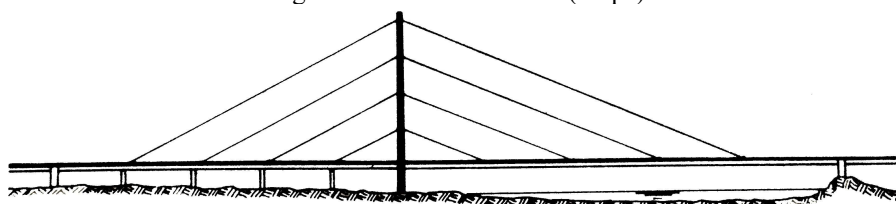
Os cabos podem ser dispostos em forma de leque ou harpa. Do ponto de vista técnico e econômico, a disposição em leque é mais eficiente (Leonhardt, 1979). No entanto, quando se tem poucos cabos, parece mais sensato utilizar a disposição em harpa, porque a mesma confere um melhor aspecto estético à estrutura.

Figura 2.13: Ponte estaiada (leque)



(fonte: Leonhardt, 1979)

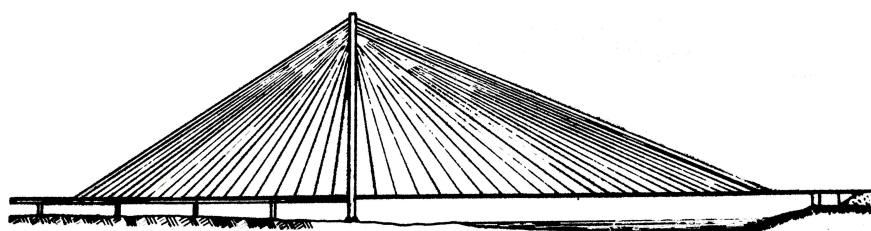
Figura 2.14: Ponte estaiada (harpa)



(fonte: Leonhardt, 1979)

É claro que as disposições acima apresentadas não são as únicas possíveis, podendo haver também disposições intermediárias. Como na figura 2.5, por exemplo.

Figura 2.15: Ponte estaiada (configuração intermediária)

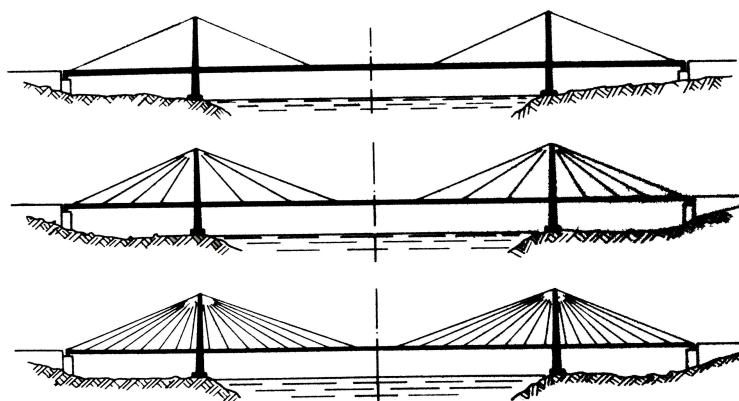


(fonte: Leonhardt, 1979)

Do ponto de vista da análise estrutural, a configuração dos cabos conduz a dois modelos distintos. De acordo com Leonhardt (1979), quando há poucos cabos, distantes entre si, os mesmos funcionam como apoios elásticos intermediários, e o modelo adotado é de uma ponte em viga. As vigas devem, portanto, possuir uma rigidez à flexão correspondente ao vão que estão vencendo. Já se ocorrerem muitos cabos, e a distância entre estes for pequena, o modelo a ser adotado é de uma ponte em balanço. Neste caso o tabuleiro pode ser bastante esbelto, devendo-se entretanto garantir a sua segurança à flambagem.

A figura 2.16 exemplifica as diferentes quantidades de cabos e os respectivos impactos na estrutura.

Figura 2.16: Pontes estaiadas - variação da quantidade de cabos

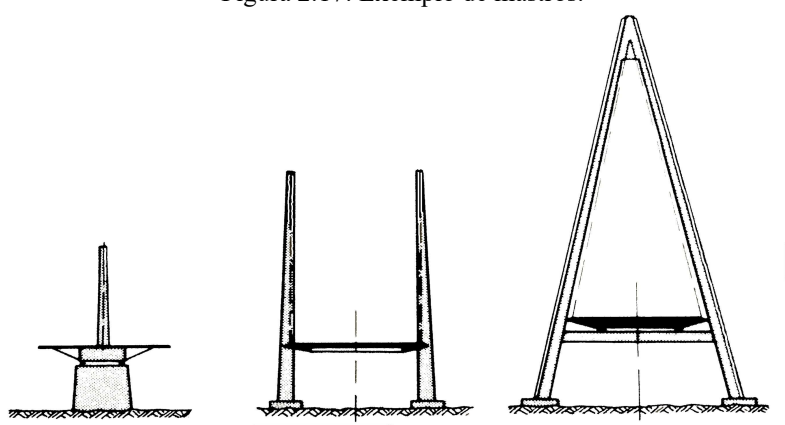


(fonte: adaptado de Leonhardt, 1979)

Em relação à ancoragem dos cabos à seção transversal do tabuleiro, os mesmos podem ser dispostos em um único plano, no eixo da ponte. Isso pode ser vantajoso do ponto de vista estético, porém a questão estrutural é prejudicada. Essa solução, no caso de uma ponte que está sujeita a cargas móveis, vai requerer uma seção com considerável rigidez à torção, uma vez que a carga móvel pode atuar em um só lado da pista (Leonhardt, 1979). Uma alternativa é fazer a suspensão através de dois planos de cabos, levando-os até as extremidades do tabuleiro, por fora do guarda-corpo. Estruturalmente essa solução é mais vantajosa (Vargas, 2007).

Já em relação aos mastros, ou pilões, pode-se ter os mais variados tipos. A escolha do mais adequado depende de vários fatores, por exemplo, a disposição dos cabos, o desenvolvimento do eixo da ponte ou de questões estéticas.

Figura 2.17: Exemplo de mastros.



(fonte: adaptado de Leonhardt, 1979)

2.2 Concreto Protendido

2.2.1 Conceito

O concreto é com certeza o material construtivo mais utilizado no mundo, com seus constituintes (cimento, agregados e água) sendo encontrados em qualquer local habitado do planeta a um custo relativamente baixo (Scrivener e Kirkpatrick, 2008).

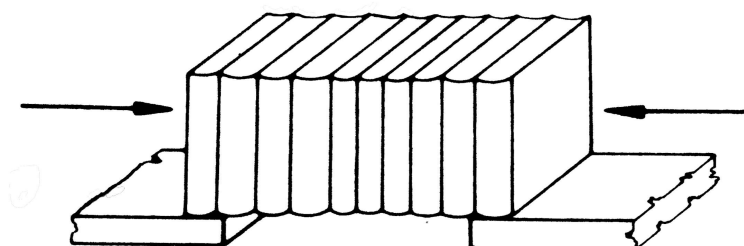
Como material construtivo, o concreto responde excepcionalmente bem à compressão, porém sua resistência à tração é bastante pequena, da ordem de 10% da resistência à compressão. Pfeil (1980) afirma que a mesma, além de pequena, tem caráter aleatório. Para o dimensionamento de vigas em concreto armado por exemplo, mais comuns nas construções usuais, a NBR6118 diz que, para a verificação do estado limite último, a resistência à tração do concreto deve ser desprezada.

O concreto protendido, que é uma forma de concreto na qual é introduzido um estado prévio de tensões, visa, principalmente, melhorar o comportamento da estrutura agindo na parte “fraca” do concreto. Na protensão são introduzidas tensões de compressão previamente na região em que ocorrerão tensões de tração quando da aplicação dos carregamentos previstos para a estrutura, pondo assim o concreto a trabalhar em uma “zona mais confortável”, na qual o carregamento externo vai ser equilibrado pelas tensões previamente instaladas. A NBR6118 o define como:

[...] concreto armado em que as armaduras são previamente alongadas por equipamentos especiais de protensão, com a finalidade de, em condições de serviço, impedir ou limitar a fissuração e os deslocamentos da estrutura, bem como propiciar o melhor aproveitamento de aços de alta resistência no estado limite último (ELU).

Ou seja, o uso da protensão racionaliza o uso dos materiais, proporcionando um melhor aproveitamento dos mesmos, melhora tanto o comportamento da estrutura quanto a sua vida útil, já que uma eventual fissuração pode permitir a entrada de agentes agressivos no concreto, e estes podem vir a danificar as armaduras por exemplo. O conceito de protensão pode ser ilustrado como na figura a 2.18.

Figura 2.18: Ilustração do efeito da protensão em uma fileira de livros



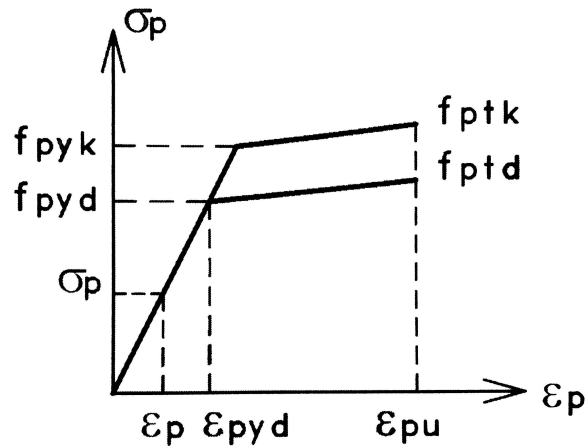
(fonte: Leonhardt, 1979)

No caso ilustrado, se os livros forem comprimidos, como as armaduras de protensão comprimem o concreto, pode-se erguer a fileira de livros sem que os mesmos caiam.

2.2.2 Aços de protensão

Segundo Pfeil (1980), os aços utilizados para a protensão se caracterizam por suas elevadas resistências e ausência de um patamar de escoamento no diagrama tensão-deformação.

Figura 2.19: Diagrama tensão-deformação dos aços de protensão



(fonte: adaptado de Carvalho, 2012)

onde:

f_{ptk} é a tensão nominal de ruptura do aço

f_{ptd} é a tensão de cálculo de ruptura do aço

f_{pyk} é a tensão nominal de escoamento do aço

f_{pyd} é a tensão de cálculo de escoamento do aço

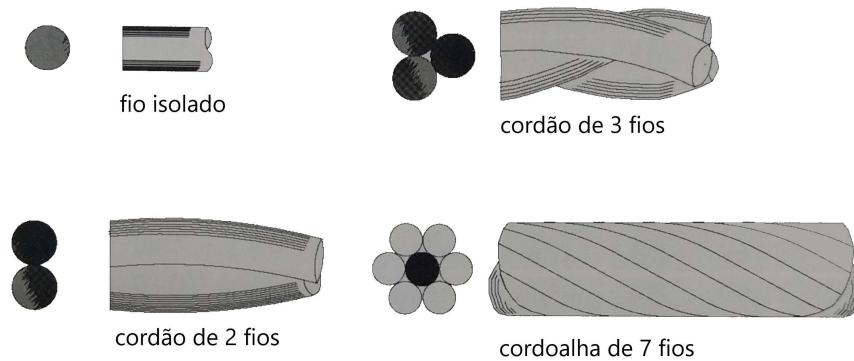
No Brasil, os aços para protensão são classificados em função do tratamento que recebem tendo em vista suas características de relaxação e sua resistência à ruptura. A relaxação é caracterizada como uma forma de perda da força de protensão, e ainda será explicada no decorrer deste capítulo.

Assim, com relação à relaxação, os aços de protensão podem ser classificados como de relaxação normal (RN) e de relaxação baixa (RB). Os aços de relaxação baixa recebem um tratamento térmico de estabilização que visa eliminar as tensões internas introduzidas pelo processo de trefilação, o que reduz sensivelmente as perdas pela relaxação (Carvalho, 2012).

Em relação à resistência, são fabricados aços com resistência à ruptura que variam de 145kN/cm² a 210kN/cm². São produzidos nas formas de barras, fios isolados, cordões ou cordoalhas (Carvalho, 2012). Ainda de acordo com o autor, esses elementos podem ser descritos como segue:

- Barras: Elementos fornecidos em segmentos retos, com um comprimento geralmente compreendido entre 10 e 12m.
- Fios: Elementos com diâmetro nominal não superior a 12mm, cujo o procedimento de fabricação permita o fornecimento em rolo, com um grande comprimento. O diâmetro do rolo deve ser de pelo menos 250 vezes o diâmetro do fio.
- Cordões: Grupamento de 2 ou 3 fios enrolados em hélice com passo constante e com o eixo longitudinal comum.
- Cordoalhas: grupamento de, pelo menos, seis fios enrolados em uma ou mais camadas em torno de um fio sobre o eixo longitudinal do conjunto.

Figura 2.20: Tipos de armadura de protensão



(fonte: adaptado de Carvalho, 2012)

2.2.3 Graus de protensão

De acordo com Pfeil (1980), considerando o elemento estrutural em serviço, e de acordo com a quantidade de protensão aplicada, no caso de armaduras aderentes, é possível se estabelecer três graus de protensão: completa, limitada e parcial. Os graus de protensão são definidos pela NBR7197 (substituída pela NBR 6118) em função de alguns estados limites de utilização, que são posteriormente descritos. Vale ressaltar que os graus de protensão q descritos podem induzir a um erro, o de achar que uma protensão total é sempre melhor que uma limitada ou parcial, Leonhardt (1983) afirma que:

Os conhecimentos obtidos com a verificação de danos em construções de concreto protendido e experimentalmente [nestes últimos 20 anos] concordam claramente na conclusão que com as estruturas usuais de construções elevadas e pontes, a protensão parcial ou limitada resultam em

um comportamento mais favorável da estrutura do que a protensão completa.

Isso se deve ao fato de que nas primeiras idades é comum o elemento pretendido estar somente sob a ação da protensão e do peso próprio. Uma elevada força de protensão pode vir a fletir negativamente o elemento e ocasionar uma fissuração na parte superior da peça, o que pode vir a diminuir a vida útil da estrutura e comprometer seu comportamento em condição de serviço.

2.2.3.1 Protensão completa

As tensões de compressão devido à protensão são elevadas a ponto de não descomprimirem o concreto sob condições de serviço para combinação de ações frequentes previstas em projeto, embora seja tolerado a abertura de fissuras no caso de combinação rara de ações previstas em projeto.

2.2.3.2 Protensão limitada

As tensões de compressão devido à protensão possuem um valor menor, de modo que, para as combinações quase permanentes de ações previstas no projeto, não ocorram tensões de tração no concreto, embora seja tolerado sua ocorrência para combinações frequentes de ações, desde que não ocorram fissuras, ou seja, a resistência à tração do concreto ainda é respeitada.

2.2.3.3 Protensão parcial

As tensões de compressão devido à protensão têm um valor ainda menor, de modo que, para as combinações quase permanentes de ações previstas no projeto, não ocorram tensões de tração no concreto. No entanto, para as combinações frequentes de ações, a ocorrência de fissuras é tolerada até uma dimensão de 0,2 mm.

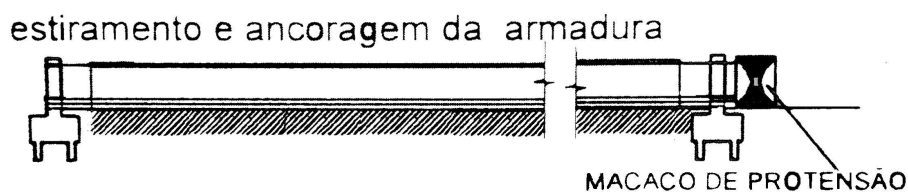
2.2.4 Tipos de protensão

Além dos graus, há diferentes tipos de protensão. As armaduras que são pretendidas podem ser pré ou pós-tracionadas. Essas últimas ainda podem ser com ou sem aderência.

2.2.4.1 Sistemas de protensão com armadura pré-tracionada

Nestes sistemas, a armadura é ancorada em estruturas como pistas ou fôrmas de protensão, nas quais são montadas as armaduras passivas e feita a concretagem. A armadura de protensão é tracionada até a obtenção da força requerida. Em seguida é feita a concretagem da peça. Após a cura do concreto, a armadura é liberada das cabeceiras da pista de protensão. Agora a força de protensão é transmitida ao elemento pela aderência entre o aço e o concreto. Este processo é largamente utilizado na produção industrializada do concreto protendido, onde há um melhor controle dos materiais, na execução do concreto e da própria protensão. Há também o fato de que há o reaproveitamento dos dispositivos de ancoragem, o que se mostra muito útil em uma indústria de elementos pré-moldados por exemplo.

Figura 2.21: Esquema de uma pista de protensão



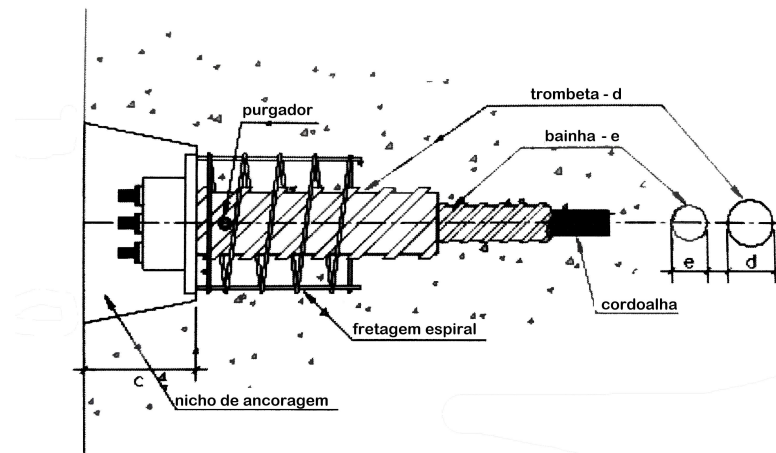
(fonte: adaptado de Carvalho, 2012)

2.2.4.2 Sistemas de protensão com armaduras pós-tracionadas

Estes podem possuir ou não aderência entre o concreto e a armadura de protensão. Nos sistemas aderentes a armadura de protensão é alocada em feixes formando cabos. Estes são postos dentro de bainhas, elementos em forma de dutos metálicos flexíveis. O conjunto cabo/bainha é montado na fôrma do elemento a ser concretado levando em conta, na medida do possível, a geometria definida em projeto. Então se procede a concretagem e a cura do concreto. Após a cura, com o uso de dispositivos hidráulicos apoiados no concreto, é aplicada a protensão aos cabos. Ao fim do processo de protensão os cabos são fixados aos dispositivos de ancoragem instalados previamente nas extremidades do elemento. A aderência é obtida posteriormente com a injeção de nata de cimento na bainha.

Nos sistemas não-aderentes, do ponto de vista da execução, são semelhantes em quase todos os aspectos aos aderentes, com exceção da injeção de nata de cimento, e portanto não promoção da aderência. Nestes sistemas são utilizadas cordoalhas que são alocadas em bainhas plásticas, as cordoalhas lubrificadas com uma graxa protetora contra corrosão. Esta modalidade de protensão é utilizada em lajes, reforços estruturais e em estruturas com protensão externa.

Figura 2.22: Esquema da extremidade de uma viga com pós-tensão



(fonte: adaptado de Carvalho, 2012)

2.2.5 Perdas na protensão

Como já afirmado, a força de protensão é obtida com a distensão mecânica da armadura ativa. Acontece que os esforços de tração ao longo da armadura não são constantes em todo seu comprimento, e isto se deve às características das operações de protensão e do comportamento dos materiais constituintes do concreto protendido ao longo do tempo.

Segundo Pfeil (1980), as perdas podem ser classificadas quanto ao agente causador, ou em função da sua época de ocorrência:

Classificação quanto ao agente causador:

- (a) Perdas por atrito
- (b) Perdas na ancoragem
- (c) Perdas por encurtamento do concreto
 - i. encurtamento imediato (elástico)
 - ii. encurtamento lento (fluência)
 - iii. retração (saída da água dos poros)
- (d) Perdas por relaxação do aço

Classificação quanto à época de ocorrência:

- (a) Perdas imediatas (dependem do sistema construtivo)
 - i. perdas por atrito
 - ii. perdas na ancoragem
 - iii. perdas por encurtamento elástico do concreto
- (b) Perdas progressivas (dependem das propriedades dos materiais)
 - i. perdas por fluência do concreto
 - ii. perdas por retração do concreto
 - iii. perdas por relaxação do aço

As perdas no processo de protensão podem atingir valores consideráveis, de modo que a NBR6118 determina que as mesmas devam ser levadas em conta na hora de determinar os esforços de protensão.

2.2.5.1 Perdas por atrito

Não ocorrem na modalidade de pré-tensão, já que as armaduras são tensionadas previamente à concretagem e geralmente não há mudança na direção dos cabos, sendo assim características à modalidade de pós-tensão.

As perdas por atrito podem ocorrer ao longo dos cabos, nas ancoragens e nos macacos hidráulicos de protensão.

- a) Perdas por atrito entre cabo e bainha: Na modalidade de protensão com pós-tensão, os cabos geralmente tem um traçado curvo, e como visto antes, estão alojados em bainhas metálicas. Quando o cabo é tensionado, ocorre uma força de inflexão que tende a alinhar o cabo. Essa força do cabo contra a bainha, associada aos deslocamentos do cabo, cria uma força de atrito entre a bainha e o cabo. Assim, essas perdas dependem da geometria do cabo e do coeficiente de atrito entre o cabo e a bainha (Pfeil, 1980).
- b) Perdas por atrito entre cabo e ancoragem e no macaco hidráulico: Estas perdas estão no mesmo item por poderem ser compensadas por meio de um acréscimo de tensão no macaco hidráulico. Elas também apresentam um valor significativo, segundo Pfeil:

As perdas por atrito na ancoragem são determinadas experimentalmente, em conjunto com as perdas por atrito nos macacos [...], as perdas por atrito no conjunto (macaco+ancoragem) variam de 3% a 8%, podendo se adotar um valor médio de 5%.

Segunda a NBR6118:2014, nos elementos com pós-tensão, a perda por atrito pode ser determinada pela seguinte equação:

$$\Delta P_{(x)} = P_i [1 - e^{-(\mu \sum \alpha + kx)}] \quad (1)$$

onde:

P_i é a força de protensão medida no ponto de ancoragem em que se aplica a protensão;

x é a abscissa do ponto onde se calcula ΔP , medida a partir da ancoragem, expressa em metros (m);

$\sum \alpha$ é a soma dos ângulos de desvio entre a ancoragem e o ponto de abscissa x , expresso em radiados (rad);

μ é o coeficiente de atrito aparente entre o cabo e a bainha. Na falta de dados experimentais, pode ser estimado conforme tabela abaixo.

k é o coeficiente de perda por metro provocada por curvaturas não intencionais do cabo. Na falta de dados experimentais, pode ser adotado o valor $0,01 \mu \text{ (m}^{-1}\text{)}$.

Tabela 1: Valores de μ conforme a NBR6118:2014

Tipo de superfície de atrito	$\mu \text{ (m}^{-1}\text{)}$
Entre cabo e concreto (s/ bainha)	0,50
Entre barras ou fios com mossas ou saliências e bainha metálica	0,30
Entre fios lisos ou cordoalhas e bainha metálica	0,20
Entre fios lisos ou cordoalhas e bainha metálica lubrificada	0,10
Entre cordoalha e bainha de polipropileno lubrificada	0,05

(fonte: adaptado da NBR6118)

2.2.5.2 Perdas nas ancoragens

Essas perdas são exclusivas dos sistemas com pós-tensão, já que quando é utilizada a pré-tensão, a ancoragem é feita através de um comprimento de transferência, no qual a tensão no cabo cresce de zero até a tensão efetiva da protensão, e o esforço no cabo é absorvido pelo próprio concreto através da aderência entre o aço e a matriz cimentícia (Carvalho, 2012).

Nos sistemas com pós-tensão, ao fim do estiramento do cabo, a força distendida deve ser transferida do macaco hidráulico para o sistema de ancoragem embutido no elemento estrutural. A fixação da armadura de protensão às placas de ancoragens é feita através de cunhas de aço. A força é transferida quando essas cunhas são pressionadas contra a placa de ancoragem. No processo de liberação da protensão, essas cunhas tendem a adentrar um pouco na ancoragem. Assim há um encurtamento no cabo e temos aí a perda nas ancoragens. A determinação dos recuos das ancoragens é feita de maneira experimental, ou ainda, pode-se usar os valores indicados pelos fabricantes dos equipamentos, como sugere a NBR6118:2014.

De acordo com Carvalho (2012), a relação entre a variação da tensão de protensão devido à acomodação das ancoragens pode ser dada pela seguinte expressão:

$$\int_0^L \sigma \cdot dx = \Delta l \cdot E_p \quad (2)$$

onde:

L é o ponto em que o cabo deixa de recuar devido ao atrito

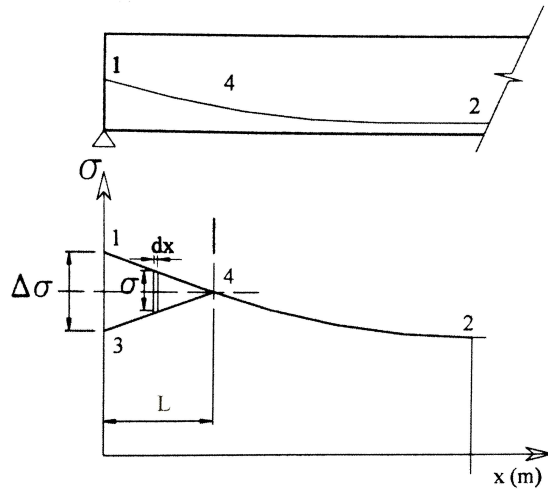
Δl é a variação no comprimento do cabo

σ é a tensão no cabo ao longo do cabo

E_p é o módulo de elasticidade do aço de protensão

O gráfico abaixo nos mostra como se comporta a perda de tensão pelo recuo das ancoragens. O comportamento em questão ocorre porque, quando a protensão é liberada, o cabo tende a atritar com a bainha, o que acaba restringindo a sua livre movimentação. A partir do ponto 4, mostrado na figura, o recuo do cabo deixa de ocorrer.

Figura 2.23: Tensão ao longo do cabo antes e depois da ancoragem



(fonte: adaptado de Carvalho, 2012)

2.2.5.3 Perdas por encurtamento elástico do concreto

Nos sistemas pré-tensionados, quando for liberada a protensão, o aço irá, através da aderência, transferir uma força para o concreto, e este se deformará. Com esta deformação, haverá um alívio das tensões no aço, tem-se aí uma perda da força de protensão pelo encurtamento elástico do concreto.

Nos sistemas pós-tensionados, para que os cabos possam ser distendidos, o macaco hidráulico deve se apoiar no concreto, assim o encurtamento elástico ocorre antes da ancoragem do cabo. (Pfeil, 1980). Ocorre que é comum esses elementos estruturais possuírem um conjunto de cabos, os quais devem ser protendidos individualmente. Assim a protensão sucessiva desses cabos vai provocar uma perda por encurtamento elástico, o que acaba gerando uma perda de tensão nos elementos previamente protendidos. A NBR 6118 sugere que seja calculada uma perda média para a consideração destas perdas sucessivas.

Para o caso da pós-tensão a perda para uma peça com n cabos pode ser calculada, segundo Carvalho (2012), pela expressão 3.

$$\Delta \sigma_p = \frac{\alpha_p (\sigma_{cp} + \sigma_{cg}) (n-1)}{2n} \quad (3)$$

No caso de pré-tensão deve ser utilizada a expressão 4.

$$\Delta \sigma_p = \alpha_p (\sigma_{cp} + \sigma_{cg}) \quad (4)$$

onde:

α_p é a relação entre os módulos de elasticidade da armadura ativa e do concreto, na data da liberação da protensão;

σ_{cp} é a tensão inicial no concreto no nível do baricentro da armadura de protensão, devida à protensão.

σ_{cg} tensão no concreto no nível do baricentro da armadura de protensão, devida à carga permanente.

2.2.5.4 Perdas por fluência do concreto

Pode-se caracterizar a fluência, de acordo com Mehta (2014), como o fenômeno em que ocorrem deformações graduais, plásticas e elásticas, em um elemento em concreto quando este está submetido a um carregamento de longa duração. Estas deformações tendem a ser maiores no início do processo e a se estabilizar com o tempo. A NBR6118 explica que:

A deformação por fluência do concreto compõe-se de duas partes, uma rápida e outra lenta. A deformação rápida é irreversível e ocorre durante as primeiras 24 h após a aplicação da carga que a originou. A deformação lenta é por sua vez composta por duas outras parcelas: a deformação lenta irreversível e a deformação lenta reversível.

Assim, se o concreto está sofrendo um encurtamento ao longo do tempo, a armadura de protensão que está ancorada no concreto também encurta, e isto ocasiona uma perda de tensão que vai gradualmente se estabilizar quando “cessar” o processo de fluência do concreto.

2.2.5.5 Perdas por retração do concreto

Este fenômeno está relacionado à variação do volume do concreto, quando este está exposto a um ambiente com uma umidade relativa menor do que a da pasta de cimento. Quando o concreto endurece, devido à hidratação dos compostos cimentícios, nem toda a água da mistura é usada nas reações, assim essa água “livre” tende a sair do concreto. Cabe salientar que a retração não depende das tensões aplicadas ao concreto, segundo Mehta (2014), a pasta de cimento hidratada é a principal causa das deformações relativas à umidade no concreto.

No que tange o concreto protendido, segundo Pfeil (1980), a retração provoca um encurtamento do concreto, e por consequência a armadura de protensão também encurta, ocorre então uma perda de tensão na armadura.

2.2.5.6 Perdas por relaxação do aço

A armadura de protensão, quando submetida a tensão elevada e mantida ancorada com comprimento constante, sofre um processo de perda de tensão, este é chamado de relaxação do aço. Isto está associado à acomodações na estrutura cristalina do aço, e dependem principalmente das características de produção e da própria composição do aço em questão, bem como da temperatura e da tensão a qual o aço está submetido (Mason, 1976).

2.2.6 Cálculo das perdas progressivas

A ação dos fenômenos reológicos, inerentes ao comportamento dos materiais concreto e aço, produz variações de tensões nas seções transversais. Pode-se então através do estudo desses fenômenos determinar a variação da força de protensão. A NBR6118 fornece expressões que determinam as tensões totais em um tempo t , tanto para o concreto quanto para o aço.

Para o concreto temos:

$$\varepsilon_{c(t)} = \sigma_{c(t_0)} \left[\frac{1}{E_{c(t_0)}} + \frac{\alpha \varphi_{(t,t_0)}}{E_{c28}} \right] + \varepsilon_{(t,t_0)} + \Delta \sigma_{c(t_0)} \left[\frac{1}{E_{c(t_0)}} + \frac{\alpha \varphi_{(t,t_0)}}{E_{c28}} \right] \quad (5)$$

onde:

$\varepsilon_{c(t)}$ é a deformação específica total do concreto no tempo t ;

$\varepsilon_{(t,t_0)}$ é a deformação que ocorre por fluência no intervalo (t,t_0) ;

$\sigma_{c(t_0)}$ é tensão de compressão no concreto no tempo t_0 ;

$E_{c(t_0)}$ é o módulo de elasticidade do concreto no tempo t_0 ;

E_{c28} é o módulo de elasticidade do concreto aos 28 dias;

$\varphi_{(t,t_0)}$ é coeficiente de deformação lenta para o intervalo considerado;

α é o coeficiente que considera o valor médio da deformação produzida pela variação de tensão, devendo ser tomado como 0,5 para protensão em uma etapa, ou 0,8 para os demais casos;

$\Delta\sigma_{c(t,t_0)}$ é a variação da tensão no concreto devido ao comportamento reológico.

Cabe salientar que a equação acima é uma simplificação, que tem como hipótese que a variação de tensão no concreto ocorre de forma linear durante o intervalo (t,t_0) . Quando se verificam tensões não superiores a $0,5 fck$ esta hipótese é razoável.

O coeficiente de deformação é formado por 3 parcelas:

$$\varphi_{(t,t_0)} = \varphi_a + \varphi_f + \varphi_d \quad (6)$$

onde:

φ_a é referente a parcela da fluência rápida e irreversível;

φ_f é referente a parcela da fluência lenta e irreversível;

φ_d é referente a parcela da fluência lenta e reversível.

A metodologia de cálculo dos parâmetros das expressões anteriores é apresentada no anexo A da NBR6118.

Para o aço é preciso definir o coeficiente de relaxação, que determina intensidade da deformação, e que pode ser calculado pela expressão 7.

$$\psi_{(t,t_0)} = \left| \frac{\Delta\sigma_{pr(t,t_0)}}{\sigma_{p(t_0)}} \right| \quad (7)$$

onde:

$\Delta\sigma_{pr(t,t_0)}$ é a perda de tensão por relaxação pura (a comprimento constante)

$\Delta\sigma_{p(t_0)}$ é a tensão no aço no momento do estiramento.

Os valores para o coeficiente de relaxação do aço devem ser fornecidos pelos fabricantes. No caso dessa informação não estar disponível a NBR6118 fornece os valores constantes na tabela 2.

Tabela 2: Valores do coeficiente de relaxação do aço de protensão

σ_{po}	Cordoalhas		Fios		Barras
	RN	RB	RN	RB	
0,5 fptk	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
0,6 fptk	3,50	1,30	2,50	1,00	1,50
0,7 fptk	7,00	2,50	5,00	2,00	4,00
0,8 fptk	12,00	3,50	8,50	3,00	7,00

(fonte: adaptado da NBR6118)

Pela tabela, pode-se notar que, para tensões inferiores a 50% da tensão de ruptura, admite-se a inexistência de perdas por relaxação do aço.

Ainda em relação ao coeficiente de relaxação, a expressão apresentada considera que o aço está sendo solicitado com um comprimento constante, o que não se verifica em um elemento de concreto protendido. O elemento estrutural está sofrendo retração, fluência, e a própria relaxação do aço. Assim é preciso estabelecer uma relação entre a relaxação a comprimento contante com a fluência do aço, que é definida como sendo a perda de tensão a comprimento variável (Carvalho, 2012).

A deformação total no aço de protensão à tensão constante pode ser dada pela expressão 8.

$$\varepsilon_{p(t)} = \frac{\sigma_{p(t_0)}}{E_p} + \frac{\sigma_{p(t_0)}}{E_p} \chi_{(t, t_0)} \quad (8)$$

onde:

$\chi_{(t, t_0)}$ é o coeficiente de fluência do aço referente ao intervalo de tempo considerado;

$\sigma_{p(t_0)}$ é tensão no aço no momento da protensão;

E_s é o módulo de elasticidade do aço de protensão.

A variação de tensão no aço é dada pela expressão 9.

$$\Delta\sigma_{p(t, t_0)} = \sigma_{p(t_0)} [1 - e^{-\chi_{(t, t_0)}}] \quad (9)$$

E o coeficiente de fluência do aço é calculado pela expressão 10.

$$\chi_{(t,t_0)} = -\ln[1 - \psi_{(t,t_0)}] \quad (10)$$

A deformação do aço, considerando as suas variações ao longo do tempo, é dada pela expressão 11.

$$\varepsilon_{p(t)} = \frac{\sigma_{p(t_0)}}{E_p} (1 + \chi_{(t,t_0)}) + \frac{1}{E_p} \int_{t_0}^t d\sigma_{p(\tau)} [1 + \chi_{(t,\tau)}] d\tau \quad (11)$$

Que pode ser substituída pela expressão 12.

$$\varepsilon_{p(t)} = \frac{\sigma_{p(t_0)}}{E_p} (1 + \chi_{(t,t_0)}) + \frac{\Delta\sigma_{p(t,t_0)}}{E_p} [1 + \chi_{(t,t_0)}] \quad (12)$$

Onde o primeiro termo representa a deformação por relaxação a comprimento constante e a segunda é uma correção que leva em conta a variação de tensão no aço ao longo do tempo.

A partir das duas expressões apresentadas, para a deformação do concreto e do aço, pode-se definir uma outra expressão mais geral, que fornece a perda de tensão da armadura de protensão em função da fluência e retração do concreto e da relaxação do aço.

$$\Delta\sigma_{p(t,t_0)} = \left[\frac{\frac{\sigma_{c(t_0)}}{E_c} \varphi_{(t,t_0)} + \varepsilon_{cs(t,t_0)} - \frac{\sigma_{p(t_0)}}{E_s} \chi_{(t,t_0)}}{1 + \chi_{(t,t_0)} + K_p [1 + \alpha \varphi_{(t,t_0)}]} \right] \quad (13)$$

onde:

$\Delta\sigma_{p(t,t_0)}$ é a perda de tensão no aço no intervalo (t,t_0) , devida a retração e fluência do concreto e relaxação do aço;

$\sigma_{c(t_0)}$ é a tensão no concreto, no nível da armadura, devida a carga permanente atuante no intervalo (t,t_0) ;

$\sigma_{p(t_0)}$ é a tensão no aço de protensão após as perdas imediatas;

ε_{cs} é a deformação por retração do concreto no intervalo (t,t_0)

K_s é um valor que agrupa valores que dependem apenas da seção transversal do elemento, de modo que:

$$K_p = \alpha_p A_p \left(\frac{1}{A_c} + \frac{e_p}{W_{cp}} \right) \quad (14)$$

onde:

α_p é a relação entre o módulo de elasticidade do aço e o do concreto aos 28 dias;

A_p é a área de aço de protensão;

A_c é a área da seção de concreto;

e_p é a excentricidade da força de protensão em relação ao centro de gravidade da seção transversal;

W_{cp} é o módulo resistente da seção para a fibra do concreto no mesmo nível da armadura, calculado pela expressão 15.

$$W_{cp} = \frac{I_c}{e_p} \quad (15)$$

2.3 Carregamentos

O dimensionamento de pontes em concreto armado ou concreto protendido deve levar em conta os carregamentos e os diversos efeitos que vão determinar os esforços solicitantes em cada um de seus elementos. Os carregamentos e demais esforços costumam ser fixados por normas técnicas ou definidos pelos projetistas em casos particulares (Mason, 1977).

A NBR 8681 define as ações que agem sobre as estruturas usuais da construção civil. E, de acordo com a referida norma, ações são definidas como:

Causas que provocam esforços ou deformações nas estruturas [...].
Deformações impostas são por vezes designadas por ações indiretas e as forças por ações diretas.

Assim tem-se 3 tipos de ações impostas sobre as estruturas, sendo elas: ações permanentes, ações variáveis e ações excepcionais.. A seguir é feita uma breve descrição sobre cada uma delas.

2.3.1 Ações

2.3.1.1 Ações permanentes

De acordo com a NBR 7187, as ações permanentes são aquelas que podem ser consideradas constantes durante a vida útil da estrutura. A norma referida também considera constantes aquelas que crescem com o tempo, mas que tendem a um valor limite constante. Algumas ações permanentes são:

- a) as cargas oriundas do peso próprio dos elementos estruturais;
- b) as cargas oriundas do peso da pavimentação, dos trilhos, dos dormentes, lastro, revestimentos, barreiras, guarda-rodas, guarda-corpos e dos dispositivos de sinalização;
- c) os empuxos de terra e de líquidos;
- d) as forças de protensão;
- e) as deformações impostas, provocadas por retração e fluência do concreto, bem como por variação de temperatura e deslocamentos dos apoios.

Para este trabalho as ações permanentes que têm relevância e que foram consideradas são as cargas relativas ao peso próprio da estrutura, as de uma eventual pavimentação e as de protensão. Retração e fluência somente são consideradas nos elementos de concreto protendido, onde são bastante relevantes para a determinação das perdas da força de protensão.

Conforme a NBR 7187, na análise das cargas devidas ao peso próprio dos elementos estruturais, deve-se tomar o peso do concreto simples como sendo no mínimo 24kN/m^3 e 25kN/m^3 para o caso do concreto armado ou protendido.

Já na avaliação das cargas devidas ao peso da pavimentação, o peso específico do material a ser empregado deve ter um valor de no mínimo 24kN/m^3 , onde deve ser previsto uma carga adicional de 2kN/m^2 , para o caso de um eventual recapeamento. No caso deste trabalho

a pista não apresenta pavimentação, com o tráfego dos pedestres ocorrendo diretamente sobre o tabuleiro em concreto.

As cargas referentes à protensão e as deformações impostas à estrutura, como retração e fluência, foram calculadas de acordo as prescrições da NBR6118.

2.3.1.2 Ações variáveis

As ações variáveis são, de acordo com a NBR 8681, aquelas que ocorrem com uma significativa variação no entorno de sua média durante a vida útil da estrutura. Podem ser divididas em normais ou especiais, as primeiras são as que apresentam uma probabilidade de ocorrência grande o suficiente para que sua consideração seja obrigatória no projeto da estrutura. Já as especiais são as que apresentam uma baixa probabilidade de ocorrência, como ações sísmicas ou cargas acidentais de natureza e/ou intensidade especiais por exemplo.

A NBR 7187 define, entre outras, as seguintes ações como variáveis:

- a) as cargas móveis;
- b) as cargas de construção;
- c) as cargas de vento;
- d) o empuxo de terra provocado pelas cargas móveis;
- e) a pressão da água em movimento;
- f) o efeito dinâmico do movimento das águas;
- g) as variações de temperatura.

Novamente, as ações variáveis que tem relevância e que foram consideradas para o caso em estudo são as cargas móveis e as cargas de vento. As cargas que ocorrem durante o processo construtivo são de suma importância, devendo ser levadas em conta no caso de um projeto estrutural real, principalmente neste tipo de estrutura, que é bastante sensível a esta fase inicial. Pode-se citar como exemplo o peso de equipamentos, das estruturas que servem para a montagem/moldagem da estrutura, bem como o peso próprio da estrutura não consolidada. Apesar de importantes, neste trabalho tais carregamentos não foram avaliados, visto que

o processo construtivo não é abordado de forma aprofundada. Os carregamentos em função da variação térmica também não foram avaliados.

As cargas móveis têm como característica o fato de que se deslocam sobre a estrutura. No dimensionamento dos elementos da estrutura, esta deve ser colocada na posição mais desfavorável ao elemento que está sendo dimensionado. No caso de passarelas, a carga móvel é consideravelmente mais simples de ser definida do que em uma ponte rodoviária. De acordo com a NBR 7188 a carga a ser adotada neste tipo de estrutura é basicamente uma carga uniformemente distribuída, aplicada sobre o pavimento, entre os guarda-corpos e na posição mais desfavorável para a estrutura. O valor da carga em questão é de 5kN/m^2 e a norma afirma que não é necessário o uso de um coeficiente de majoração para a consideração de impacto vertical.

As cargas de vento dependem muito da forma da estrutura, e de sua posição em relação à direção do vento. Para construções usuais são adotados valores médios especificados na norma NBR 6123. Para construções não usuais, a própria norma afirma que devem ser realizados estudos e análises experimentais para determinar as forças atuantes do vento e seus efeitos na estrutura, e que os resultados que forem obtidos experimentalmente podem ser usados em substituição aos coeficientes por ela apresentados.

Sobre as cargas variáveis a NBR 7188 diz que:

Tratando-se de passarelas esbeltas, leves, sensíveis ao vento e a ação dinâmica dos pedestres, principalmente em estruturas de aço, mistas, pênseis ou estaiadas, é necessária a comprovação de sua estabilidade global e verificação dos diversos elementos estruturais através de modelos dinâmicos e verificação à fadiga.

No entanto, conforme as limitações apresentadas, este trabalho não aborda o exposto acima, o dimensionamento é feito através de uma análise estática, onde não são abordados os efeitos dinâmicos sobre a estrutura em estudo.

2.3.1.3 Ações excepcionais

As ações excepcionais são, de acordo com a NBR 8681, as que possuem uma duração extremamente curta e uma baixíssima probabilidade de ocorrência durante a vida útil da estru-

tura. A norma também diz que, em determinados tipos de estruturas, estas ações devem ser consideradas no projeto estrutural.

No caso das passarelas, uma ação excepcional que pode ser considerada é a eventual colisão de veículos com a estrutura. A NBR 7188 prevê como medida mitigadora a eventuais impactos uma carga horizontal pontual com valor de 100kN. Esta carga deve ser aplicada no sentido do tráfego no ponto mais desfavorável à estrutura da passarela, e todas as ligações da superestrutura e respectivos pilares da passarela devem ser verificados para esta ação. Cabe salientar que a norma também afirma que a consideração dessa ação não elimina a hipótese do colapso parcial ou total da estrutura em função da magnitude da colisão.

2.3.2 Combinações

A NBR 6118 afirma que:

Um carregamento é definido pela combinação das ações que têm probabilidades não desprezíveis de atuarem simultaneamente sobre a estrutura, durante um período preestabelecido. A combinação das ações deve ser feita de forma que possam ser determinados os efeitos mais desfavoráveis para a estrutura; a verificação da segurança em relação aos estados limites últimos e aos estados limites de serviço deve ser realizada em função de combinações últimas e de combinações de serviço, respectivamente.

Assim, pode-se dizer que a estrutura ou uma parte dela não está mais adequada à sua finalidade quando ela atinge um estado limite, último ou de serviço, no qual não são atendidos os critérios condicionantes que caracterizam o estado em questão.

2.3.2.1 Estados limites últimos

Definido pela NBR 8681 como:

Estados que, pela sua simples ocorrência, determinam a paralisação, no todo ou em parte, do uso da construção.

Ainda segundo a NBR8681, os estados limites últimos são usualmente caracterizados por:

- a) perda de equilíbrio, global ou parcial, admitida a estrutura como um corpo rígido;
- b) ruptura ou deformação plástica excessiva dos materiais;
- c) transformação da estrutura, no todo ou em parte, em sistema hipostático;
- d) instabilidade por deformação;
- e) instabilidade dinâmica.

Assim, a capacidade portante da estrutura é calculada de modo que os estados limites últimos sejam atendidos. As verificações são feitas com o uso de coeficientes que majoram as cargas atuantes e minoram a resistência dos materiais.

2.3.2.2 Estados limites de serviço

Definidos pela NBR 8681 como:

Estados que, por sua ocorrência, repetição ou duração, causam efeitos estruturais que não respeitam as condições especificadas para o uso normal da construção, ou que são indícios de comprometimento da durabilidade da estrutura.

Ainda segundo a NBR 8681, os estados limites de serviço são, geralmente, caracterizados por:

- a) danos ligeiros ou localizados, que comprometam o aspecto estético da construção ou a durabilidade da estrutura;
- b) deformações excessivas que afetem a utilização normal da construção ou seu aspecto estético;
- c) vibração excessiva ou desconfortável.

Para este trabalho, em relação aos estados limites últimos, interessam somente as combinações normais, em que as ações variáveis são divididas em dois grupos, as principais $F_{Q1,k}$ e

as secundárias $F_{Q_{i,j}}$, que possuem uma redução dos seus valores através do coeficiente ψ_{0j} , que serve para considerar a baixa probabilidade de uma ocorrência simultânea das ações variáveis. Para as ações permanentes, sempre que necessário, devem ser feitas verificações para situações favoráveis e desfavoráveis com o uso do coeficiente γ_g .

De acordo com a NBR 8681, as combinações últimas normais são dadas pela expressão 16.

$$F_d = \sum_{i=1}^m \gamma_{gi} F_{Gi,k} + \gamma_q \left[F_{Qi,k} + \sum_{j=1}^n \psi_{0j} F_{Qj,k} \right] \quad (16)$$

onde:

$F_{Gi,k}$ é o valor característico das ações permanentes;

γ_q é o coeficiente de ponderação das ações variáveis.

Já em relação aos estados limites de serviço, são somente consideradas as combinações quase permanentes, onde todas as ações variáveis são consideradas com seus valores quase permanentes $\psi_{2j} F_{qk}$.

A NBR8681 diz, que para efeitos de recalques de apoio e de retração dos materiais, deve-se adotar o valor de $\gamma_g=1,2$ para ações desfavoráveis e zero para ações favoráveis.

Ainda de acordo com a NBR 8681, as combinações quase permanentes de serviço são dadas pela expressão 17.

$$F_{d,uti} = \sum_{i=1}^m F_{Gi,k} + \sum_{j=1}^n \psi_{2j} F_{Qj,k} \quad (17)$$

A seguir são apresentados as tabelas com os valores dos coeficientes para a ponderação das ações.

Tabela 3: Valores para o coeficiente γ_q

Tipo de ação	Coefficiente de ponderação
Ações truncadas	1,20
Efeito da temperatura	1,20
Ação do vento	1,40
Ações variáveis em geral	1,50

(fonte: adaptado da NBR 6118)

Tabela 4: Valores dos fatores de combinação (ψ_0) e de redução das ações variáveis (ψ_1 e ψ_2)

Ações		ψ_0	ψ_1	ψ_2
Vento	Pressão dinâmica do vento nas estruturas em geral	0,60	0,30	0,00
Cargas móveis	Passarelas de pedestres	0,60	0,40	0,30
	Pontes rodoviárias	0,70	0,50	0,30
	Pontes ferroviárias não especializadas	0,80	0,70	0,50
	Pontes ferroviárias especializadas	1,00	1,00	0,60
	Vigas de rolamentos de pontes rolantes	1,00	0,80	0,50

(fonte: adaptado da NBR 8681)

Tabela 5: Valores para o coeficiente γ_g

Tipo de ação	Efeito	
	Desfavorável	Favorável
Peso próprio de estruturas metálicas	1,25	1,00
Peso próprio de estruturas pré-moldadas	1,30	1,00
Peso próprio de estruturas moldadas no local	1,35	1,00
Elementos construtivos industrializados	1,35	1,00
Elementos construtivos industrializados com adições <i>in loco</i>	1,40	1,00
Elementos construtivos em geral e equipamentos	1,50	1,00

(fonte: adaptado da NBR 8681)

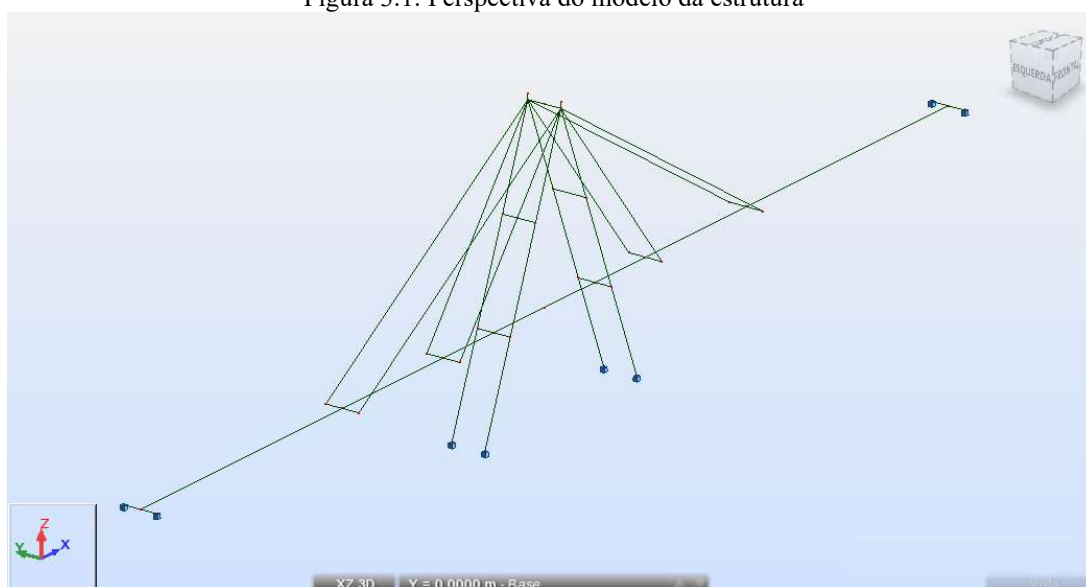
3 Metodologia de cálculo e dimensionamento

Neste capítulo são apresentados o modelo da estrutura e o modo como cada elemento que a constitui foi dimensionado. Considerando que a metodologia de dimensionamento para cada elemento apresenta certas particularidades, a estrutura é dividida nos seguintes grupos:

- a) tabuleiro em seção caixão, para o vão central. Sendo este composto por duas vigas e duas lajes;
- b) tabuleiro sobre vigas protendidas, análogo ao item “a”, porém sem uma laje inferior;
- c) mastros, compostos por um conjunto de pilares, que formam dois elementos em forma de A, conectados entre si por vigas que enrijecem o conjunto;
- d) estais.

O modelo utilizado na análise estrutural foi construído no *software* Robot, e é apresentado na figura 3.1.

Figura 3.1: Perspectiva do modelo da estrutura



(fonte: elaborado pelo autor)

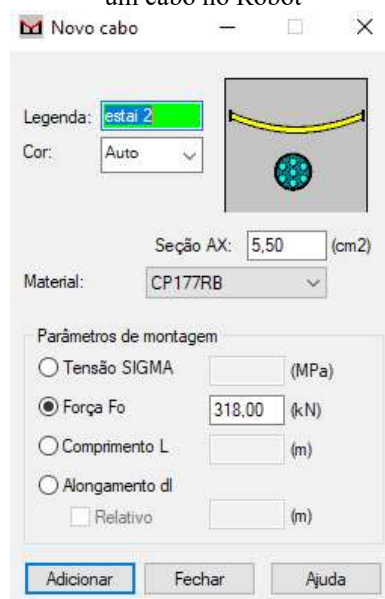
O modelo conta exclusivamente com elementos de barra, o que tende a facilitar o processo de dimensionamento. Todos os apoios da estrutura são do tipo engaste, ou seja, restringem todos os graus de liberdade. Salienta-se que, embora o tabuleiro pareça ser modelado com uma mesma barra, isso não é o que está modelado. São duas seções distintas, uma para as barras que vão dos apoios de extremidade até o primeiro conjunto de cabos, e outra para a barra que modela o vão central.

A inserção dos elementos no modelo teve que ser adaptada, o tabuleiro composto pela seção caixão foi inserido no modelo como uma barra maciça com rigidez equivalente à seção real. Já as barras dos mastros foram inseridas com a seção real, com suas bases engastadas. As barras horizontais, que servem de conexão entre os estais e o tabuleiro, são modeladas com uma rigidez muito grande quando comparadas com o restante do modelo, de modo que as deformações por flexão sejam praticamente nulas. As barras que representam as vigas protendidas pré-moldadas são conectadas ao restante do modelo de maneira em que não ocorra a transmissão de momentos, o dimensionamento das mesmas foi feito à parte, de forma analítica, considerando tais vigas como isostáticas.

O modelo não leva em conta eventuais diferenças entre os centroides das seções do tabuleiro, pois não foram estudadas as regiões de apoio entre as vigas, onde tais diferenças poderiam influenciar de maneira mais significativa. De um modo simplificado, considerando a seção do vão central e as seções dos vãos de extremidade solidarizadas (laje e vigas), a diferença entre os centros geométricos dos dois trechos foi da ordem de 17cm.

Para a modelagem dos cabos foi utilizado o elemento “Cabo” do Robot, que permite trabalhar com diversos parâmetros, como uma força ou tensão inicial ou ainda deformações impostas. O elemento de barra também poderia ser utilizado, porém a possibilidade de manipulação dos parâmetros mencionados se mostrou bastante útil, justificando a utilização do elemento de cabo fornecido pelo *software*. A figura 3.2 apresenta um exemplo da entrada de dados para um elemento de cabo.

Figura 3.2: Exemplo da entrada de um cabo no Robot



(fonte: elaborado pelo autor)

3.1 Determinação dos carregamentos

Conforme o Capítulo 2, para proceder com o dimensionamento dos elementos, é necessário determinar os carregamentos que atuam sobre a estrutura. Assim é preciso definir as combinações nos estados limites último e de serviço. A seguir são apresentadas as ações consideradas para a definição dos carregamentos:

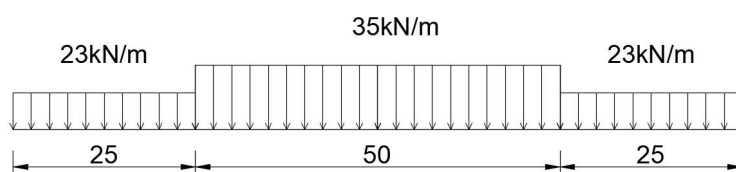
- a) carga devida ao peso próprio;
- b) carga móvel;
- c) carga de vento;
- d) forças de protensão.

O processo de determinação dos carregamentos começa com a escolha das seções transversais dos elementos para a definição das cargas devidas ao peso próprio da estrutura. Os três primeiros itens apresentados atuam sobre a estrutura como um todo, enquanto o último atua somente sobre os elementos protendidos. Salienta-se que, embora tal afirmação possa parecer óbvia, somente é verdadeira por que as vigas protendidas foram consideradas como elementos isostáticos, onde não atuam os momentos hiperestáticos da protensão e a deformação da peça não está impedida (Carvalho, 2012).

As ações e seus respectivos coeficientes de majoração são inseridas diretamente no Robot. Assim, ficam definidos 16 carregamentos, que consideram tanto os estados limites últimos quanto os de serviço, onde são utilizadas as ações com seus valores quase permanentes. Tais carregamentos são apresentados na tabela 8. Os casos apresentados na tabela 8 se referem às ações descritas no início deste capítulo, que são descritas na tabela 7.

Conforme explicado, peso próprio dos elementos é calculado em função da geometria das seções adotadas, o que resulta nos valores constantes na figura 3.3.

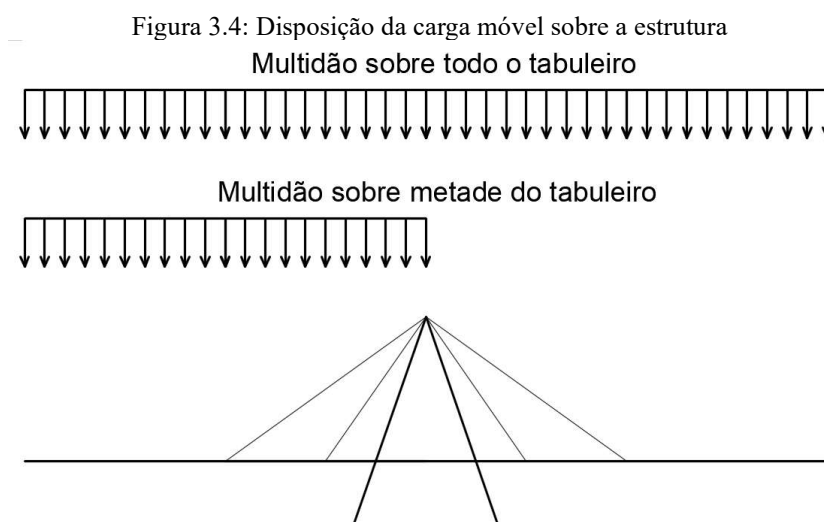
Figura 3.3: Cargas permanentes ao longo do tabuleiro



(fonte: elaborado pelo autor)

O trecho com carga menor corresponde ao trecho onde se encontram as vigas pré-moldadas, pois estas possuem uma seção mais esbelta e somente uma laje superior, o que diminui um pouco o valor da carga em relação ao trecho central. A outra parte consiste na seção caixão, composta por duas vigas e completada com duas lajes, uma superior e outra inferior. A estas cargas já está somado o peso dos guarda-corpos, onde foi considerado um valor de 1kN/m em cada lado da passarela.

A carga móvel, definida pela NBR7188, é a carga de multidão, tendo seu valor fixado em 5kN/m², aplicada entre os guarda-corpos, na posição mais desfavorável para a estrutura. Em relação ao posicionamento da carga, duas situações se mostraram as mais desfavoráveis, uma no caso em que toda a pista está carregada e outra na qual somente metade da pista está carregada. A carga em metade da pista torna-se “crítica” não em função da resistência, mas sim em relação aos deslocamentos, pois tende a levantar o outro lado da estrutura de forma significativa, este problema foi sanado com o uso do mastro em forma de A, onde os deslocamentos ficaram conforme apresentado nos resultados. Quaisquer outras posições da carga móvel estão englobadas entra as situações apresentadas na figura 3.4. E, como o modelo adotado para a estrutura é composto somente por barras, essa carga teve que ser adaptada, resultando em um valor de 11kN/m.



(fonte: elaborado pelo autor)

A carga de vento foi calculada com conforme o capítulo 7 da NBR6123, com a consideração de que os elementos em concreto se comportam como barras prismáticas. Os elementos de cabo não foram considerados para o levantamento destas cargas, tal simplificação se justifica pelo fato de que há somente quatro estais no plano de aplicação das cargas e suas

áreas são bastante inferiores às dos elementos em concreto, não contribuindo significativamente para as solicitações na estrutura.

Para o cálculo do valor da carga de vento, deve-se determinar a velocidade básica do vento V_0 , dada pelo mapa das isopletas contido na NBR6123. Após, é necessário a determinação da velocidade característica V_k através da ponderação da velocidade básica do vento pelos fatores S_1 , S_2 e S_3 . Onde, de acordo com a NBR6123, esses fatores representam, respectivamente:

- a) os efeitos das características topográficas da região;
- b) os efeitos da rugosidade do terreno, da variação da velocidade do vento com a altura da edificação e das dimensões da estrutura em questão;
- c) um fator estatístico que considera o grau de segurança requerido e a vida útil da edificação.

Com tais valores determinados, a NBR6123 fornece um conjunto de coeficientes e expressões que permitem determinar a pressão dinâmica exercida pelo vento nos elementos da estrutura. Tal valor é calculado através da expressão 18.

$$q = 0,613 V_k^2 \quad (18)$$

A seguir são utilizados os coeficientes de força para barras prismáticas apresentados no capítulo 7 da NBR 6123, e a força sobre os elementos pode ser então calculada pela expressão 19.

$$F = C q A \quad (19)$$

onde:

C é o coeficiente de força fornecido pela normativa;

A é a área da face em que o vento está incidindo.

Embora os valores das pressões exercidas pelo vento variem consideravelmente com a altura, foi admitido um valor uniforme para os mastros. Essa consideração é feita por gerar uma maior deformação dos mastros e, por consequência, um aumento nas solicitações calculadas para as seções do mesmo. Assim, foi calculada uma carga de vento que atua sobre os mas-

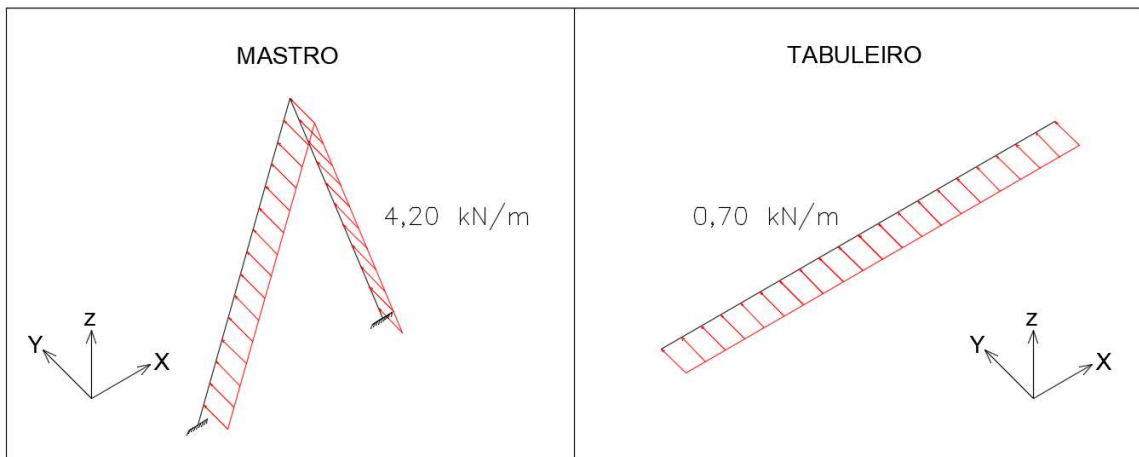
tros e outra que atua sobre as vigas do tabuleiro, apresentadas como cargas distribuídas sobre os elementos de barra na figura 3.5.

Tabela 6: Parâmetros para o cálculo das cargas de vento

V_0	45,00	[m/s]
S_1	1,00	
$S_{2, \text{tabuleiro}}$	0,83	
$S_{2, \text{mastro}}$	0,93	
S_3	1,00	
$V_{k, \text{tabuleiro}}$	37,35	[m/s]
$V_{k, \text{mastro}}$	41,85	[m/s]
$q_{\text{tabuleiro}}$	860,00	[Pa]
q_{mastro}	1073,60	[Pa]
C_{mastro}	2,10	
$C_{\text{tabuleiro}}$	0,75	
$\text{Área}_{\text{mastro}}$	86,40	[m ²]
$\text{Área}_{\text{tabuleiro}}$	110,00	[m ²]
R_{mastro}	4,20	[kN/m]
$R_{\text{tabuleiro}}$	0,70	[kN/m]

(fonte: elaborado pelo autor)

Figura 3.5: Representação das cargas de vento nos mastros e tabuleiro



(fonte: elaborado pelo autor)

Tabela 7: Descrição das ações

Caso	Tipo	Descrição
1	Permanentes	Peso próprio dos elementos
2	Variável	Carga de multidão sobre todo o tabuleiro
3	Variável	Carga de multidão sobre metade do tabuleiro
7	Variável	Carga de vento sobre os elementos em concreto

(fonte: elaborado pelo autor)

Tabela 8: Combinações para os estados limites de serviço e último

Combinação	Nome	Caso	Coefficiente	Caso	Coefficiente	Caso	Coefficiente
1	PERMANENTES	1	1,00				
2	PERM.+MULTIDÃO	1	1,00	2	0,30		
3	PERM.+MEIA MULTIDÃO	1	1,00	3	0,30		
4	PERM. + MULTIDÃO + vento	1	1,00	2	0,30	7	0,00
5	PERM. + MEIA MULTIDÃO + vento	1	1,00	3	0,30	7	0,00
6	PERMANENTES + VENTO	1	1,00	7	0,00		
7	PERM. + MULTIDÃO + vento	1	1,00	2	0,30	7	0,00
8	PERM. + meia multidão + VENTO	1	1,00	3	0,30	7	0,00
9	PERMANENTES	1	1,35				
10	PERM. + MULTIDÃO	1	1,35	2	1,50		
11	PERM. + MEIA MULTIDÃO	1	1,35	3	1,50		
12	PERM. + MULTIDÃO + vento	1	1,35	2	1,50	7	0,60.1,50
13	PERM. + MEIA MULTIDÃO + vento	1	1,35	3	1,50	7	0,60.1,50
14	PERMANENTES + VENTO	1	1,35	7	1,40		
15	PERM. + multidão + VENTO	1	1,35	2	1,50.0,6	7	1,40
16	PERM. + meia multidão + VENTO	1	1,35	3	1,50.0,60	7	1,40

(fonte: elaborado pelo autor)

3.2 Dimensionamento dos elementos

Conforme exposto no início deste capítulo, a estrutura foi dividida em diferentes elementos. De acordo com a divisão realizada há elementos de viga, de laje, de pilar e de cabo, que são dimensionados de forma isolada.

Entre os elementos de viga, há o concreto armado tradicional e o concreto protendido. Para o caso do concreto armado, primeiro é realizado dimensionamento à flexão no estado limite último e posteriormente ao esforço cortante. Nos dois casos são feitas as verificações necessárias no estado limite de serviço relativo aos deslocamentos. Sendo que nas peças protendidas primeiro é necessário determinar a força de protensão e suas respectivas perdas.

As lajes, feitas de concreto armado, são dimensionadas à flexão no eixo transversal da passarela. Esses elementos não foram dimensionadas para o esforço cortante, pois esse não costuma ser levado em conta no caso de lajes com pequenas cargas. É feita ainda a hipótese de que somente as vigas resistem aos esforços no eixo longitudinal da passarela, por isso as solicitações nas lajes tendem a ser bastante pequenas.

Os mastros, compostos por pilares de concreto armado, são dimensionados à flexo-compressão oblíqua. As solicitações utilizadas no dimensionamento são as fornecidas pelo Robot, que dispõe a opção de considerar um efeito de não linearidade geométrica P- Δ , onde

os esforços nos elementos são amplificados em função da deformação da estrutura. Estas solicitações sofrem um incremento significativo nos carregamentos em que as forças devidas ao vento estão atuando, pois há uma tendência de flexão das colunas dos mastros.

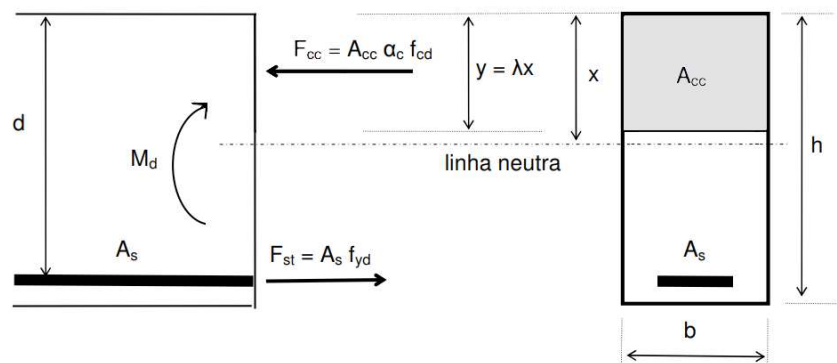
Os elementos de cabo, feitos em aço específico para este tipo de estrutura, têm somente a área da seção transversal dimensionada, levando em conta fatores como resistência e rigidez necessários frente aos carregamentos aplicados. Não são avaliadas as flechas em estado de serviço, no entanto é estimado um valor em relação à catenária, onde a flecha é obtida em função do peso próprio do cabo e suas características geométricas.

3.2.1 Dimensionamento à flexão

A metodologia apresentada a seguir serve para o cálculo dos elementos de viga e das lajes do tabuleiro, consideradas como vigas e dimensionadas para faixas com largura de 100cm.

O dimensionamento à flexão é feito no Estádio III, onde é possível se obter o melhor aproveitamento dos materiais concreto e aço. Nesta situação a resistência à tração do concreto já foi ultrapassada, devendo portanto, ser desprezada (NBR 6118). Assim, dimensionar as vigas consiste em determinar a área de aço necessária para equilibrar o conjunto de forças que surge na seção quando é aplicado um carregamento sobre o elemento.

Figura 3.6: Representação das forças na seção transversal



(fonte: elaborado pelo autor)

onde:

M_d é a solicitação de cálculo;

A_s é a área de aço tracionada;

A_{cc} é a área de concreto comprimida;

d é a altura útil da seção;

α_c é um parâmetro que vale 0,85 para $f_{ck} < 50\text{MPa}$;

x é a profundidade da linha neutra;

λ é um parâmetro que vale 0,80 para $f_{ck} < 50\text{MPa}$;

f_{cd} é a resistência de cálculo do concreto;

f_{yd} é a tensão de escoamento de cálculo do aço.

Os coeficientes de minoração das resistências do concreto e do aço valem, respectivamente, 1,40 e 1,15.

De acordo com a figura 3.4, considerando armadura simples, o sistema formado pelas expressões 20 e 21 deve ser resolvido para a determinação da área de aço necessária.

$$\sum F = 0 \rightarrow A_{cc} \alpha_c f_{cd} = A_s f_{yd} \quad (20)$$

$$\sum M_{As} = 0 \rightarrow M_d = A_{cc} \alpha_c f_{cd} (d - 0,5 y) \quad (21)$$

Deve-se atentar para os valores de y , que tem um valor limite estipulado pela NBR6118, que busca garantir as condições de ductilidade do elemento no estado limite último. Desta forma, y não pode ser superior ao menor dos valores calculados através das expressões 22 ou 23.

$$y_{\text{lim}} = \lambda \left(\frac{\varepsilon_{cu} E_s}{f_{yd} + \varepsilon_{cu} E_s} \right) d \quad (22)$$

$$y_{\text{dútil}} = 0,36 d \quad (23)$$

onde ε_{cu} corresponde à deformação no concreto, e vale 3,5‰.

Trabalhando o sistema de equações formado pelas expressões 20 e 21, são isoladas as variáveis que permitem calcular a área de aço necessária.

$$y = d \left(1 - \sqrt{1 - \frac{M_d}{0,425 f_{cd} b_w d^2}} \right) \quad (24)$$

$$A_s = \frac{0,85 f_{cd} b_w y}{f_{yd}} \quad (25)$$

Através das expressões 24 e 25 são calculadas as armaduras para cada seção de interesse. No entanto, é prudente fazer a verificação da armadura mínima e a respectiva solicitação que essa é capaz de absorver. Para uma seção retangular e concreto com resistência característica de 40MPa, a NBR6118 define uma taxa mínima de armadura de 0,179% da área da seção em concreto. Assim, a armadura deve ser calculada somente onde a armadura mínima não é capaz de absorver os esforços solicitantes impostos ao elemento que está sendo dimensionado.

3.2.2 Determinação da armadura de pele

Além da armadura de flexão, a NBR6118 prescreve que, quando uma viga possuir mais de 60cm de altura, deve ser prevista uma armadura de pele para evitar fissuração devido à variação térmica. Essa armadura deve ser equivalente a 0,10% da área de concreto da alma da viga, porém não superior a 5cm²/m por face, onde deve ser observado um espaçamento de no máximo 20cm entre as barras em uma mesma face.

3.2.3 Dimensionamento da força de protensão

O dimensionamento da força de protensão começa com a definição de uma seção transversal inicial. Tal seção deve possuir a resistência necessária para absorver, em um primeiro momento, o seu peso próprio e as forças de protensão e, posteriormente, às demais ações que incidem sobre a estrutura.

A definição da força de protensão se dá através do controle das tensões no interior da peça, buscando-se obter uma protensão limitada, onde é permitido que haja tensões de tração no concreto, porém em um valor não superior ao da sua resistência. O aço escolhido para a armadura de protensão foi o CP190RB, utilizado na forma de cordoalhas com diâmetro nominal de 15,2mm.

A protensão é aplicada na modalidade de pré-tensão, portanto é preciso definir o módulo de elasticidade do concreto no momento da liberação da protensão, que ocorre geralmente antes de o concreto atingir sua resistência de projeto, nesse caso de 40MPa. A NBR6118 fornece a expressão 26 para o cálculo do módulo de elasticidade para idades entre 7 e 28 dias.

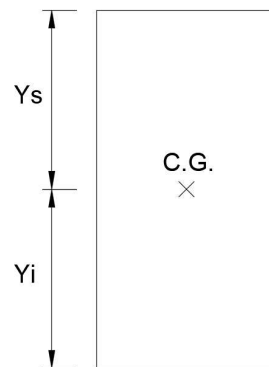
$$E_{ct(t)} = \left(\frac{f_{ckj}}{f_{ck}} \right)^{0,5} \quad (26)$$

onde f_{ckj} é a resistência característica do concreto na data da liberação da protensão, nesse caso de 30MPa.

No projeto, o tempo considerado para a liberação da protensão é de 10 dias. Para esse período, tem-se $E_{ct(10)} = 30672$ MPa. Em relação ao aço utilizado na armadura de protensão, o módulo de elasticidade E_p e a tensão de ruptura característica f_{ptk} valem, respectivamente, 200000 MPa e 1900 MPa.

Na tabela 9 são apresentadas as propriedades geométricas da seção, que são necessárias aos cálculos para determinar a força de protensão.

Figura 3.7: Propriedades geométricas para uma seção genérica



(fonte: elaborado pelo autor)

Tabela 9: Propriedades da seção transversal

A_c [cm ²]
I_c [cm ⁴]
Y_s [cm]
Y_i [cm]
W_s [cm ³]
W_i [cm ³]

(fonte: elaborado pelo autor)

onde:

A_c é a área da seção transversal;

I_c é o momento de inércia;

Y_s é a distância do centro de gravidade (C.G.) à borda superior;

Y_i é a distância do centro de gravidade (C.G.) à borda inferior;

W_s é módulo resistente da seção em relação à borda superior;

W_i é o módulo resistente da seção em relação à borda inferior.

A definição dos valores das tensões de borda nas peças protendidas se dá através das equações da resistência dos materiais, bastando determinar os limites que terão de ser respeitados para proceder o dimensionamento da força de protensão. Esses limites de tensão levam em conta dois estágios, o chamado tempo zero (t_0), onde somente o peso próprio e a protensão atuam sobre a peça, e o tempo grande o suficiente para que todas as deformações na peça ocorram, chamado de tempo infinito (t_∞), onde a peça já se encontra em sua configuração final e todas as cargas de projeto estão atuando. As expressões 27, 28, 29 e 30 definem o intervalo admissível para a força de protensão com base nos limites estabelecidos.

$$P_{01} \leq \frac{\sigma_{ct,0} + \frac{M_g}{W_s}}{r_0 \left(\frac{-1}{A_c} + \frac{e_p}{W_s} \right)} \quad (27)$$

$$P_{02} \leq \frac{\sigma_{cc,0} + \frac{M_g}{W_i}}{r_0 \left(\frac{1}{A_c} + \frac{e_p}{W_i} \right)} \quad (28)$$

$$P_{03} \leq \frac{\sigma_{cc,\infty} - \frac{M_g + M_q}{W_s}}{r_\infty \left(\frac{1}{A_c} - \frac{e_p}{W_s} \right)} \quad (29)$$

$$P_{04} \leq \frac{\sigma_{ct,\infty} - \frac{M_g + M_q}{W_i}}{r_\infty \left(\frac{-1}{A_c} - \frac{e_p}{W_i} \right)} \quad (30)$$

onde:

P_0 é a força inicial de protensão, para as situações de 1 a 4, nas bordas superior e inferior.

r_0 é um parâmetro que estima as perdas em t_0 , definido como 0,94;

r_∞ é um parâmetro que estima as perdas em t_∞ , definidos como 0,85.

Os valores admissíveis para as tensões no concreto variam dependendo do período que se considera. As expressões anteriores representam isso, em t_0 a força de protensão é limitada pelas tensões de tração na borda superior e pelas de compressão na borda inferior. Já em t_∞ , são as tensões de compressão na borda superior e as de tração na borda inferior que limitam a força de protensão. O parâmetro r somente fornece uma estimativa inicial das perdas, sendo estas devidamente calculadas posteriormente.

Os valores admissíveis de tensão foram definidos com base nas prescrições da NBR6118. Em t_0 foi estipulado, para a borda superior, a resistência à tração indireta inferior do concreto, multiplicada por um fator de 1,2 (usual na modalidade de protensão limitada, segundo Hanai (2015)) e 70% da resistência à compressão para a borda inferior. Em t_∞ , os limites de tensão são calculados da mesma forma, com a exceção de que, para a compressão da borda superior, é definido um valor limite de 50% da resistência à compressão. Tais limites são calculados pelas expressões 31, 32, 33 e 34. A tabela 10 apresenta os resultados para os limites de tensão.

$$\sigma_{ct,t_0} = 0,252 (f_{c(t_0)})^{2/3} \quad (31)$$

$$\sigma_{cc,t_0} = 0,7 f_{c(t_0)} \quad (32)$$

$$\sigma_{ct,t_\infty} = 0,252 (f_{ck})^{2/3} \quad (33)$$

$$\sigma_{cc,t_\infty} = 0,5 f_{ck} \quad (34)$$

onde:

σ_{ct,t_0} é a tensão limite de tração no concreto em t_0 ;

σ_{cc,t_0} é a tensão limite de compressão no concreto em t_0 ;

σ_{ct,t_∞} é a tensão limite de tração no concreto em t_∞ ;

$\sigma_{cc, t_{\infty}}$ é a tensão limite de compressão no concreto em t_{∞} .

Tabela 10: Limites de tensão
Limites de tensão [kN/cm²]

$\sigma_{ct,0}$	0,24
$\sigma_{cc,0}$	2,10
$\sigma_{ct,\infty}$	0,29
$\sigma_{cc,\infty}$	2,00

(fonte: elaborado pelo autor)

Assim como para o concreto, a NBR6118 também estipula alguns limites de tensão para o aço de protensão. Para o caso de uma pré-tensão, com aços de relaxação baixa, a norma diz que o limite de tensão, medida no macaco hidráulico, deve ser de 77% da tensão de ruptura ou de 85% da tensão de escoamento do aço utilizado. Porém, no caso de peças pré-moldadas, é possível ir um pouco além dos valores estipulados, porque, no momento da liberação da protensão, ocorre o encurtamento elástico do concreto, que ocasiona uma perda da ordem de 5 a 9% da tensão aplicada inicialmente na armadura. Assim foi definido que a tensão inicial a ser aplicada na armadura tem o valor de 152kN/cm². O cálculo e verificação desse valor é apresentado nos resultados.

Definidos os limites de tensão e a força inicial de protensão, pode-se proceder com os cálculos referentes aos esforços a que a peça protendida está submetida. No tempo t_0 a tensão efetiva na armadura de protensão, considerando o encurtamento elástico do concreto, é dada pela expressão 35.

$$\sigma_p = \frac{\sigma_{p,0}}{1 + K_{p0}} \quad (35)$$

onde:

σ_p é a tensão efetiva no aço de protensão;

$\sigma_{p,0}$ é a tensão inicial no aço de protensão;

K_{p0} é um parâmetro dado pela expressão 36.

$$K_{p0} = \alpha_{p0} A_p \left(\frac{1}{A_c} + \frac{e_p}{W_{cp}} \right) \quad (36)$$

onde α_{p0} é a relação entre o módulo de elasticidade do aço de protensão e do concreto no momento da liberação da protensão.

Assim o esforço normal e os momentos fletores, devidos à protensão, são dados pelas expressões 37 e 38.

$$N_p = -\sigma_p e_p \quad (37)$$

$$M_p = N_p e_p \quad (38)$$

Após o cálculo dos esforços devidos à protensão, é necessário verificar a necessidade de escalonamento da armadura de protensão. O escalonamento consiste em determinar as diferentes áreas de aço necessárias para cada seção, de modo que excessos ou faltas sejam evitados. Tal procedimento é muito importante, pois a força de protensão é mais necessária no centro do vão, onde os momentos fletores são maiores. Junto aos apoios os momentos são menores, portanto, é preciso diminuir a força de protensão nessas áreas para evitar a fissuração da face superior das peças protendidas.

Verificada a necessidade de escalonamento, deve-se proceder com o cálculo das perdas ao longo do tempo. Os cálculos seguem o equacionamento do capítulo 2 e do anexo A da NBR6118.

3.2.4 Dimensionamento ao esforço cortante

A metodologia apresentada a seguir é utilizada somente para os elementos de viga, já que estes são os únicos que possuem solicitações consideráveis devidas ao esforço cortante.

A NBR6118 impõe a condição apresentada pela expressão 39, onde fica explícita a relação entre esforços resistentes e solicitantes.

$$V_{Sd} \leq V_{Rd} \quad (39)$$

onde:

V_{Sd} é o esforço cortante solicitante;

V_{Rd} é o esforço cortante resistente, calculado conforme a NBR6118.

O valor V_{Rd} é o menor dos valores calculados pelas expressões 40 e 41.

$$V_{Rd2} = 0,27 \alpha_{v2} f_{cd} b_w d \quad (40)$$

$$V_{Rd3} = V_c + V_{sw} \quad (41)$$

onde:

V_c é a parcela da força que é absorvida por mecanismos complementares ao modelo da treliça, adotado pelo NBR6118;

V_{sw} é a parcela do esforço absorvido pela armadura transversal;

α_{v2} é um parâmetro que pode ser definido pela expressão 42.

$$\alpha_{v2} = 1 - \frac{f_{ck}}{250} \quad (42)$$

A primeira verificação a ser feita, antes do dimensionamento das armaduras, é se ocorre e esmagamento do concreto nas diagonais comprimidas, representado pelo parâmetro V_{Rd2} .

Assim como feito para o momento fletor, deve ser feita a verificação da armadura mínima e o esforço que esta é capaz de absorver. Devendo o dimensionamento ser realizado para as seções nas quais a armadura mínima não é suficiente. A taxa mínima de armadura para o esforço cortante é dada pela expressão 43.

$$\frac{A_{sw,min}}{s} = 0,2 \frac{f_{ctm}}{f_{ywk}} b_w 100 \quad (43)$$

onde:

A_{sw} é a área de armadura transversal;

s é o espaçamento entre os estribos;

f_{ywk} é a tensão característica de escoamento do aço;

f_{ctm} é a resistência à tração indireta do concreto, definida pela expressão 44.

$$f_{ctm} = 0,3 f_{ck}^{2/3} \quad (44)$$

Com a taxa mínima de armadura calculada, a expressão 45 é utilizada para a determinação do esforço que esta é capaz de absorver.

$$V_{sw, \min} = \frac{A_{sw, \min} / s}{100} 0,9 d f_{ywd} \quad (45)$$

Cabe salientar que, de acordo com a NBR6118, o concreto também contribui para a resistência ao esforço cortante. A contribuição do concreto é representada pelo parâmetro V_c . Assim, o esforço mínimo suportado pelo elemento de concreto armado é dado pela expressão 46.

$$V_{Rd \min} = V_{sw \min} + V_c \quad (46)$$

onde:

$V_{Rd \min}$ é o esforço cortante de cálculo que é resistido pelo concreto armado;

O parâmetro V_c é calculado de maneira diferente entre os casos de concreto armado e protendido, pois a força de protensão atua de forma benéfica para o concreto, aumentando a resistência ao esforço cortante (Carvalho, 2012). Quando há somente a flexão simples, caso do concreto armado, V_c vale V_{c0} , e pode ser calculado pela expressão 47. Já no caso das peças protendidas, há um esforço normal de compressão atuando, assim fica caracterizada uma situação de flexo-compressão, em que V_c é calculado pela expressão 48.

$$V_{c0} = 0,009 f_{ck}^{2/3} b_w d \quad (47)$$

$$V_c = V_{c0} \left(1 + \frac{M_0}{M_{Sd, \max}} \right) \leq 2 V_{c0} \quad (48)$$

onde:

$M_{Sd, \max}$ é momento solicitante máximo de cálculo.

M_0 é o momento que causa a descompressão da seção tracionada pelo momento solicitante, calculado pela expressão 49;

$$M_0 = -\sigma_{cp} W_i \quad (49)$$

onde:

σ_{cp} é a tensão no nível da armadura de protensão;

W_i é a módulo resistente inferior da seção análogo ao apresentado no capítulo 4.

Verificada a taxa de armadura mínima, pode-se proceder com o dimensionamento da armadura transversal onde é necessário, através da expressão 50.

$$\frac{A_{sw}}{s} = \frac{V_{Sd} - V_c}{0,9 d f_{ywd}} \quad (50)$$

3.2.5 Dimensionamento dos estais

O aço utilizado para os estais é o CP177RB, específico para pontes estaiadas, utilizado na forma de cordoalhas com um diâmetro nominal de 15,7mm. O aço em questão possui um módulo de elasticidade nominal de 19500kN/cm². Demais características constam na figura 3.8, que reproduz parte do catálogo de um fabricante.

Figura 3.8: Características do aço dos estais
CORDOALHAS ESPECIAIS PARA PONTES ESTAIADAS

Produto	Diâmetro nominal (mm)	Área aprox. (mm ²)	Área mínima (mm ²)	Massa aprox. (kg/1.000 m)	Carga mínima de ruptura (kN)	Carga mínima a 1% de deformação (kN)	Alongamento total min. após ruptura (%)
Cord. CP 177 RB 12,70*	12,7	101	99	900	171	154	
Cord. CP 177 RB 15,70	15,7	150	147	1.290	261	230	3,5
Cord. CP 190 RB 15,70	15,7	150	147	1.290	279	246	

(fonte: Arcelor Mittal, 2018. Disponível em: <<http://brasil.arcelormittal.com.br>>. Acessado em 14 set. 2018)

O dimensionamento dos estais é feito de forma simplificada, de modo que somente são calculadas as áreas das seções transversais dos mesmos. O primeiro passo consiste em determinar uma força inicial nos estais. Segundo Walther (1999), uma maneira para se obter essa primeira estimativa da força nos estais, é considerar que o tabuleiro se comporta como uma viga contínua, e substituir os elementos de cabo por apoios rígidos. Embora sejam apresentados os apoios para os vãos de extremidade na figura 3.9, a reação destes não importa para o pré-dimensionamento dos estais. Assim, a estimativa da força inicial nos estais é dada pela expressão 50. A figura 3.9 apresenta o esquema do modelo de cálculo, onde o ângulo alfa pode ser calculado de acordo com a geometria apresentada. As cargas atuantes são as permanentes, apresentadas na figura 3.4.

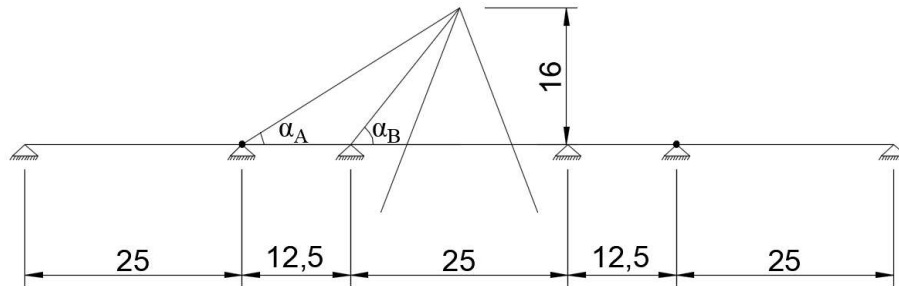
$$N_{p,i} = \frac{R_{g,i}}{\text{sen } \alpha_i} \quad (50)$$

onde:

R_{gi} é a reação nos apoios devida às cargas permanentes;

α_i é a inclinação dos estais com a horizontal.

Figura 3.9: Ilustração do modelo de cálculo da força inicial nos estais



(fonte: elaborado pelo autor)

Como visto no modelo da estrutura, há somente 4 estais. Como há simetria, são considerados apenas dois, e estes são denominados estai A e B. Ainda de acordo com Walther (1999), as forças calculadas através da expressão 50 são necessárias para definir qual a tensão admissível nos estais sob os efeitos do peso próprio e demais cargas permanentes, bem como para estabelecer a área de suas seções transversais.

É preciso ainda definir o parâmetro η , que consiste na relação entre as cargas variáveis e as permanentes. Nesse caso, como há uma variação das cargas permanentes ao longo do tabuleiro em função das diferentes seções do vão central e dos vãos extremidade, é considerada a média entre as cargas de caráter permanente, que resulta $\eta = 0,38$. Com esse parâmetro, de acordo com Walther (1999), podem ser estabelecidos dois critérios para o cálculo das tensões nos estais:

a) Critério relativo à força:

$$\sigma_g = \left(1 + \frac{q}{g}\right)^{-1} \sigma_{perm} \quad (51)$$

b) Critério relativo à fadiga:

$$\sigma_g = \left(\frac{q}{g}\right)^{-1} \sigma_{perm} \quad (52)$$

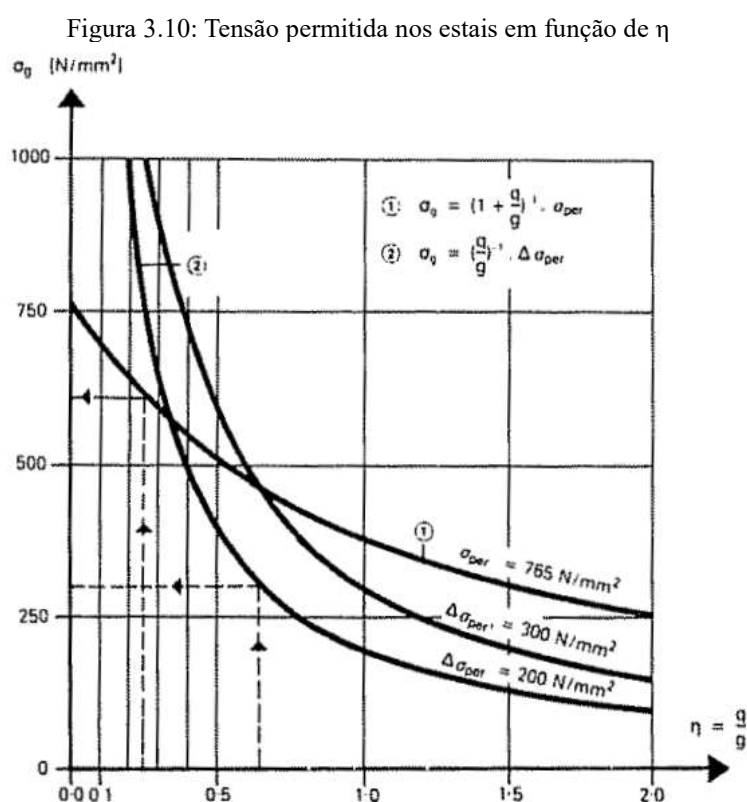
onde:

q são as cargas variáveis;

g são as cargas permanentes;

σ_{perm} é a tensão máxima permitida no regime permanente, na qual o autor estabelece um limite máximo de 45% da tensão de ruptura do aço utilizado.

Para a determinação do critério a ser seguido, pode-se levar em consideração o gráfico apresentado na figura 3.10.



(fonte: Walther, 1999)

Para o caso em estudo, o critério dominante é o relativo à força. A seguir, é necessário ajustar a força nos estais de modo a buscar a configuração plana para o tabuleiro quando este está sob a ação das cargas permanentes, pois se os estais forem utilizados sem uma adequada protensão inicial, haverá deformações excessivas (Walther, 1999).

O mesmo autor propõe um método iterativo para a determinação da força de protensão necessária, porém este não foi utilizado. Para este trabalho, o processo de determinação da força de protensão nos estais foi realizado no Robot, através da manipulação do elemento de

cabo descrito no início deste capítulo. Assim, o processo iterativo é realizado computacionalmente até se obter a configuração em que as deformações sejam consideradas adequadas.

Tais deformações são consideradas adequadas quando encontram-se variando não mais do que 1cm em torno da configuração horizontal, em condições de serviço. Não foram verificadas as deformações ao longo do tempo, exceto para as peças protendidas, assim tais valores podem aumentar em função da fluência e retração do concreto.

A NBR6118 estabelece um deslocamento limite, relativo à percepção dos usuários, de 1/250 do vão. Porém, em uma situação conservadora, o menor vão, que encontra-se entre os estais, tem 12,5m. O que resulta em um deslocamento limite de 5cm, bastante superior aos calculados.

3.2.6 Dimensionamento dos mastros

As seções das colunas do mastro são dimensionadas a partir das solicitações fornecidas pelo Robot, onde a análise é realizada sem a utilização de métodos aproximados. Para o dimensionamento é utilizado o software P-Calc, fornecido pela TQS, que realiza a verificação de seções de pilares submetidos à flexo-compressão oblíqua, e que tem como opção a consideração de efeitos de não linearidade física e geométrica. O software é de uso livre.

A armadura para o início das verificações é a mínima proposta pela NBR6118, calculada pela expressão 53. Cada um dos pilares que compõem os mastros foram divididos em 30 seções, onde cada seção foi verificada para as 16 combinações apresentadas. O dimensionamento começa a partir da armadura mínima, então são verificadas as seções e feitos os incrementos necessários, até que a seção resista aos esforços solicitantes.

$$A_{s,min} = 0,15 \frac{N_d}{f_{yd}} \geq 0,004 A_c \quad (53)$$

onde:

$A_{s,min}$ é a área de aço mínima, conforme NBR6118;

N_d é o esforço normal de cálculo.

Há, ainda, a armadura máxima, definida pela NBR6118 como 8% da área de concreto da seção transversal, que também deve ser respeitada.

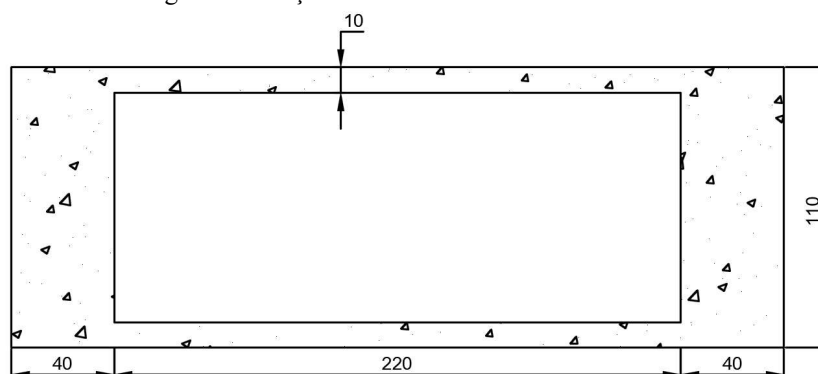
4 Resultados

4.1 Vão central

4.1.1 Vigas

A figura 4.1 mostra a seção transversal do tabuleiro estaiado. Na região em que foram conectados os estais deve haver um aumento da largura das vigas para o acoplamento dos estais, porém estes detalhes construtivos, por não fazerem parte do escopo do trabalho, não foram considerados no dimensionamento.

Figura 4.1: Seção transversal do tabuleiro estaiado



(fonte: elaborado pelo autor)

O dimensionamento das vigas consiste na determinação das armaduras longitudinais, de flexão e de pele, bem como das armaduras transversais para o esforço cortante. A armadura de pele tem um valor definido pela NBR6118, sua determinação depende apenas da área da alma da viga, a tabela 11 apresenta a área de aço necessária para a armadura de pele e as respectivas barras selecionadas.

Tabela 11: Armadura de pele

$A_{s, calc}$ [cm ² /face]	Barras p/ face	A_s [cm ²]
4,4	6 ϕ 10	4,71

(fonte: elaborado pelo autor)

Para a armadura de flexão, primeiro foi determinado o valor mínimo, definido pela NBR6118, e verificado qual o esforço solicitante que esta é capaz de absorver. A tabela 12 apresenta a armadura de flexão mínima e as barras selecionadas.

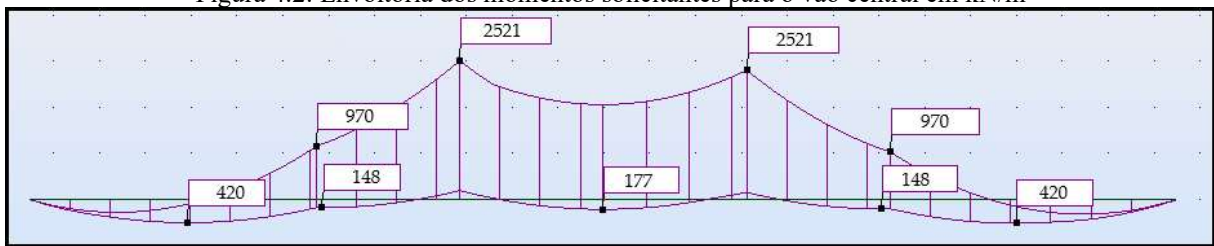
Tabela 12: Armadura mínima tabuleiro estaiado

$A_{s, min}$ [cm ²]	Barras	A_s [cm ²]	M_{res} [kN.m]
7,9	3 ϕ 22	11,4	507

(fonte: elaborado pelo autor)

A figura 4.2 apresenta o diagrama da envoltória dos momentos fletores das vigas do tabuleiro central. Onde percebe-se que a armadura mínima pode ser utilizada ao longo de todo o trecho central na face inferior das vigas, bastando apenas o dimensionamento da armadura para resistir aos momentos negativos que atuam na face superior. Outro ponto que deve ser mencionado é o valor dos momentos fletores nas extremidades do vão central. Estes são nulos, visto que, de acordo com o modelo adotado para a estrutura, o vão central é autoportante com as extremidades livres, onde se apoiam as vigas pré-moldadas. Portanto a ligação nesse trecho está próxima de um apoio simples, onde não há a continuidade dos trechos central e de extremidade.

Figura 4.2: Envoltória dos momentos solicitantes para o vão central em kN/m



(fonte: elaborado pelo autor)

As armaduras de flexão para os momentos negativos são calculadas para os valores máximos, e são estendidas ao longo de todo o comprimento das vigas. A tabela 13 apresenta a área de aço calculada e as respectivas barras selecionadas.

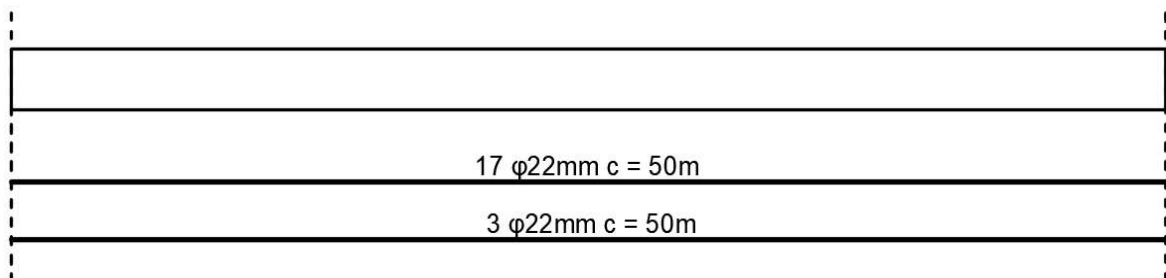
Tabela 13: Armadura de flexão para a face superior

$A_{s, \text{calc}}$ [cm ²]	Barras	A_s [cm ²]	M_{res} [kN.m]
63,92	17 ϕ 22	64,6	2543

(fonte: elaborado pelo autor)

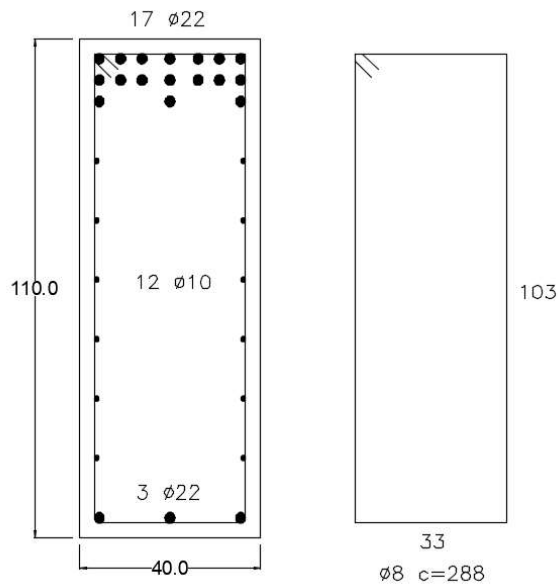
As figuras 4.3 e 4.4 mostram a disposição esquemática das armaduras de flexão ao longo do vão central e um detalhamento simplificado da seção transversão do mesmo.

Figura 4.3: Disposição da armadura de flexão do vão central



(fonte: elaborado pelo autor)

Figura 4.4: Seção transversal vigas centrais



(fonte: elaborado pelo autor)

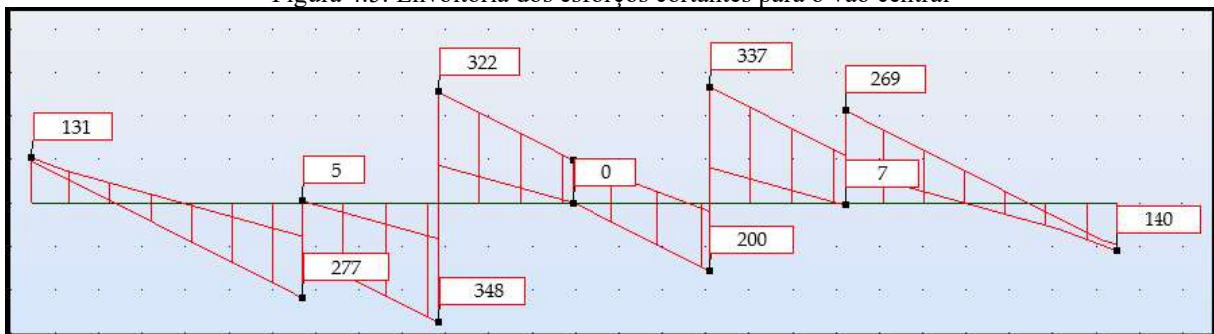
Para o esforço cortante, o valor da armadura mínima é apresentado na tabela 14, e de acordo com o diagrama apresentado na figura 4.5, a armadura mínima para o esforço cortante pode ser utilizada ao longo de todo o vão central.

Tabela 14: Armadura para o esforço cortante

$A_{s, \min}$ [cm ² /m]	Barras	A_s [cm ²]	V_{res} [kN]
6,45	ø8 c/15	6,7	510

(fonte: elaborado pelo autor)

Figura 4.5: Envoltória dos esforços cortantes para o vão central



(fonte: elaborado pelo autor)

4.1.2 Lajes superior e inferior

Para as lajes que conectam as vigas do vão central, o dimensionamento é realizado de forma análoga ao das vigas, com a consideração de que estão apoiadas na sua menor dimensão. O mesmo equacionamento é aplicado, bastando calcular os momentos no meio do vão para determinar as armaduras necessárias.

O dimensionamento da laje superior do vão central e da laje que se apoia sobre as vigas pré-moldadas é o mesmo, portanto tal dimensionamento não é apresentado novamente no item referente aos vãos de extremidade.

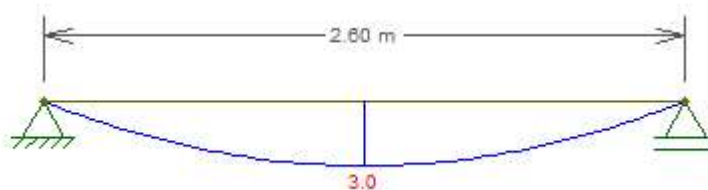
Em relação à resistência, é verificado o ELU relativo à ruína. Na laje superior as cargas atuantes são a carga móvel e a carga devida ao peso próprio, e na laje inferior somente a carga devida ao peso próprio. As figuras 4.6 e 4.7 mostram os diagramas de momento fletor com os valores de cálculo para as duas lajes, superior e inferior. Já em condição de serviço, é verificada a flecha instantânea para a laje superior. A carga de serviço considerada leva em conta as cargas permanentes majoradas, e as cargas acidentais, majoradas e ponderadas pelos coeficientes apresentados nas tabelas 3, 4 e 5. Para as condições de serviço, o valor da flecha instantânea para a laje superior é de aproximadamente 2mm, bastante inferior ao limite de $1/250$, que vale 10,4mm.

Figura 4.6: Diagrama de momento fletor para a laje superior



(fonte: elaborado pelo autor)

Figura 4.7: Diagrama de momento fletor para a laje inferior



(fonte: elaborado pelo autor)

A tabela 15 apresenta as áreas de aço calculadas e as barras selecionadas. Para a laje inferior o valor calculado foi inferior ao mínimo definido pela NBR6118, nesse caso a armadura mínima é utilizada. É proposta, ainda, a utilização uma pequena armadura de distribuição na direção do eixo longitudinal da passarela, porém esta não é dimensionada.

Tabela 15: Armadura para as lajes do tabuleiro do vão central

Seção	$A_{s,calc}$ [cm ² /m]	$A_{s,min}$ [cm ² /m]	Barras selecionadas	$A_{s,eq}$ [cm ² /m]
Superior	5,10	1,79	φ8,0 c/10	5,00
Inferior	0,80	1,79	φ6,3 c/15	2,10

(fonte: elaborado pelo autor)

4.2 Vãos de extremidades

4.2.1 Vigas protendidas

As vigas protendidas formam as extremidades da passarela. Como a estrutura encontra-se sobre uma importante avenida, que possui um grande fluxo de veículos, é justificado o uso de vigas pré-moldadas, pois estas tornam o processo de construção bastante ágil, impactando o mínimo possível os usuários da via. No tocante à protensão, esta é utilizada na modalidade de pré-tensão, onde os cabos são tensionados antes da concretagem da peça. Em relação ao grau, é utilizada a protensão limitada, que pode ser verificada através das tensões de borda apresentadas na tabela 24 e os limites estabelecidos na tabela 10.

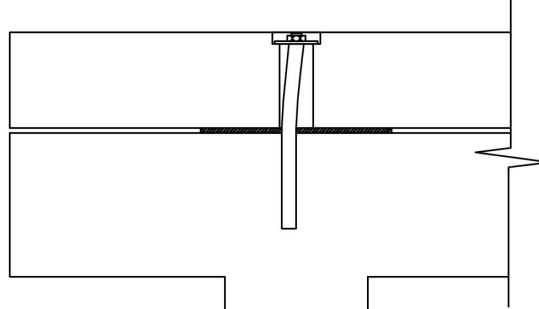
O dimensionamento das peças começa com a definição da seção transversal, onde foi adotada uma seção I, conforme a figura 4.9. Devido ao tipo de ligação entre as vigas e a laje, não há uma variação da seção ao longo do tempo. Para tal consideração, é suposta uma ligação na qual o conjunto viga-laje não é monolítico. Tal ligação é feita através de chumbadores verticais em conjunto com almofadas elastoméricas (chamadas aparelhos de apoio). Essa ligação se caracteriza para as lajes e vigas como uma rótula, não transmitindo momentos. Na figura 4.8 é apresentado um detalhe genérico da ligação, visto que estas não foram dimensionadas. Já tabela 16, são apresentadas as propriedades geométricas da seção, necessárias ao cálculo da força de protensão.

Tabela 16: Propriedades da seção transversal das vigas protendidas

A_c [cm ²]	2675
I_c [cm ⁴]	3270338
Y_s [cm]	46,75
Y_i [cm]	53,25
W_s [cm ³]	69954
W_i [cm ³]	61415
e_p [cm]	43

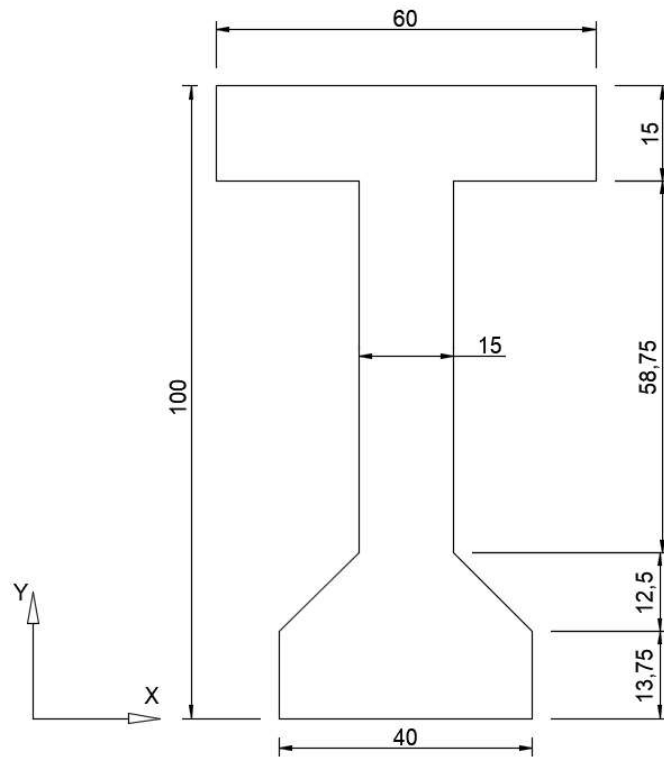
(fonte: elaborado pelo autor)

Figura 4.8: Detalhe da ligação viga-laje



(fonte: elaborado pelo autor)

Figura 4.9: Seção transversal das vigas protendidas



(fonte: elaborado pelo autor)

Os diagramas com os valores dos momentos fletores aos quais as vigas estão submetidas são apresentados na figura 4.10. Já a divisão entre cargas permanentes e acidentais, divididas por seção, é apresentada na tabela 17.

Figura 4.10: Diagrama de momentos para as vigas protendidas



(fonte: elaborado pelo autor)

Tabela 17: Momentos fletores devidos às cargas acidentais (M_q) e permanentes (M_g) nas vigas protendidas

Seção	M_q [kN.m]	ΣM_g [kN.m]	$\Sigma(M_g + M_q)$ [kN.m]
0	0,0	0,0	0,0
1	81,6	169,8	251,4
2	154,7	321,7	476,4
3	219,1	455,7	674,9
4	275,0	571,9	846,9
5	322,3	670,2	992,4
6	360,9	750,6	1111,5
7	391,0	813,1	1204,2
8	412,5	857,8	1270,3
9	425,4	884,6	1310,0
10	429,7	893,6	1323,2

(fonte: elaborado pelo autor)

Com os dados da tabela 16 e 17 calcula-se o intervalo da força de protensão, que deve respeitar os valores de tensão admissíveis determinados na tabela 10. Na tabela 18 são apresentados os valores calculados para a definição do intervalo da força de protensão.

Tabela 18: Cálculo do intervalo da força de protensão

P_0 [kN]	1	2	3	4
	4264	2881	-528	2054

(fonte: elaborado pelo autor)

$$2881 \text{ kN} \geq P_0 \geq 2054 \text{ kN}$$

O valor negativo do parâmetro P03 indica que para a borda superior, em t_{∞} , qualquer valor de protensão maior que zero é benéfico para a peça. Tal conclusão vem do fato de que para o período considerado, a borda superior da peça está solicitada à compressão, e a protensão tende a diminuir essa solicitação.

Em relação à tensão a ser aplicada na armadura, conforme explicado no Capítulo 2, é adotado um valor ligeiramente superior ao indicado pela NBR6118, tendo como justificativa o fato que as perdas iniciais devidas ao encurtamento elástico do concreto diminuem um pouco a tensão efetiva na armadura no momento da liberação da protensão. A tabela 19 compara os valores estabelecidos pela norma referida e o que foi de fato aplicado, demonstrando que a hipótese adotada é razoável. A perda inicial, para a seção intermediária (10), ficou em torno de 9%, no limiar do limite proposto, porém nada fora do comum. Salienta-se que tal valor está apresentado de modo conservador, pois não foi considerado a parcela da descompressão causado pelo peso próprio do elemento pré-moldado, conforme apresentado na expressão 4. Com

tal consideração, a tensão efetiva na armadura fica com o valor de 142kN/cm^2 , ou seja, aproximadamente 7% de perda.

Tabela 19: Cálculo da tensão inicial na armadura de protensão

Tensão	f_{ptk} [kN/cm ²]	f_{yk} [kN/cm ²]
Nominal	190	171
NBR6118	146,3	145,35
σ_{p0}	152	
σ_p	138	

(fonte: elaborado pelo autor)

O diâmetro nominal das cordoalhas utilizadas é de 15,2mm, com a utilização de um traçado retilíneo, usual na confecção de peças pré-moldadas, pois permite o completo reaproveitamento dos dispositivos de ancoragem. A tabela 20 apresenta o intervalo das áreas de aço e o respectivo número de cordoalhas que respeitam os valores de tensão estabelecidos na tabela 10.

Tabela 20: Áreas máxima e mínima para armadura de protensão

σ_{p0} [kN/cm ²]	152,00	Cordoalhas
$A_{p,min}$ [cm ²]	13,50	9,6
$A_{p,máx}$ [cm ²]	18,90	13,5

(fonte: elaborado pelo autor)

Admitindo que a área equivalente de cada cordoalha vale $1,4\text{cm}^2$, são adotadas 12 cordoalhas, que somam uma área de $16,8\text{cm}^2$.

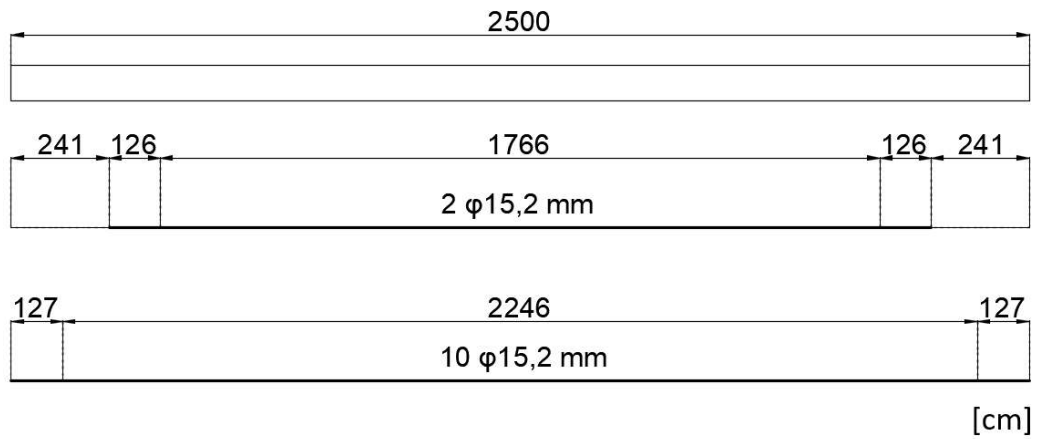
Tabela 21: Definição da armadura de protensão

Área [cm ²]	16,8
P_0 [kN]	2553,6

(fonte: elaborado pelo autor)

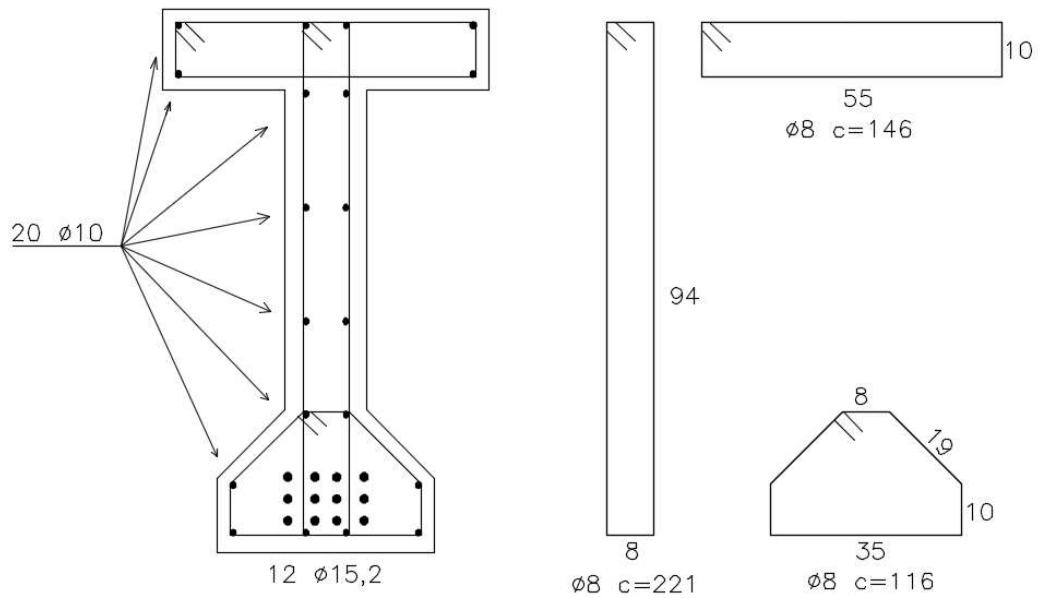
Com o valor da força de protensão adotado foi necessário realizar escalonamento da armadura. Levando em conta os comprimentos de transferência da força de protensão, a armadura foi escalonada em duas partes. A principal, que está aderida ao longo de todo o comprimento das vigas, e uma secundária, onde somente há aderência a partir de 241cm das faces das vigas, conforme apresentado na figura 4.11. As figuras 4.12 e 4.13 apresentam, respectivamente, a seção transversal e um detalhe da armadura para as vigas protendidas.

Figura 4.11: Escalonamento das armaduras de protensão



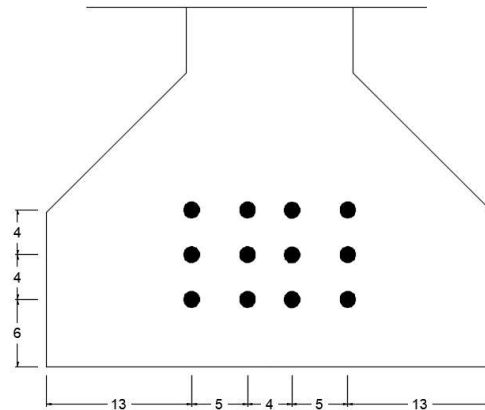
(fonte: elaborado pelo autor)

Figura 4.12: Seção transversal das vigas protendidas



(fonte: elaborado pelo autor)

Figura 4.13: Detalhe das armaduras de protensão



(fonte: elaborado pelo autor)

Para o escalonamento definido, são calculados os esforços devido à protensão no tempo t_0 , apresentados na tabela 22.

Tabela 22: Esforços devidos à protensão em t_0

A_p [cm ²]	14	16,8
σ_p [kN/cm ²]	139,9	137,7
N_p [kN]	-1958,9	-2313,9
M_p [kNcm]	-84721,2	-100074,6

(fonte: elaborado pelo autor)

Para o cálculo das perdas da força de protensão ao longo do tempo, as vigas são divididas em vinte seções cada, onde, em função da simetria das peças, é feita a verificação somente das primeiras dez seções. São calculadas então as perdas imediatas, relacionadas ao encurtamento elástico do concreto. Enquanto que, em relação às perdas ao longo do tempo, o cálculo leva em conta a fluência e retração do concreto, bem como a relaxação do aço. A tabela 23 apresenta os valores das perdas de tensão imediatas e diferidas ao longo do tempo, onde foram utilizadas as expressões 4 e 13, respectivamente.

Para a seção 1 as perdas progressivas foram da ordem de 27%. Já para a seção 10 foram de 19%. Embora os valores calculados não sejam iguais às estimativas iniciais, foram verificadas as tensões de borda e estas estão dentro dos limites aceitáveis.

Tabela 23: Perdas de tensão imediatas e progressivas

Seção	Perdas de tensão [kN/cm ²]	
	t_0	t_∞
0	0,0	0,0
1	12,1	37,9
2	12,1	35,0
3	14,3	36,9
4	14,3	34,7
5	14,3	32,9
6	14,3	31,3
7	14,3	30,2
8	14,3	29,3
9	14,3	28,8
10	14,3	28,6

(fonte: elaborado pelo autor)

Na tabela 24 são apresentadas as tensões de borda após as perdas iniciais (t_0) e as perdas ao longo do tempo (t_∞). Os valores apresentados foram calculados com os dados da tabela

23, junto às equações clássicas da resistência dos materiais, onde em função da geometria da seção e das cargas aplicadas é possível se determinar as tensões nas bordas das vigas.

Tabela 24: Tensões de borda nos tempos inicial e final

Seção	Borda	$\sigma_{\Sigma Mg}$ [kN/cm ²]	$\sigma_{\Sigma (Mg+Mq)}$ [kN/cm ²]
		t_0	t_∞
0	Superior	0,00	0,00
	Inferior	0,00	0,00
1	Superior	0,29	0,01
	Inferior	-1,95	-1,16
2	Superior	0,21	-0,28
	Inferior	-1,81	-0,85
3	Superior	0,18	-0,49
	Inferior	-2,06	-0,79
4	Superior	0,09	-0,72
	Inferior	-1,95	-0,57
5	Superior	0,01	-0,90
	Inferior	-1,86	-0,38
6	Superior	-0,06	-1,06
	Inferior	-1,78	-0,22
7	Superior	-0,11	-1,18
	Inferior	-1,72	-0,10
8	Superior	-0,15	-1,26
	Inferior	-1,68	-0,02
9	Superior	-0,17	-1,31
	Inferior	-1,65	0,03
10	Superior	-0,18	-1,33
	Inferior	-1,64	0,05

(fonte: elaborado pelo autor)

Após dimensionada e verificada a protensão, é necessário realizar uma verificação quanto ao estado limite último, caracterizado pela ruína da peça. De acordo com Carvalho (2012), no estado limite último a peça protendida se comporta como uma de peça de concreto armado, onde a armadura de protensão deve resistir uma força de tração que equilibra a resultante de compressão que ocorre no interior do concreto.

Junto à expressão 54 consta a verificação relativa ao estado limite último, onde fica evidenciado que não são necessárias armaduras passivas, bastando apenas o dimensionamento das armaduras transversais para resistir ao esforço cortante.

$$S = \frac{M_{Rd}}{M_{Sd}} = \frac{2444}{1852} = 1,32 \quad (54)$$

Onde S é o fator de segurança.

Com as vigas dimensionadas e verificadas em relação à flexão, deve-se verificar o esforço cortante. A tabela 25 apresenta os valores mínimos para a armadura transversal e o respectivo esforço cortante resistente.

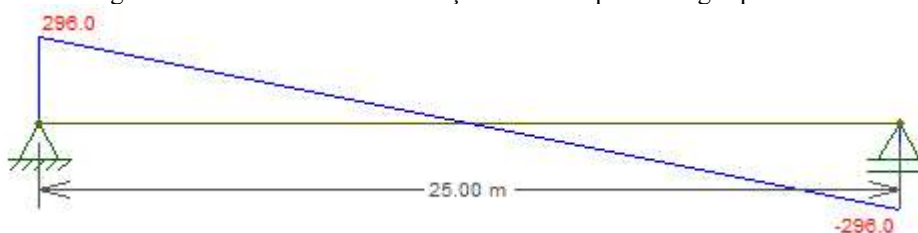
Tabela 25: Armadura para o esforço cortante

$A_{s, \min}$ [cm ² /m]	Barras	A_s [cm ²]	V_{res} [kN/m]
2,17	ϕ5 c/15	2,62	209,00

(fonte: elaborado pelo autor)

De acordo com o diagrama apresentado na figura 4.14, a armadura mínima não é suficiente para as regiões próximas aos apoios, portanto é necessário o cálculo da armadura para tais regiões. A armadura calculada é utilizada até a seção 3, que fica situada à 325cm das faces da viga. A tabela 22 apresenta os valores calculados e as barras selecionadas, considerando apenas a largura da alma da viga (15cm), e uma altura útil de 90cm.

Figura 4.14: Envoltória dos esforços cortantes para as vigas protendidas



(fonte: elaborado pelo autor)

Tabela 26: Armadura transversal para as regiões próximas aos apoios

$A_{sw, calc}$ [cm ² /m]	Barras	A_{sw} [cm ² /m]
4,4	ϕ8 c/20	5,03

(fonte: elaborado pelo autor)

4.3 Estais

O dimensionamento dos estais se inicia com a determinação das forças iniciais que atuam em cada elemento. Tais valores são apresentados na tabela 27.

Tabela 27: Força inicial nos estais

Estai	R_g [kN]	α	N_p [kN]
A	312,00	32,62	579,00
B	277,00	52,00	351,50

(fonte: elaborado pelo autor)

A seguir é necessário definir a tensão atuante para determinar a área de aço que compõe cada estai. Assim é preciso arbitrar um valor para o parâmetro σ_{perm} , que de acordo

bela 28 constam os valores iniciais das áreas de cada estai, considerando o critério relativo à força, apresentado no capítulo 3.

Tabela 28: Área inicial dos estais

Estai	σ_{perm} [kN/cm ²]	σ_g [kN/cm ²]	A_s [cm ²]
A	70,00	50,72	11,42
B	70,00	50,72	6,93

(fonte: elaborado pelo autor)

Embora os valores definidos na tabela 28 sejam aceitáveis, em função das características da estrutura o estai A precisa ser bem mais rígido. Na configuração inicial as extremidades do vão central ficam muito deslocáveis com as hipóteses de cargas adotadas. Assim é necessário ir incrementando a área da seção até que os deslocamentos dos pontos em questão sejam considerados aceitáveis em regime de serviço, conforme critério explicado no item 3.2.5. Concomitantemente com o processo de determinação da área dos estais, é realizado o processo de ajuste da força nos estais, de modo a buscar a configuração plana para o tabuleiro.

Ao final do processo iterativo são obtidos os valores das seções transversais dos estais e as respectivas forças de protensão que devem ser aplicadas em cada uma. Tais valores são apresentados na tabela 29.

Tabela 29: Configuração final dos estais

Estai	N_p [kN]	A_s [cm ²]	N_u [kN]	σ_{ult} [kN/cm ²]
A	419,00	70,00	795,50	11,36
B	130,00	15,00	166,77	11,12

(fonte: elaborado pelo autor)

Percebe-se que os estais trabalham em uma tensão bastante baixa. No entanto, tais dimensões são necessárias para minimizar os deslocamentos ainda em condição de serviço. A tabela 31 apresenta os deslocamentos verticais na extremidade de cada estai. Salienta-se que tais deslocamentos são os imediatos, e que não foram verificadas deformações ao longo da vida útil da estrutura, relacionadas à fluência e retração do concreto e à relaxação do aço.

Com base nas áreas calculadas, propõe-se o uso de estais compostos por um conjunto de cordoalhas de 15,7mm, dados conforme a tabela 30.

Tabela 30: Número de cordoalhas por estai

Estai	Área calculada	Cordoalhas	Área efetiva
A	70,00	47	70,50
B	15,00	15	15,00

(fonte: elaborado pelo autor)

Tabela 31: Deslocamentos verticais para as extremidades dos estais

Estais	A	B
Combinacões	Uz [cm]	
ELS PERMANENTES	0,829	0,29
ELS PERM. + MULTIDÃO	-0,709	-0,113
ELS PERM. +MEIA MULTIDÃO	-0,639	-0,078
ELS PERM. + MULTIDÃO + vento	-0,709	-0,113
ELS PERM. +MEIA MULTIDÃO + vento	-0,639	-0,078
ELS PERMANENTES + VENTO	0,829	0,29
ELS PERM. + multidão + VENTO	-0,709	-0,113
ELS PERM. +meia multidão + VENTO	-0,639	-0,078

(fonte: elaborado pelo autor)

Em relação à deflexão dos cabos é utilizado a expressão para o cálculo da catenária, considerando apenas o peso próprio dos cabos e a protensão aplicada.

$$f = \frac{wl^2}{8h} \quad (55)$$

onde:

f é o valor da flecha em mm

w é o peso linear do cabo em kgf/m

l é a projeção horizontal do cabo

h é a reação horizontal do cabo fletido

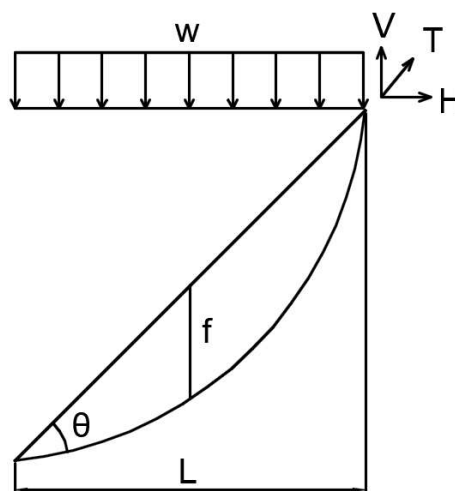
Os valores calculados são apresentados na tabela 32, salienta-se que tais valores são somente uma estimativa que fornece a ordem de grandeza dos deslocamentos, sendo que no caso de um projeto real tais valores devem ser melhores avaliados. Na figura 4.15 são ilustradas as grandezas consideradas.

Tabela 32: Deflexão dos cabos

Estai	w [kgf/m]	h [kgf]	l [m]	f[cm]
A	56,4	39788	25	11,1
B	12	7410	12,5	3,2

(fonte: elaborado pelo autor)

Figura 4.15: Deflexão dos cabos devida ao peso próprio



(fonte: elaborado pelo autor)

4.4 Mastros

Os mastros são compostos por quatro pilares inclinados, conectados por vigas, formando dois elementos em forma de A.

Em relação ao pré-dimensionamento das seções dos mastros, foi proposto inicialmente uma dimensão proporcional aos demais elementos que constituem a passarela. Conforme foi sendo realizada a análise estrutural, percebeu-se que a seção determinada inicialmente era adequada e, portanto, não foi necessário alterar suas dimensões. Para o dimensionamento são realizadas duas verificações, uma em função da carga crítica de flambagem, e outra em função das tensões nas seções, relativas à flexo-compressão.

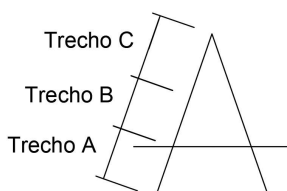
Para a sua verificação, em relação à flambagem, são feitas duas considerações em função dos diferentes comprimentos de flambagem que ocorrem devido às vinculações de cada trecho de pilar.

Na primeira, cada elemento em forma de A é composto por três trechos de pilar, um do topo da fundação até a linha média do tabuleiro (A); outro da linha média do tabuleiro até a primeira viga de enrijecimento (B); e o terceiro até a extremidade superior (C). A figura 4.16 ilustra os trechos A, B e C.

Na segunda, é considerado um único trecho (A), que está situado do centro do tabuleiro até o topo dos mastros, de modo a levar em conta o modo de flambagem no eixo de maior inércia do pilar. Essa consideração, em um primeiro momento, parece contraditória. No entan-

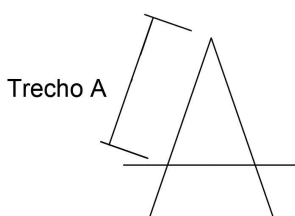
to, embora a inércia seja maior nesse eixo, o comprimento de flambagem também é consideravelmente maior, logo é prudente realizar a verificação para tal situação. A figura 4.17 ilustra o trecho A.

Figura 4.16: Ilustração dos trechos de menor inércia



(fonte: elaborado pelo autor)

Figura 4.17: Ilustração do trecho de maior inércia



(fonte: elaborado pelo autor)

Assim é verificada a carga crítica de flambagem para as duas situações, supondo cada trecho pilar bi-rotulado e bi-engastado. Pois, fisicamente, o comportamento dos pilares situa-se entre essas duas situações. Bastando, portanto, que a carga à qual os pilares estão submetidos ser inferior aos valores mínimos determinados pelos intervalos calculados para as duas situações dos modos de flambagem apresentados.

Tabela 33: Intervalos das cargas críticas de flambagem

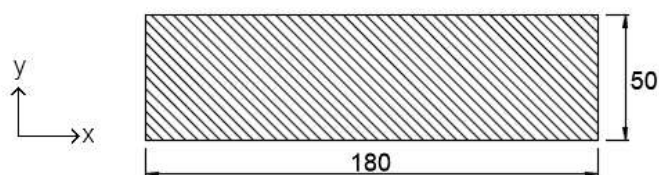
Situação	Trecho	Carga crítica [kN]		Carga aplicada [kN]
		Bi-rotulado	Bi-engastado	
Menor Inércia	A	88824	355298	2511
	B	88824	355298	1312
	C	88824	355298	1000
Maior Inércia	A	287791	1151165	1312

(fonte: elaborado pelo autor)

Verificados os intervalos críticos para as cargas de flambagem apresentados na tabela 32, e comparados com a carga atuante nos mastros, percebe-se que os valores estão muito aquém dos limites. Pode-se então proceder com dimensionamento das armaduras.

No tocante à armadura mínima, a expressão 53 forneceu valores inferiores aos 0,4% da área da seção transversal, que passaram então a ser a armadura para o início dos cálculos. A figura 4.18 e a tabela 33 apresentam, respectivamente, a seção transversal e os valores mínimos adotados para as armaduras dos trechos considerados.

Figura 4.18: Seção transversal das colunas dos mastros



(fonte: elaborado pelo autor)

Tabela 34: Armaduras mínimas

Trecho	$A_{s, \min}$ [cm ²]
A	36
B	36
C	36

(fonte: elaborado pelo autor)

Conforme as verificações são realizadas, as áreas de aço necessárias para resistir aos esforços atuantes vão aumentando. Em nenhum trecho a armadura mínima apresentada na tabela 33 foi suficiente para todas as seções dos pilares, assim cada trecho foi dimensionado para a seção mais crítica. A figura 4.16 apresenta os trechos considerados, e a tabela 33 mostra quais foram as armaduras selecionadas para cada um deles. As envoltórias dos momentos fletores para cada um dos quatro pilares que formam os mastros são apresentadas na figura 4.25.

Em relação às armaduras transversais, o esforço cortante não é significativo. Portanto, são seguidas as prescrições da NBR6118 quanto à distribuição dos estribos. De acordo com a referida norma, a armadura transversal deve ser colocada ao longo de toda a altura do pilar, inclusive em regiões de cruzamento com outros elementos estruturais, como vigas, por exemplo. Além disso, o diâmetro dos estribos não pode ser inferior a 5mm ou a $\frac{1}{4}$ do diâmetro das barras longitudinais.

Ainda de acordo com a NBR6118, o espaçamento longitudinal entre os estribos, e eventuais ganchos (estribos suplementares), não deve ser superior ao menor dos seguintes valores:

- a) 20cm;
- b) 12ϕ , no caso de uso do aço CA-50;
- c) menor dimensão da seção transversal do pilar.

Logo, para os pilares dimensionados são adotados estribos de 8mm a cada 20cm. As figuras a seguir apresentam um detalhamento simplificado de cada seção, bem como os diagramas

mas de interação M_x , M_y e N para as seções críticas de cada trecho considerado (A, B e C). O grande número de ganchos apresentado nas figuras das seções transversais se faz necessário para evitar que ocorra a flambagem das barras longitudinais, pois de acordo com a NBR6118, cada gancho reforça somente a barra na qual está conectado, portanto é necessária a utilização de um gancho para cada uma das barras a serem reforçadas. As barras de canto não necessitam ganchos, pois estas estão protegidas contra a flambagem pela ação de confinamentos dos estribos transversais.

Na tabela 35 são apresentados os esforços normais máximos para cada pilar considerado, e, na figura 4.25, são apresentados os diagramas das envoltórias dos momentos fletores para cada trecho de pilar que compõe os mastros. Para o trecho A, a seção crítica encontra-se logo acima do topo da fundação. Para o trecho B, a seção crítica encontra-se a uma distância de 2,58m da linha média do tabuleiro, na direção do pilar. Para o trecho C, a seção crítica está no topo do pilar. A tabela 34 apresenta as armaduras calculadas para cada trecho dos pilares do mastro.

Tabela 35: Armaduras longitudinais para o mastro

Trecho	A_s [cm ²]	Barras
A	100,48	32 ϕ 20
B	64,32	32 ϕ 16
C	52,26	26 ϕ 16

(fonte: elaborado pelo autor)

Tabela 36: Esforços normais máximos para os pilares dos mastros

Trecho	N [kN]
A	2511
B	1312
C	1000

(fonte: elaborado pelo autor)

Figura 4.19: Seção das colunas do mastro para o trecho A

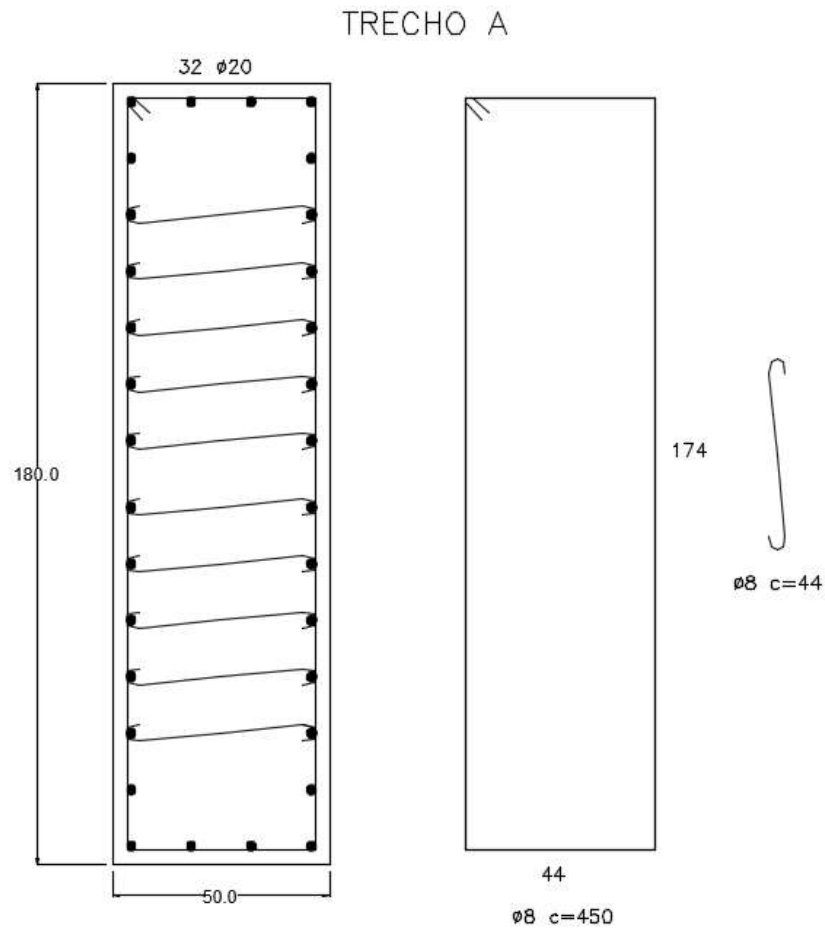


Figura 4.20: Diagrama de interação, seção crítica do trecho A

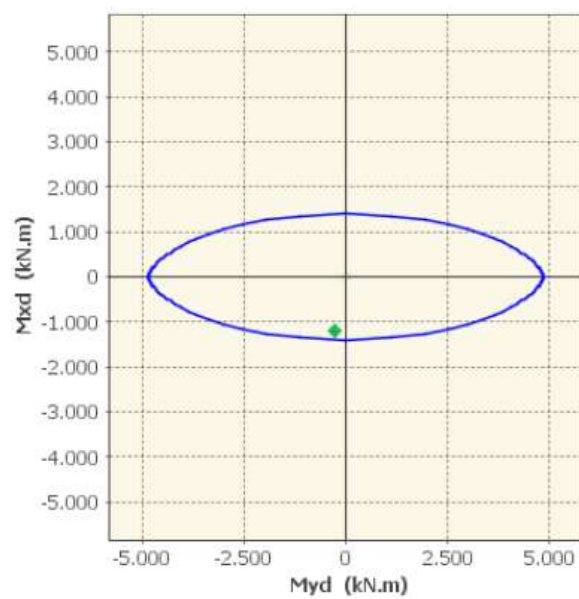


Figura 4.21: Seção das colunas do mastro para o trecho B

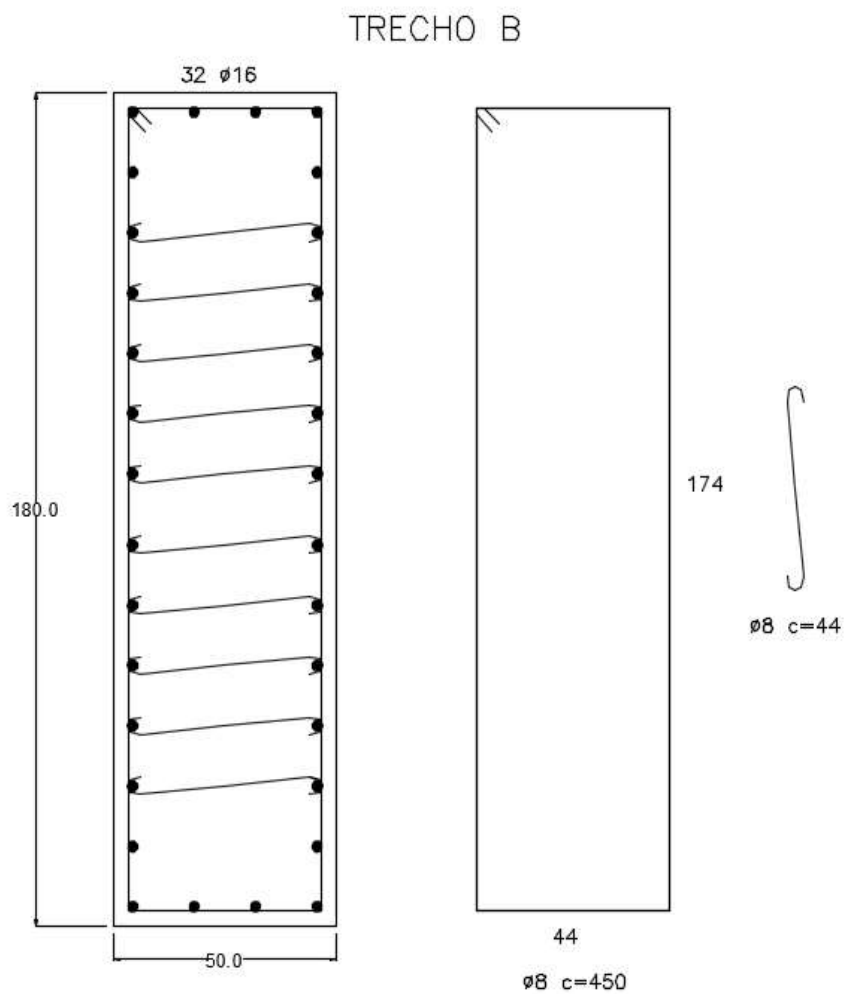


Figura 4.22: Diagrama de interação, seção crítica do trecho B

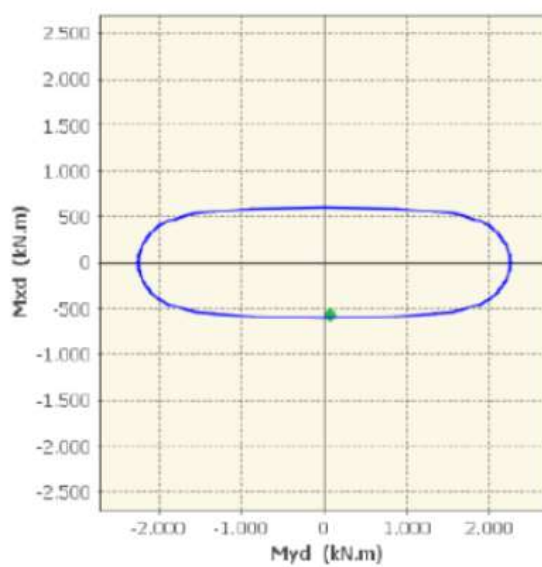
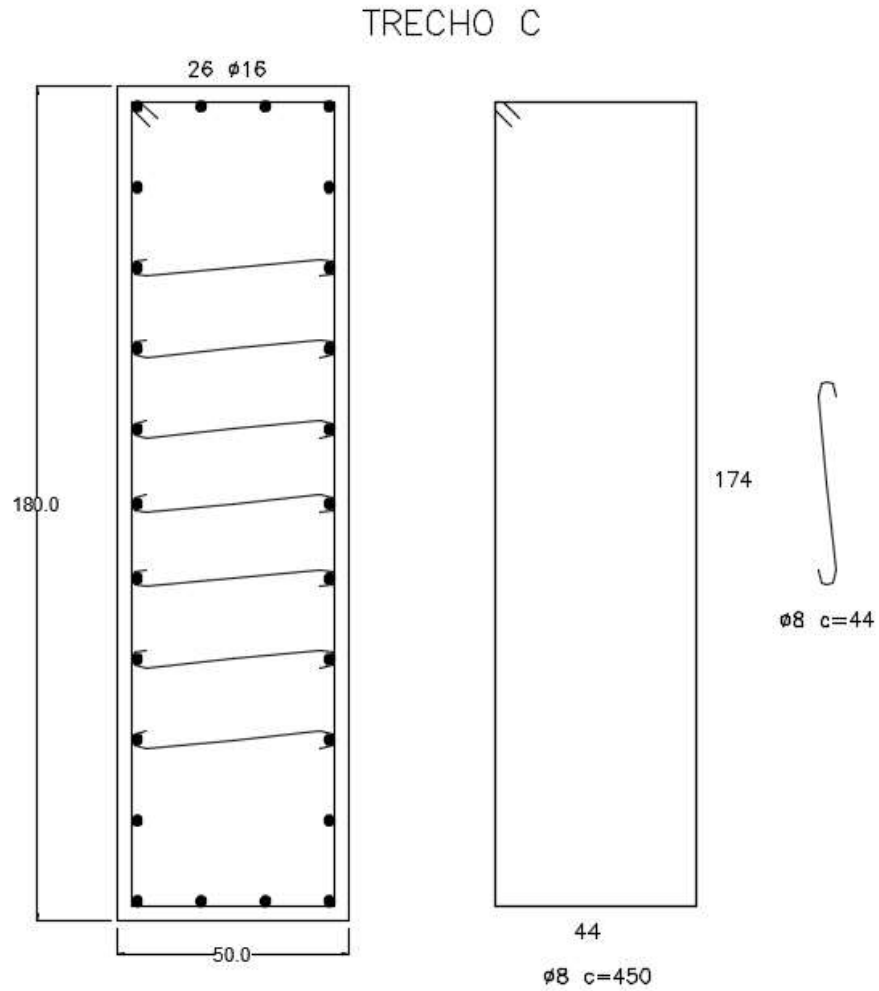
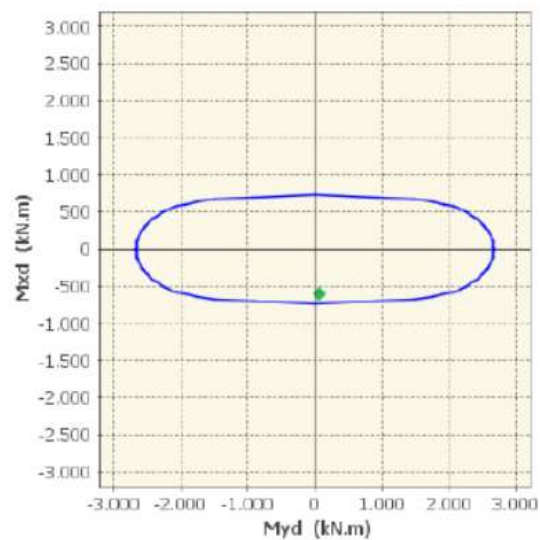


Figura 4.23: Seção das colunas do mastro para o trecho C



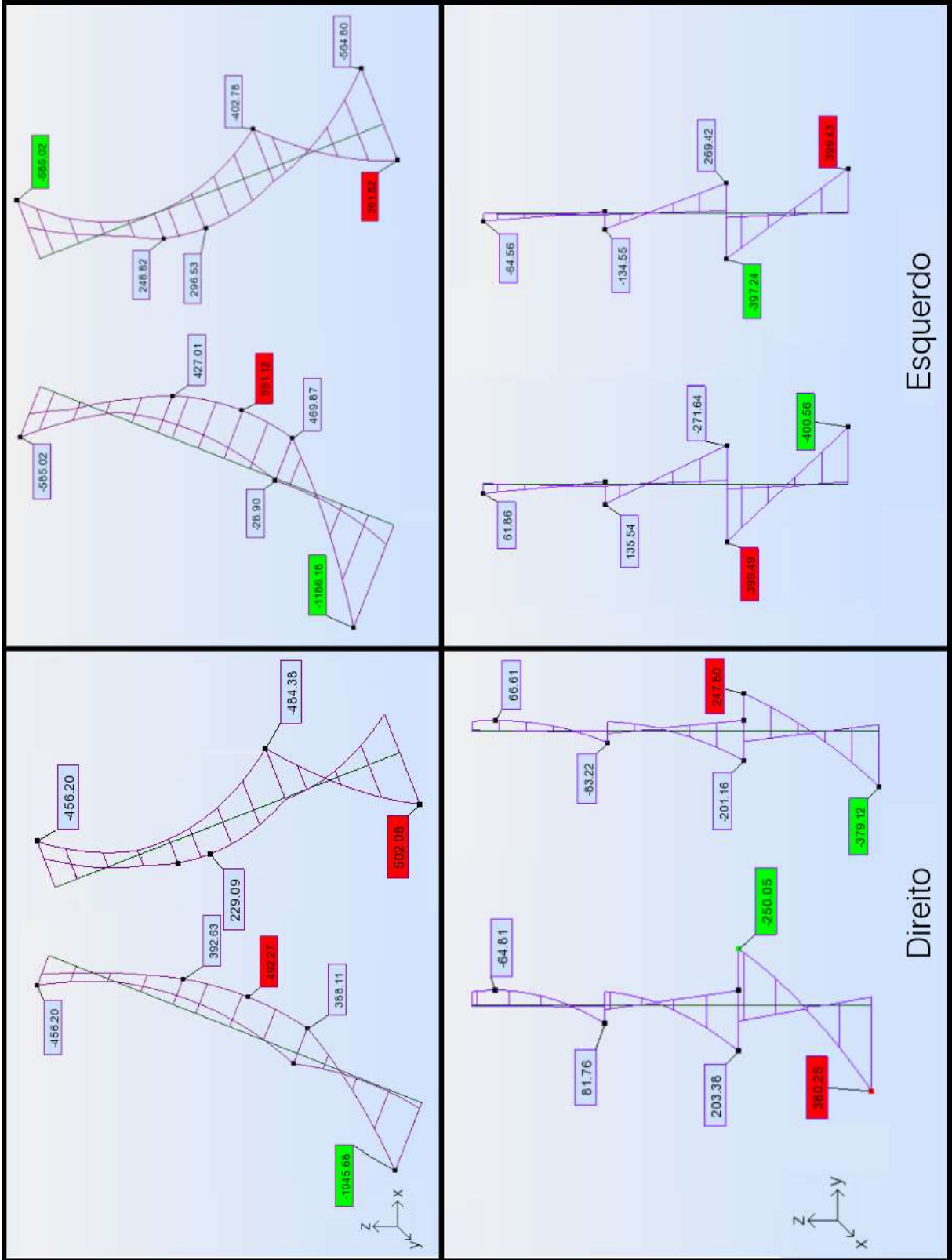
(fonte: elaborado pelo autor)

Figura 4.24: Diagrama de interação, seção crítica do trecho C



(fonte: elaborado pelo autor)

Figura 4.25: Envolvórias de momentos fletores para os mastros



(fonte: elaborado pelo autor)

Em relação às vigas que conectam os mastros, é adotada uma seção retangular de 30x50cm. Seguindo a metodologia utilizada as demais vigas, primeiro são verificadas as armaduras mínimas e os respectivos esforços que estas são capazes de absorver. A tabela 36 apresenta os valores das armaduras mínimas.

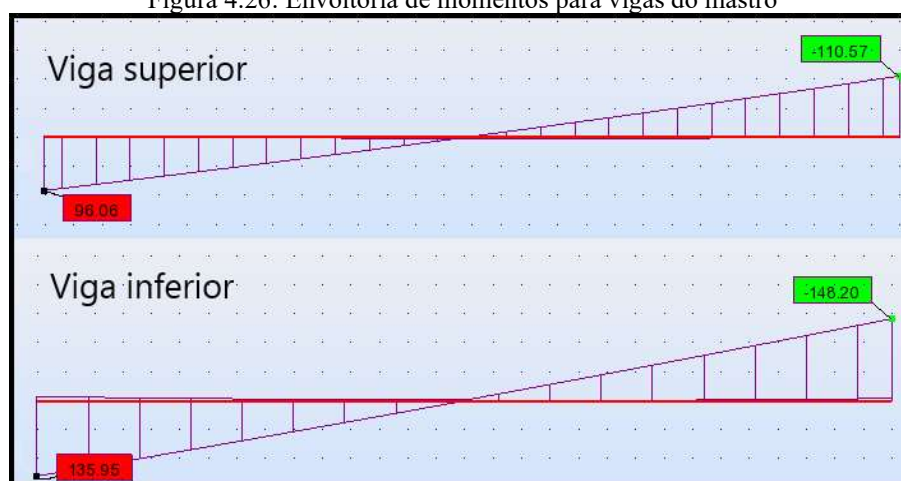
Tabela 37: Armadura mínima para as vigas do mastro

$A_{s, \min}$ [cm ²]	Barras	A_s [cm ²]	M_{res} [kN/m]
2,7	3 ϕ 12,5	3,68	70,24

(fonte: elaborado pelo autor)

De acordo com o diagrama das envoltórias dos momentos fletores, apresentado na figura 4.26, a armadura mínima pode ser utilizada na região central do vão. No entanto, como essas vigas possuem somente três metros de comprimento, é calculada a armadura para o momento máximo e esta é utilizada ao longo de todo o vão. Os valores calculados são apresentados na tabela 37, junto com os valores para as armaduras transversais, onde o mínimo estipulado pela NBR6118 foi suficiente.

Figura 4.26: Envoltória de momentos para vigas do mastro



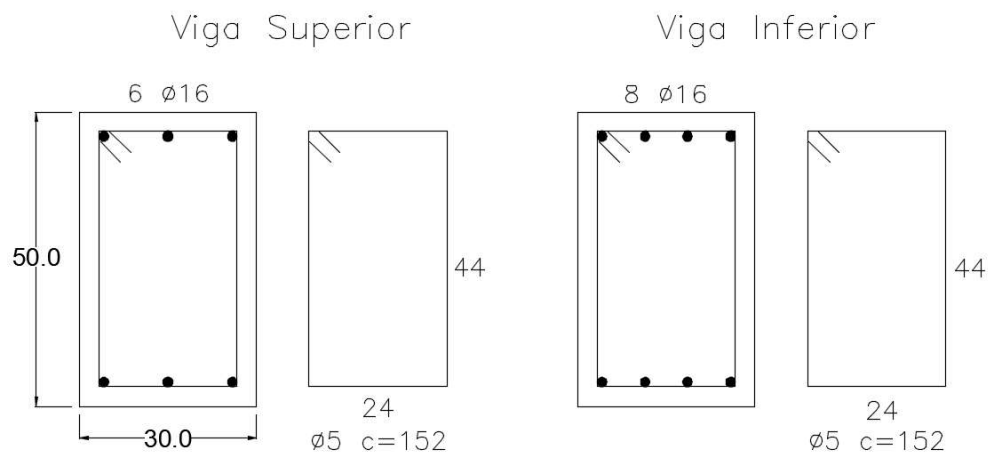
(fonte: elaborado pelo autor)

Tabela 38: Armaduras para as vigas do mastro

Viga	Superior	Inferior
$A_{s, \text{calc}}$ [cm ²]	5,9	8,0
Barras	3 ϕ 16	4 ϕ 16
A_s [cm ²]	6,03	8,04
A_{sw} [cm ² /m]	2,62	2,62
Barras	ϕ 5 c/15	ϕ 5 c/15

(fonte: elaborado pelo autor)

Figura 4.27: Seção transversal das vigas que conectam os mastros



(fonte: elaborado pelo autor)

5 Considerações finais

Este trabalho procurou sugerir uma alternativa em concreto, armado e protendido, para a passarela de acesso à estação rodoviária de Porto Alegre. A alternativa sugerida foi dimensionada estruturalmente para valorizar o local, ser mais confortável e, principalmente, mais segura para os usuários.

Em relação aos resultados, ficou evidente que, para o vão central, predominam os momentos negativos, onde foi possível utilizar a armadura mínima para toda a face inferior das vigas. No entanto, os momentos negativos foram bastante grandes, o que resultou em uma área de aço significativa para a parte superior destas vigas. Outro ponto que merece destaque, é a definição da força de protensão, onde o número de cordoalhas foi limitado devido à flexão das vigas pré-moldadas no momento da liberação da protensão, onde uma força superior ao estipulado poderia ocasionar a fissuração das faces superiores e, por consequência, contribuir para uma deterioração precoce dos elementos protendidos.

O esforço cortante não foi crítico para nenhum dos elementos dimensionados, sendo que somente nas vigas pré-moldadas foi necessário o cálculo da armadura transversal e, mesmo assim, somente para uma reduzida região junto aos apoios. Isso ocorre porque, para o vão central, os estais atuam como apoios intermediários, reduzindo o vão, e, portanto, diminuem os esforços transversais nas peças. Já para as peças pré-moldadas, embora o vão seja relativamente maior, a força de protensão aumenta de forma significativa a resistência ao esforço cortante.

Já do ponto de vista da aplicabilidade do trabalho, devido às limitações e simplificações adotadas, estudos adicionais teriam de ser realizados, os quais considerassem o processo construtivo e os acessos à passarela, pois são pontos que podem determinar a viabilidade deste tipo de projeto. Também não foram avaliadas as regiões de apoio para as vigas pré-moldadas, visto que estas regiões têm relação com o processo construtivo. No entanto, o trabalho foi feito com a consideração de que tais regiões seriam caracterizadas por elementos do tipo consolo, e que, em conjunto com os cabos de suspensão e as vigas do vão central, serviriam de suporte para as vigas pré-moldadas. É devido a esta consideração que, no modelo da estrutura, são utilizadas rótulas nas extremidades do vão central. Portanto, estes são aspectos que também necessitam de estudos adicionais no caso de um projeto real.

Percebeu-se também, que a opção de fazer uma estrutura descontínua teve implicações importantes nos resultados. A parte central, principalmente, teve que ser bastante robusta para que o modelo se comportasse de maneira satisfatória, mas, mesmo assim, houve uma variação de deslocamentos nas extremidades dos cabos. Isso ocorre porque há uma variação das cargas nas hipóteses adotadas e, como são poucos os cabos, estes tendem a se deformar consideravelmente, mesmo com uma variação de tensão relativamente pequena frente ao que podem suportar em sua capacidade última. Assim, notou-se que, para esse tipo de estrutura, seria mais interessante se utilizar um tabuleiro contínuo e estais mais distribuídos, com um espaçamento menor.

REFERÊNCIAS

- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 6118: Projeto de estruturas de concreto – Procedimento**. 2014.
- _____. **NBR 7188: Carga móvel rodoviária e de pedestres em pontes, viadutos, passarelas e outras estruturas**. 2013.
- _____. **NBR 8681: Ações e seguranças nas estruturas – Procedimento**. 2003.
- _____. **NBR 7187: Projeto de pontes de concreto armado e de concreto protendido – Procedimento**. 2003.
- _____. **NBR 7197: Projeto de estruturas de concreto protendido**. 1989. (cancelada)
- _____. **NBR 6123: Forças devidas ao vento em edificações**. 1988.
- CARVALHO, R. C. **Estruturas em concreto protendido: cálculo e detalhamento**. São Paulo: Pini, 2012.
- DNER. **Manual de projeto de obras de arte especiais**. Rio de Janeiro, 1996.
- DNIT. **Manual de projeto geométrico de travessias urbanas**. Rio de Janeiro, 2010.
- HANAI, J. B. **Fundamentos do Concreto Protendido**. São Carlos, 2005.
- LEONHARDT, F. **Construções de concreto v.5: concreto protendido**. Rio de Janeiro: Interciência, 1983.
- _____. **Construções de concreto v.6: princípios básicos da construção de pontes de concreto**. Rio de Janeiro: Interciência, 1979.
- MAZARIM, D. M. **Histórico das pontes estaiadas e sua aplicação no Brasil**. Dissertação de mestrado apresentada à Escola Politécnica de São Paulo. São Paulo, 2011.
- MASON, J. **Pontes em concreto armado e protendido: princípios de projeto e cálculo**. Rio de Janeiro: Livros Técnicos e Científicos, 1977.
- _____, J. **Concreto armado e protendido: princípios e aplicações**. Rio de Janeiro: Livros Técnicos e Científicos, 1976.

MEHTA, P. K.; MONTEIRO, P. J. M. **Concreto: microestrutura, propriedades e materiais**. 2.ed. São Paulo: Ibracon, 2014.

PFEIL, W. **Pontes: curso básico: projeto, construção e manutenção**. Rio de Janeiro: Campus, 1983.

_____. **Concreto protendido: processos construtivos, perdas de protensão, sistemas estruturais**. Rio de Janeiro: Livros Técnicos e Científicos, 1980.

_____. **Pontes em concreto armado: elementos de projeto, solicitações, dimensionamento**. Rio de Janeiro: Livros Técnicos e Científicos, 1979.

SCRIVENER, K.L.; KIRKPATRICK, R. J. **Innovation in use and research on cementitious material**. Cement and Concrete Research; Vol. 38, No. 2. pp. 128-136, 2008.

VARGAS, L. A. B. **Comportamento estrutural de pontes estaiadas: efeitos de segunda ordem**. 2007. 153p. Dissertação (Mestrado de Engenharia) – Escola Politécnica da Universidade de São Paulo, São Paulo.

WALTHER, R. **Cable stayed bridges**. 2. ed. London: Thomas Telford, 1999.