

VÍTOR ALEXANDRE ARTEM DINIZ CAMPOS MELLO MARTINS PINTO

**ESTUDO DA CONCEPÇÃO, COMPORTAMENTO ESTRUTURAL E
DIMENSIONAMENTO DA PONTE SOBRE O RIO LARANJEIRAS**

Trabalho de Formatura do Curso de
Engenharia Civil apresentado à Escola
Politécnica da Universidade de São
Paulo

São Paulo

2018

VÍTOR ALEXANDRE ARTEM DINIZ CAMPOS MELLO MARTINS PINTO

**ESTUDO DA CONCEPÇÃO, COMPORTAMENTO ESTRUTURAL E
DIMENSIONAMENTO DA PONTE SOBRE O RIO LARANJEIRAS**

Trabalho de Formatura do Curso de
Engenharia Civil apresentado à Escola
Politécnica da Universidade de São Paulo

Orientador: Prof. Rui Nobhiro Oyamada

São Paulo

2018

Autorizo a reprodução e divulgação total ou parcial deste trabalho, por qualquer meio convencional ou eletrônico, para fins de estudo e pesquisa, desde que citada a fonte.

Catalogação-na-publicação

Pinto, Vitor Alexandre Artem Diniz Campos Mello Martins
Estudo da concepção, comportamento estrutural e dimensionamento da Ponte sobre o Rio Laranjeiras / V. A. A. D. C. M. M. Pinto – São Paulo, 2018.
113 p.

Trabalho de Formatura - Escola Politécnica da Universidade de São Paulo. Departamento de Engenharia de Estruturas e Geotécnica.

1.Estruturas de concreto protendido 2.Pontes 3.Engenharia civil
I.Universidade de São Paulo. Escola Politécnica. Departamento de Engenharia de Estruturas e Geotécnica II.t.

AGRADECIMENTOS

Aos meus familiares que sempre me apoiaram.

Aos professores da Escola Politécnica, responsáveis pela minha formação como engenheiro.

Ao Prof. Dr. Rui Nobhiro Oyamada, pela excelente didática, prontidão e desejo de ensinar.

Ao Eng. Ivan Regados pela paciência e ajuda quanto às questões do presente trabalho.

Ao Prof. Kalil Skaf e Eng. Renato Oshiro pela participação e contribuição nas defesas do presente trabalho.

SUMÁRIO

1	Introdução	1
2	Objetivos.....	3
2.1	Objetivos Gerais	3
2.2	Objetivos Específicos	3
3	Justificativa e Método	4
4	Revisão Bibliográfica	5
4.1	Pontes	5
4.1.1	Classificação das pontes	6
4.1.2	Sistemas estruturais	7
4.1.3	Métodos construtivos.....	15
4.1.4	Cargas	25
4.1.5	Combinações de cargas	34
4.2	Fundações.....	40
4.2.1	Tubulão	40
4.2.2	Estacão.....	42
4.2.3	Estaca raiz.....	43
4.2.4	Estacas pré-fabricadas de concreto	44
4.2.5	Estaca moldada in loco com auxílio de camisa metálica	45
4.3	Protensão	46
4.3.1	Informações referentes à NBR 8681	49
4.3.2	Classificações da protensão	49
4.3.3	Perdas de protensão	56
4.3.4	Momento Hiperestático de Protensão	62

5	Estudo de caso	65
5.1	Escolha dos sistemas estruturais e métodos construtivos	65
5.2	Escolha do tipo de fundação	66
5.3	Propriedades gerais.....	66
5.3.1	Materiais	67
5.4	Determinação dos esforços solicitantes	67
5.4.1	Cargas permanentes	68
5.4.2	Faseamento do peso próprio da superestrutura	68
5.4.3	Carga móvel.....	79
5.5	Dimensionamento da protensão	81
5.6	Verificação das tensões no estado-limite de serviço (ELS)	91
5.7	Dimensionamento da superestrutura no estado-limite último (ELU)	93
5.7.1	Verificação do momento fletor no estado-limite último (ELU)	93
5.7.2	Dimensionamento da superestrutura à força cortante e momento torçor no estado-limite último (ELU)	99
5.8	Verificações complementares	103
5.8.1	Cálculos transversais – lajes e longarinas.....	103
5.8.2	Transversinas	106
5.8.3	Fadiga.....	107
5.8.4	Introdução de cargas.....	108
5.8.5	Meso-estrutura	109
5.8.6	Infra-estrutura	109
6	Conclusão	111
7	Referências Bibliográficas	112

RESUMO

O presente trabalho tem como objetivo discutir a concepção, o dimensionamento e o comportamento estrutural de uma ponte. Serão tratados os diferentes métodos construtivos, associados aos diferentes sistemas estruturais longitudinais e transversais.

Será feito um estudo de caso da Ponte sobre o Rio Laranjeiras, no município de Cubatão, pertencente à pista sul da Rodovia dos imigrantes (SP-160) inaugurada em 2002.

O estudo de caso terá grande enfoque na modelagem estrutural usando o programa de análise estrutural SAP2000, determinando os esforços na fase construtiva, ao final da construção e no fim da sua vida útil, com a consideração dos efeitos das deformações diferidas.

Palavras-Chave: estruturas de concreto pretendido; pontes; projeto estrutural; engenharia civil.

ABSTRACT

The object of this study is to discuss the conception, design and structural behaviour of bridges. The various structural systems build by different constructive methods.

There will be a case study of the bridge Ponte sobre o Rio Laranjeiras, located in the city of Cubatão. This bridge, which belongs to the south part of the Rodovia dos Imigrantes (highway code SP-160) opened in 2002.

The case study will have a big approach in the structural modeling using structural analysis software SAP2000 to determinate the bending moments, axial and sheer forces during the construction, at the bridge opening and after 30 years, differing due to long term deformations.

Key-words: prestressed concrete structures; bridges; structural design; civil engineering.

LISTA DE FIGURAS

Figura 1: Visão da Ponte sobre o Rio Laranjeiras	2
Figura 2: Visão via satélite da implantação da Ponte sobre o Rio Laranjeiras.....	2
Figura 3: Elementos componentes de uma ponte	5
Figura 4: Tipos estruturais de pontes	7
Figura 5: Ponte em laje	9
Figura 6: Ponte em vigas de alma cheia	10
Figura 7: Ponte em seção celular.....	11
Figura 8: Ponte em pórtico	12
Figura 9: Diferentes tipos de pontes em arco	13
Figura 10: Ponte pênsil	14
Figura 11: Ponte estaiada.....	15
Figura 12: Ponte construída sobre cimbramento fixo	17
Figura 13: Ponte construída com cimbramentos móveis	18
Figura 14: Ponte sobre o Rio do Peixe.....	19
Figura 15: Ilustração do método dos balanços sucessivos com aduelas pré-moldadas	22
Figura 16: Método dos balanços sucessivos com aduelas moldadas no local	23
Figura 17: içamento e alocação de viga pré-moldada.....	24
Figura 18: Ponte construída pelo método dos deslocamentos progressivos	25
Figura 19: Exemplo de linha de influência transversal	29
Figura 20: Isopletas do Brasil.....	33
Figura 21: Corte esquemático de uma fundação tipo tubulão	42
Figura 22: Sequência executiva da construção de estação	43
Figura 23: Sequência executiva de estaca raiz	44
Figura 24: Estaca pré-fabricada de concreto - diferentes seções	45

Figura 25: Deformações e tensões em peças de concreto sujeitas a esforços de flexão.....	47
Figura 26: Força de protensão excêntrica – tensões geradas	48
Figura 27: Tensões resultantes no concreto depois da aplicação da protensão	48
Figura 28: Aderência entre concreto e armadura sem dispositivo de ancoragem	51
Figura 29: Esquema de aderência posterior com dispositivo de ancoragem externo	51
Figura 30: Exemplo de protensão sem aderência	52
Figura 31: Exemplo de ancoragem ativa	53
Figura 32: Exemplo de ancoragem passiva	53
Figura 33: Exemplo de possíveis armaduras ativas de mesma capacidade de protensão.....	55
Figura 34: Efeito de mola na resiliência da protensão.....	56
Figura 35: Perdas por atrito.....	58
Figura 36: Perdas por encurtamento	59
Figura 37: Exemplo da influência do encurtamento do concreto na protensão	59
Figura 38: Carregamento equivalente da Viga Hiperestática	62
Figura 39: Momento fletor da Viga Hiperestática e reações de apoio (momento positivo de 50kN.m)	63
Figura 40 Carregamento equivalente da Viga Isostática	63
Figura 41: Momento fletor da Viga Isostática e reações de apoio.....	63
Figura 42: Momento Hiperestático de Protensão	63
Figura 43: Exemplo das fases da construção da superestrutura	66
Figura 44: Modelo computacional do tabuleiro	67
Figura 45: Modelo computacional do tabuleiro	68
Figura 46: Seção da superestrutura no apoio	69
Figura 47: Seção da superestrutura no meio do vão	69

Figura 48: Momento fletor ao final da primeira fase	70
Figura 49: Incremento de momento fletor entre as fases 1 e 2	70
Figura 50: Momento fletor ao final da segunda fase	70
Figura 51: Incremento de momento fletor entre as fases 2 e 3	71
Figura 52: Momento fletor ao final da terceira fase	71
Figura 53: Incremento de momento fletor entre as fases 3 e 4	71
Figura 54: Momento fletor ao final da quarta fase	72
Figura 55: Incremento de momento fletor entre as fases 4 e 5.....	72
Figura 56: Momento fletor ao final da quinta fase	72
Figura 57: Incremento de momento fletor entre as fases 5 e 6.....	73
Figura 58: Momento fletor ao final da sexta fase	73
Figura 59: Diagrama assintótico da evolução das deformações lentas no concreto .	74
Figura 60: <i>Inputs</i> do software SAP2000 para a determinação das variações temporais do concreto	75
Figura 61: Diagrama de variação do momento fletor devido ao peso próprio da super-estrutura	76
Figura 62: Diagrama do momento fletor devido ao pavimento	77
Figura 63: Diagrama do momento fletor devido ao repavimento	77
Figura 64: Diagrama do momento fletor devido ao guarda-rodas	78
Figura 65: Diagrama de força cortante devido ao pavimento.....	78
Figura 66: Diagrama de força cortante devido ao repavimento	78
Figura 67: Diagrama de força cortante devido ao guarda-rodas	79
Figura 68: Diagrama de envoltória dos momentos fletores devido às cargas móveis	80
Figura 69: Diagrama de envoltória das forças cortantes devido às cargas móveis... 80	80
Figura 70: Diagrama de envoltória dos momentos torções devido às cargas móveis	81

Figura 71: Exemplo de ancoragem de emenda	81
Figura 72: Faixa de passagem para o início de operação	85
Figura 73: Faixa de passagem para o tempo infinito	85
Figura 74: Traçado do cabo equivalente interno à faixa de passagem	86
Figura 75: Momento isostático de protensão na fase 1	87
Figura 76: Momento hiperestático de protensão na fase 1	87
Figura 77: Momento isostático de protensão na fase 2	88
Figura 78: Momento hiperestático de protensão na fase 2	88
Figura 79: Momento isostático de protensão na fase 3	88
Figura 80: Momento hiperestático de protensão na fase 3	89
Figura 81: Momento isostático de protensão na fase 4	89
Figura 82: Momento hiperestático de protensão na fase 4	89
Figura 83: Momento isostático de protensão na fase 5	90
Figura 84: Momento hiperestático de protensão na fase 5	90
Figura 85: Momento isostático de protensão na fase 6	90
Figura 86: Momento hiperestático de protensão na fase 6	91
Figura 87: Momento hiperestático de protensão após o efeito temporais	91
Figura 88: Verificações das tensões em serviço para CQP, no início de operação ..	92
Figura 89: Verificações das tensões em serviço para CF, no início de operação ..	92
Figura 90: Verificações das tensões em serviço para CQP, no tempo infinito	92
Figura 91: Verificações das tensões em serviço para CF, no início de operação ..	93
Figura 92: Modelo renderizado da seção do apoio	104
Figura 93: Modelo renderizado da seção do meio do vão	104
Figura 94: Diagrama de momento fletor devido ao peso próprio na seção de meio do vão	104

Figura 95: Diagrama de momento fletor devido ao peso próprio na seção de apoio	105
Figura 96: Diagrama de momento fletor, na seção do meio do vão, devido à carga unitária, caso 1	105
Figura 97: Diagrama de momento fletor, na seção do meio do vão, devido à carga unitária, caso 2	105
Figura 98: Diagrama de momento fletor, na seção do meio do vão, devido à carga unitária, caso 3	105
Figura 99: Diagrama de momento fletor, na seção do apoio, devido à carga unitária, caso 1.....	106
Figura 100: Diagrama de momento fletor, na seção do apoio, devido à carga unitária, caso 2.....	106
Figura 101: Diagrama de momento fletor, na seção do apoio, devido à carga unitária, caso 3.....	106

LISTA DE TABELAS

Tabela 1: Coeficiente de ponderação para ações permanentes	36
Tabela 2: Coeficientes de ponderação para ações variáveis	36
Tabela 3: Coeficientes de redução de ações	37
Tabela 4: Deslocamentos máximos aceitáveis	39
Tabela 5: Limite para abertura de fissuras	40
Tabela 6: Propriedades geométricas das seções.....	82
Tabela 7: Determinação da força de protensão para o início de operação	83
Tabela 8: Determinação da força de protensão após os efeitos de fluência	83
Tabela 9: Determinação da quantidade de cordoalhas	84
Tabela 10: Momentos de cálculo.....	95
Tabela 11: Equilíbrio de forças	96
Tabela 12: Estudo das deformações	96
Tabela 13: Determinação do momento resistente	96
Tabela 14: Verificação à ruptura no ELU no início de operação	97
Tabela 15: Verificação à ruptura no ELU após os efeitos diferidos	97
Tabela 16: Equilíbrio de forças	97
Tabela 17: Estudo das deformações	98
Tabela 18: Determinação do momento resistente	98
Tabela 19: Verificação à ruptura no ELU no início de operação	98
Tabela 20: Verificação à ruptura no ELU após os efeitos diferidos	98
Tabela 21: Casos críticos para as tensões tangenciais, valores majorados	99
Tabela 22: Cálculo da solicitação da diagonal comprimida do concreto à cortante	100
Tabela 23: Cálculo da solicitação da diagonal comprimida do concreto à torção ...	101
Tabela 24: Cálculo do momento M0 e coeficiente β	101

Tabela 25: Cálculo da armadura tangencial à cortante	102
Tabela 26: Cálculo da armadura tangencial à torção	102
Tabela 27: Cálculo da armadura longitudinal à torção	102
Tabela 28: Parâmetro para determinação do ELU de fadiga, NBR 6118	108

LISTA DE SÍMBOLOS

S_m - solicitação na seção m;

Q - carga móvel concentrada;

$y(x)$ - solicitação provocada por uma carga unitária na posição x.

q - carga móvel distribuída;

CIV - coeficiente de impacto vertical;

CNF - coeficiente de número de faixas;

Hf - força horizontal devido à frenagem e aceleração;

S_1 - coeficiente relativo ao efeito topográfico;

S_2 - coeficiente relativo a rugosidade da superfície;

S_3 - coeficiente relativo ao tipo de uso da edificação.

q_v - pressão dinâmica;

v_k - velocidade característica.

$F_{d,ult}$ - valor de cálculo para combinações últimas;

γ_{Gi} - coeficiente de ponderação das forças permanentes;

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

γ_q - coeficiente de ponderação das forças variáveis;

$F_{Q1,k}$ - valor característico da ação variável principal;

$\psi_{0j,ef}$ - fator de redução para as demais ações variáveis;

$F_{d,ser}$ - valor de cálculo para combinações de serviço;

ψ_{2j} - fator de redução;

$F_{Qj,k}$ - valor característico das ações variáveis;

ψ_1 - fator de redução da carga variável principal;

$\Delta P_{(x)}$ - perda por atrito;

P_i - valor da força aplicada no ato da protensão;

μ - coeficiente de atrito aparente entre o cabo e a bainha;

$\Sigma \alpha$ - soma dos ângulos de desvio entre a ancoragem e o ponto de abscissa x;

k - coeficiente de perda por metro provocada por curvaturas não intencionais do cabo;

$\Delta \sigma_p(t, t_0)$ - perda de tensão na protensão no instante t;

$\sigma_{c,p0g}$ - tensão no concreto adjacente ao cabo resultante, provocada pela protensão e pela carga permanente mobilizada no instante t0;

$\varphi(t, t_0)$ - coeficiente de fluênciia do concreto no instante t para protensão e carga permanente, aplicadas no instante t0;

$\chi(t, t_0)$ - coeficiente de fluênciia do aço;

$\varepsilon_{CS}(t, t_0)$ - retração no instante t, descontada a retração ocorrida até o instante t0;

ρ_p - taxa geométrica da armadura de protensão;

e_p - excentricidade do cabo resultante em relação ao baricentro da seção do concreto;

A_p - área da seção transversal do cabo resultante;

A_C - área da seção transversal do concreto;

I_C - momento central de inércia na seção do concreto.

$\varepsilon_{CS\infty}$ - valor final da retração;

ε_{1S} - coeficiente dependente da umidade relativa do ambiente e da consistência do concreto, fornecido pela Tabela A.1 da NBR 6118;

ε_{2S} - coeficiente dependente da espessura fictícia da peça;

h_{fic} - espessura fictícia;

$\beta_s(t)$ ou $\beta_s(t_0)$ - coeficiente relativo à retração, no instante t ou t0;

t - idade fictícia do concreto no instante considerado;

t_0 - idade fictícia do concreto no instante em que o efeito da retração na peça começa a ser considerado.

1 INTRODUÇÃO

É notório o déficit de transporte no Brasil, onde grande parte das rodovias são precárias necessitando muita melhoria e aumento da malha rodoviária. A atuação do engenheiro estrutural é fundamental no projeto e na construção de pontes e viadutos de maneira econômica, estética, criativa e eficiente, melhorando a qualidade das obras e permitindo maior segurança e conforto para os usuários.

A Rodovia dos Imigrantes foi inaugurada em 1976 ligando a Região Metropolitana de São Paulo ao litoral da Baixada Santista, uma rota extremamente utilizada nos feriados e finais de semana em épocas do ano mais quentes. Outro aspecto importante desse trajeto é a grande diferença de demanda no começo dos feriados (sentido Capital-Litoral) e no final dos mesmos (sentido Litoral-Capital), o que exige das pistas a capacidade de reversão, quando a empresa responsável pela operação achar necessário.

Na década de 1990 começa-se a concessão de rodovias administradas pela DERSA (Desenvolvimento Rodoviário S.A.), e junto com a concessão foi exigido da concessionária a construção do trecho descendente inaugurado em 2002.

O estudo de caso deste trabalho é sobre a Ponte sobre o Rio Laranjeiras, no município de Cubatão, que faz parte da construção do trecho descendente. A superestrutura da obra de arte é composta por uma seção transversal do tipo celular contínua e executada sobre cimbramento móvel, o que aumenta em a complexidade da análise.



Figura 1: Visão da Ponte sobre o Rio Laranjeiras



Figura 2: Visão via satélite da implantação da Ponte sobre o Rio Laranjeiras

2 OBJETIVOS

2.1 Objetivos Gerais

Procura-se estudar o processo de escolha dos diferentes métodos que balizam a construção de uma ponte, levando em consideração o tipo de obstáculo a ser vencido, as restrições do entorno, o tipo de fundação, a localização da obra, a disponibilidade de equipamentos específicos e mão-de-obra. O dimensionamento da superestrutura imaginando todos os carregamentos possíveis para a geometria já concebida, usando-se dos artifícios de majoração das cargas, minoração devido à probabilidade de simultaneidade dos fenômenos característicos.

Mostrar a iteratividade do dimensionamento, pois novas decisões ao longo do projeto podem impactar nas conclusões já definidas no passado.

2.2 Objetivos Específicos

- Estudo dos diversos tipos de sistema estruturais e métodos construtivos;
- Estudo dos tipos de cargas atuantes em pontes;
- Estudo dos tipos de fundação;
- Estudo dos conceitos, cálculos e dimensionamento da protensão;
- Estudo do dimensionamento de pontes;
- Estudo de caso: aplicação de todos os estudos na concepção da ponte sobre o rio Laranjeiras
- Modelagem e dimensionamento da protensão do trecho em seção celular, utilizando o software SAP2000.

3 JUSTIFICATIVA E MÉTODO

A construção de pontes requer projetos de elevada complexidade, que exige conhecimentos de diversas áreas dentro da engenharia civil. O projeto estrutural de uma ponte deve levar em conta todos os aspectos de tráfego, projeto geométrico, impactos ambientais, disponibilidade de materiais e equipamentos, entre outros, não se limitando apenas ao cálculo de solicitações e dimensionamento de estruturas resistentes, já que esses dois aspectos dependem de todas as características que devem ser levadas em conta nesse tipo de projeto. Assim, esse tipo de estrutura consegue representar muito bem as maiores das complexidades do campo da engenharia civil.

Para a execução desse estudo foram consultados dados acerca da implantação da obra, bibliografias específicas abordando os temas, projetos de outras pontes, aplicáveis a esta, e um estudo detalhado do funcionamento do software SAP200, além de diversas reuniões com o professor Rui Oyamada e o engenheiro Ivan Regados.

4 REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

4.1 Pontes

Segundo Pfeil (1983) uma ponte é constituída por quatro elementos principais, que são:

- Superestrutura: tabuleiro e vigamento;
- Mesoestrutura: pilares e aparelhos de apoio;
- Infraestrutura: fundações; onde os esforços recebidos da mesoestrutura são transmitidos ao terreno;
- Encontros: estruturas localizadas na entrada e saída da ponte.

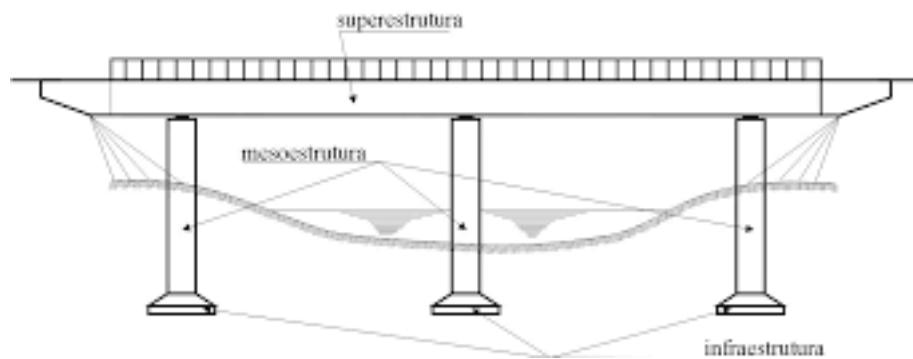


Figura 3: Elementos componentes de uma ponte

A superestrutura das pontes, geralmente composta de lajes e vigas principais e secundárias, é o elemento de suporte imediato do estrado, constituindo a parte útil da obra, quando é analisada a sua finalidade.

Já a mesoestrutura, constituída pelos pilares e aparelhos de apoio, recebe os esforços provenientes da superestrutura e de outras forças solicitantes, tais como pressões de água e vento, e os transmite para as fundações que compõe a infraestrutura.

A infraestrutura das pontes, composta pelas suas fundações, é o elemento por meio do qual todos os esforços provenientes da superestrutura e da mesoestrutura são transmitidos ao solo.

Por sua vez, os encontros, que estão localizados nos acessos da ponte, têm como função receber os empuxos dos aterros de acesso, evitando sua transmissão aos demais elementos da ponte, e também suportar as extremidades da estrutura.

4.1.1 Classificação das pontes

As pontes podem ser classificadas de diversas maneiras, dependendo do ponto de vista sob o qual a ponte é considerada, sendo as mais comuns quanto à finalidade, material com que são construídas, tipo estrutural e tempo de utilização.

Quanto a sua finalidade as pontes podem ser rodoviárias, ferroviárias, passarelas, rodoferroviárias, etc. Podem, também, destinar-se ao suporte de dutos e, até mesmo, de vias navegáveis.

Ao serem classificadas quanto ao material que são construídas, as pontes podem ser de madeira, pedras, concreto (simples, armado ou protendido), metálicas, etc.

Classificando-as quanto ao seu tipo estrutural podem ser em laje, viga, caixão, treliça, pórtico arco ou suspensa, conforme pode ser visto na Figura 3.

Em termos de tempo de utilização as pontes se subdividem em permanentes e provisórias.

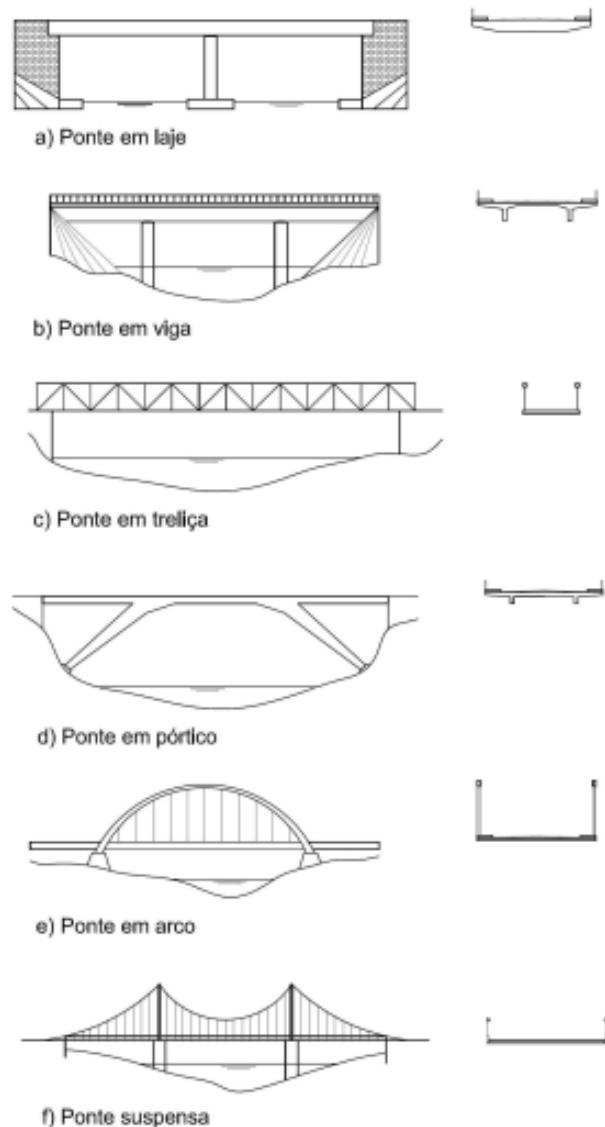


Figura 4: Tipos estruturais de pontes

4.1.2 Sistemas estruturais

Definida a diretriz do trecho, a escolha do sistema estrutural e a otimização de comprimento e vãos será definida após o conhecimento de todos os parâmetros de implantação da obra que, de acordo com o DNER (1996), no seu Manual de Projeto de Obras de Arte, são:

- a) uma planta de situação mostrando o traçado do trecho da rodovia onde se implantará a obra-de-arte e os obstáculos, tais como rios, estradas e vales profundos, a serem transpostos;
- b) uma seção longitudinal do terreno ao longo do eixo da ponte a ser projetada, juntamente com o perfil da rodovia e os gabaritos ou seções de vazão a serem atendidos;
- c) as características geotécnicas e geológicas do solo de fundação;
- d) as condições locais de acesso para transporte de equipamentos, materiais e elementos estruturais;
- e) a disponibilidade de água, energia elétrica e mão-de-obra especializada;
- f) as características locais principais tais como níveis máximos e mínimos das águas, ocorrência de secas ou inundações, amplitude de variação e variação brusca de temperaturas;
- g) a topografia geral da área, se região plana, ondulada ou montanhosa, as características da vegetação, a proximidade ou não de regiões urbanas;
- h) as condições de agressividade do meio ambiente com vistas a estudos de durabilidade.

O sistema estrutural que melhor atender à interação solo-estrutura e que apresentar maiores vantagens, após análise técnica e econômica de todas as variáveis envolvidas, será o escolhido.

4.1.2.1 Pontes em laje

As pontes em laje possuem a seção transversal desprovida de qualquer vigamento, podendo ter um sistema estrutural simplesmente apoiado ou contínuo. A Figura 3a mostra um exemplo desta estrutura em um sistema simplesmente apoiado em encontros e uma seção transversal típica. Este sistema estrutural apresenta algumas vantagens, como pequena altura de construção, boa resistência à torção e rapidez de execução, possuindo também boa relação estética. Podem ser moldadas no local ou constituídas de elementos pré-moldados, e os detalhes de formas e armaduras e a concretagem são simples e práticos, assim como a concretagem.

As soluções de pontes em laje podem ser de concreto armado ou protendido com a relação entre a espessura da laje e o vão variando de 1/15 a 1/20 para concreto armado e até 1/30 para concreto protendido. Quando os vãos são muito grandes costuma-se adotar soluções com seção transversal em laje alveolar, devido ao grande peso próprio.



Figura 5: Ponte em laje

4.1.2.2 Pontes em viga de alma cheia

As pontes em vigas de alma cheia possuem um sistema de vigas que suportam o tabuleiro, onde as vigas principais, que vencem o vão da estrutura, são denominadas longarinas e as vigas destinadas a aumentar a rigidez da estrutura são denominadas transversinas.



Figura 6: Ponte em vigas de alma cheia

4.1.2.3 Pontes em vigas com seção celular

As vigas com seção transversal celular, como o próprio nome indica, são vigas formadas por duas ou mais almas, por uma mesa inferior e uma mesa superior, compondo uma seção transversal fechada. Ao contrário das pontes em vigas de alma cheia, esse tipo de estrutura confere grande rigidez à torção ao sistema, e assim o uso de transversinas para esse mesmo fim é muitas vezes desnecessário.

As seções celulares são muito eficientes para estruturas em curva, dada a sua alta resistência à torção. Além disso, pode também evitar problemas relacionados à instabilidade aerodinâmica, em pontes que possuem grandes vãos.



Figura 7: Ponte em seção celular

4.1.2.4 Pontes em pórticos

Neste tipo de ponte o pórtico surge a partir da ligação (com rigidez à flexão) entre mesoestrutura (pilares) e superestrutura (vigas), não sendo necessário, portanto, o uso de aparelhos de apoio. Normalmente possuem pilares inclinados, necessitando também de fundações inclinadas. Pela tipologia do desenho estrutural as cargas concentram-se mais nos pilares, gerando grandes esforços de compressão. Assim, essa solução é mais recomendada para terrenos com bom suporte de cargas.

Este tipo de ponte tem como vantagem um custo menor de manutenção, que se deve à ausência de articulações ou aparelhos de apoio, e também maior esbelteza nos pilares.



Figura 8: Ponte em pórtico

4.1.2.5 Pontes em Arco

Estas estruturas, devido à sua configuração geométrica, com sua curva desenvolvida segundo as linhas de pressão, são muito adequadas para os materiais de construção denominados maciços. Isso porque os esforços de flexão são reduzidos de forma que predominem os esforços normais, tirando maior proveito da resistência desses materiais, como a resistência à compressão no caso do concreto.

Podem ser projetadas em três configurações distintas: tabuleiro superior, tabuleiro inferior e tabuleiro intermediário.

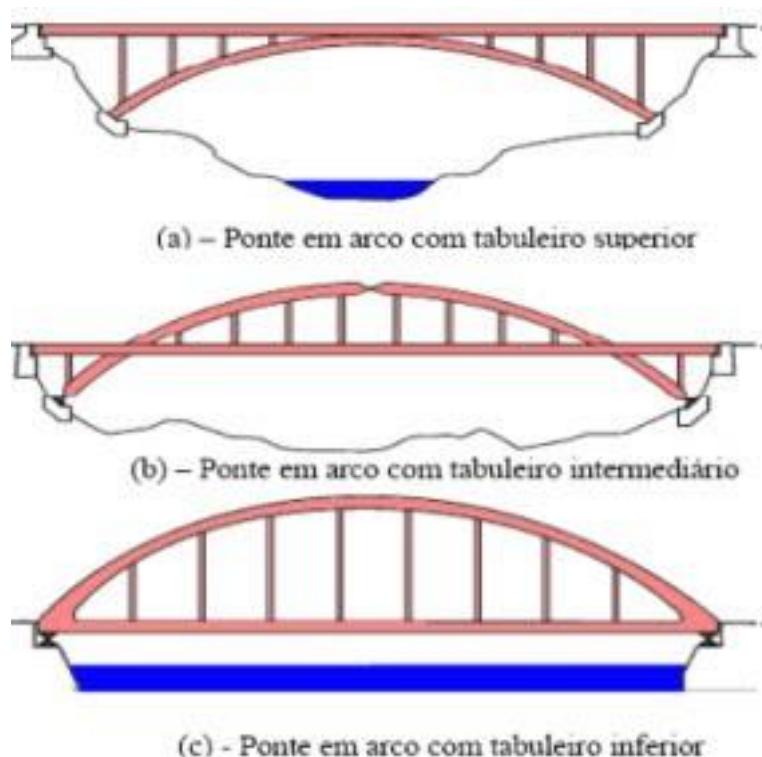


Figura 9: Diferentes tipos de pontes em arco

4.1.2.6 Pontes suspensas por cabos

Neste tipo de ponte os tabuleiros são contínuos e são sustentados por cabos atirantados, podendo ser pênsais ou estaiadas.

Nas pontes pênsais os cabos ligados aos tabuleiros são ligados a dois outros cabos maiores que, por sua vez, ligam-se às torres de sustentação. A transferência das principais cargas às torres e às ancoragens em forma de pendurais é feita simplesmente por esforços de tração. Os cabos maiores comprimem as torres de sustentação, que transferem os esforços de compressão para as fundações. Neste tipo de ponte, quando sujeita a grandes cargas de vento, o tabuleiro apresenta grandes deslocamentos, e por esta razão exige-se que o mesmo seja projetado com grande rigidez à torção para minimizar esse efeito.



Figura 10: Ponte pênsil

As pontes estaiadas diferem das pênseis na forma com que os cabos são ancorados. Nesse caso, os cabos ligados ao tabuleiro são ancorados diretamente às torres de sustentação. Seu sistema estrutural consiste em um vigamento, com grande rigidez à torção, que se apoia nos encontros e nas torres de ancoragem, e por um sistema de estais partindo dos acessos do vigamento, que passam por uma das torres de ancoragem e dirigem-se ao vão central, para então ancorá-los e sustentar o vigamento.



Figura 11: Ponte estaiada

4.1.3 Métodos construtivos

“Os principais elementos de progresso no projeto e construção de pontes ocorreram nos materiais, na análise matemática, nos métodos de construção e na estética ou arquitetura de construção de pontes. Para explorar estas diferentes atividades ao máximo, o construtor de pontes busca ajuda de outros cientistas, metalurgistas, matemáticos, especialistas em fundação, fabricantes de aço e outros especialistas nas várias fases da ciência e arte de construção de pontes”. (DNER, 1996).

O processo de projeto de uma ponte não é uma atividade isolada. O projetista deve ter uma gama variada de conhecimento gerais e locais para poder escolher um

método construtivo e projetar uma obra coerente, exequível, econômica, funcional e esteticamente agradável.

4.1.3.1 Pontes moldadas no local sobre cimbramento fixo

Este tipo de escoramento é mais simples e inicialmente era comumente executado em madeira, com pontaletes pouco espaçados entre si e muitas vezes o escoramento em si era tão trabalhoso e precisava de tanta técnica que eram considerados grandes realizações.

Atualmente os cimbramentos metálicos assumiram uma posição de relevância, com empresas muito especializadas, que se responsabilizam pelo recebimento, montagem e desmontagem do material. Além disso a pequena mão de obra exigida para a montagem e desmontagem do material, além da grande capacidade de suporte do mesmo que permite vencer grandes vãos, tornam essa uma alternativa atrativa. Outro aspecto importante é que esse tipo de material permite o uso repetitivo, ao passo que a madeira, além de não permitir, teve um aumento considerável do seu preço e tem seu uso muito mais controlado, o que se deve às leis regulamentares.

O projeto de escoramento deve ser muito em elaborado e compatível com o plano de concretagem e tipo da obra.

O escoramento se apoia diretamente sobre o terreno e as deformações devem ser compensadas por meio das contra flechas. Por esse mesmo motivo, para a utilização desse método, o local de construção deve ter espaço e condições para a montagem do escoramento.

Portanto, este processo não é recomendado para os seguintes casos:

- Altura do escoramento elevada (pilar com altura maior do que 15 metros);
- Leitos de água profundos e largos, sem regimes bem definidos e com correnteza forte (velocidade da água acima de 3 metros por segundo);
- Obras de grande comprimento (acima de 400 metros);
- Obras cujo cronograma é curto, devido à sua execução mais lenta.

Além disso, segundo F. Leonhardt, em seu livro *Princípios Básicos da Construção de Pontes de Concreto*, alguns cuidados devem ser tomados:

- Evitar compressão nas juntas através de uma camada de argamassa;
- A retirada do escoramento deve ser realizada de tal modo a não gerar esforços prejudiciais à estrutura da ponte;
- Tratamento das juntas através do jateio de água para evitar patologias futuras nesses locais;
- Cuidados durante a concretagem com relação aos possíveis recalques e deformações;
- Após a desmontagem do escoramento, realizar a desforma do centro para os apoios de cada vão.



Figura 12: Ponte construída sobre cimbramento fixo

4.1.3.2 Pontes moldadas no local sobre cimbramento móvel

Nesse método executivo utiliza-se uma treliça metálica de escoramento que desliza sobre rolos, os quais estão dispostos em vigas transversais. Desse modo as formas caminham juntamente com a treliça à medida em que a obra avança. É essencial garantir a estabilidade da obra para as diferentes fases construtivas, já que os

esforços mudam a cada concretagem. Além disso, ao final da construção, o módulo do campo de momentos é diferente de uma viga contínua, por influência do método construtivo. Essa diferença diminui com o tempo devido à acomodação por fluência.

Recomenda-se a utilização desse método para pontes localizadas em terrenos alagados ou de difícil acesso. Outra recomendação importante é a de que os vãos tenham o mesmo comprimento, de modo a otimizar a utilização das formas. Finalmente, é necessário prever possíveis interferências na movimentação das formas e da treliça.



Figura 13: Ponte construída com cimbramentos móveis

4.1.3.3 Pontes executadas pelo processo dos balanços sucessivos

O Método dos Balanços Sucessivos com aduelas moldadas no local foi criado pelo engenheiro Emílio Baumgart, em 1930, quando, pela primeira vez, executou esse processo construtivo no vão central de uma ponte de concreto armado sobre o rio Peixe, Santa Catarina, com comprimento de 68 metros, chamada Ponte Herval. Já o Método dos Balanços Sucessivos com aduelas pré-moldadas foi aplicado pela primeira vez em 1952 na França, na Ponte Chosy-le-Roi, sobre o rio Sena.



Figura 14: Ponte sobre o Rio do Peixe

Esta solução executiva é bastante adequada para obras de arte em concreto pretendido para grandes vãos e teve um grande avanço nos países da Alemanha e França. Hoje, essa técnica é dominada por diversas empresas construtoras brasileiras.

O método dos balanços sucessivos consiste em vencer os vãos entre os pilares por meio de aduelas pré-moldadas ou moldadas no local, encaixadas uma a uma, com o auxílio de uma treliça metálica ou guindaste, e protendidas longitudinalmente. Ao se deparar com um vão que, por limitações naturais ou construtivas, não pode usar o sistema convencional de escoramentos fixos ou mesmo os escoramentos móveis é o método mais recomendado.

Normalmente o processo se inicia a partir de um pilar e uma aduela de lançamento, posteriormente a cada lado do vão são incrementadas novas aduelas preferivelmente semelhantes de modo a equilibrar o processo. Em determinados casos em que o vão entre um pilar e outro for muito grande (maior que 100 metros), ou em casos nos quais não é possível lançar uma aduela para cada lado e o contrapeso do pilar inicial não é suficiente para segurar o balanço, costuma-se executar estais ligando a aduela a um mastro principal de modo a sustentar a estrutura.

Características do processo:

- Ausência de cimbramento;
- O comprimento das aduelas varia entre 2 e 7 metros, dependendo da capacidade do escoramento, e o ideal é que esse comprimento seja constante para facilitar a execução da forma;
- Este tipo de processo é bastante comum quando não é possível que a obra de arte tenha muitos pilares e tenha que vencer grandes vãos, tanto em pontes retas quanto em curvas;
- Indicado em casos de pilares muito altos (maiores do que 20 metros), em que o escoramento direto passa a ser dificultado, como em casos de vales e rios profundos e largos;
- Além da profundidade dos leitos d'água, outro fator que influencia é a correnteza. Se ela for muito forte o escoramento passa a ser inviabilizado e o balanços sucessivo recomendado, mesmo que o pilar seja muito curto;
- Este método também é indicado em casos de viadutos ou pontes com curvatura bastante acentuada (raios maiores do que 200 metros), onde a execução do método de vigas pré-moldadas ou moldadas no local fica inviável;
- Tratando de obras em meio urbano, nas quais o viaduto cruza com uma via muito movimentada, na qual não é possível fazer o escoramento direto, também é indicado esse método;
- Como não há juntas de dilatação o conforto para o motorista aumenta.

O processo de balanços sucessivos pode ser executado com aduelas pré-moldadas ou moldadas no local. A seguir são citados os dois modelos para execução:

4.1.3.3.1 Aduelas pré-moldadas

As aduelas pré-moldadas são fabricadas no canteiro próximo ao local (preferencialmente) e transportadas posteriormente ao local de aplicação. O primeiro trecho do balanço (aduelas de arranque) é moldado no local e escorado sobre o pilar. As ligações entre aduelas, que são colocadas alternadamente nos vãos, são feitas através de protensão longitudinal e, em alguns casos, cola epóxi na superfície de contato entre uma e outra, de modo a lubrificar e facilitar o encaixe entre as aduelas. Além disso, essa cola diminui os efeitos de imperfeições das juntas, impermeabiliza a junta de modo a evitar infiltração de água e contribui para a transmissão de tensões cisalhantes. As aduelas variam de 2 a 7 metros, e dependendo dos dispositivos de elevação e transporte são penduradas em treliças metálicas ou colocadas sobre treliças.

Cuidados construtivos:

- Precisão na execução das formas das aduelas;
- Local para canteiro de pré-moldados;
- Transporte das peças até o local de aplicação, procurando sempre diminuir as distâncias de transporte por conta dos efeitos dinâmicos que decorrem desse transporte;
- Controle do posicionamento das aduelas, de modo em que o encaixe dos balanços na metade do vão seja perfeito, ou seja, sem diferença de nível entre as duas frentes de aduelas.

O processo de fabricação das aduelas pré-moldadas pode ser feito em dois sistemas: Short-Line e Long-Line.

No sistema Short-Line todas as aduelas são fabricadas a partir de uma forma metálica bastante sofisticada e de elevado custo, que se ajusta de acordo com as mudanças de seção transversal e diferenças geométricas das aduelas, além das conformações em planta e perfil do projeto geométrico.

Já no sistema Long-Line é feita a fabricação da forma para todo o vão, que pode ser reaproveitada para vãos que sejam iguais. Este sistema é indicado para obras de arte retilíneas ou com o raio de curvatura grande (maior do que 200 metros).

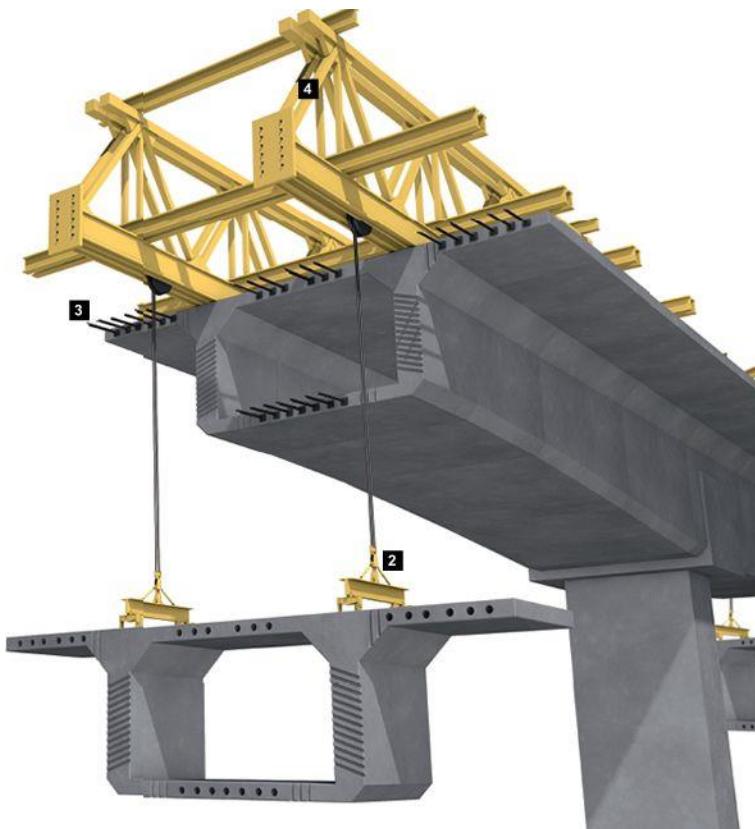


Figura 15: Ilustração do método dos balanços sucessivos com aduelas pré-moldadas

4.1.3.3.2 Aduelas moldadas no local

Quando as aduelas são moldadas no local, o processo que se segue é através de cimbramentos metálicos que sustentam a forma. As aduelas, uma a uma, são moldadas e concretadas no local, contando em alguns casos com o auxílio de formas deslizantes, que ficam apoiadas em uma estrutura treliçada ancorada nos trechos concluídos anteriormente. Após o concreto atingir a resistência mínima estabelecida

pelo projeto as aduelas são protendidas. Após a protensão a treliça passa a se apoiar sobre esta aduela protendida, e se atiranta na laje superior da mesma, a fim de avançar para a próxima aduela a ser executada.

Cuidados a serem tomados:

- Aferir as previsões de contra-flecha de projeto ao longo da obra, já que o concreto solicitado é muito novo e as deformações imediatas e lentas são muito significativas;
- Tratar as juntas jateando com água;
- Influência do método construtivo no cálculo.



Figura 16: Método dos balanços sucessivos com aduelas moldadas no local

4.1.3.4 Pontes em elementos pré-moldados sobre o vão inteiro

A construção em elementos pré-moldados sobre o vão inteiro é econômica desde que se tenha que construir pontes com muitos vãos iguais ou muitas pontes iguais, e desde que estejam disponíveis os dispositivos de elevação necessários, tal como guras, guindastes e treliças, e meios de transporte e vias de acesso adequados.

Esse é um método altamente utilizado, onde os elementos são lançados nos vãos e apoiados de modo isostático. O método de cálculo é simples e tem-se muita experiência nesse tipo de estrutura.

Nesse tipo de solução, é importante prever um canteiro de pré-moldados e a viabilidade de cada um dos dispositivos de elevação, considerando que a escolha do equipamento tem influência direta no cálculo da estrutura.



Figura 17: Içamento e alocação de viga pré-moldada

4.1.3.5 Pontes executadas por deslocamentos progressivos

Neste processo o elemento é concretado em uma das extremidades da ponte, onde se encontra a central de concretagem, os aparelhos de apoio e os que empurrarão o tabuleiro. Há também uma estrutura metálica (bico metálico) logo à frente do primeiro segmento que servirá para apoiar a estrutura no próximo apoio, garantindo a estabilidade da mesma. Ao longo do avanço da estrutura, as formas internas voltam para a concretagem da próxima peça.

Essa solução é muito utilizada em locais com muito espaço para implantação do canteiro e para apoiar os equipamentos que empurrarão a estrutura. Além disso, como a estrutura é auto lançada é necessário verificar todas as fases construtivas, ao passo que a estrutura é solicitada diferentemente em cada uma delas. Ainda é necessário prever todas as possíveis interferência que possam impedir o movimento das formas.



Figura 18: Ponte construída pelo método dos deslocamentos progressivos

4.1.4 Cargas

As ações sobre uma estrutura estão divididas em permanentes, variáveis e excepcionais.

4.1.4.1 Permanentes

Conforme a NBR 7187 as cargas permanentes a considerar são: peso próprio dos elementos que compõe a estrutura, instalações sobre a superestrutura (revestimento asfáltico, guarda-rodas, guarda-corpos, dispositivos de sinalização entre outros), empuxos de terra, forças de protensão, além de esforços relativos à deformação da estrutura.

A mesma norma sugere para o cálculo do peso dos elementos em concreto armado ou protendido, peso específico de 25 kN/m³. Para cargas relativas à pavimentação utiliza-se o peso específico de 24 kN/m³, ainda pode ser adicionado 2 kN/m² devido a possíveis recapeamentos.

Para o empuxo de terra assume-se um peso específico genérico de 18 kN/m³ e um ângulo de atrito 30°, a menos que estudos do solo levem a valores inferiores que esses sugeridos por Norma. Por questões de segurança, normalmente não se considera o empuxo passivo, a menos que possa ser garantida a existência da porção de terra responsável por esse esforço.

Conforme procedimento descrito pela NBR 6118, a retração e fluênciia do concreto geram deformações instantâneas e também ao longo do tempo. Os principais fatores que influenciam no nível de deformação da estrutura estão relacionados com a umidade do ambiente, consistência do concreto no momento de lançamento, espessura da peça, tempo de vida em que se avaliam essas deformações. Sabe-se que a idade do concreto interfere na sua resistência à compressão e no seu módulo de elasticidade.

Para consideração do efeito de fluênciia e retração do concreto, no caso de pontes mistas, pode-se determinar a deformação da estrutura a longo prazo considerando efeito da fluênciia sobre as cargas permanentes e variáveis quase permanentes, e desconsiderando para as cargas variáveis frequentes e raras.

4.1.4.2 Variáveis

Segundo a NBR 7188, as cargas móveis a que uma ponte está exposta são dos tipos verticais e horizontais. As ações verticais são separadas pela zona de atuação, aquelas que agem sobre o passeio e as que agem sobre a pista de rolamento. Considera-se que as cargas horizontais agem sobre o tabuleiro como um todo.

Além das cargas móveis, a NBR 7187 ainda considera os efeitos dinâmicos gerados por elas, as cargas relativas ao efeito do vento, às variações de temperatura, à pressão de água sobre a estrutura, no caso de pontes sobre cursos d'água.

4.1.4.2.1 Verticais

Conforme a NBR 7188, a carga no passeio é considerada de duas maneiras. Considera-se uma carga distribuída de 3kN/m^2 agindo junto com a carga móvel, para verificações e dimensionamento da estrutura global. Entretanto para dimensionamento do passeio considera-se uma carga distribuída de 5kN/m^2 . Não é necessário o uso de coeficientes dinâmicos.

A mesma norma também determina que as cargas sobre a pista de rolamento são consideradas cargas estáticas pontuais (P) e distribuídas (p) que são transformadas em cargas móveis pontuais (Q) ou distribuídas (q). Utilizando três fatores de correção, ou seja, coeficientes:

- de impacto vertical (CIV);
- relativo ao número de faixas (CNF);
- de impacto adicional (CIA).

A carga padrão para rodovias é de 450kN, com três eixos, por isso a carga pontual de cada roda é de 75kN, sendo a distância entre eixos de 1,5m. Na área restante da pista de rolamento considera-se uma carga distribuída de 5kN/m^2 (chamada carga de multidão), que é uma carga distribuída relacionada tráfego de outros veículos.

A NBR 7188 aconselha que em regiões de tráfego muito intenso e pesado as cargas sejam majoradas em 10%.

Considerando agora somente a carga móvel relativa ao veículo tipo, ela ocupa posições variadas tanto na seção transversal, quanto ao longo da ponte, por isso para avaliação das solicitações sobre o tabuleiro e em cada viga utilizam-se linhas de influência. Elas representam a solicitação em determinada seção devido à carga que atua nas diversas posições possíveis, dessa forma pode-se determinar a solicitação máxima em cada seção. Sobrepondo todas as linhas de influência de uma viga determinam-se as máximas solicitações em todas as seções, considerando uma carga que trafega por toda sua extensão, formando uma envoltória das solicitações.

Observando a Figura 19 pode-se calcular as solicitações a partir das linhas de influência conforme a equação a seguir, para cargas concentradas, e para as cargas distribuídas utiliza-se a equação 2.

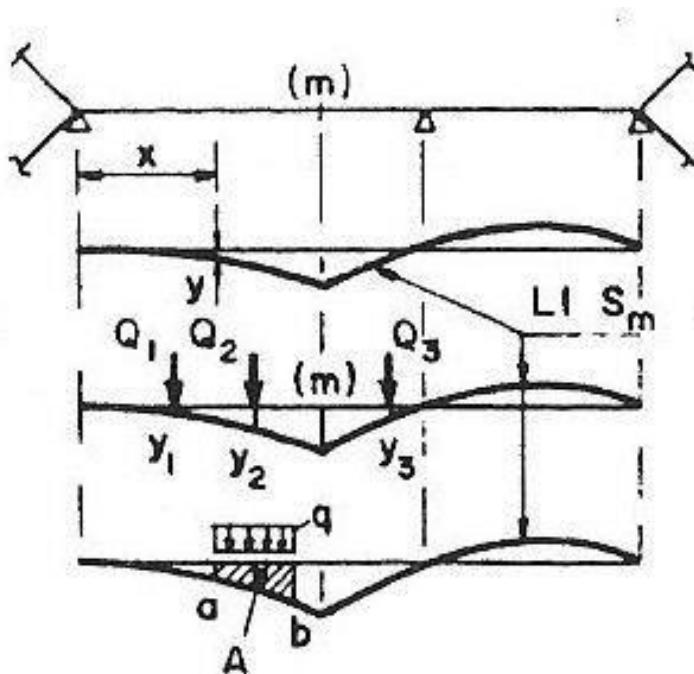


Figura 19: Exemplo de linha de influência transversal

As equações são:

$$Sm = \sum_{x=1}^3 Q \cdot y(x)$$

Onde:

Sm = solicitação na seção m;

Q = carga móvel concentrada;

$y(x)$ = solicitação provocada por uma carga unitária na posição x.

$$Sm = q \cdot \int_a^b y(x) \cdot dx$$

Onde:

Sm = solicitação na seção m;

q = carga móvel distribuída;

$y(x)$ = solicitação provocada por uma carga unitária distribuída entre os pontos a e b.

4.1.4.2.1.1 Coeficiente de impacto vertical

Segundo NBR 7188, o valor de CIV é definido como função do tamanho do vão. Se vãos:

- menores que 10 metros, $CIV = 1,35$;
- entre 10 e 200 metros, utiliza-se a equação a seguir.

$$CIV = 1 + 1,06 \cdot \frac{20}{L + 50}$$

Onde:

CIV = coeficiente de impacto vertical;

L = é definido como o vão, no caso de estruturas isostáticas.

4.1.4.2.1.2 Coeficiente do número de faixas

O coeficiente de número de faixas, determinado pela NBR 7188, é utilizado quando se está avaliando elementos longitudinais, para elementos transversais,

como lajes e transversinas, este é desconsiderado. O coeficiente é definido pela equação a seguir:

$$CNF = 1 - 0,05 \cdot (n - 2) \geq 0,9$$

Onde:

CNF = coeficiente de número de faixas;

n = número de faixas de tráfego, não sendo considerados acostamentos e faixas de segurança

4.1.4.2.1.3 Coeficiente de impacto adicional

Conforme NBR 7188 as seções distantes de até 5 metros de uma junta devem receber o fator de impacto adicional, que vale 1,25 para pontes mistas ou em concreto e 1,15 para pontes em aço.

4.1.4.2.2 Horizontais

A NBR 7187 determina que as cargas horizontais são avaliadas no nível do tabuleiro, com exceção dos choques sobre os pilares. As principais cargas horizontais são àquelas relativas à frenagem e aceleração e às forças centrífugas, essas últimas ocorrem em pontes com curva em planta.

Conforme a NBR 7188, as forças devido à frenagem e aceleração são determinadas pela expressão da equação a seguir:

$$Hf = 0,25 \cdot B \cdot L \cdot CNF$$

Onde:

H_f = força horizontal devido à frenagem e aceleração;

B = largura efetiva da carga distribuída de 5kN/m^2 ;

L = comprimento em que a carga distribuída ocorre concomitante com as forças de frenagem e aceleração;

CNF = coeficiente de número de faixas.

4.1.4.2.3 Vento

A NBR 6123 apresenta um método para análise da força do vento baseado na velocidade do vento na região onde a estrutura será construída, e nas suas características (coeficiente aerodinâmico). Entretanto, a norma não apresenta esse coeficiente para seções de pontes. Portanto o que se pode obter pela norma é a pressão dinâmica do vento (q).

Conforme a Associação Brasileira de Normas Técnicas (1988), primeiramente deve-se determinar a velocidade característica da região de construção, que é definida a partir de uma velocidade de referência, dado por gráfico de isopletas, conforme figura 20. Essa velocidade de referência é multiplicada por três fatores de correção, que são:

- S_1 : coeficiente relativo ao efeito topográfico;
- S_2 : coeficiente relativo a rugosidade da superfície;
- S_3 : coeficiente relativo ao tipo de uso da edificação.

Definida a velocidade característica, a pressão dinâmica é calculada pela equação a seguir:

$$q_v = 0,613 \cdot v_k^2$$

Onde:

- q_v = pressão dinâmica;
- v_k = velocidade característica.

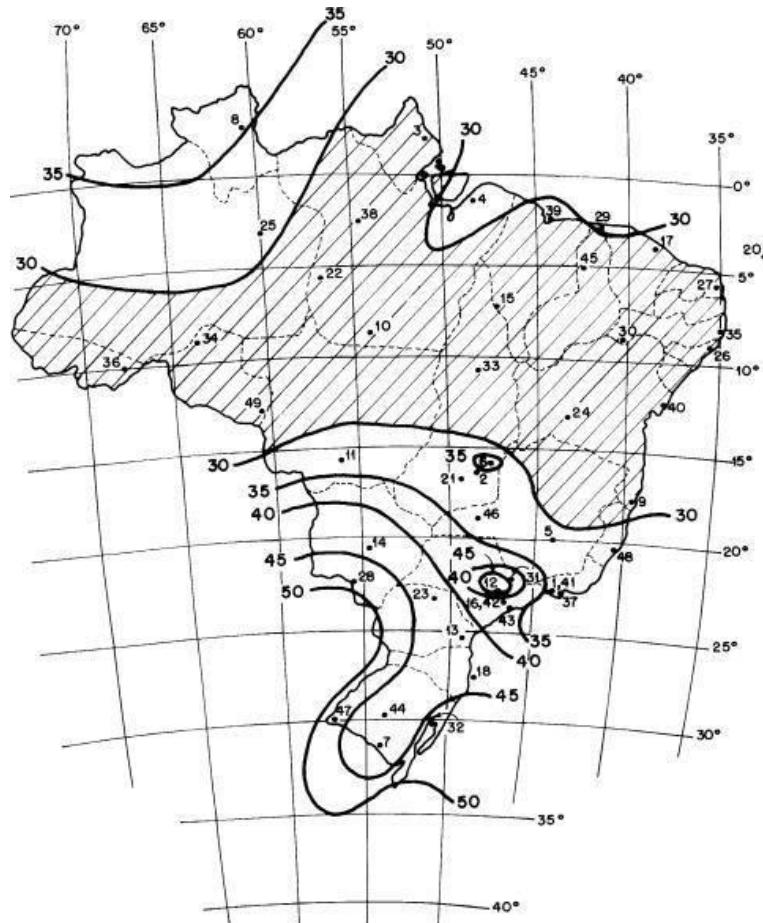


Figura 20: Isopletas do Brasil

4.1.4.2.4 Temperatura

A NBR 8800 orienta que a variação da temperatura deve ser considerada principalmente para elementos expostos a insolação direta. Recomenda-se como faixa de variação 60% da diferença entre temperatura máxima e mínima local, mas não valor inferior a 10°C. Já a NBR 6118, considera também a espessura do

elemento, por exemplo, no caso de tabuleiro de ponte, onde a menor dimensão é menor que 50cm, admite-se uma variação de temperatura de 10°C a 15°C.

Para a avaliação da dilatação térmica dos materiais a NBR 8800 recomenda coeficiente de dilatação térmica para aços estruturais da ordem de $1,2 \times 10^{-5} / ^\circ C$ e a NBR 6118 admite como sendo igual a $1 \times 10^{-5} / ^\circ C$ para o concreto.

4.1.4.3 Expcionais

As colisões são consideradas cargas excepcionais e são verificadas somente para o estado limite último. Essas podem ocorrer a nível de pilares ou tabuleiro. São verificados somente os pilares até 10 metros de distância do tráfego da rodovia. Já a avaliação no tabuleiro é feita para todos elementos expostos a choques, como, guarda-corpo, elementos de contenção, meio fio para cargas últimas definidas pela NBR 7188.

4.1.5 Combinações de cargas

Com as ações são determinados momentos fletores e esforços cortantes característicos para os diferentes tipos de carga, e a partir disso é realizada a combinação de cargas. Conforme a NBR 8681 os valores de cortante e momento fletor de cálculo são definidos pelas combinações de ações. Para atender os estados limites último e de serviço são consideradas as combinações últimas e as de serviço.

4.1.5.1 Combinações últimas

A NBR 8681 classifica os tipos de combinações como:

- normais: decorrem do uso previsto para a estrutura;
- especiais: geram efeitos de maior intensidade do que as combinações normais e tem duração muito curta comparado ao tempo de vida útil da estrutura;
- de construção: carregamento transitório, mas deve ser avaliada a possibilidade de exposição da estrutura a estados limites últimos durante a construção;
- excepcionais: resultado de ações excepcionais com duração muito curta, mas que podem provocar danos graves à estrutura.

A NBR 8681 define as combinações últimas normais, especiais e de construção conforme a equação a seguir:

$$F_{d,ult} = \sum_{i=1}^m \gamma_{Gi} F_{Gi,k} + \gamma_q \left[F_{Q1,k} + \sum_{j=2}^n \psi_{0j,ef} F_{Qj,k} \right]$$

Onde:

$F_{d,ult}$ = valor de cálculo para combinações últimas;

γ_{Gi} = coeficiente de ponderação das forças permanentes;

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

γ_q = coeficiente de ponderação das forças variáveis;

$F_{Q1,k}$ = valor característico da ação variável principal;

$\psi_{0j,ef}$ = fator de redução para as demais ações variáveis;

$F_{Qj,k}$ = valor característico das outras ações variáveis.

No caso das combinações especiais e de construção o fator $\psi_{0j,ef}$ pode ser substituído por ψ_{2j} se a ação variável principal tiver um tempo de atuação muito

curto. Os fatores de ponderação das cargas estão apresentados nas tabelas 1 e 2.

Combinação	Estrutura	Efeito	
		Desfavorável	Favorável
Normal	grandes pontes	1,3	1
	pontes em geral	1,35	1
Especial ou de Construção	grandes pontes	1,2	1
	pontes em geral	1,25	1
Excepcional	grandes pontes	1,1	1
	pontes em geral	1,15	1

Tabela 1: Coeficiente de ponderação para ações permanentes

Combinação	Estrutura	Coeficiente de ponderação
Normal	Pontes	1,5
Especial ou de Construção	Pontes	1,3
Excepcional	Estruturas em geral	1

Tabela 2: Coeficientes de ponderação para ações variáveis

Ações	Estruturas	ψ_0	ψ_1	ψ_2
Cargas accidentais de edifícios	Locais em que não há predominância de pesos e de equipamentos que permanecem fixos por longos períodos de tempo, nem de elevadas concentrações de pessoas (1)			
		0,5	0,4	0,3
Vento	Locais em que há predominância de pesos de equipamentos que permanecem fixos por longos períodos de tempo, ou de elevadas concentrações de pessoas (1)			
	Bibliotecas, arquivos, depósitos, oficinas e garagens	0,7	0,6	0,4
	Pressão dinâmica do vento nas estruturas em geral	0,8	0,7	0,6
Temperatura		0,6	0,3	0
	Variações uniformes de temperatura em relação à média anual local			
		0,6	0,5	0,3
Cargas móveis e seus efeitos dinâmicos	Passarelas de pedestres			
		0,6	0,4	0,3
	Pontes rodoviárias			
	Pontes ferroviárias não especializadas	0,7	0,5	0,3
	Pontes ferroviárias especializadas	0,8	0,7	0,5
	Vigas de rolamentos de pontes rolantes	1	1	0,6
	2) Edificações residenciais, de acesso restrito.			
	3) Edificações comerciais, de escritórios e de acesso público.			
	4) Para combinações excepcionais onde a ação principal for sismo, admite-se adotar para ψ_2 o valor zero.			
	4) Para combinações excepcionais onde a ação principal for o fogo, o fator de redução ψ_2 pode ser reduzido, multiplicando-o por 0,7.			

Tabela 3: Coeficientes de redução de ações

4.1.5.2 Combinações de serviço

Conforme NBR 8681, as combinações de serviço são classificadas como:

- Quase permanentes: apresentam longa duração, da ordem de metade da vida útil da estrutura, são utilizadas para efeitos de longa duração e avaliação de deformações excessivas;
- Frequentes: carregamentos que se repetem cerca de 10^5 vezes em 50 anos, equivalente a 5% do período útil estrutura, utilizado

para avaliar questões relativas ao conforto do usuário, vibrações excessivas, abertura de fissuras;

- Raras: combinações que podem atuar somente por algumas horas, pois geram danos irreversíveis a estrutura ou a outros elementos.

4.1.5.2.1 Combinações para avaliação de deformação excessiva

A NBR 6118 indica a combinação de serviço quase permanente para avaliação de deformações excessivas, conforme expresso pela equação a seguir:

$$F_{d,ser} = \sum_{i=1}^m F_{Gi,k} + \psi_{2j} \sum_{j=1}^n F_{Qj,k}$$

Onde:

- $F_{d,ser}$ = valor de cálculo para combinações de serviço;
- $F_{Gi,k}$ = valor característico das ações permanentes;
- ψ_{2j} = fator de redução conforme tabela 3;
- $F_{Qj,k}$ = valor característico das ações variáveis;

A norma também indica limites aceitáveis para os deslocamentos de acordo com o uso da estrutura e nível de exigência de deformações. A tabela 4 apresenta aqueles que podem ser considerados para elementos de pontes.

Tipo de efeito	Razão da limitação	Deslocamento a considerar	Deslocamento limite
	Visual	Total	vão/250

Aceitabilidade sensorial	Outro	Devido a cargas accidentais	vão/350
--------------------------	-------	-----------------------------	---------

Tabela 4: Deslocamentos máximos aceitáveis

4.1.5.2.2 Combinações para avaliação de abertura de fissuras

Para avaliação dos estados limites de abertura de fissuras utiliza-se a combinação de serviço para ações frequentes, determinada pela NBR 6118, conforme equação a seguir:

$$F_{d,ser} = \sum_{i=1}^m F_{Gi,k} + \psi_1 F_{Q1,k} + \psi_{2j} \sum_{j=2}^n F_{Qj,k}$$

Onde:

- $F_{d,ser}$ = valor de cálculo para combinações de serviço;
- $F_{Gi,k}$ = valor característico das ações permanentes;
- ψ_1 = fator de redução da carga variável principal;
- $F_{Q1,k}$ = valor característico da ação variável principal;
- ψ_{2j} = fator de redução das demais ações variáveis;
- $F_{Qj,k}$ = valor característico das demais ações variáveis.

Em relação à abertura de fissuras a NBR 6118 fixa os limites apresentados na tabela 5, a norma define as classes de agressividade ambiental e o procedimento para cálculo da abertura de fissura esperada.

Classe de agressividade ambiental	Ambiente	Limite para abertura de fissuras (mm)
CAA I	Rural. submerso	0,4
CAA II e CAA III	Urbano, marinho, industrial	0,3
CAA IV	Industrial químico agressivo e respingos de maré	0,2

Tabela 5: Limite para abertura de fissuras

4.2 Fundações

Dado o perfil geológico e dada a geometria da obra é possível uma primeira estimativa da ordem de grandeza dos esforços que serão transmitidos ao solo. Dessa forma restringe-se o estudo das fundações a uma menor gama de métodos plausíveis. A seguir serão analisados diferentes tipos de fundação usuais em obras comparáveis a essa.

4.2.1 Tubulão

Sabe-se que solos mais profundos apresentam, em geral, melhores características geotécnicas que os solos superficiais, por estarem mais próximos à rocha sã e estarem mais distantes do intemperismo advindo da energia solar, vento, cursos d'água. Solos mais profundos têm maiores resistência quando analisada a ruptura generalizada pelo confinamento do mesmo.

O tubulão é uma fundação que busca essas camadas mais profundas de solo competente para apoiar a base. É executada a primeira aduela da camisa de

concreto com a “faca” na base inferior para maior punctionamento no solo a ser escavado, dessa forma a camisa tem maior tendência de descer por gravidade ao passo que a escavação é executada. As aduelas sempre apresentam arranques para que seja possível a construção de um fuste monolítico.

É possível executar o tubulão manualmente, onde um operário entra na camisa e escava o solo. Limita-se o diâmetro da escavação para 80cm para que seja possível o operário encarregado da escavação ter espaço para trabalhar. Caso se atinja o nível d’água (muito comum em fundação de pontes que transpõem rios e em pilares submersos no curso d’água) não é mais viável a escavação do fuste à céu aberto, portanto, instala-se a campânula e é injetado ar comprimido. A pressão exercida pelo ar comprimido é tal que expulsa a água de dentro do poço viabilizando a escavação. Vale lembrar que o turno de operários sujeitos à tamanha pressão é muito reduzido, algumas medidas de segurança extra devem ser tomadas e, portanto, um encarecimento da solução geotécnica quando comparada ao tubulão à céu aberto.

A escavação é executada até que se atinja a cota de apoio, o solo é inspecionado para ter-se maior certeza no desempenho da fundação. É escavado o alargamento da base para aumentar a área de apoio entre a fundação e o solo, respeitando um ângulo de no mínimo 60° entre a base e o alargamento para que não seja necessária a armação da ponta. Deve-se escorar a camisa durante o alargamento da base para evitar sua descida.

Um engenheiro geotécnico desce até a base do tubulão para inspecionar a execução e dar prosseguimento com a concretagem.

É comum que tubulões de pontes sejam aproveitados como pilares na mesoestrutura, o que é uma vantagem em relação a outros tipos de fundação. Por se tratar de um processo bastante manual a execução é lenta quando comparada com outras soluções.

“Em todos os casos o fuste do tubulão deve ser armado ao longo de todo o comprimento, inclusive na ligação com a base alargada, e as barras da armadura dispostas com espaçamento suficiente [...] para permitir a concretagem da base; esta, por sua vez, de preferência, deve ser projetada em concreto simples, impondo-

se valores tais às duas dimensões que as tensões de tração no concreto sejam inferiores às admissíveis." (Manual de projeto de obras-de-arte especiais, DNER).

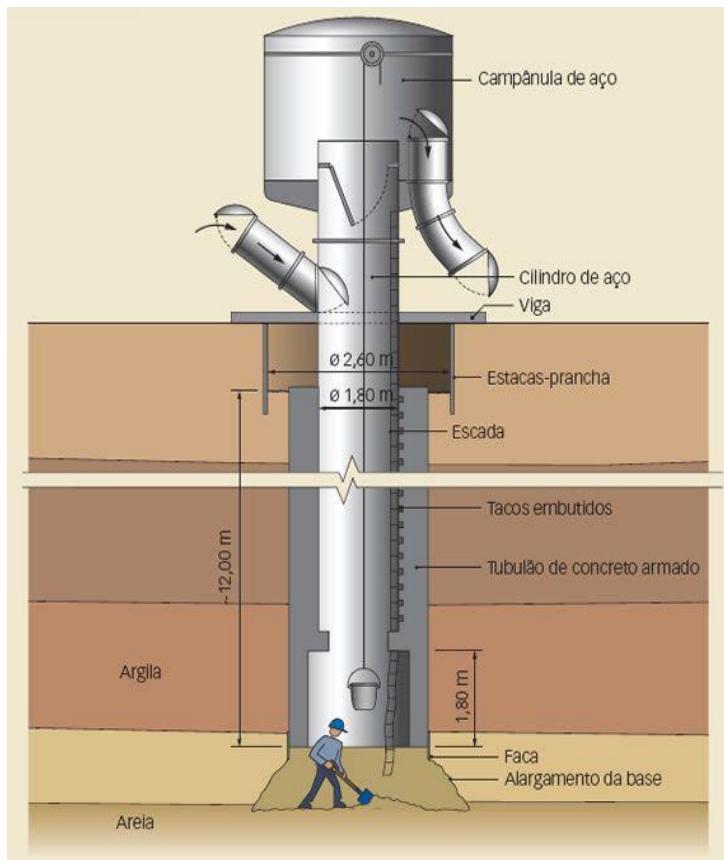


Figura 21: Corte esquemático de uma fundação tipo tubulão

4.2.2 Estacão

O estacão é uma estaca escavada de grande diâmetro, geralmente de execução mecanizada, o que resulta num processo mais expedito. Não existe camisa para revestimento do fuste então é necessário o uso de estabilizante (lama bentonítica ou polimérica) para que não ocorra o colapso do poço.

Após atingir a cota de projeto, é posicionada a gaiola de armadura e a concretagem submersa com o uso de tubo tremorha.

Esse tipo de fundação, diferentemente do tubulão, apresenta grande capacidade de resistir aos esforços pelo atrito entre o fuste e o solo, porém como não há o alargamento da base a capacidade de ponta é menor.

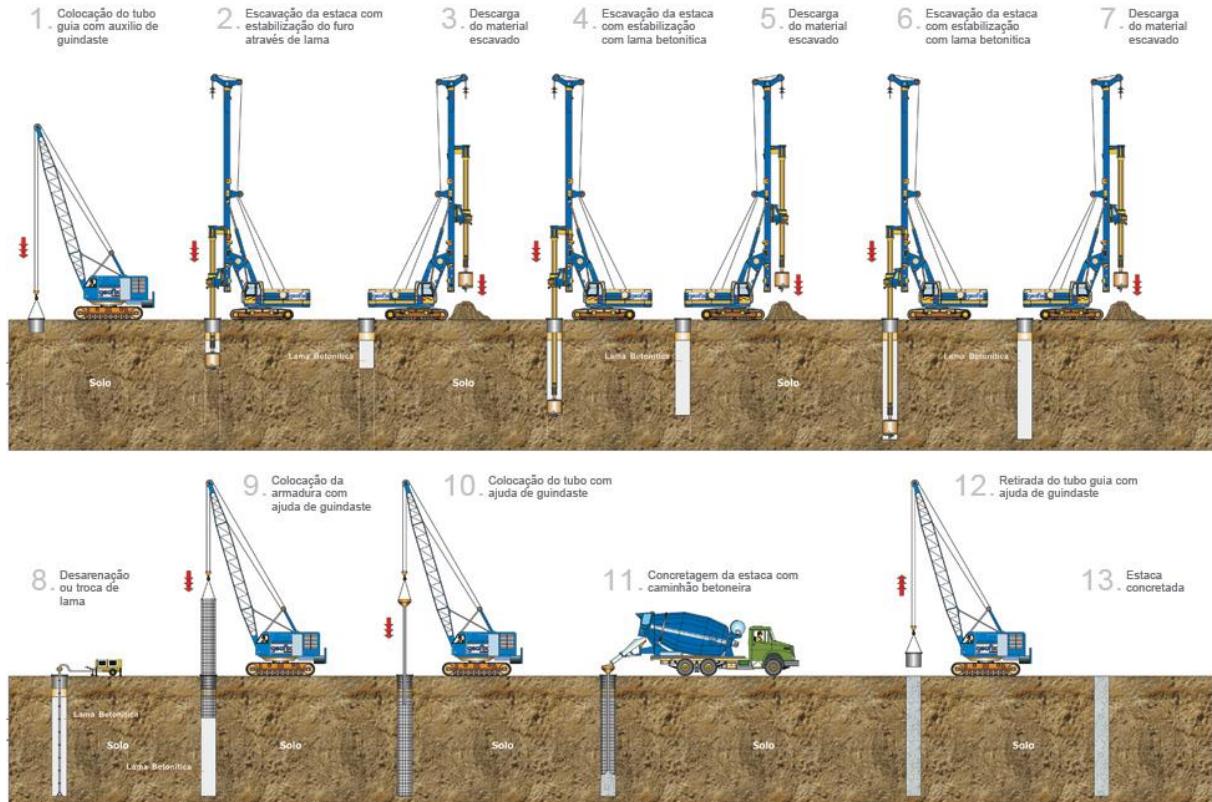


Figura 22: Sequência executiva da construção de estação

4.2.3 Estaca raiz

A estaca raiz é uma estaca moldada in loco, com grande capacidade de carga quando relacionada ao seu diâmetro, capacidade de execução em inclinações diversas, possibilidade de escavação em rocha ou até em concreto. O equipamento necessário é de pequeno a médio porte, portanto é possível escavação em locais de difícil acesso.

O método construtivo baseia-se na escavação com lavagem do material, com encamisamento metálico para garantir a integridade da geometria final. Após a

escavação até a cota conforme projeto geotécnico é necessário a limpeza da escavação. Coloca-se a armadura da estaca, conforme projeto estrutural

O concreto é injetado sob pressão e, portanto, a argamassa penetra parcialmente no solo, o que garante um atrito entre o fuste e o solo muito elevado. A pressão a ser usada também faz parte do projeto geotécnico e é função das camadas de solo encontradas na investigação geotécnica.

A camisa metálica é retirada da estaca ao passo da concretagem, para que seja efetivo o atrito lateral do fuste e a diminuição do custo da fundação (já que a camisa metálica tem um elevado custo).

Essa solução é muito interessante quando se tem um estacão com ponta em rocha e se tem o objetivo de engastar a fundação na rocha. É feito o estacão por processos normais e posteriormente a execução das estacas raiz por dentro do estacão.

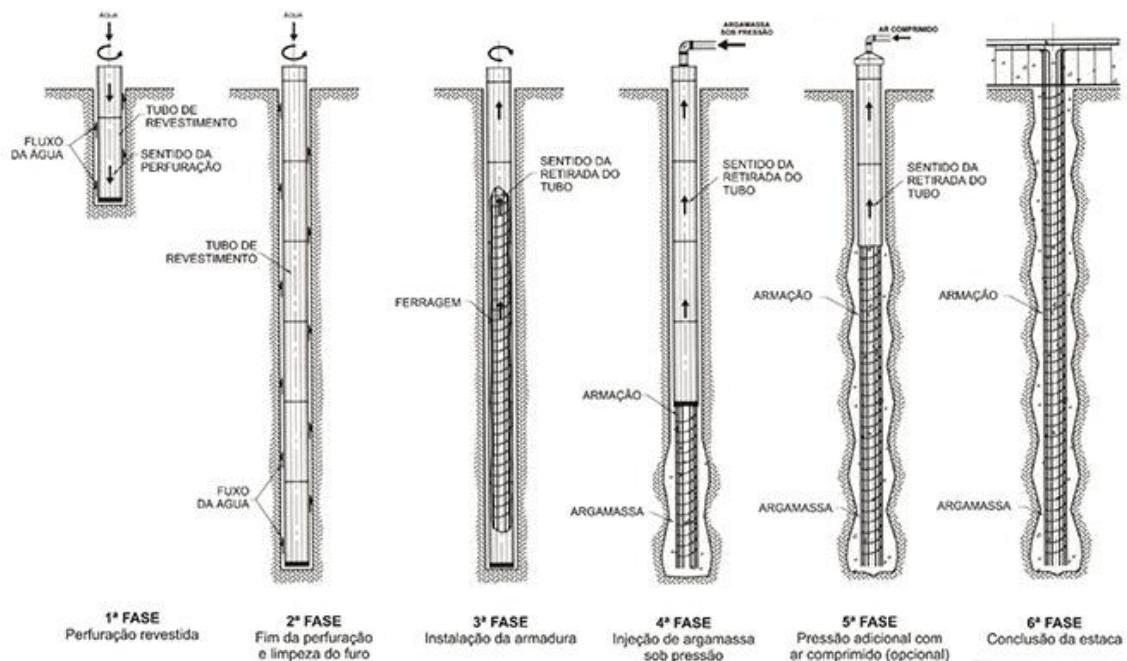


Figura 23: Sequência executiva de estaca raiz

4.2.4 Estacas pré-fabricadas de concreto

Estacas pré-fabricadas são elementos de concreto armado ou protendido, moldados industrialmente, de seção transversal variada. Têm como vantagem um controle de qualidade mais rigoroso, feito em ambiente industrial, quando comparadas a estacas moldadas no local. Apresentam comprimentos variáveis (4 a 12 metros) e podem ser acopladas umas nas outras, por meio de emendas, para se chegar ao comprimento desejado. Essas emendas se dão através da solda de anéis previamente montados nas extremidades das estacas. Apesar do maior controle do concreto frente às outras opções citadas, esta estaca tem baixa produtividade, produz ruídos e vibrações em excesso e exige cuidados especiais nas emendas.



Figura 24: Estaca pré-fabricada de concreto - diferentes seções

4.2.5 Estaca moldada in loco com auxílio de camisa metálica

Quando o solo a ser escava tem grande risco de colapsar e portanto estrangular o fuste e existe problemas ambientais que impeçam a utilização de lama bentonítica uma solução possível é o encamisamento da perfuração com um tubo metálico que garante o poço da perfuração sempre aberto, porém pode resultar num baixo atrito lateral com o solo, portanto é possível que seja necessário o embutimento da estaca em rocha, o que garantirá elevada resistência geotécnica à estaca.

O revestimento metálico pode ser considerado como cintamento ou como armadura longitudinal na resistência final do elemento ou não, dependendo das condições de corrosão do meio.

Estacas permanentemente submersas podem apresentar baixa corrosão, apenas deve ser desconsiderada uma pequena espessura de sacrifício.

É possível usar-se dos conceitos de corrosão de estacas metálicas:

"A deterioração das estacas de aço é causada pela corrosão; a velocidade da corrosão varia grandemente com a textura e composição do solo, com a profundidade e com o teor de umidade. em solos granulares, a velocidade da corrosão pode ser próxima da velocidade na atmosfera livre enquanto que, em argilas, a deficiência de oxigênio ocasiona condições próximas às de corrosão submersa; solos contaminados por depósitos de carvão, aterros de cinzas, rejeitos industriais podem se tornar corrosivos.", Manual de projeto de obras-de-arte especiais, DNER.

É usual que a camisa metálica não seja considerada como armadura acima do nível d'água mínimo e que a estaca seja apenas de concreto nas proximidades do bloco de fundação para que não comprometa a durabilidade da armadura do bloco de fundação.

Na região de grande possibilidade de corrosão a seção de concreto armado interna à camisa deve resistir ao pares de momentos e normais concomitantes, ao passo que em cotas com previsão de baixa corrosão a camisa metálica ajuda a resistir aos esforços, diminuindo a taxa de armadura do concreto armado podendo até ser interrompida a seção de concreto antes da ponta da estaca metálica.

No caso de embutimento em rocha é necessário que o núcleo de concreto seja preenchido por todo o fuste para que seja garantido o engastamento da estaca à rocha.

4.3 Protensão

O concreto é um material frágil com resistência à tração da ordem de 10% da resistência à compressão, ou segundo NBR 6118, na falta de ensaios, é possível

determinar a resistência característica à tração a partir da resistência característica à compressão: $f_{ctk,inf} = 0,7 * 0,3 * f_{ck}^{2/3}$.

No caso de uma viga de concreto simples sujeita à flexão simples normal metade da seção transversal estaria tracionada, porém mesmo para momentos pequenos já ocorre fissuração e diminuição do momento de inércia, o que aumentará os deslocamentos. Usualmente adiciona-se armadura passiva na região tracionada para que a peça resista às tensões de tração vindas da flexão.

No caso de uma viga de concreto armado sujeita à flexão simples normal pode-se dividir em três tipos de resposta da estrutura.

O estádio 1 é aquele em que o concreto está não fissurado e é possível a representação da distribuição de tensões de forma linear.

A peça pode estar no estádio 2, que consiste no processo de fissuração da peça, porém mantém-se o diagrama linear de tensões na seção transversal. Já existe diminuição no momento de inércia da seção.

O estágio 3 é aquele em que a peça atinge a fissuração máxima, diminuição do momento de inércia e já ocorre plastificação do concreto comprimido, o diagrama de tensão do concreto é o parábola-retângulo.

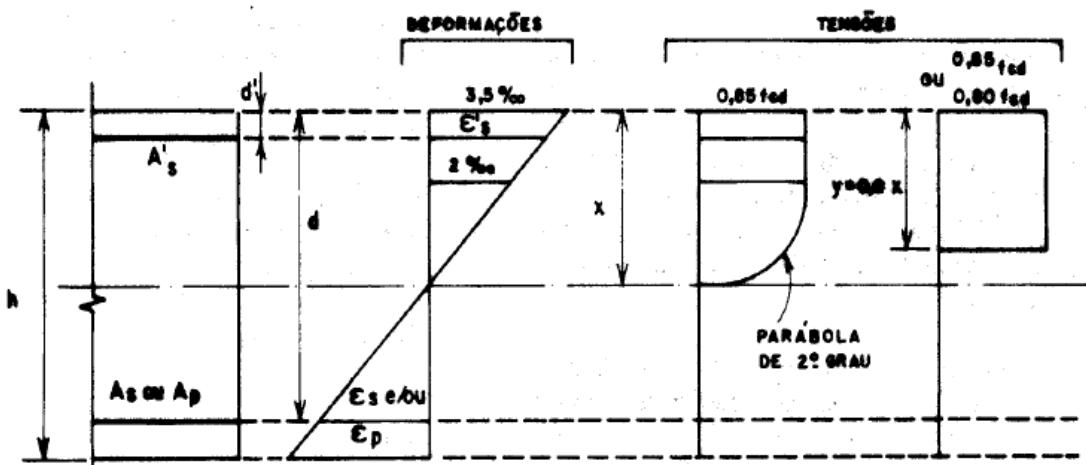
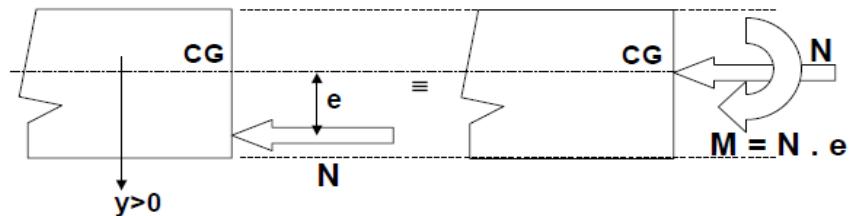


Figura 25: Deformações e tensões em peças de concreto sujeitas a esforços de flexão

A armadura ativa excêntrica leva à compressão da seção e um momento devido à protensão com sinal contrário àqueles do carregamento, dessa forma diminuindo as solicitações de tração na seção transversal.

Força normal excêntrica



Cálculo de tensões normais

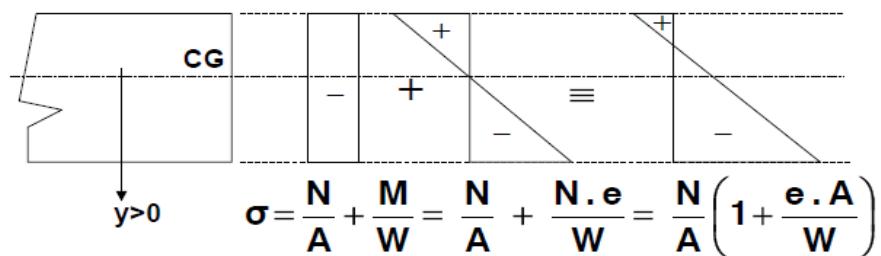


Figura 26: Força de protensão excêntrica – tensões geradas

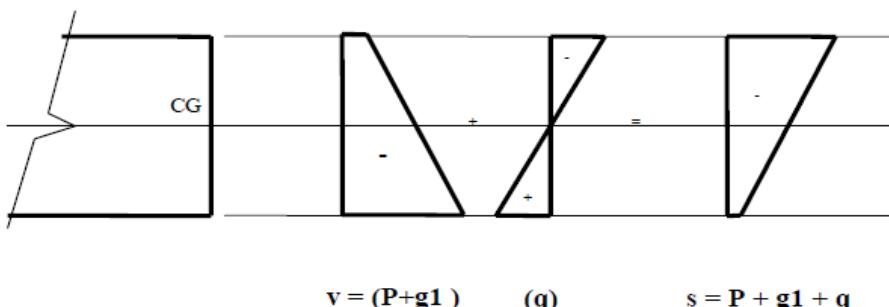
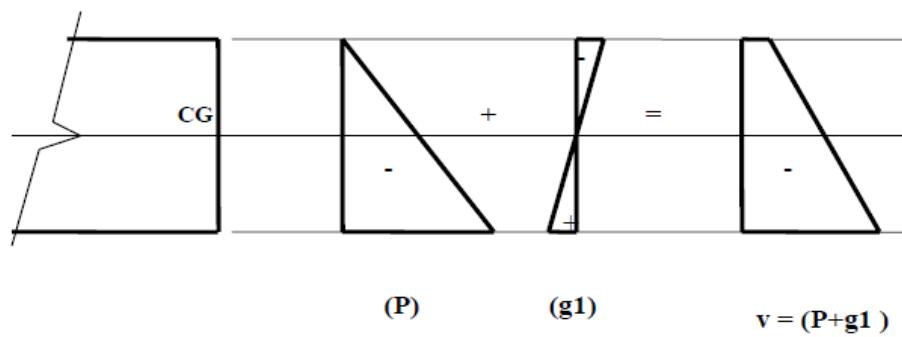


Figura 27: Tensões resultantes no concreto depois da aplicação da protensão

4.3.1 Informações referentes à NBR 8681

A combinação quase permanente é aquela que representa um carregamento que pode atuar durante grande parte da vida útil da estrutura, da ordem de metade deste período. Para pontes rodoviárias usa-se o fator $\psi_{CQP} = 0,3$ e para pontes ferroviárias não especializadas usa-se $\psi_{CQP} = 0,5$ e ferroviárias especializadas $\psi_{CQP} = 0,6$.

A combinação frequente é aquela que representa um carregamento que repete muitas vezes durante a vida útil da estrutura, da ordem de 100.000 vezes durante 50 anos, ou que tenham duração total igual a uma parte não desprezível desse período, da ordem de 5% e para pontes rodoviárias usa-se $\psi_{CF} = 0,5$, para pontes ferroviárias não especializadas usa-se $\psi_{CF} = 0,7$ e ferroviárias especializadas $\psi_{CF} = 1$.

A combinação rara é aquela que representa um carregamento que pode durar no máximo algumas horas durante o período de vida útil da estrutura e para pontes rodoviárias usa-se $\psi_{CR} = 0,7$, para pontes ferroviárias não especializadas usa-se $\psi_{CR} = 0,8$ e ferroviárias especializadas $\psi_{CR} = 1$.

4.3.2 Classificações da protensão

4.3.2.1 Quanto ao nível de protensão

Em relação ao seu nível, a protensão pode ser completa, parcial ou limitada, dependendo, principalmente, do nível de agressividade do meio ambiente e da vida útil da estrutura.

- Protensão Completa: para combinações de carregamento frequentes a exigência é que toda a seção transversal do elemento estrutural esteja comprimida e para combinação rara de carregamento a fibra mais tracionada da seção mais solicitada não fissure, limitando, portanto, o valor da tensão inferior ao valor de resistência característica de tração do concreto (fck).

Como o nível de protensão é tal que a abertura de fissura não ocorra, esse tipo de protensão é mais adequado para ambientes agressivos, já que a armadura estará muito mais protegida dos agentes corrosivos. Gasta-se mais com armadura de protensão, porém é possível uma economia em armadura passiva;

- Protensão Parcial: Existe protensão parcial se as tensões de tração na fibra mais solicitada não forem restringidas por um valor relacionado à resistência do concreto. A limitação de fissuração, nesse caso, é garantida por meio da armadura passiva e não pode ultrapassar 0,2mm, segundo a NBR 6118;
- Protensão Limitada: para combinações quase permanentes não haja descompressão de nenhuma seção da peça pretendida e para combinações de carregamento frequentes a exigência é que não haja fissuração. Esse nível de protensão é mais recomendado para ambientes menos agressivos, já que existe uma chance maior de abertura de fissura. É possível uma economia em armadura ativa, porém quando for feita a verificação do Estado Limite Último (ELU), notar-se-á uma necessidade maior de armadura passiva para um mesmo momento fletor resistido quando comparada à Protensão Completa.

4.3.2.2 Quanto ao tipo de aderência

Quanto ao tipo de aderência da armadura ativa a protensão pode ser por aderência inicial, protensão com aderência posterior ou sem aderência.

A protensão por aderência inicial é usual em peças pré-fabricadas onde existe uma bancada de protensão e blocos de ancoragem. A armadura é tracionada e presa nos dispositivos de ancoragem dos blocos antes do concreto ser moldado. Após o desenvolvimento da resistência do concreto os cabos são desconectados dos blocos de ancoragem, portanto a força de protensão é transferida ao concreto.

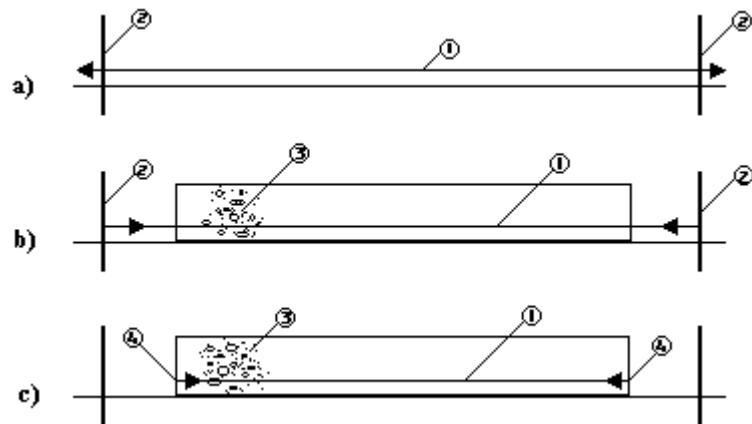


Figura 28: Aderência entre concreto e armadura sem dispositivo de ancoragem

Protensão com aderência posterior é usual em longarinas de pontes onde, no próprio canteiro de obra, as armaduras passivas e bainhas são posicionadas dentro das formas, o concreto é lançado e após a cura do mesmo aplica-se a protensão em cabos (interiores à bainha) por meio de dispositivos de ancoragem na própria peça de concreto. Executa-se a injeção de nata de cimento pressurizada na bainha para que se desenvolva aderência entre o cabo e a massa de concreto.

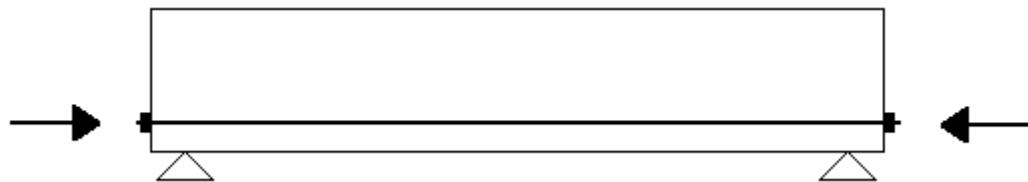


Figura 29: Esquema de aderência posterior com dispositivo de ancoragem externo

Protensão sem aderência é usual em lajes de pavimentos sem vigas. A armadura ativa pode deslizar sobre o concreto. Os cabos devem ser protegidos contra corrosão nas bainhas, já que não existe uma massa de concreto envolvendo os cabos. É comum o uso de graxa para essa finalidade.

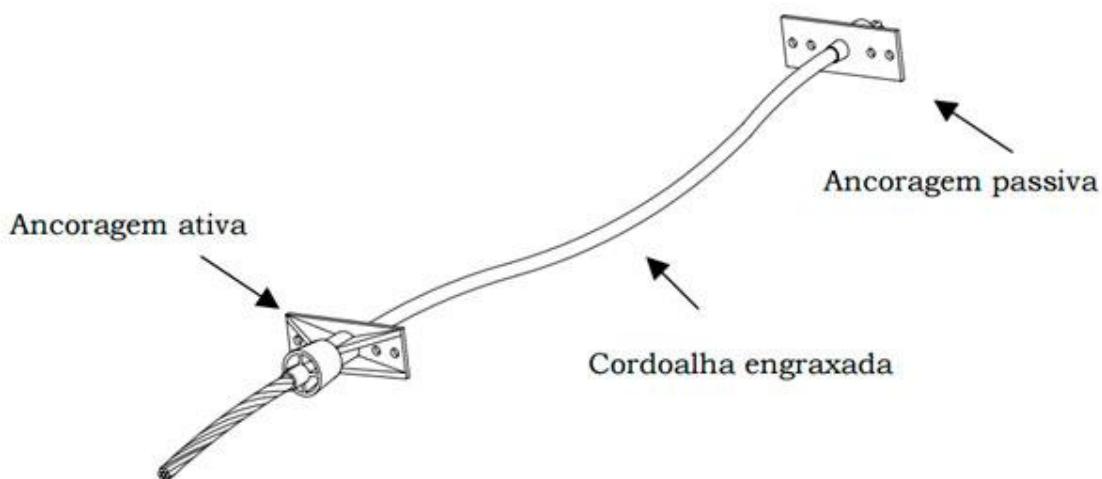


Figura 30: Exemplo de protensão sem aderência

4.3.2.3 Quanto ao tipo de ancoragem

A ancoragem da protensão pode ser: ancoragem de extremidade por aderência com o concreto, ancoragem de extremidade por meio de dispositivos de ancoragem (usualmente o uso de placas de ancoragem), ancoragem de extremidade constituída por laços ou ganchos no interior da peça de concreto.

As peças que apresentam ancoragem de extremidade por aderência com o concreto são, geralmente, aquelas em que foram executadas pela protensão por aderência inicial em pistas de protensão. Isso ocorre pela facilidade da execução, já que não é necessária a utilização dos dispositivos de ancoragem. Por outro lado, as forças de protensão são menores por conta do limite imposto pelo fendilhamento do concreto.

Os dispositivos de ancoragem são comuns em vigas pré-moldadas, onde os carregamentos são elevados e a força de protensão é tal que exige o uso dessa solução. Trata-se de uma placa de aço que distribui a altíssima força de protensão para uma área a ser resistida pelo concreto. Vale lembrar a necessidade do estudo da armadura de fretagem já que, geralmente, essa pressão vinda do dispositivo de ancoragem ainda é alta demais para o concreto resistir sozinho. Outro tipo de dispositivo é aquele interno à massa de concreto, podendo ser por laços e outros aparelhos que componham uma ancoragem dentro da massa de concreto. Esse tipo

de dispositivo é comum quando existe a necessidade de uma das pontas do cabo ser em ancoragem passiva. Vale lembrar que as perdas de protensão por atrito nesse tipo de solução são maiores, quando comparadas a duas extremidades em ancoragem ativa.



Figura 31: Exemplo de ancoragem ativa



Figura 32: Exemplo de ancoragem passiva

4.3.2.4 Quanto à deformação da peça protendida

Nesse caso a protensão pode ser: protensão não distorcional e protensão sem efeitos de coação.

Protensão não distorcional é aquela em que a posição dos cabos de protensão e sua força seja de tal sorte que o eixo da estrutura, quando solicitada pelo peso próprio, não tenha deformação transversal (flecha).

A protensão sem efeitos de coação é aquela em que, em estruturas externamente hiperestáticas, a força de protensão não produz nenhuma modificação nas reações de apoio.

4.3.2.5 Quanto à resiliência da protensão

Segundo Leonhardt: “Esse critério de diferenciação não é definido em norma, mas o engenheiro projetista deve conhecê-lo”. A protensão pode ser de baixa ou alta resiliência.

Protensão de elevada resiliência é aquela em que foi usada material do cabo com resistência muito elevada e grande capacidade de alongamento elástico, de tal forma que pequenas variações no alongamento do cabo não conferem grande perda na tensão de tração e, portanto, baixa perda de força de protensão.

A protensão pode ser dita de baixa resiliência quando o material for de resistência moderada, portanto para adquirir a mesma força de protensão necessita-se de maior área de material. Esse tipo de protensão é mais rígida e mais suscetível às variações dimensionais da peça de concreto.

O uso de aço do tipo CA-50 como armadura ativa não é usualmente empregado pela baixa resiliência, como é mostrado pelo efeito de mola conforme Hanai (2005) no livro “Fundamentos do Concreto Protendido, pg.38”.

Fazendo analogia com uma mola:

Um aço com baixa resistência e baixa deformação elástica irá perder grande parte da tensão de protensão quando ocorrer uma deformação axial na peça de concreto $\Delta\varepsilon_c$ (o que é inevitável por diversos fatores abordados no item 4.3.3 Perdas de Protensão)

No exemplo a seguir são comparadas duas longarinas de concreto protendido com a mesma capacidade de força de protensão, porém com materiais diferentes (CA-50 e

CP-190 RB). Por terem mesmo módulo de elasticidade e o patamar elástico do aço para protensão atinge maiores deformações, o CP-190 RB resulta numa estrutura mais resiliente.

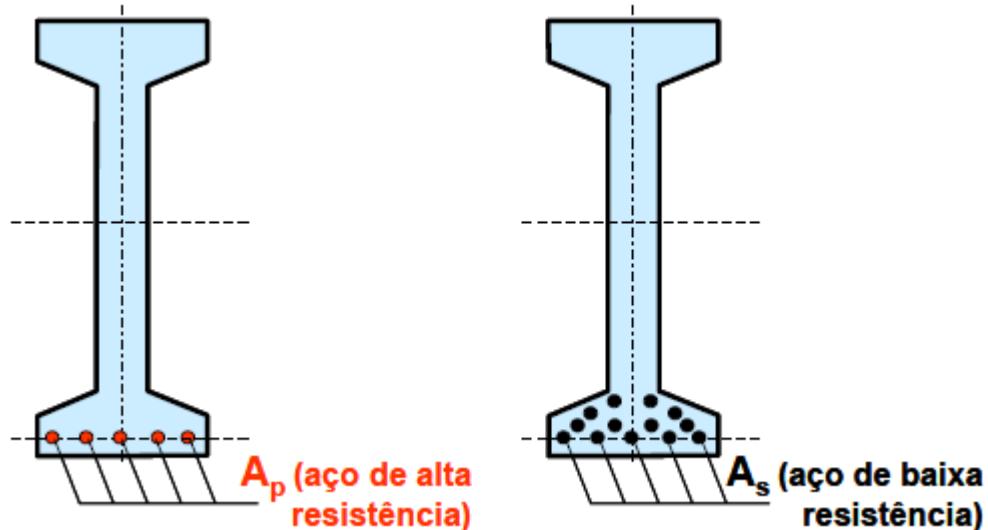


Figura 33: Exemplo de possíveis armaduras ativas de mesma capacidade de protensão

Como, da Lei de Hooke da teoria da elasticidade linear:

$$F = k * x ; P = k_s * \Delta L_s = k_p * \Delta L_p$$

Sendo:

$$A_s > A_p \rightarrow k_s > k_p$$

Portanto os alongamentos no aço de protensão são maiores:

$$\Delta L_p > \Delta L_s$$

Se tivermos um encurtamento do concreto $\Delta \varepsilon_c$ então haverá maior perda de protensão no aço de menor resistência:

$$\Delta P_s > \Delta P_p$$

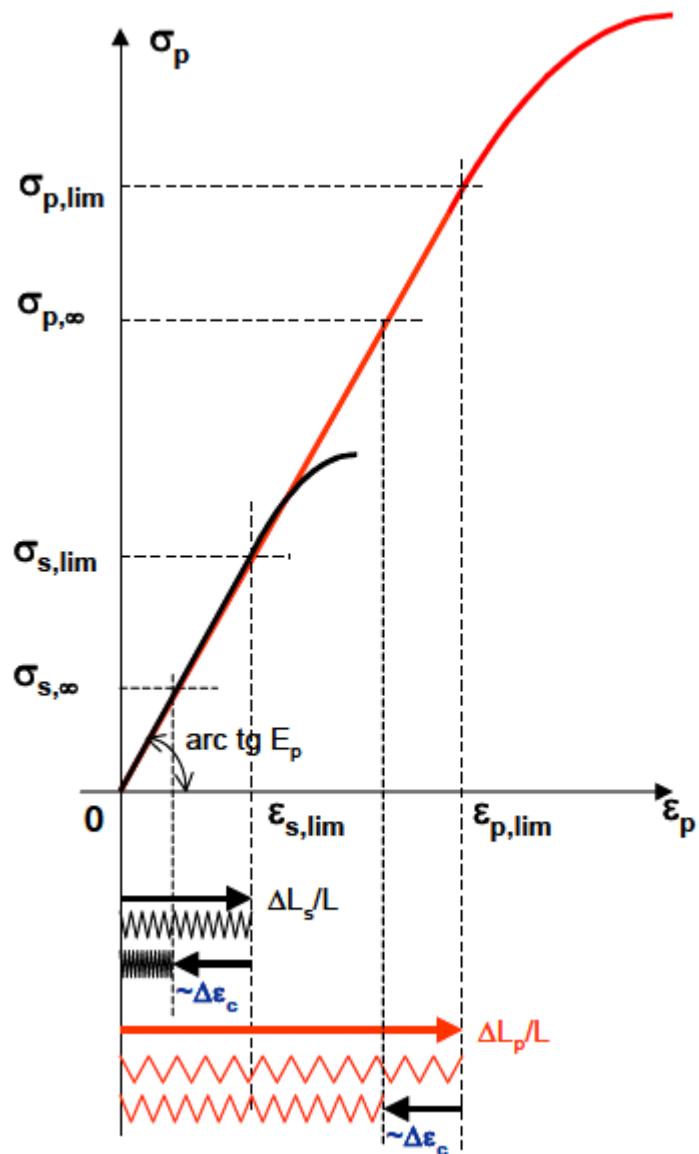


Figura 34: Efeito de mola na resiliência da protensão

4.3.3 Perdas de protensão

A força de protensão (P) é igual, em módulo e sentido contrário, à força no cabo, geralmente produzida através de macacos hidráulicos e que atua sobre a ancoragem.

É preciso, porém, distinguir a força inicial aplicada pelos macacos hidráulicos , V0, aplicada na ancoragem no instante t=0, da força no instante t=∞, isso porque existem perdas devidas ao atrito entre cabo e bainha, recuo da ancoragem, retração do concreto, fluênciā do concreto, relaxação do aço e protensão sucessiva de mais de um cabo na mesma peça por deformação elástica do concreto.

4.3.3.1 Perda por atrito

A perda por atrito tem dois conceitos básicos: o atrito entre a bainha e o cabo no trecho reto é função do comprimento resistente e do coeficiente de atrito entre os materiais, o segundo conceito é que pela mudança de direção dos cabos (o que é praticamente mandatório em estruturas de pontes, já que os momentos variam entre duas seções), onde contato entre bainha e o cabo aumenta muito, aumentando a variação da tensão na armadura ativa por unidade de comprimento. A NBR 6118 determina uma expressão para a estimativa da perda (ITEM 9.6.3.3.2.2.):

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

Onde:

- $\Delta P_{(x)}$ = perda por atrito;
- P_i = valor da força aplicada no ato da protensão;
- μ = coeficiente de atrito aparente entre o cabo e a bainha;
- $\sum \alpha$ = soma dos ângulos de desvio entre a ancoragem e o ponto de abscissa x;
- k = coeficiente de perda por metro provocada por curvaturas não intencionais do cabo;
- x = abscissa do ponto onde se calcula ΔP , medida a partir da ancoragem.

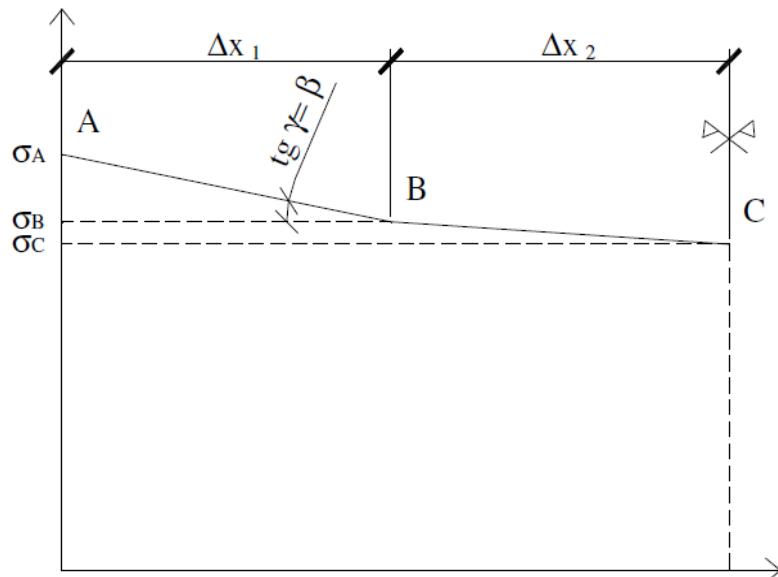


Figura 35: Perdas por atrito

4.3.3.2 Perda por recuo da ancoragem

A perda por recuo da ancoragem acontece pois a cunha deve entrar nas entrâncias da placa de ancoragem, e inevitavelmente existe uma perda de alongamento da armadura ativa. O encurtamento da ancoragem é um dado vindo do fabricante da peça e requer boa execução por conta da construtora encarregada pela atividade. Vale lembrar que o recuo não necessariamente irá interferir em toda a extensão do cabo, já que existe o atrito entre a bainha e o cabo, como mostrado na figura a seguir, onde o recuo da ancoragem gera a perda Ah:

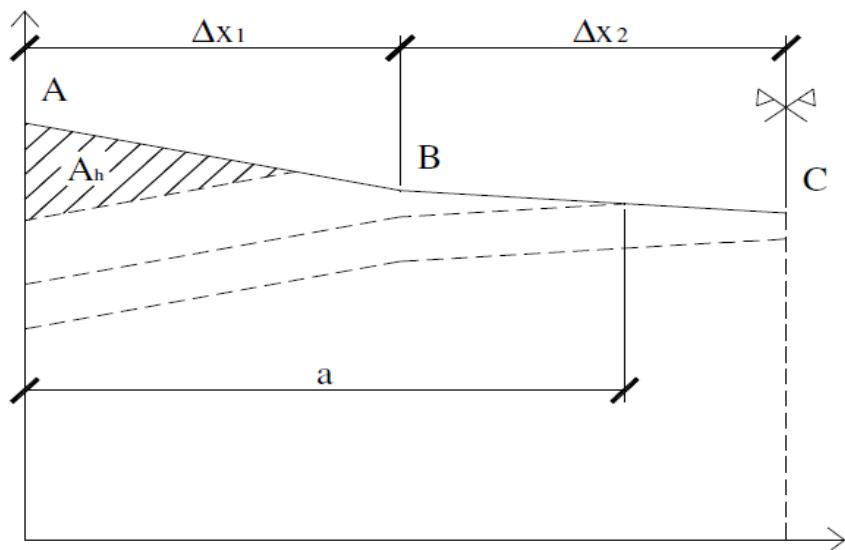


Figura 36: Perdas por encurtamento

4.3.3.3 Perda por encurtamento elástico do concreto

A peça de concreto, quando solicitada a uma força de compressão, irá se deformar elasticamente. Num cenário em que existe mais de um cabo (o que não é incomum em vigas de pontes) o efeito de deformação axial da estrutura de concreto devido à protensão do cabo de número n irá influenciar no alongamento dos cabos já protendidos e ancorados na peça, conforme ilustrado na figura a seguir:

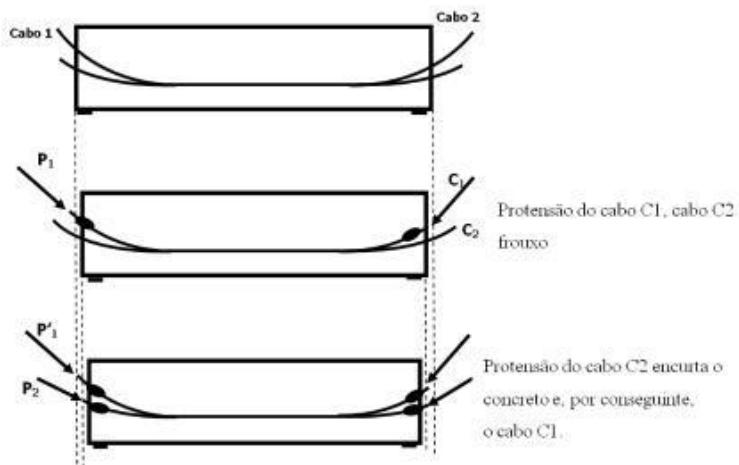


Figura 37: Exemplo da influência do encurtamento do concreto na protensão

4.3.3.4 Perdas progressivas

Perdas progressivas são aquelas que aumentam com o tempo, e pensa-se na estabilização desses efeitos em 30 anos.

A fluênci a pura do concreto ocorre devido ao aumento das deformações no concreto dada uma pressão constante. O concreto pretendido está constantemente comprimido e, portanto, apresenta uma deformação no instante inicial da protensão t=0. Após alguns meses a mesma força está agindo sobre a massa de concreto, por efeitos de fluênci a as deformações crescerão. A armadura ativa irá acompanhar essa deformação adicional, e, portanto, a tensão irá diminuir elasticamente.

Outro fenômeno que ocorre ao longo do tempo é a relaxação pura do aço, onde as tensões na seção transversal do material diminuem sem que haja mudança na deformação.

Esses dois efeitos, fluênci a e relaxação, não são puros e isolados. Existe uma variação de tensão no concreto durante a evolução da fluênci a e existe variação na deformação do aço durante a evolução da relaxação. Dessa forma é feita uma ponderação dos dois efeitos, conforme a norma o item 9.6.3.4.2 da norma NBR 6118:

$$\Delta\sigma_p(t, t_0) = \frac{\varepsilon_{cs}(t, t_0)E_p - \alpha_p\sigma_{c,p0g}\varphi(t, t_0) - \sigma_{p0}\chi(t, t_0)}{\chi_p + \chi_c\alpha_p\eta\rho_p}$$

Onde:

- $\alpha_p = \frac{E_p}{E_{ci28}}$
- $\rho_p = A_p/A_c$
- $\eta = 1 + e_p^2 \frac{A_c}{I_c}$
- $\chi_p = 1 + \chi(t, t_0)$
- $\chi_c = 1 + 0,5\varphi(t, t_0)$

Onde:

- $\Delta\sigma_p(t, t_0)$ = perda de tensão na protensão no instante t;
- $\sigma_{c,p0g}$ = tensão no concreto adjacente ao cabo resultante, provocada pela protensão e pela carga permanente mobilizada no instante t_0 ;
- $\varphi(t, t_0)$ = coeficiente de fluênciia do concreto no instante t para protensão e carga permanente, aplicadas no instante t_0 ;
- $\chi(t, t_0)$ = coeficiente de fluênciia do aço;
- $\varepsilon_{CS}(t, t_0)$ = retração no instante t, descontada a retração ocorrida até o instante t_0 ;
- ρ_p = taxa geométrica da armadura de protensão;
- e_p = excentricidade do cabo resultante em relação ao baricentro da seção do concreto;
- A_p = área da seção transversal do cabo resultante;
- A_c = área da seção transversal do concreto;
- I_c = momento central de inércia na seção do concreto.

Já a retração do concreto é um fenômeno químico em função da umidade da atmosfera. Esse fenômeno é comparável a uma variação térmica negativa, portanto uma deformação imposta. A peça de concreto terá redução nas suas dimensões o que resultará numa deformação na armadura passiva, já que as duas estruturas estão conectadas. Essa variação da deformação na armadura levará a uma variação de tensão e, portanto, diminuição da força de protensão. A NBR 6118 também fornece uma expressão para o cálculo do valor da retração:

$$\varepsilon_{CS}(t, t_0) = \varepsilon_{CS\infty} [\beta_s(t) - \beta_s(t_0)]$$

Onde:

- $\varepsilon_{CS\infty} = \varepsilon_{1S} \varepsilon_{2S}$
- $\varepsilon_{CS\infty}$ = valor final da retração;
- ε_{1S} = coeficiente dependente da umidade relativa do ambiente e da consistência do concreto, fornecido pela Tabela A.1 da NBR 6118;
- ε_{2S} = coeficiente dependente da espessura fictícia da peça;
- $\varepsilon_{2S} = \frac{33+2h_{fic}}{20,8+3h_{fic}}$

Onde:

- h_{fic} = espessura fictícia;
- $\beta_s(t)$ ou $\beta_s(t_0)$ = coeficiente relativo à retração, no instante t ou t0;
- t = idade fictícia do concreto no instante considerado;
- t_0 = idade fictícia do concreto no instante em que o efeito da retração na peça começa a ser considerado.

4.3.4 Momento Hiperestático de Protensão

Em estruturas de concreto pretendido com efeito de coação o posicionamento do cabo equivalente irá mudar as reações de apoio, então existirá variação do momento final na estrutura.

Analisaremos uma estrutura bastante simples para que seja possível a verificação desse conceito. As estruturas têm a mesma seção transversal e o carregamento é o mesmo (simulando uma protensão excêntrica tal que resulte num momento aplicado nas extremidades de 100 kN.m e com o cabo equivalente geometricamente linear por toda a barra).

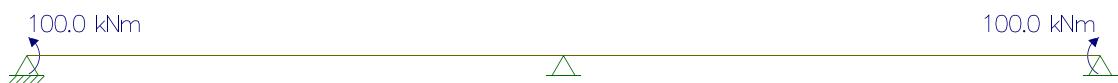


Figura 38: Carregamento equivalente da Viga Hiperestática

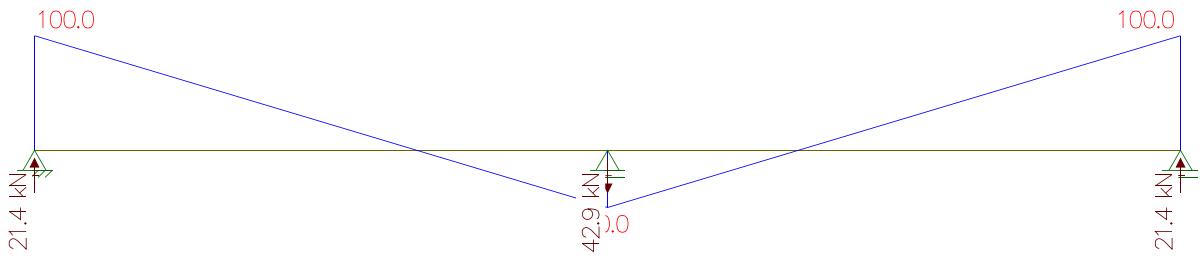


Figura 39: Momento fletor da Viga Hiperestática e reações de apoio (momento positivo de 50kN.m)



Figura 40 Carregamento equivalente da Viga Isostática

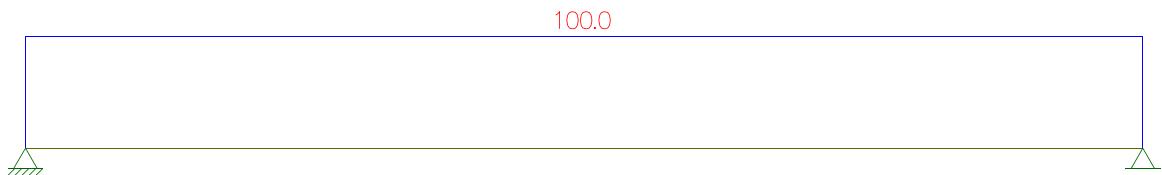


Figura 41: Momento fletor da Viga Isostática e reações de apoio

O momento hiperestático de protensão será o momento aplicado pela variação da reação de apoio, demonstrado na figura a seguir:

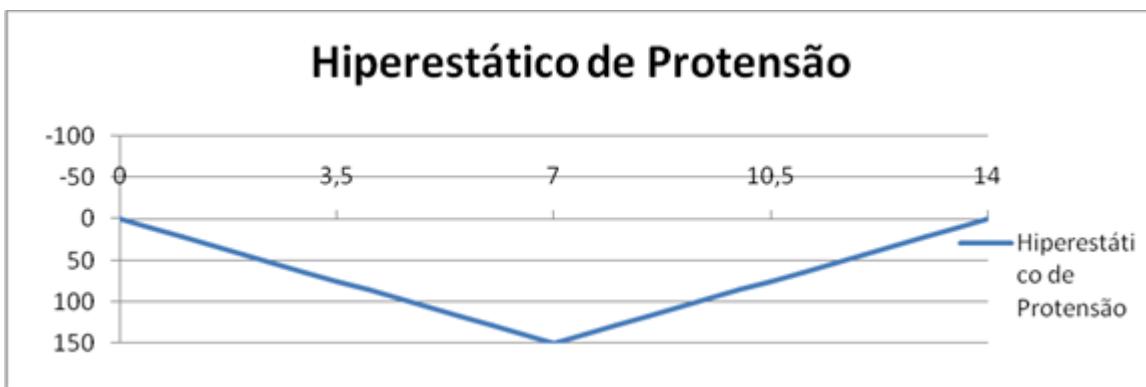


Figura 42: Momento Hiperestático de Protensão

Para obras com grandes vãos e cabos com traçados curvos (geralmente parabólicos) esse momento pode ser difícil de prever e tanto o valor quanto o

sentido. Esse momento mostra como existe uma iteratividade no projeto de pontes, já que o momento Hiperestático de Protensão é resultante da quantidade de cabos e sua geometria, porém para dimensionar os cabos é preciso saber os momentos a serem resistidos.

5 ESTUDO DE CASO

5.1 Escolha dos sistemas estruturais e métodos construtivos

Como o estudo de caso é sobre a construção do trecho descendente da Rodovia Imigrantes já existia a obra do trecho ascendente construída a poucos metros com características geologia muito semelhantes de demanda de tráfego e traçado. A estrutura antiga é de vãos isostáticos com juntas de dilatação a cada poucas dezenas de metros.

Quando uma obra apresenta muitas juntas de dilatação ocorrem fenômenos indesejáveis que podem comprometer a utilização, o conforto e a eficácia da solução.

Para o motorista utilizando a via existirão diversas descontinuidades no pavimento, o que torna a viagem mais desconfortável e até perigosa para o caso de motociclistas que são mais suscetíveis às oscilações do pavimento.

Para a concessionária responsável pela manutenção será mais custoso, pois as juntas de dilatação são pontos de maior custo, seja para a troca dos aparelhos responsáveis pela vedação do mesmo, ou pela deterioração precoce do aparelho de apoio por infiltrações nessas áreas.

A obra a ser estudada neste trabalho tem apenas uma junta de dilatação dividindo a ponte em duas estruturas hiperestáticas de 264m, cada uma com 6 vãos de 44m.

Outro motivo que levou à escolha de um sistema longitudinal de viga hiperestática foi o fato de que a fundação desta obra é muito cara e como a seção celular resiste bem a momentos positivos e negativos a solução como um todo tem menor peso próprio e, portanto, menor carregamento na fundação.

A estrutura é executada em seção celular moldada in loco sob cimbramento móvel com duas frentes de trabalho para agilizar o cronograma. Por efeitos de simetria só será estudada metade da estrutura.

O método construtivo é o cimbramento móvel, em que a superestrutura será executada em fases, onde será concretado um vão inteiro e $\frac{1}{4}$ do vão adjacente.

Após a desfôrma e protensão dos cabos o cimbramento será avançado e então executada a concretagem dos $\frac{3}{4}$ restantes do vão já iniciado e $\frac{1}{4}$ do vão adjacente.

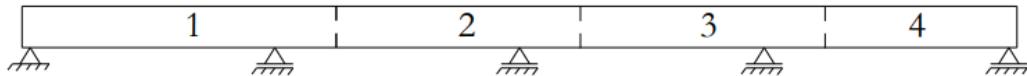


Figura 43: Exemplo das fases da construção da superestrutura

5.2 Escolha do tipo de fundação

O perfil geológico mostrou um solo de argila mole de péssima capacidade geotécnica com baixíssimo SPT.

O tubulão foi descartado, pois seriam muitos metros de escavação submersa, o que resultaria numa pressão no operário maior do que é permitido por leis trabalhistas.

O estacão também não seria possível já que a lama bentonítica poluiria o rio e, portanto geraria um problema ambiental indesejável.

A estaca cravada pré-moldada seria muito longa o que pode gerar problemas de estabilidade quando em solo mole como o da região. Além disso, essa solução não permitiria o embutimento em rocha.

A estaca com camisa metálica se fez uma boa solução, apesar do grande custo por metro de estaca. Essa solução consegue contornar o problema de baixo SPT por ser embutida em rocha, o problema ambiental por não precisar de lama estabilizante e não existem problemas trabalhistas quanto a sua execução.

5.3 Propriedades gerais

Do faseamento da obra:

A fase 1 terá 55m, sendo deles 44m entre os apoios mais 11m de balanço entre os próximos apoios.

As fases 2 a 5 terão 44m, sendo deles os 33m restantes do vão da fase anterior mais 11m de balanço entre os próximos apoios.

A fase 6 terá 33m, compreendendo os últimos 33m restantes da fase 5.

O ciclo de concretagem e desfôrma de um trecho será de 20 dias.

O cobrimento será de 3,00 cm.

As seções variam com mísulas das lajes e longarinas.

O pavimento é flexível não incorporado de 10 cm.

5.3.1 Materiais

A estrutura é composta de concreto $f_{ck} = 45 \text{ MPa}$.

Peso específico do concreto: $\gamma_{concreto} = 2,5 \text{ ton/m}^3$.

Peso específico do pavimento: $\gamma_{pavimento} = 2,4 \text{ ton/m}^3$.

Aço de armadura passiva é o CA-50. Dados: $f_{yk} = 50 \text{ kN/cm}^2$, $\varepsilon_{yd} = 2,07\%$, $E = 210 \text{ GPa}$, $\gamma_s = 1,15$.

Aço para armadura ativa é o CP 190 RB. Dados: $f_{ptk} = 190 \text{ kN/cm}^2$, $\varepsilon_{pyd} = 7,63\%$, $\gamma_p = 1,15$.

5.4 Determinação dos esforços solicitantes

Para a modelagem computacional foi usado o software SAP2000, onde foram colocadas as dimensões da estrutura, com seção transversal conforme desenhos de fôrma.

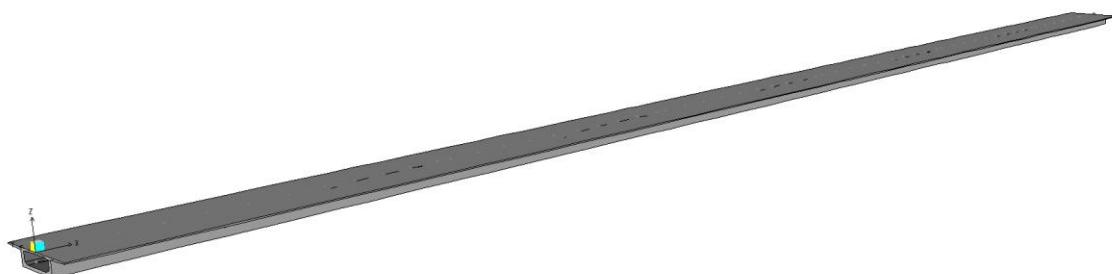


Figura 44: Modelo computacional do tabuleiro

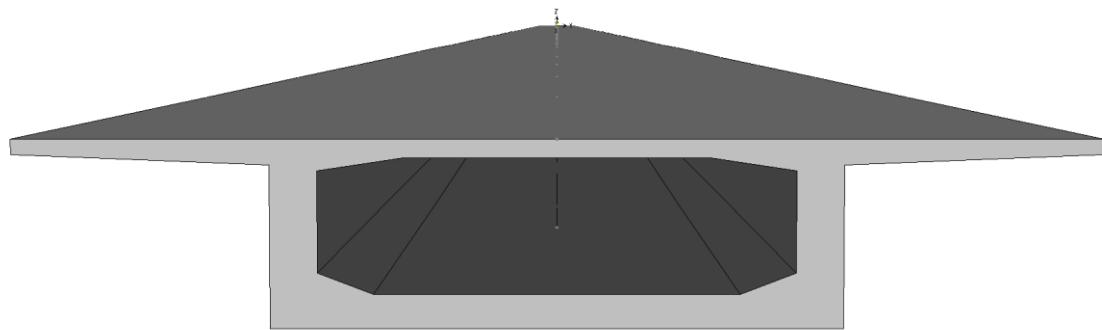


Figura 45: Modelo computacional do tabuleiro

A seção transversal da estrutura varia entre vãos e apoios para maior eficiência da mesma. Onde os momentos positivos são maiores (meio do vão) é diminuída a espessura da laje inferior por ter menor importância, o que também confere menor peso próprio para a estrutura. Quando próximo dos apoios, a laje inferior e as longarinas aumentam de espessura, já que a laje inferior receberá a compressão vinda do momento negativo formado em vigas contínuas e portanto uma maior área de concreto se faz necessária.

A motivação para aumentar a espessura das longarinas é que perto dos apoios são as regiões de maior força cortante, e é nas longarinas que ocorre a transmissão desse esforço através do modelo estrutural treliça de Mörsch.

5.4.1 Cargas permanentes

5.4.2 Faseamento do peso próprio da superestrutura

Por ser uma estrutura contínua executada por cimbramento móvel, os momentos fletores devem ser analisados em cada fase, no final da última fase e para um tempo próximo ao infinito por conta da fluênciia do concreto.

O carregamento será por metro linear de obra, calculando-se a área da seção transversal e adotando um peso específico do concreto de $\gamma_c = 2,5 \text{ ton/m}^3$. Por conta da variação de seção entre o vão e o apoio, o carregamento será crescente linear nessa região.

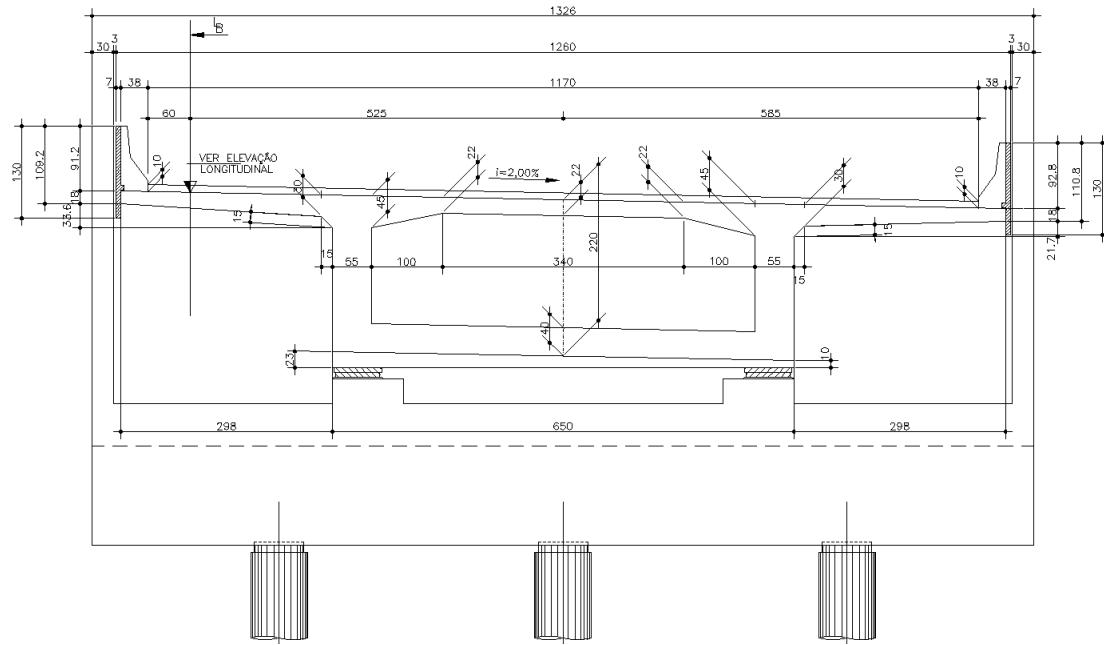


Figura 46: Seção da superestrutura no apoio

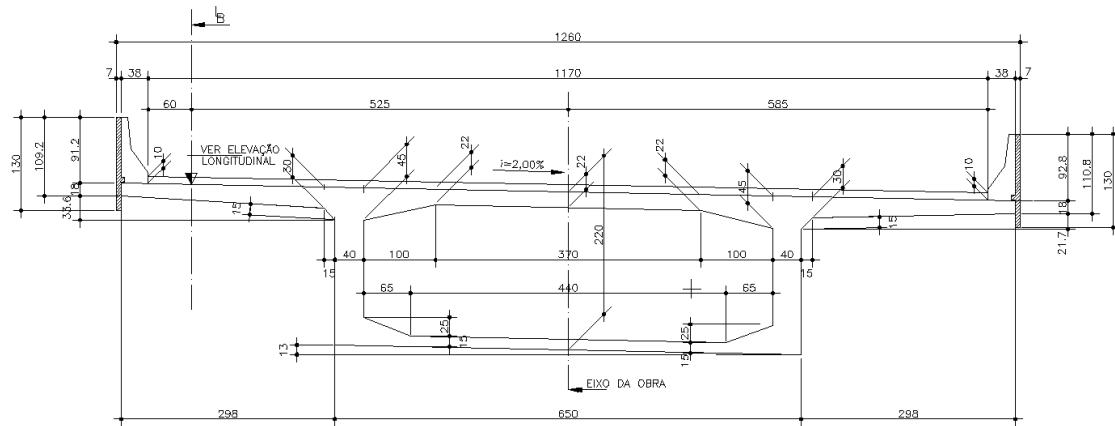


Figura 47: Seção da superestrutura no meio do vão

A seguir serão mostrados os diagramas de momento fletor causados apenas pelo peso próprio da estrutura em diversas situações.

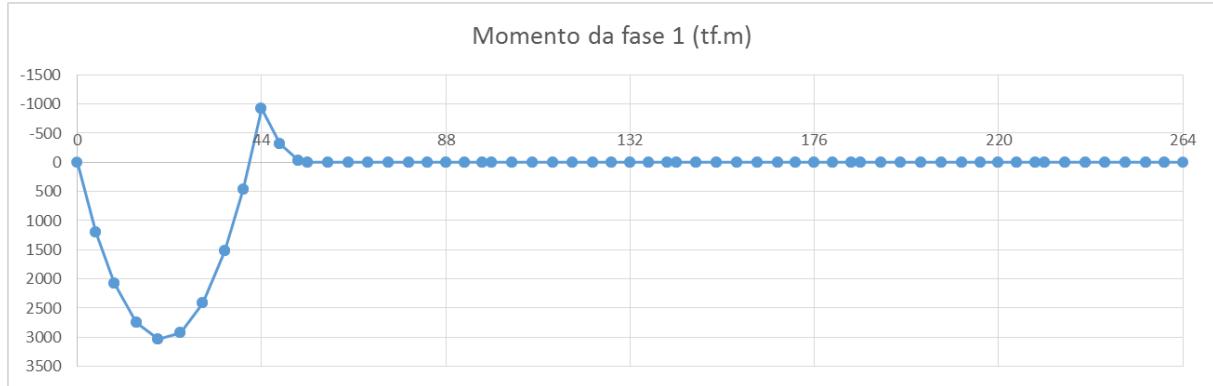


Figura 48: Momento fletor ao final da primeira fase

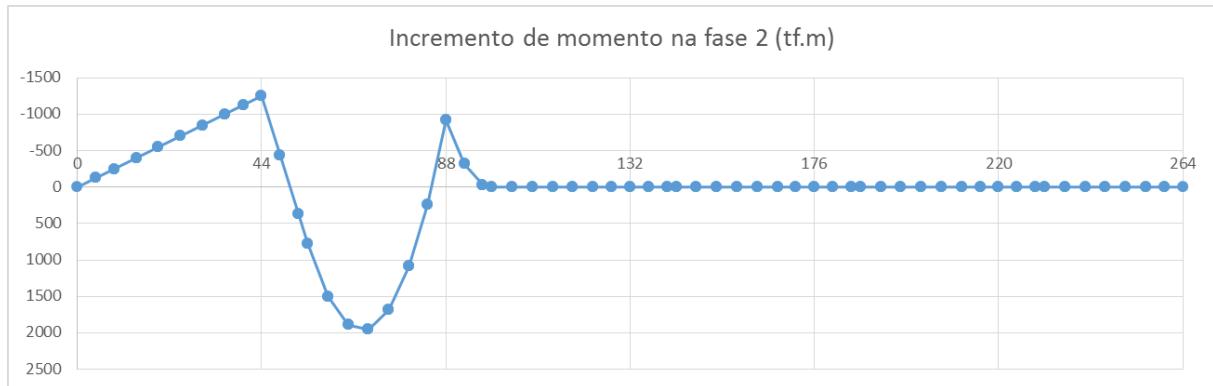


Figura 49: Incremento de momento fletor entre as fases 1 e 2

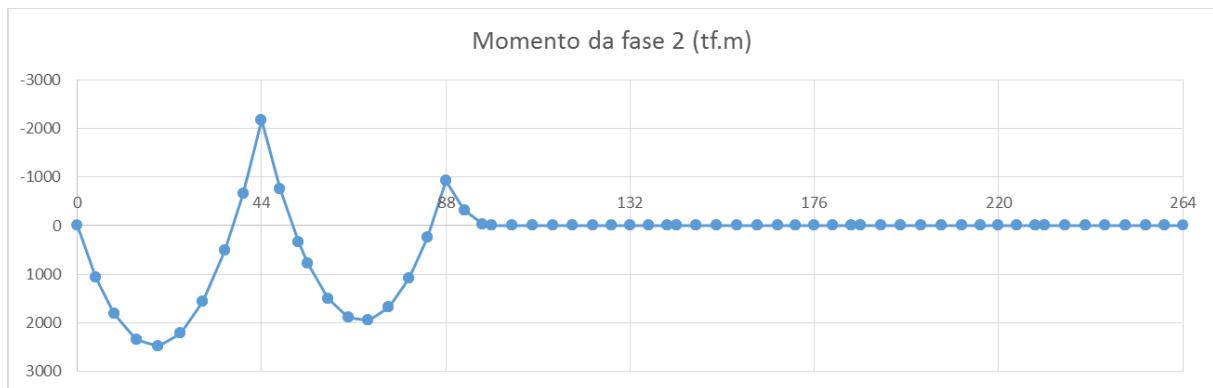


Figura 50: Momento fletor ao final da segunda fase

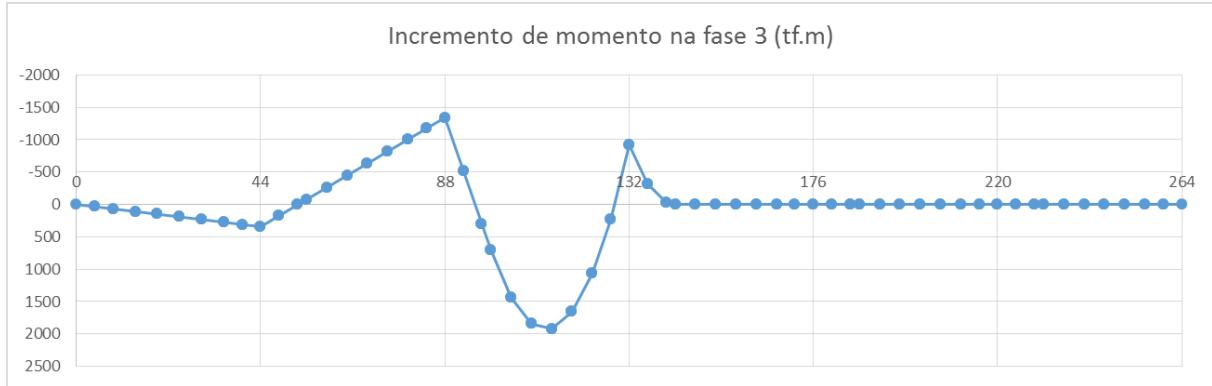


Figura 51: Incremento de momento fletor entre as fases 2 e 3

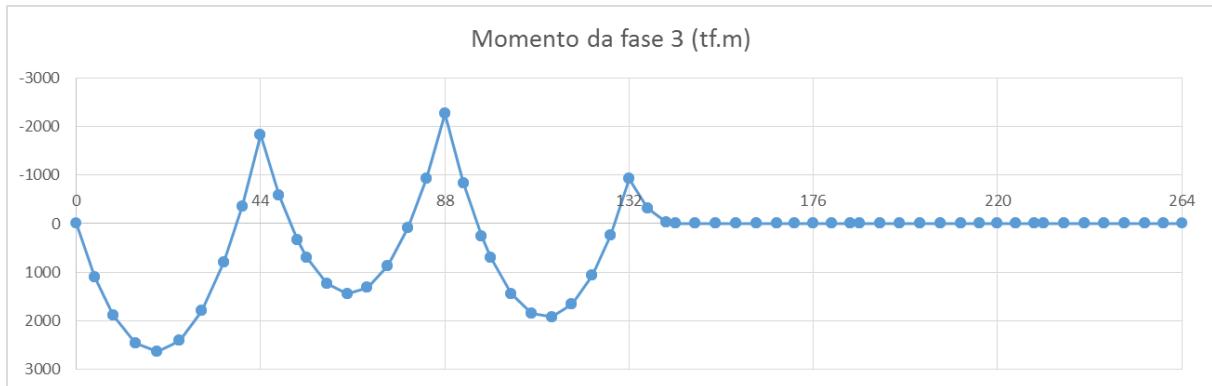


Figura 52: Momento fletor ao final da terceira fase

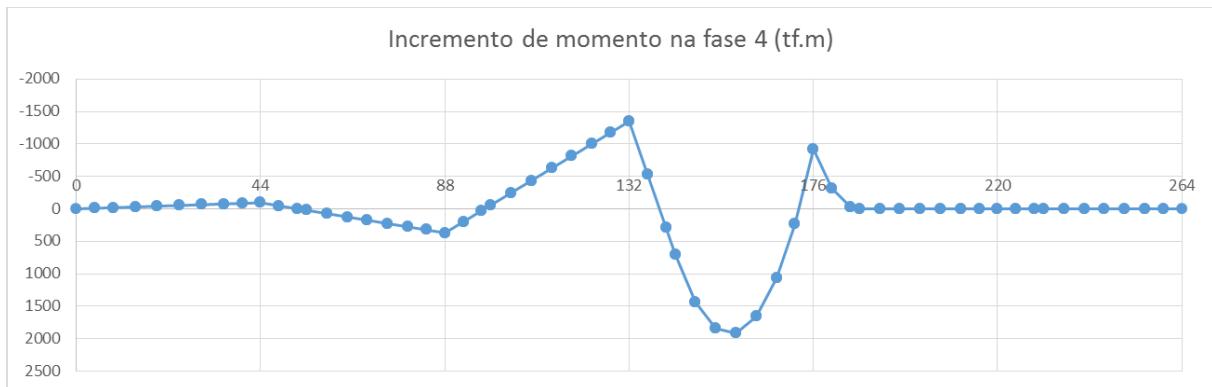


Figura 53: Incremento de momento fletor entre as fases 3 e 4

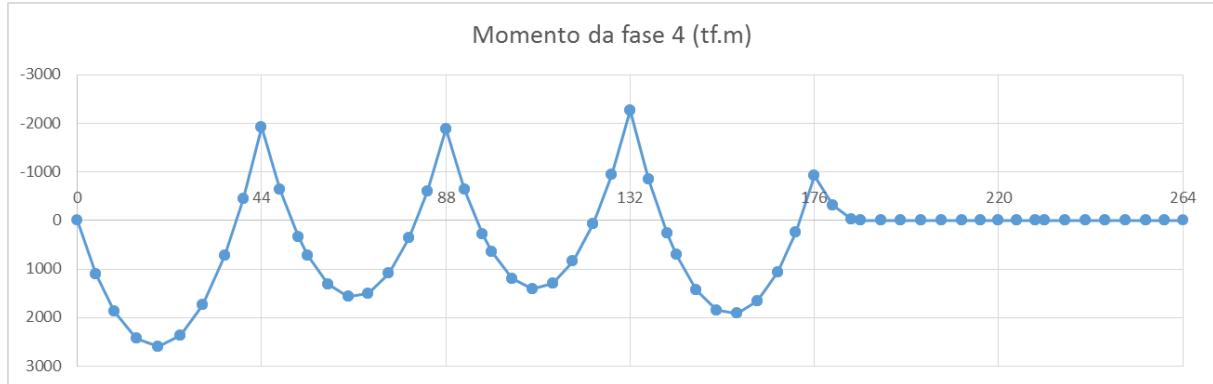


Figura 54: Momento fletor ao final da quarta fase

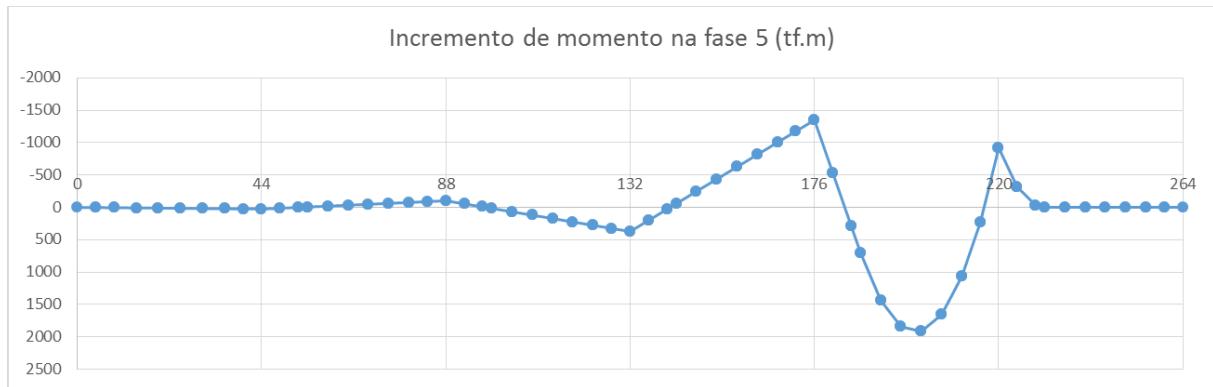


Figura 55: Incremento de momento fletor entre as fases 4 e 5

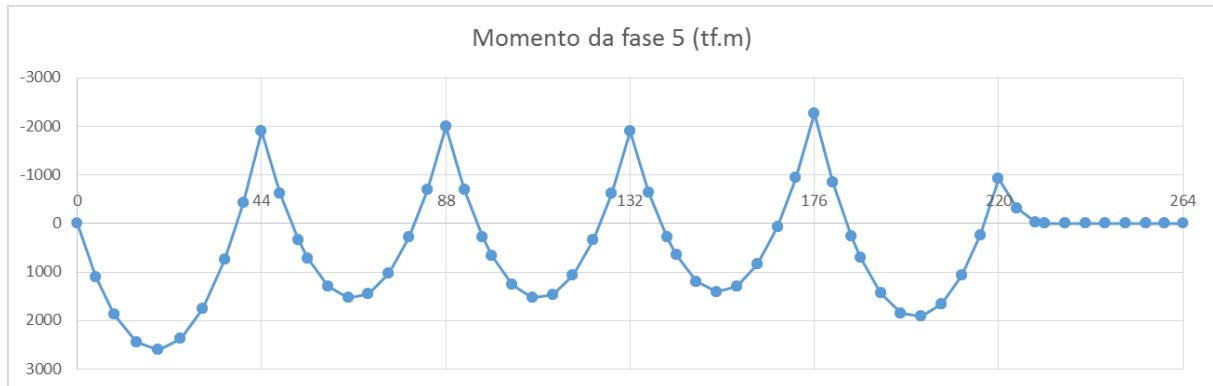


Figura 56: Momento fletor ao final da quinta fase

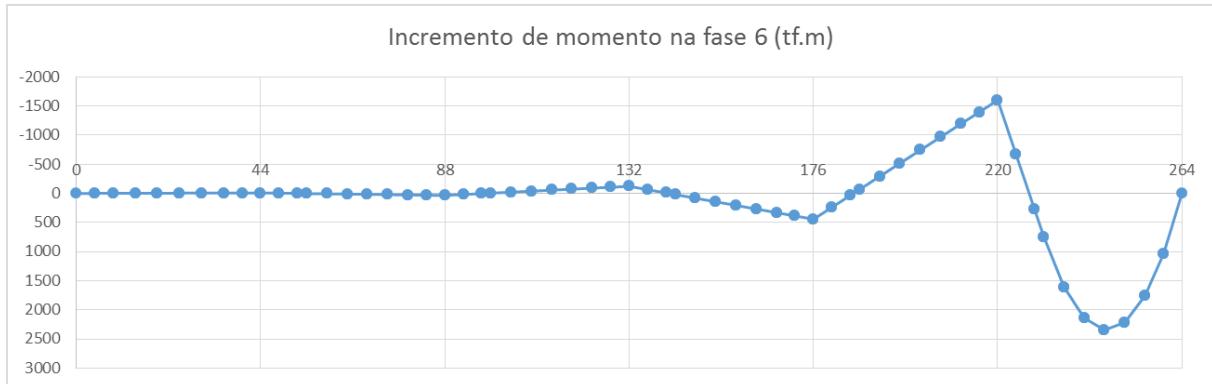


Figura 57: Incremento de momento fletor entre as fases 5 e 6

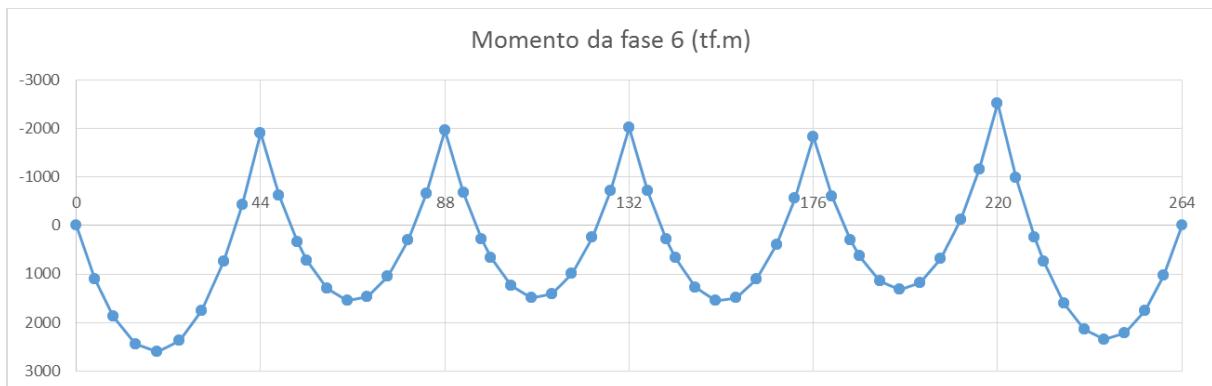


Figura 58: Momento fletor ao final da sexta fase

5.4.2.1 Análise da acomodação por fluênciа

Foi calculado o peso próprio da estrutura caso fosse totalmente cimbrada e executada numa só etapa, denominada de “Viga Contínua” e então comparada com a fase final da obra executada com cimbramento móvel, denominada “Fase Final”.

Como a fluênciа é descrita por uma curva assintótica, a discretização do passar do tempo no modelo computacional foi feito de tal forma que as primeiras idades foram melhores representadas. Foram adotados incrementos de tempo da forma 2^n .

Onde:

n é o passo do cálculo.

O valor da somatória total dos incrementos de tempo é de, pelo menos, 30 anos.

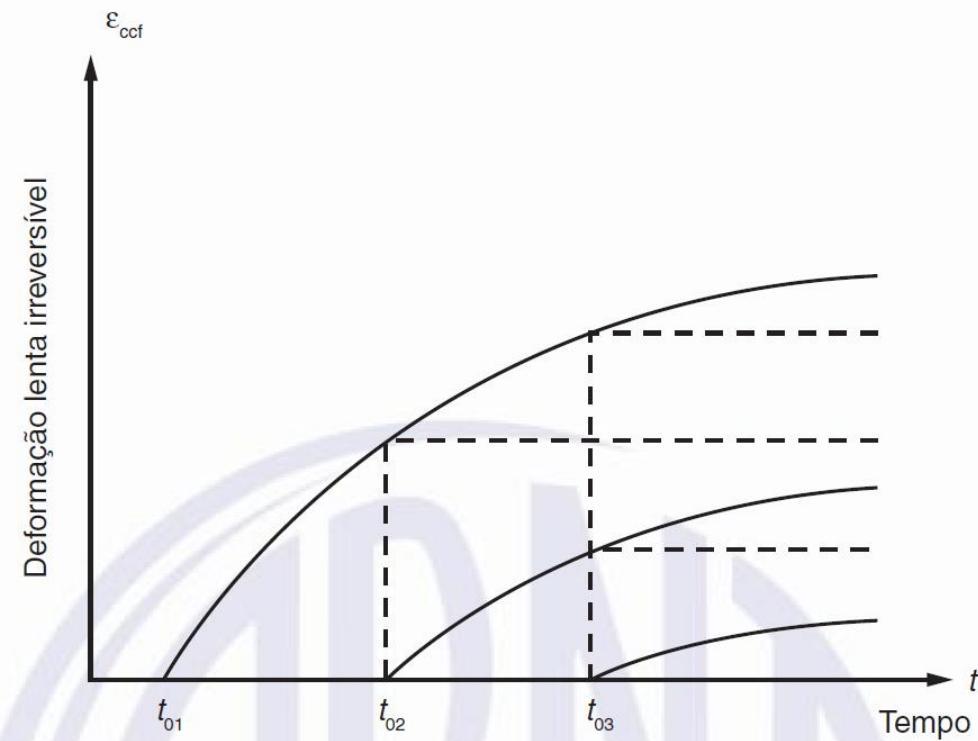


Figura 59: Diagrama assintótico da evolução das deformações lentas no concreto

Foram inserido no *software* os dados necessários para que seja feito os cálculos da adaptação da estrutura por fluênciia, conforme a NBR 6118. Os dados estão à seguir.

$$h_{fic} = \frac{2\gamma A_c}{u_{ar}}$$

Onde:

$$\gamma = 1 + \exp(-7,8 + 0,1U)$$

U é a umidade relativa do ambiente

A_c é a área da seção transversal da peça

u_{ar} é o perímetro da peça em contato com o ar

Como existem duas seções principais na obra e uma variação linear entre elas, foi adotada a média entre os valores de h_{fic} obtidos para as duas seções, dessa forma determinou-se o valor de $h_{fic} = 0,71\text{ m}$.

A umidade relativa do ar local foi adotada como 70%.

Outros valores são necessários para a correta determinação dos efeitos temporais, e estão demonstrados a seguir:

CEB-FIP Parameters	
Cement Type Coefficient	0,25
Relative Humidity %	70,
Notional Size, h	0,71
Shrinkage Coefficient, Bsc	5,
Shrinkage Start Age (days)	3,

Figura 60: Inputs do software SAP2000 para a determinação das variações temporais do concreto

Foram comparados os valores de momento fletor da viga entre o final da construção, após a adaptação por fluência calculada pelo software e o momento de “Viga Contínua”.

Buscou-se o valor de $e^{-\Delta\phi}$ de tal forma a aproximar ao máximo os momentos de adaptação por fluência calculados com a equação a seguir proposta por Dischinger, aos momentos obtidos pelos software.

$$M_t = M_0 * e^{-\Delta\phi} + M_c * (1 - e^{-\Delta\phi})$$

Onde:

M_t é o momento da acomodação por fluência estimado

M_0 é o momento na Fase Final

M_c é o momento da Viga Contínua

O método para obtenção do valor de $e^{-\Delta\phi}$ foi procurar qual valor minimizaria a função:

$$\sum_{i=1}^n |M_{t_i} - M_{t,software_i}|$$

Onde:

$M_{t,software_i}$ é o momento de adaptação por fluência calculado pelo software, na barra i

M_{t_i} é o momento da acomodação por fluênciá estimado pela equação de Dischinger, na barra i

n é a quantidade de barras discretizada no modelo computacional

Achou-se o valor de $e^{-\Delta\phi} = 0,2$.

Para que seja possível uma análise entre a variação do momento entre o início de operação e a acomodação por fluênciá foi traçado um gráfico em que, para cada barra do modelo computacional, foi feita a diferença $M_{t,software} - M_0$.

Onde:

$M_{t,software}$ é o momento de adaptação por fluênciá calculado pelo software

M_0 é o momento no início de operação.

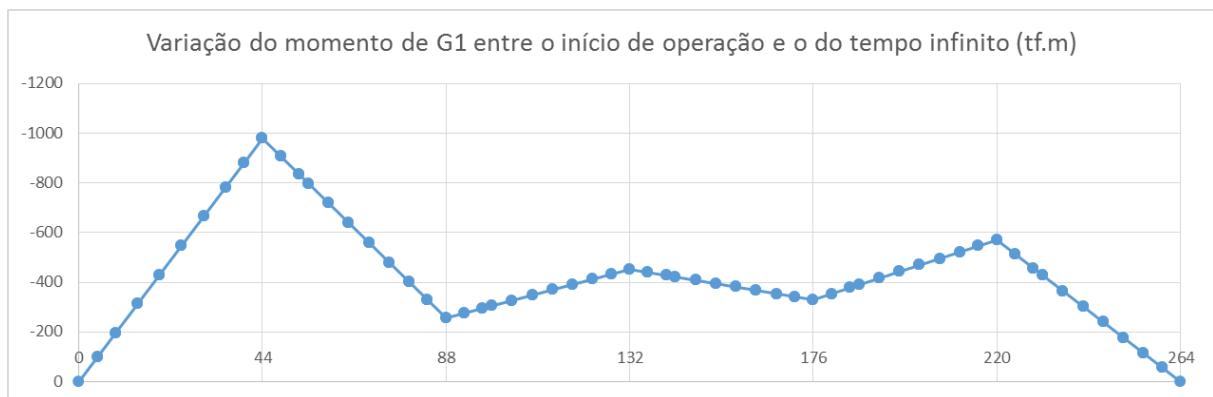


Figura 61: Diagrama de variação do momento fletor devido ao peso próprio da super-estrutura

5.4.2.2 Pavimento, guarda-rodas e repavimento

O momento fletor devido ao pavimento e ao guarda-rodas será introduzido na estrutura final e, portanto, não terá variação em função do tempo, já que a estrutura não sofrerá mudança das condições de contorno.

Esses carregamento foram calculados por metro linear da obra.

Peso específico do pavimento: $\gamma_{pavimento} = 2,4 \text{ ton/m}^3$.

Peso específico do concreto: $\gamma_{concreto} = 2,5 \text{ ton/m}^3$.

Largura da seção transversal da obra: $l_{ST} = 12,60m$.

Largura da seção transversal pavimentada: $l_{pavimento} = 12,60 - 0,45 * 2 = 11,70m.$

Área da seção transversal de um guarda-rodas: $A_{GR} = 0,286 m^2.$

Pavimento: $p_{pavimento} = 0,10 * 2,4 * (12,6 - 0,45 * 2) = 2.81 tf/m.$

Reparamento: $0,20 * (12,6 - 0,45 * 2) = 2.34tf/m.$

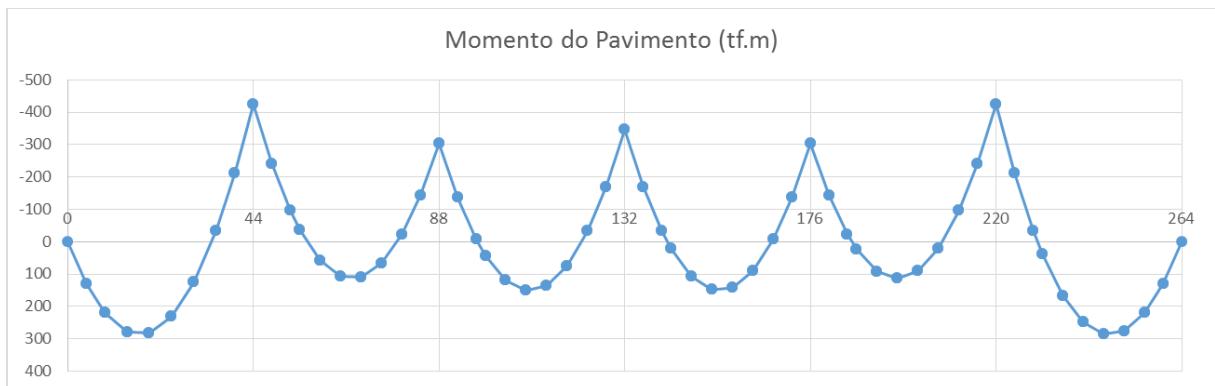


Figura 62: Diagrama do momento fletor devido ao pavimento

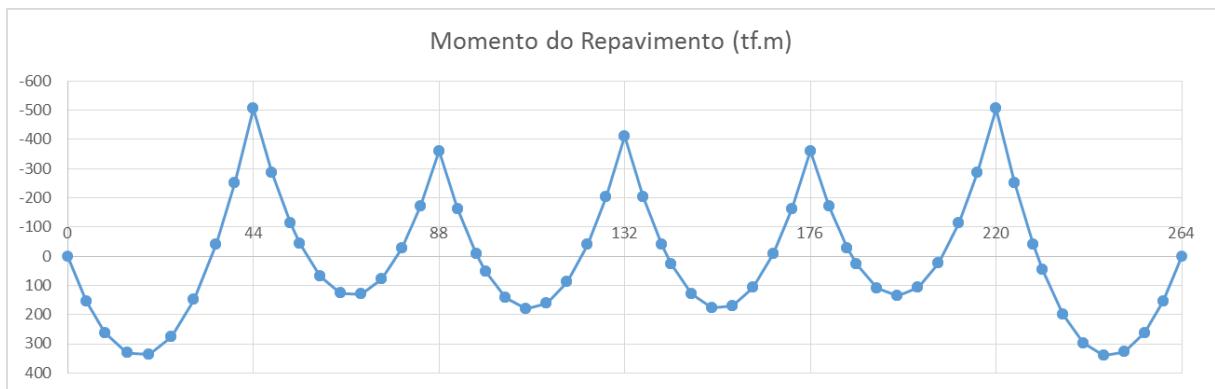


Figura 63: Diagrama do momento fletor devido ao reparamento



Figura 64: Diagrama do momento fletor devido ao guarda-rodas

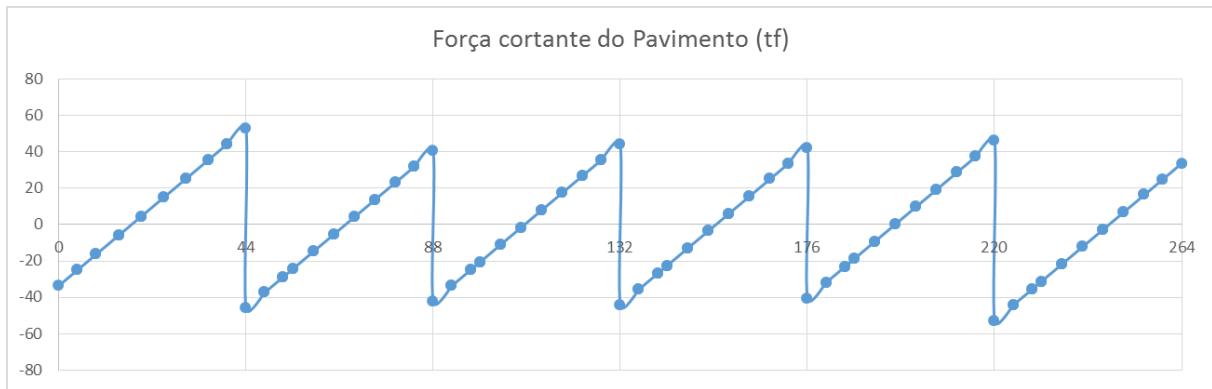


Figura 65: Diagrama de força cortante devido ao pavimento

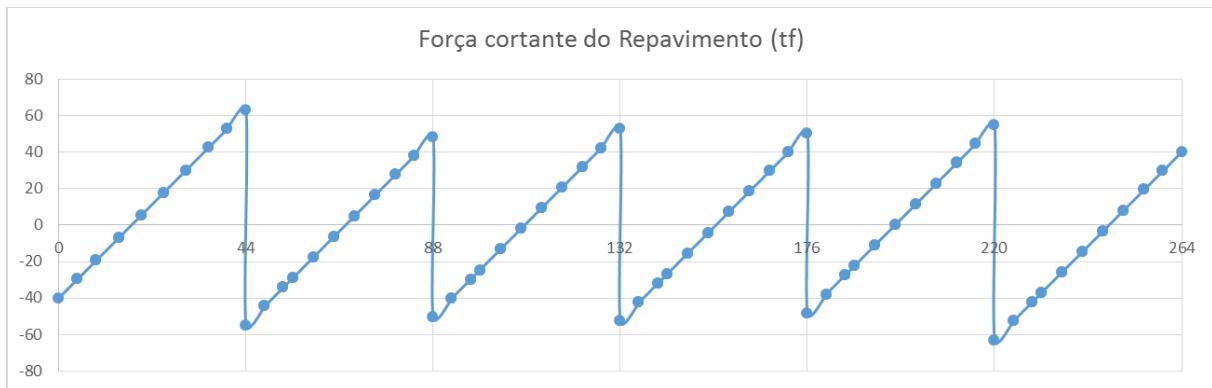


Figura 66: Diagrama de força cortante devido ao repavimento

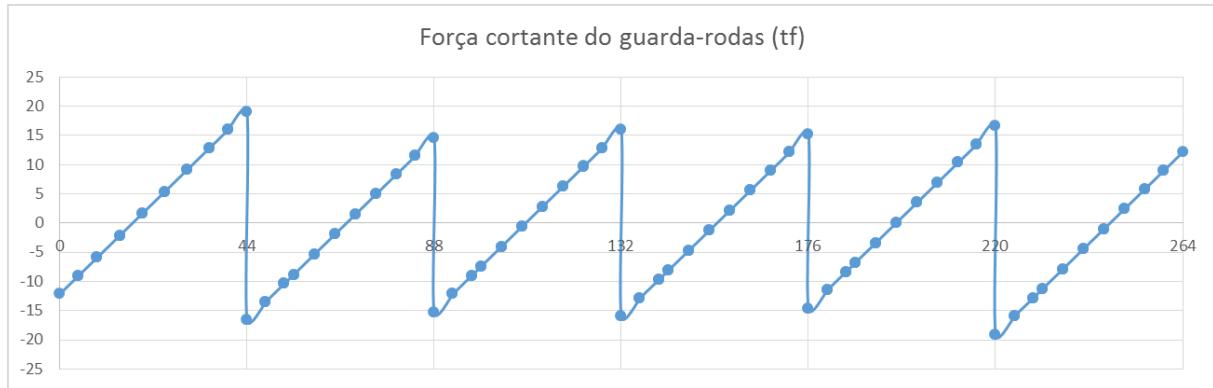


Figura 67: Diagrama de força cortante devido ao guarda-rodas

Não serão representados os diagramas de momento torçor para esses carregamento já que a obra é em tangente e, portanto, são nulos.

5.4.3 Carga móvel

Foram utilizados os carregamentos conforme a NBR 7188

Adotou-se o trem-tipo classe e um carregamento de multidão por área de 5kN/m^2 .

Os carregamentos em questão não serão considerados como possíveis de ocorrerem na região dos guarda-rodas.

O coeficiente de impacto foi determinado segundo a NBR 7188.

$$CIV = 1 + 1,06 * \left(\frac{20}{44 + 50} \right) = 1,23$$

$$CNF = 1 - 0,05 * (2 - 2) = 1$$

5.4.3.1 Todo tabuleiro carregado

Por ser uma obra em tangente, o caso de carregamento de cargas móveis para maior momento fletor é aquele em que a multidão está em toda a seção transversal da ponte, e nos vãos em que a linha de influência longitudinal tenha mesmo sinal daquele do momento desejado, da mesma forma para Força cortante.

O diagrama de envoltória de momento está representado a seguir:

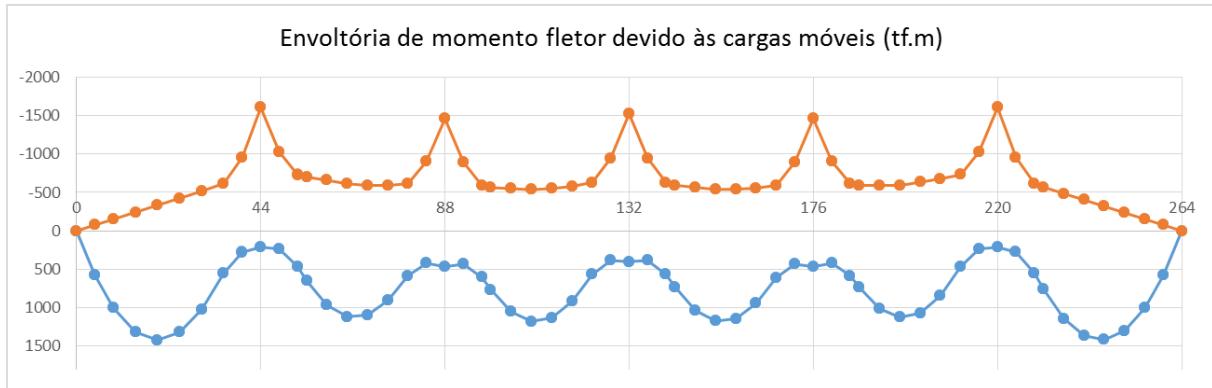


Figura 68: Diagrama de envoltória dos momentos fletores devido às cargas móveis

O diagrama de envoltória de força cortante está representado a seguir:

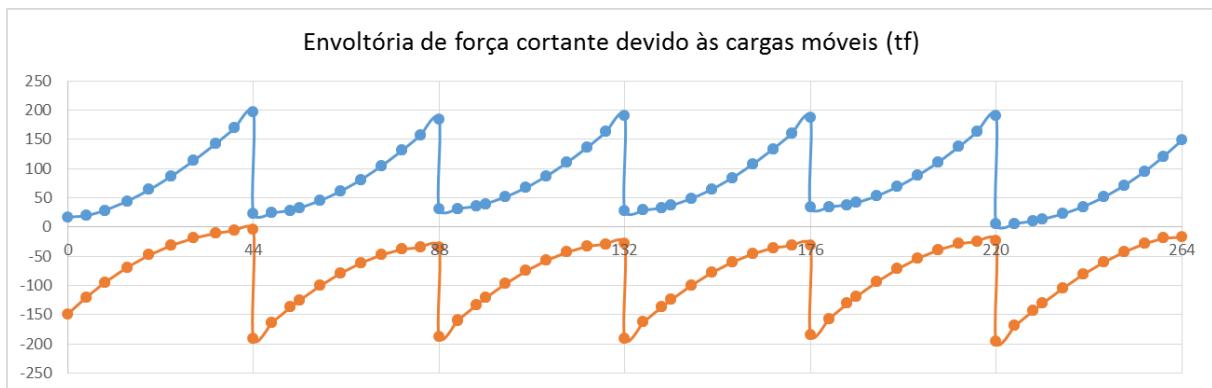


Figura 69: Diagrama de envoltória das forças cortantes devido às cargas móveis

5.4.3.2 Meio tabuleiro carregado

Por ser uma obra em tangente, para a determinação dos maiores esforços de momento torçor é necessário que apenas metade do tabuleiro esteja carregado, dessa forma causando um esforço excêntrico na seção transversal, o que carrega no momento torçor.

O diagrama de envoltória de momento torçor está representado a seguir:

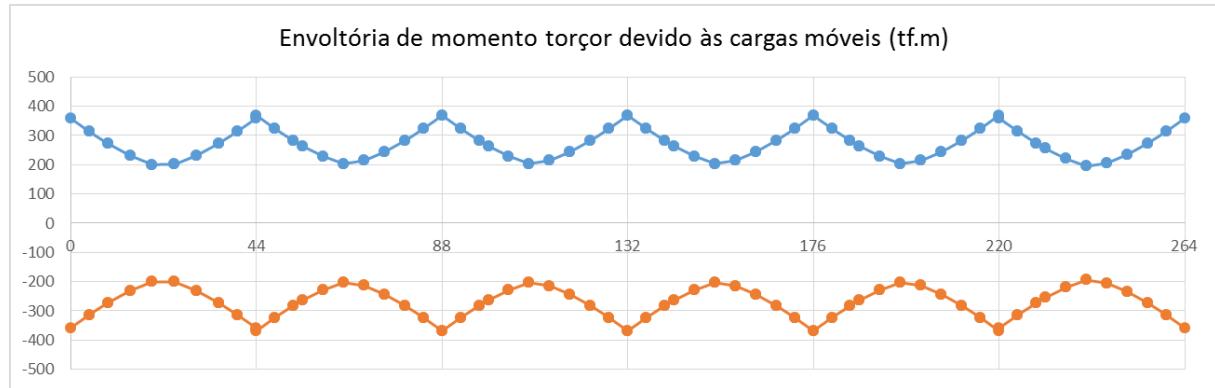


Figura 70: Diagrama de envoltória dos momentos torções devido às cargas móveis

5.5 Dimensionamento da protensão

A protensão da obra será feita em 6 etapas diferentes, conforme as etapas de concretagem.

Será necessário o uso de ancoragens de emenda para que os cabos das etapas avançadas conectem-se com os cabos das etapas anteriores.



Figura 71: Exemplo de ancoragem de emenda

5.5.1.1 Pré-dimensionamento da protensão

A obra está situada no litoral paulista, porém a pelo menos 10km do mar. Dessa forma a classe de agressividade ambiental poderia estar situada entre CAA II e CAA III. A favor da segurança foi adotado CAA III e, portanto, o nível de protensão para o dimensionamento foi a protensão limitada, conforme a Tabela 13.4 da NBR 6118.

Por simplificação para este trabalho, não haverá variação na quantidade de cabos ao longo da obra, o que é comum em estruturas hiperestáticas em que, como o momento negativo é maior, em módulo, que o positivo, usam-se mais cabos nos trechos próximo aos apoios, e economiza-se protensão nos trechos próximos ao meio do vão, onde não é necessária tamanha força de protensão para verificar os estados-limite de serviço.

Foi definida a maior força de protensão necessária para satisfazer o nível de protensão adotado, para todas as seções da obra.

Para o caso de limite de descompressão foi utilizada a combinação quase permanente cujo $\psi_{CQP} = 0,3$. Já para o caso de abertura de fissura foi utilizada a combinação frequente cujo $\psi_{CF} = 0,5$.

Dados das seções:

Seção	A (m^2)	I (m^4)	y,inferior (m)	y,superior (m)	W,inferior (m^3)	W,superior (m^3)
Apoio	7,60	5,48	1,18	-1,02	4,64	-5,37
Vão	5,66	3,95	1,41	-0,79	2,80	-5,00

Tabela 6: Propriedades geométricas das seções

Momentos máximo e mínimos para ambas as combinações. Vale notar que os momentos mínimos ocorrerão na seção denominada Apoio, e os momentos máximos ocorrerão na seção denominada Vão.

Os momentos foram calculados da seguinte forma:

$$M_g * 1,0 + M_{q,máximo} * 0,3 = M_{CQP,máximo}$$

$$M_g * 1,0 + M_{q,mínimo} * 0,3 = M_{CQP,mínimo}$$

$$M_g * 1,0 + M_{q,máximo} * 0,5 = M_{CF,máximo}$$

$$M_g * 1,0 + M_{q,mínimo} * 0,5 = M_{CF,mínimo}$$

Onde:

M_g é o momento do peso próprio da estrutura, podendo ser no início de operação ou após a acomodação por fluência, dependendo do caso, somado ao momento devido ao guarda-rodas, pavimento e repavimento. Não foi considerado o hiperestático de protensão, já que não se sabe seu valor e tampouco o sinal.

M_q é o momento devido ao TB450 e à carga de multidão, nas diversas posições que acarretem nos maiores momentos positivos ou negativos, para as diversas seções.

A excentricidade máxima e mínima foi calculada através de uma estimativa do cobrimento, diâmetro da barra de armadura transversal e diâmetro da bainha.

$$d'_p = c + \phi_{st} + \frac{\phi_{bainha}}{2} = 0,030 + 0,016 + 0,05 \cong 0,100$$

Força de protensão no início de operação				
Momento, CF (tf)	Momento, CQP (tf)	excentricidade limite (m)	Força necessária, CF (tf)	Força necessária, CQP (tf)
-4588,27	-4194,80	-0,92	-2819,75	-2578,04
4191,84	3843,68	1,08	-2478,46	-2272,69

Tabela 7: Determinação da força de protensão para o início de operação

Força de protensão após os efeitos de fluência				
Momento, CF (tf)	Momento, CQP (tf)	excentricidade limite (m)	Força necessária, CF (tf)	Força necessária, CQP (tf)
-5124,65	-4731,19	-0,92	-3149,40	-2907,69
3777,45	3429,29	1,08	-2233,44	-2027,67

Tabela 8: Determinação da força de protensão após os efeitos de fluência

Portanto, a força de protensão deverá ser de $-2819,8\text{ tf}$ antes das perdas progressivas e $-3149,4\text{ tf}$ após as perdas progressivas.

A determinação de número de cabos e de cordoalhas por cabo será definida da seguinte forma:

As cordoalhas serão de aço CP 190 RB, $\phi 15,2mm$.

Todos os cabos terão a mesma quantidade de cordoalhas.

Valores limites por ocasião da operação da protensão, conforme NBR 6118, item 9.6.1.2.1.:

$$\sigma_{p\ limite} = \min \left\{ \frac{0,82 * f_{pyk}}{0,74 * f_{ptk}} \right\} = \min \left\{ \frac{0,82 * 0,9 * 190}{0,74 * 190} \right\} = 140,2 \text{ kN/cm}^2.$$

Foi admitida uma perda imediata de 15% e perda progressiva de 15%.

Dimensionamento da força de protensão						
Situação	σ_p limite (tf/cm ²)	Ap,15,2mm (cm ²)	tf/cordoalha	Força necessária	número de cordoalhas necessárias	número de cordoalhas adotadas
Início de operação	14,02	1,43	20,05	-3317,35	165,44	228,00
Tempo infinito	14,02	1,43	20,05	-4359,04	217,39	228,00

Tabela 9: Determinação da quantidade de cordoalhas

5.5.1.2 Faixa de passagem

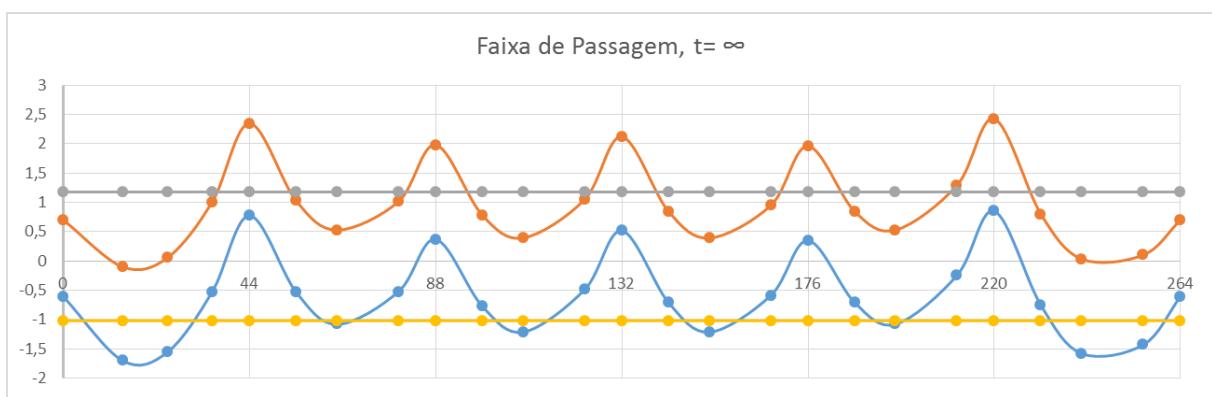
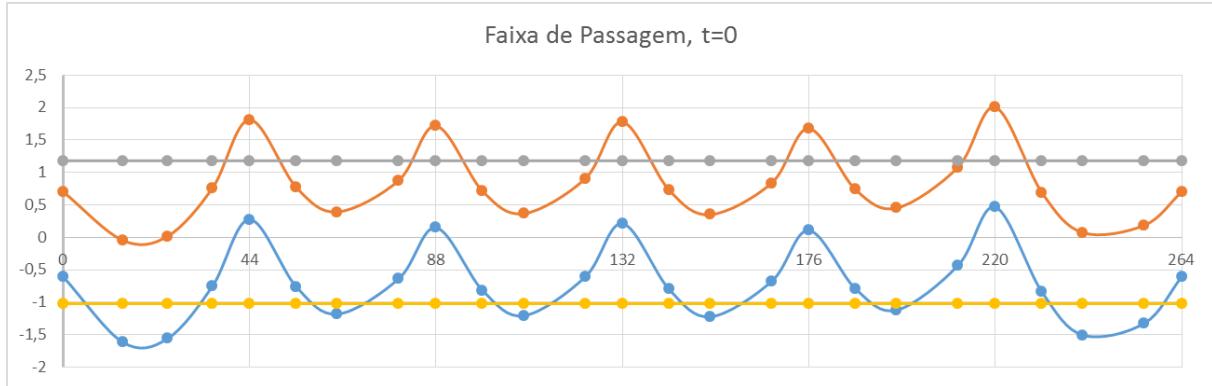
Como a obra apresenta grande variação do momento fletor de peso próprio (G1) durante sua vida útil, foram determinadas duas faixas de passagem, uma para o momento de início de operação, e outra para o tempo infinito, após as acomodações por fluência. O Cabo equivalente deverá, então, passar na região interna às duas faixas de passagem, quando sobrepostas.

Para o cálculo da faixa de passagem no ínicio de operação não foram contadas as perdas progressivas da protensão, apenas as imediatas. Já para a faixa de passagem no tempo infinito foram adotados 15% de perda progressiva.

Para as perdas imediatas foram admitidas, num primeiro momento, como 15%.

Os limites superiores e inferiores para a passagem do centro geométrico do cabo equivalente foi estimado como $d'_p = c + \phi_{st} + \frac{\phi_{bainha}}{2} = 0,030 + 0,016 + 0,05 \cong 0,100$.

A faixa de passagem foi calculada para 5 seções por vão, conforme apresentado a seguir.



O cabo equivalente foi traçado com o auxílio do software AutoCAD, e está representado na imagem a seguir.

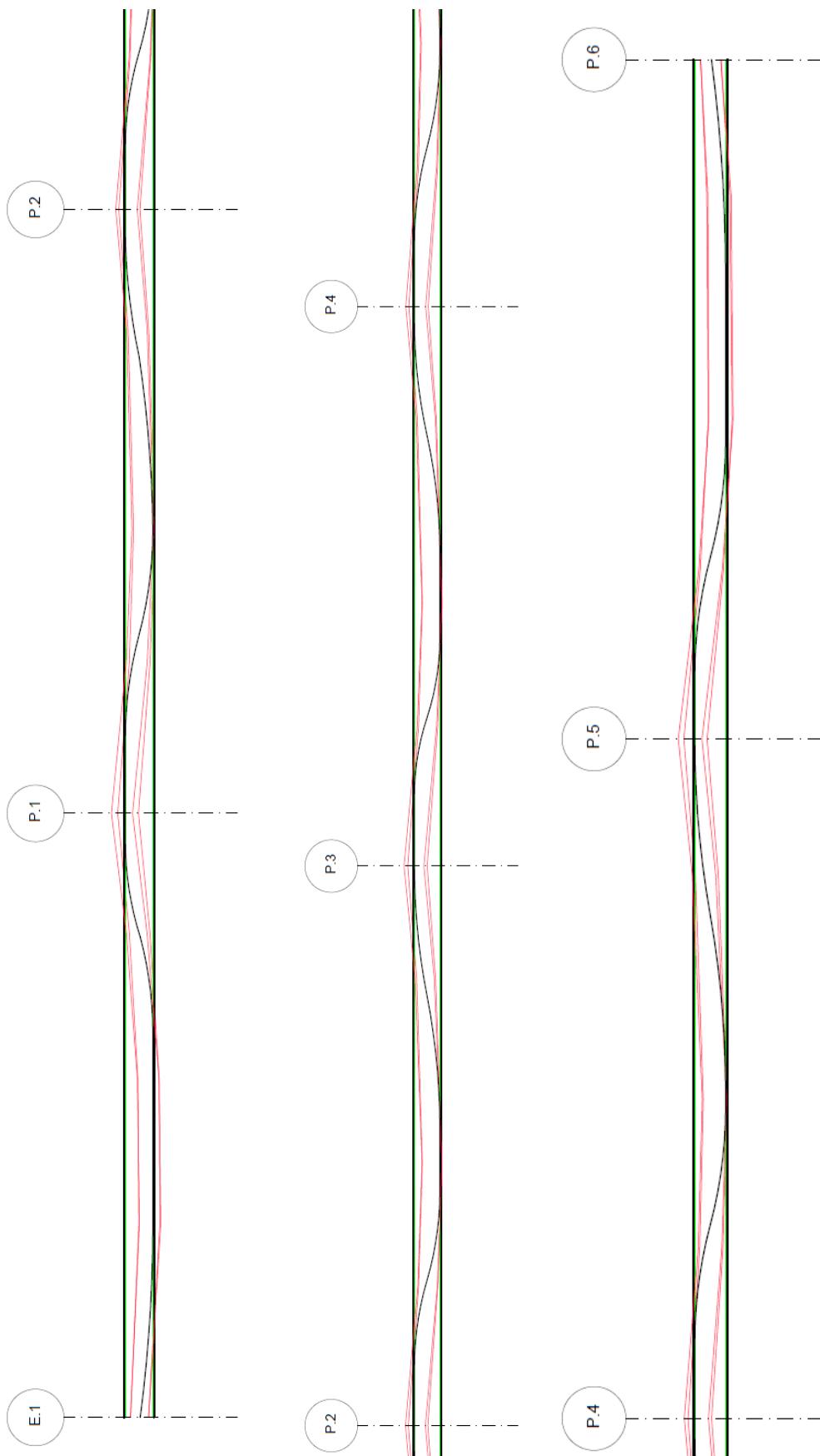


Figura 74: Traçado do cabo equivalente interno à faixa de passagem

5.5.1.3 Hiperestático de protensão

Como a protensão é executada por fases e em estruturas que variam as condições de contorno, portanto sofrerão efeitos de redistribuição dos esforços, conforme os diagramas a seguir.

Os diagramas foram divididos em isostáticos de protensão, referentes à força de protensão calculada pela excentricidade do cabo equivalente, e hiperestático de protensão, que é o momento aplicado na estrutura devido à modificação das reações de apoio devido ao carregamento do cabo.

O faseamento do cabo será demonstrado a seguir:

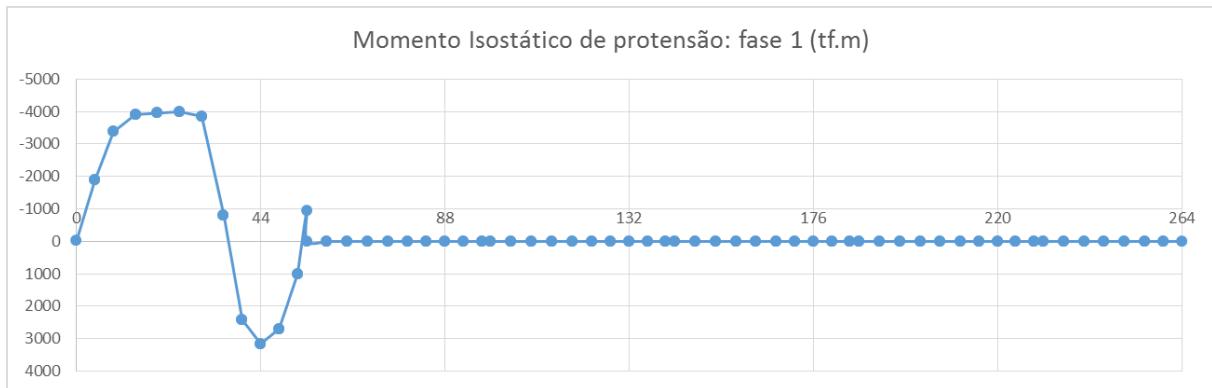


Figura 75: Momento isostático de protensão na fase 1

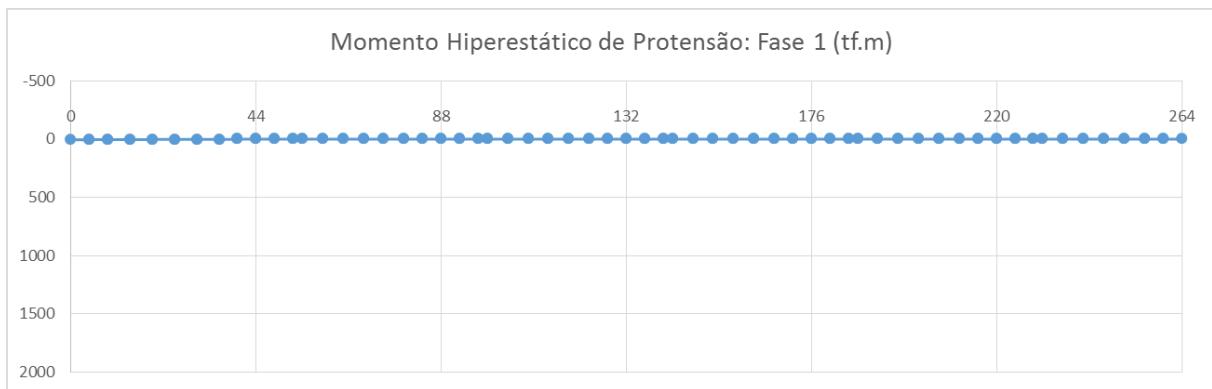
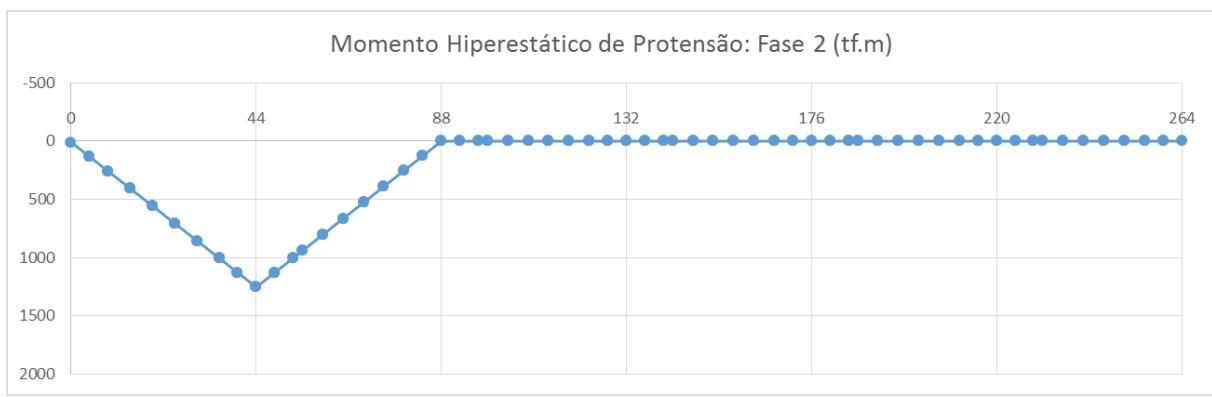


Figura 76: Momento hiperestático de protensão na fase 1

**Figura 77: Momento isostático de protensão na fase 2**

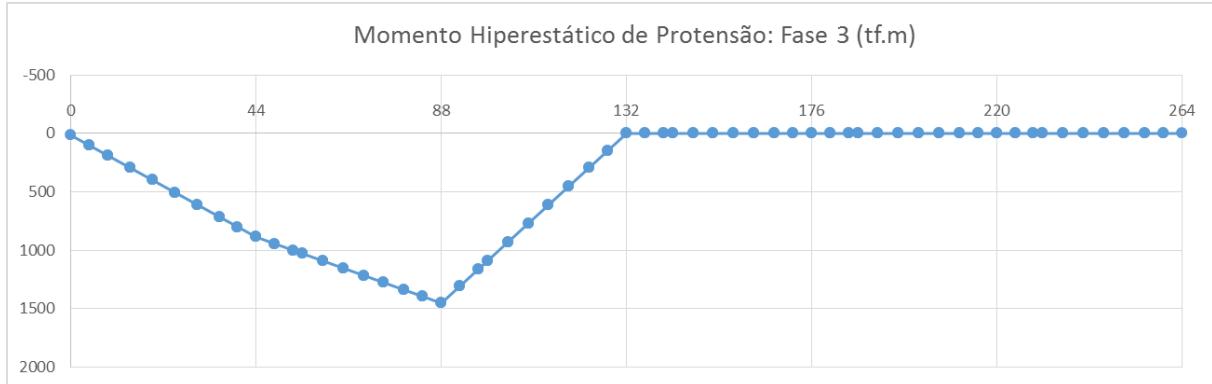


Figura 80: Momento hiperestático de protensão na fase 3

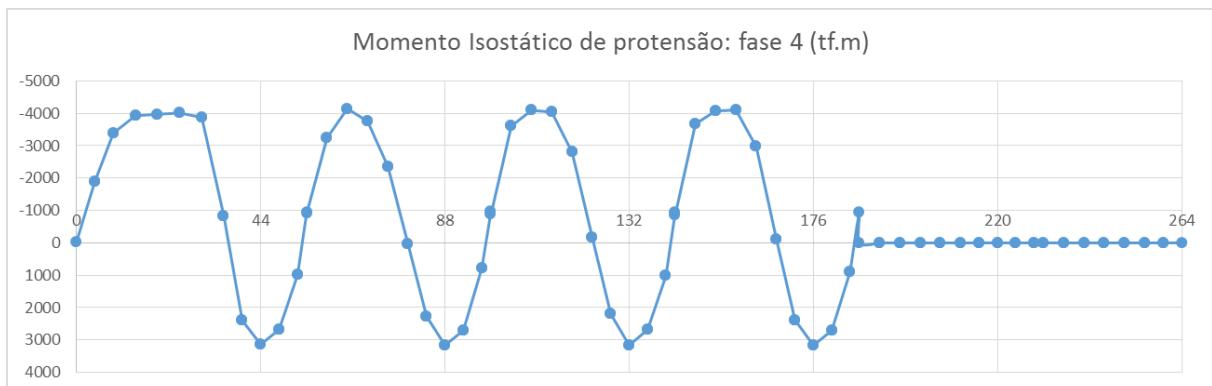


Figura 81: Momento isostático de protensão na fase 4

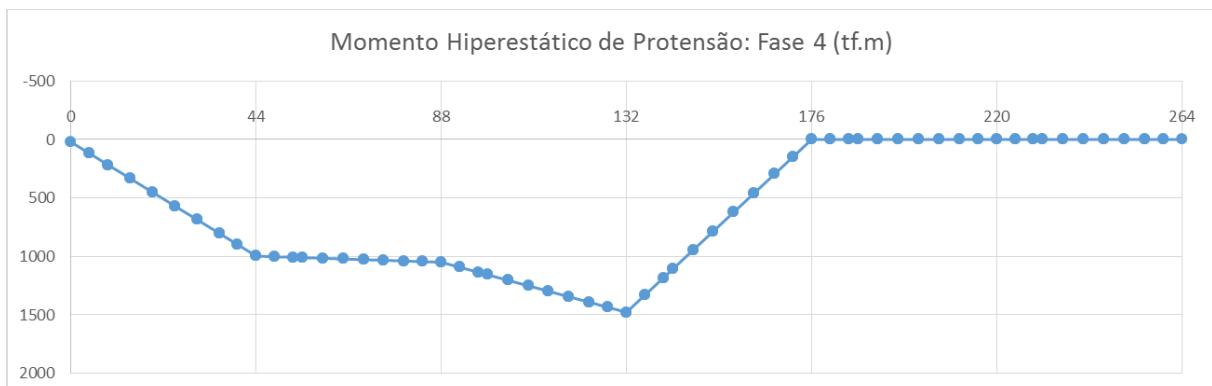


Figura 82: Momento hiperestático de protensão na fase 4

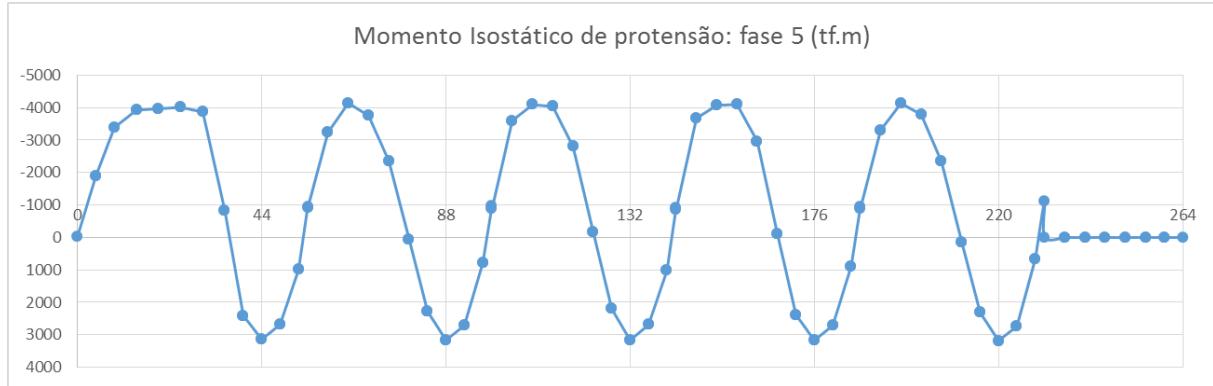


Figura 83: Momento isostático de protensão na fase 5

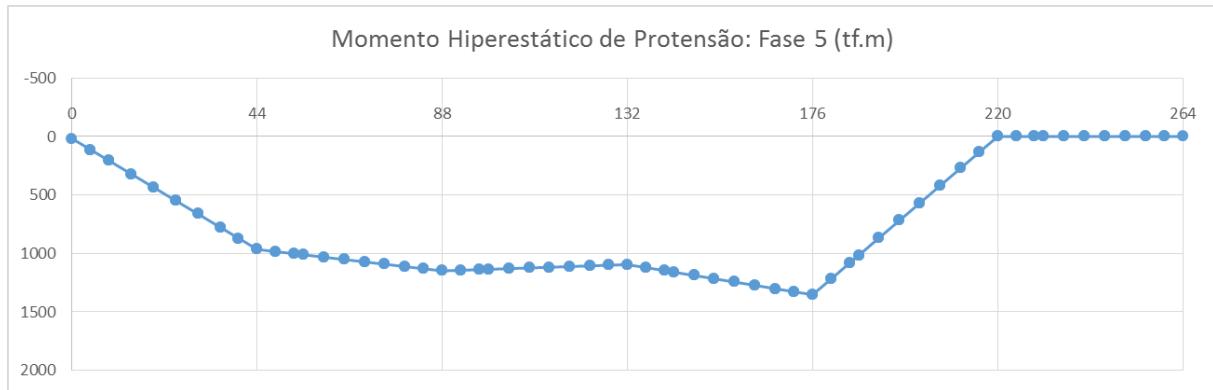


Figura 84: Momento hiperestático de protensão na fase 5

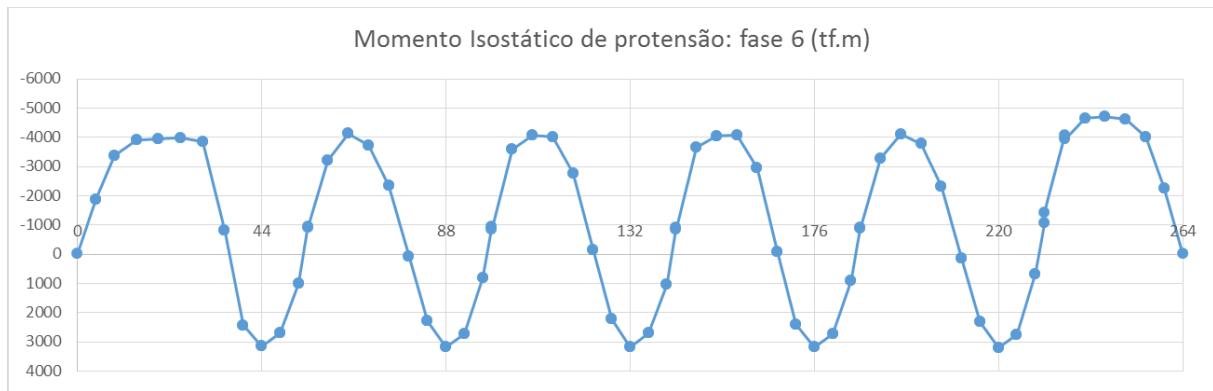


Figura 85: Momento isostático de protensão na fase 6

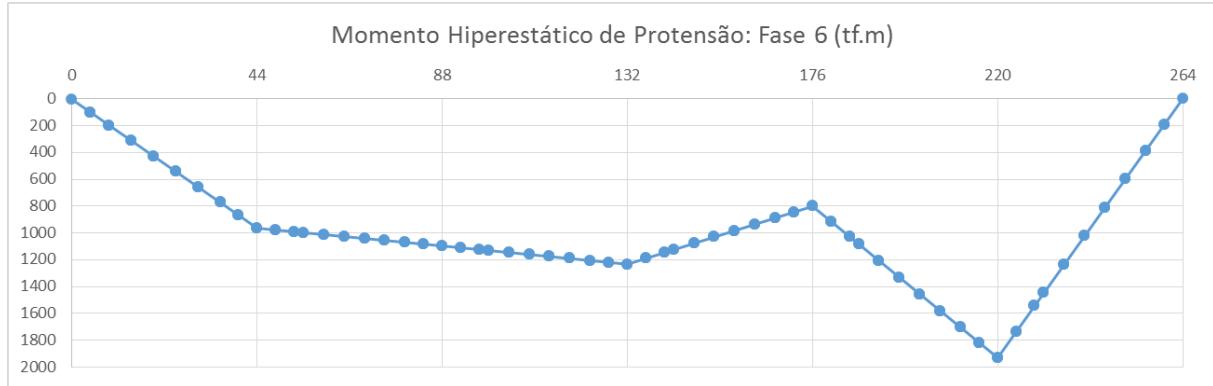


Figura 86: Momento hiperestático de protensão na fase 6

Após as perdas por relaxação da armadura ativa e por efeitos de fluência do concreto, o diagrama hiperestático de protensão será:

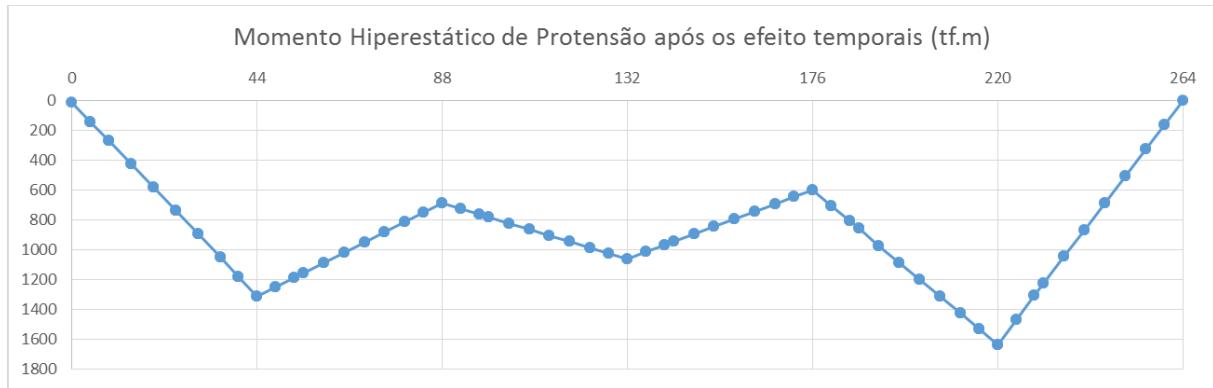


Figura 87: Momento hiperestático de protensão após o efeito temporais

5.6 Verificação das tensões no estado-limite de serviço (ELS)

Após o dimensionamento da protensão deverão ser analisadas as tensões no concreto conforme o nível de protensão adotado, a protensão limitada.

Com o cabo já traçado respeitando os limites da faixa de passagem não é suficiente para comprovar que as tensões em serviço estão sendo atendidas, já que algumas aproximações foram feitas, como por exemplo as perdas por atrito em cada seção. Outro fator que influenciará é o hiperestático de protensão, que não foi considerado no cálculo da faixa de passagem, mas será considerado na análise das tensões em serviço.

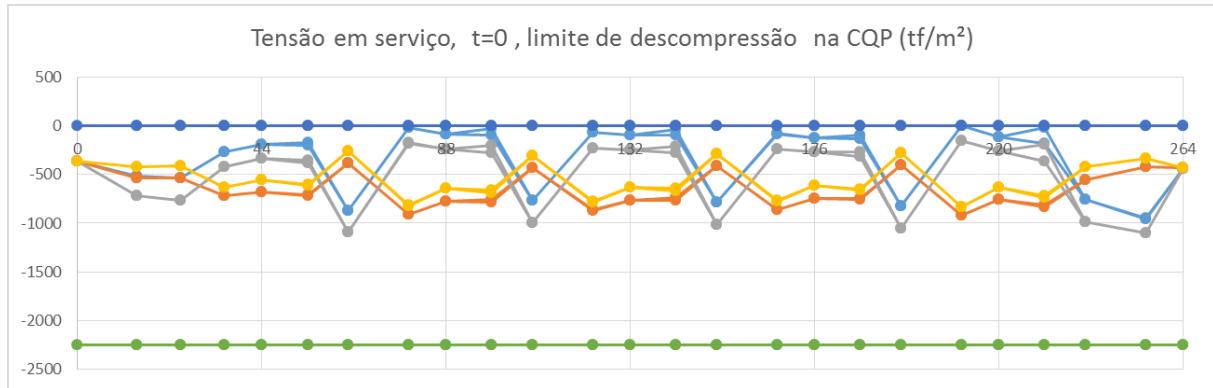


Figura 88: Verificações das tensões em serviço para CQP, no início de operação

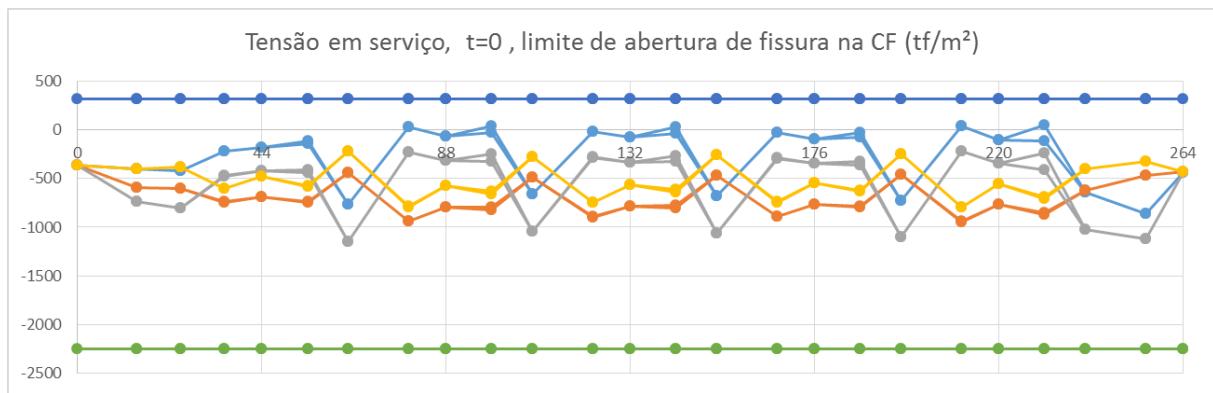


Figura 89: Verificações das tensões em serviço para CF, no início de operação

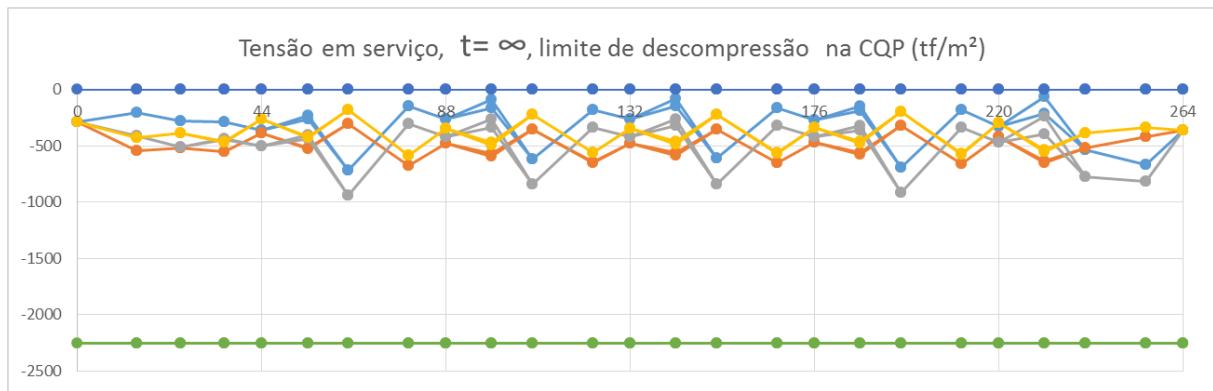


Figura 90: Verificações das tensões em serviço para CQP, no tempo infinito

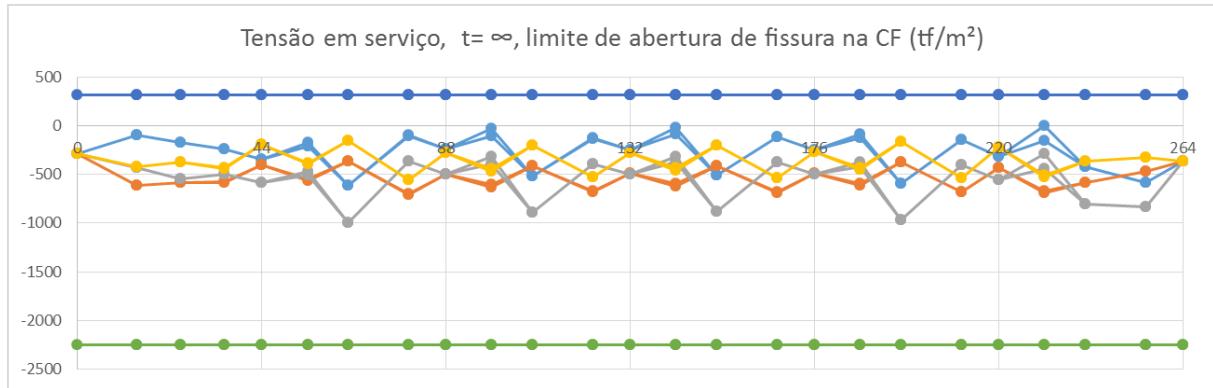


Figura 91: Verificações das tensões em serviço para CF, no início de operação

5.7 Dimensionamento da superestrutura no estado-limite último (ELU)

5.7.1 Verificação do momento fletor no estado-limite último (ELU)

Para uma primeira verificação do estado-limite último foi adotada armadura passiva de aço CA-50 mínima de $4 \phi 16mm$ por longarina. Caso necessário serão adicionadas outras barras, de forma simétrica na seção transversal.

5.7.1.1 Hipóteses:

As armaduras ativa e passiva estão escoando e, portanto, a tensão nas armaduras é a tensão de escoamento de cálculo.

A linha neutra está posicionada de tal forma que apenas a mesa está comprimida.

Segundo NBR 6118 (ABNT, 2014), o limite de deformação da armadura passiva mais distante da linha neutra é limitada por 10%.

Segundo NBR 6118 (ABNT, 2014) o limite de deformação da fibra de concreto mais distante da linha neutra é de 3,5%.

Segundo a NBR 7483 (ABNT, 2008) o limite da deformação total da armadura ativa ($\varepsilon_p + \varepsilon_{pré}$) é de 35%.

$$\text{O escoamento da armadura passiva será a partir de } \varepsilon_y = \frac{f_{yd}}{E_s} = \frac{43,5}{21000} = 2,07\%.$$

$$\text{O escoamento da armadura ativa será a partir de } (\varepsilon_p + \varepsilon_{pré}) = \frac{f_{pyd}}{E_p} = \frac{148,7}{19500} = 7,63\%.$$

O concreto está plastificado e o diagrama de tensão seria o parábola-retângulo, porém será simplificado por um retângulo de altura $0,8 * x$.

No domínio 2 a armadura mais distante da linha neutra será limitada por 10% e as deformações do concreto e da armadura ativa serão calculadas por semelhanças de triângulos. A pré-deformação da armadura ativa será calculada através da força de protensão após apenas as perdas imediatas, na respectiva seção, dividida pela rigidez axial da armadura ativa.

A armadura ativa está a 10cm da borda mais tracionada da seção, e a armadura ativa está a 5cm da mesma borda.

5.7.1.2 Formulação

O equilíbrio de forças na seção transversal deve ser satisfeito:

$$\sum F = 0 \therefore F_{cd} = F_{sd} + F_{pd}$$

Onde:

$$F_{cd} = 0,8 * x * 0,85 * f_{cd} * b$$

$$f_{cd} = \frac{f_{ck}}{\gamma_f} = \frac{45}{1,4} = 32,14 \text{ MPa}$$

$$b = \begin{cases} 12,60\text{m para momentos positivos} \\ 6,65\text{m para momentos negativos} \end{cases}$$

Portanto:

$$\frac{F_{cd}}{x} = 0,8 * 0,85 * 32,14 * (12,60 \text{ ou } 6,65)$$

Por facilidade matemática foi analisada a função

$$\frac{F_{cd}}{x} = F_{sd} + F_{pd} \therefore x = \frac{F_{cd}}{F_{sd} + F_{pd}}$$

O momento resistente de cálculo foi calculado pelo equilíbrio de momentos utilizando-se como pólo o mesmo ponto de aplicação da força F_{cd} .

$$\sum M = 0 \therefore M_{sd} = M_{pd} + M_{yd} = F_{sd} * z + F_{pd} * z_p$$

Onde:

M_{sd} é o momento solicitante de cálculo.

M_{pd} é o momento resistente de cálculo da armadura ativa.

M_{yd} é o momento resistente de cálculo da armadura passiva.

z é o braço da força F_{sd} .

z_p é o braço da força F_{sd} .

5.7.1.3 Momentos de cálculo

Os momentos de cálculo serão os máximos e mínimos que respeitarem a equação a seguir:

$$M_{sd} = 1,35 * M_g + 1,2 * M_{HP} + 1,5 * M_q$$

Onde:

M_g é o momento das cargas permanentes

M_{HP} é o momento do hiperestático de protensão

M_q é o momento das cargas móveis, majoradas pelos coeficientes de impacto

Obteve-se os esforços críticos a seguir:

Msd crítico (tf.m)		
Início de Operação	7724	-6118
Após efeito de fluência	7271	-7076

Tabela 10: Momentos de cálculo

5.7.1.4 Momento Negativo

A largura da laje comprimida é $b = 6,65m$, espessura da laje comprimida $e_{laje} = 40cm$, e portanto, o limite da linha neutra para que não seja necessário o cálculo da seção de viga T:

$$0,8 * x < 40cm \therefore x < 50cm$$

Equilíbrio de forças		
As	16,1	cm ²
Ap	271,7	cm ²
fyd	43,5	kN/cm ²
fypd	148,7	kN/cm ²
b	665,0	cm
Fcd/x	1453,5	-
Fsd	699,3	kN
Fpd	40400,6	kN
x	28,3	cm

Tabela 11: Equilíbrio de forças

$$x = 28,3 \text{ cm} < 50 \text{ cm} \therefore ok$$

Estudo das deformações		
x/d	0,13	-
Domínio 2		
ε_c	1,51	%
ε_s	10,00	%
ε_p	9,73	%
P	-3444,66	tf
Ep	195,00	Gpa
$\varepsilon_{pré}$	6,50	%
$\varepsilon_p + \varepsilon_{pré}$	16,23	%

Tabela 12: Estudo das deformações

$$7,63\% \leq \varepsilon_{p+pré} \leq 35\% \therefore ok$$

Momento Resistente		
d	215	cm
dp	210	cm
z	204	cm
zp	199	cm
Myd	142449	kN*cm
Mpd	8027172	kN*cm
Mrd	8169621	kN*cm

Tabela 13: Determinação do momento resistente

Verificação à Ruptura		
Mrd	-8170	tf*m
Msd	-6118	tf*m
OK		

Tabela 14: Verificação à ruptura no ELU no início de operação

Verificação à Ruptura		
Mrd	-8170	tf*m
Msd	-7076	tf*m
OK		

Tabela 15: Verificação à ruptura no ELU após os efeitos diferidos

5.7.1.5 Momento Positivo

A largura da laje comprimida é $b = 12,60m$, espessura da laje comprimida $e_{laje} = 22cm$, e portanto, o limite da linha neutra para que não seja necessário o cálculo da seção de viga T:

$$0,8 * x < 22cm \therefore x < 27,5cm$$

Equilíbrio de forças		
As	16,1	cm ²
Ap	271,7	cm ²
fyd	43,5	kN/cm ²
fypd	148,7	kN/cm ²
b	1260,0	cm
Fcd/x	2754,0	-
Fsd	699,3	kN
Fpd	40400,6	kN
x	14,9	cm

Tabela 16: Equilíbrio de forças

$$x = 14,9cm < 27,5cm \therefore ok$$

Estudo das deformações		
x/d	0,07	-
Domínio 2		
ε_c	0,75	%
ε_s	10,00	%
ε_p	9,75	%
P	-3595,46	tf
E _p	195,00	Gpa
$\varepsilon_{pré}$	6,79	%
$\varepsilon_p + \varepsilon_{pré}$	16,54	%

Tabela 17: Estudo das deformações

$$7,63\% \leq \varepsilon_{p+pré} \leq 35\% \therefore ok$$

Momento Resistente		
d	215	cm
dp	210	cm
z	209	cm
zp	204	cm
M _{yd}	146185	kN*cm
M _{pd}	8242957	kN*cm
M _{rd}	8389141	kN*cm

Tabela 18: Determinação do momento resistente

Verificação à Ruptura		
M _{rd}	8389	tf*m
M _{sd}	7724	tf*m
OK		

Tabela 19: Verificação à ruptura no ELU no início de operação

Verificação à Ruptura		
M _{rd}	8389	tf*m
M _{sd}	7271	tf*m
OK		

Tabela 20: Verificação à ruptura no ELU após os efeitos diferidos

Nota-se que existe uma variação nos momentos fletores solicitantes após os efeitos temporais, pois existe uma mudança nos momentos fletores devido ao peso próprio

da estrutura, conforme o item 5.4.2 deste trabalho. Porém o modelo de cálculo adotado não apresenta variação no momento fletor resistente da seção com o passar do tempo. Também não mostra-se variação do valor do $\varepsilon_{pré}$ já que esse valor é calculado usando-se a força de protensão na seção antes das perdas progressivas dividido pela rigidez axial do cabo. A rigidez axial do cabo ($E_p * A_p$) também não varia com o tempo, mesmo que ocorra o fenômeno da relaxação do aço (perda de tensão sob deformação constante).

5.7.2 Dimensionamento da superestrutura à força cortante e momento torçor no estado-limite último (ELU)

Primeiramente foi feita a filtragem do grande volume de dados obtidos pelo software SAP2000 a fim de decidir quais os esforços máximo e seus respectivos concomitantes.

Dessa forma adquiriu-se a seguinte tabela:

Posição (m)	V máximo (tf)	T (tf.m)
143,00	1304,80	214,50
Posição (m)	V Mínimo (tf)	T (tf.m)
35,20	-1018,55	56,90
Posição (m)	V (tf)	T máximo (tf.m)
132,00	415,48	678,40
Posição (m)	V (tf)	T mínimo (tf.m)
132,00	415,48	-678,40

Tabela 21: Casos críticos para as tensões tangenciais, valores majorados

Serão calculados os valores V_{rd2} , V_{rd3} , T_{rd2} , T_{rd3} e T_{rd4} conforme a NBR 6118.

Por conta da grande rigidez à torção da seção fechada da superestrutura composta por seção celular, é possível admitir que 50% do carregamento à cortante irá caminhar por cada longarina, independentemente do posicionamento transversal da carga no tabuleiro, diferentemente das superestruturas composta por grelha, em que a linha de influência transversal deve ser definida, por exemplo, pelo Método de Fouchart.

5.7.2.1 Verificação da compressão diagonal do concreto

A inequação a seguir terá que ser verificada, para que não haja esmagamento do concreto nas diagonais de compressão. Será utilizado o modelo de cálculo I, onde as diagonais são tidas como $\theta = 45^\circ$.

$$\frac{V_{sd}}{V_{rd2}} + \frac{T_{sd}}{T_{rd2}} \leq 1$$

Vrd2 longarina		
alfav2	0,82	-
bw	0,50	m
d	1,98	m
fcd	32,14	Mpa
Vrd2	704,53	tf

Tabela 22: Cálculo da solicitação da diagonal comprimida do concreto à cortante

Para o cálculo do T_{rd2} será necessário verificar os limites da espessura de parede equivalente, h_e .

$$2 * c_1 \geq h_e \geq \frac{A}{u}$$

Foi estimado um cobrimento de 3 cm e barras longitudinais e transversais de ϕ_{16mm} .

$$\therefore 2 * c_1 = 0,108 m$$

A seção de propriedades geométricas tal que

$$A = 16 m \text{ e } u = 18 m; \therefore \frac{A}{u} = 0,89 m.$$

O intervalo aceito para a espessura de parede equivalente será:

$$0,108 m \geq h_e \geq 0,89m$$

Trd2		
Ae	11,90	m^2
he_laje_sup	0,22	m
he_laje_inf	0,40	m
he_longarina	0,55	m
Trd2_laje_sup	3450,15	tf
Trd2_laje_inf	6273,00	tf
Trd2_longarina	8625,38	tf

Tabela 23: Cálculo da solicitação da diagonal comprimida do concreto à torção

Verificação da inequação a seguir para os casos críticos da Tabela 21.

$$\frac{V_{sd}}{V_{rd2}} + \frac{T_{sd}}{T_{rd2}} \leq 1$$

Verificação da biela				
V _{sd} (tf)	T _{sd} (tf.m)	Longarina	Laje_sup	Laje_inf
652,40	214,50	0,95	0,06	0,03
509,27	56,90	0,73	0,02	0,01
207,74	678,40	0,37	0,20	0,11
207,74	678,40	0,37	0,20	0,11

5.7.2.2 Cálculo da armadura transversal para resistir aos esforços cortantes

Por se tratar de uma estrutura comprimida e, segundo Leonhardt (1983), o modelo de análise estrutural denominado Treliça de Mörsch só ocorrerá quando a estrutura estiver fissurada. Será necessário, portanto, o cálculo do momento M_0 que, por simplificação, é o momento fletor que anularia a tensão de compressão na fibra mais externa da seção pretendida.

Após a determinação de M_0 , será calculado o coeficiente $\beta = (1 + M_0/M_{sd,máx})$.

Posição (m)	V máximo (tf)	T (tf.m)	M, g (tf.m)	M, q (tf.m)	M, hiperestático (tf.m)	M _{sd} (tf.m)	W (m ³)	A (m ²)	M ₀ (tf.m)	β
143,00	1304,80	214,50	969,22	739,12	1349,99	3058,33	2,80	5,66	254,68	1,08
Posição (m)	V Mmínimo (tf)	T (tf.m)	M, g (tf.m)	M, q (tf.m)	M, hiperestático (tf.m)	M _{sd} (tf.m)	W (m ³)	A (m ²)	M ₀ (tf.m)	β
35,20	-1018,55	56,90	866,20	-27,98	927,12	1765,34	2,80	5,66	270,62	1,15
Posição (m)	V (tf)	T máximo (tf.m)	M, g (tf.m)	M, q (tf.m)	M, hiperestático (tf.m)	M _{sd} (tf.m)	W (m ³)	A (m ²)	M ₀ (tf.m)	β
132,00	415,48	678,40	-3915,85	395,62	1479,50	-2040,73	-5,37	7,59	-175,42	1,09
Posição (m)	V (tf)	T mínimo (tf.m)	M, g (tf.m)	M, q (tf.m)	M, hiperestático (tf.m)	M _{sd} (tf.m)	W (m ³)	A (m ²)	M ₀ (tf.m)	β
132,00	415,48	-678,40	-3915,85	395,62	1479,50	-2040,73	-5,37	7,59	-175,42	1,09

Tabela 24: Cálculo do momento M_0 e coeficiente β

A favor da segurança, será utilizado o menor valor de β para toda a estrutura.

Para que seja satisfeita a condição de ELU,

$$V_{rd3} \geq V_{sd}/2 \text{ onde } V_{sd} = \max \left\{ \frac{|V_{sd,máximo}|}{|V_{sd,mínimo}|} \right\} = 1304,8 \text{ tf}$$

$$\therefore V_{rd3} \geq \frac{1304,8}{2} = 652,4 \text{ tf}$$

Vrd3 por longarina		
fctd	2,28	Mpa
Vc0	135,27	tf
Vc	146,53	tf
Asw/s	65,26	cm ² /m
Vrd3	652,40	tf

Tabela 25: Cálculo da armadura tangencial à cortante**5.7.2.3 Cálculo das armaduras tangenciais para resistir aos esforços torcionais**

A armadura tangencial será calculada supondo um ângulo de inclinação da diagonal de concreto $\theta = 45^\circ$. Para que seja satisfeita a condição de ELU,

$$T_{rd3} \geq \text{máximo} \left\{ \frac{|T_{rd,mínimo}|}{|T_{rd,máximo}|} \right\} = 678,4 \text{ tf.m}$$

Trd3		
A90/s	6,55	cm ² /m
Trd3	678,40	tf.m

Tabela 26: Cálculo da armadura tangencial à torção**5.7.2.4 Cálculo da armadura longitudinal para resistir aos esforços torcionais**

Para que a estrutura resista aos esforços de torção é necessário que exista armadura longitudinal por todo o perímetro da área equivalente definida.

$$T_{rd4} \geq \text{máximo} \left\{ \frac{|T_{rd,mínimo}|}{|T_{rd,máximo}|} \right\} = 678,4 \text{ tf.m}$$

Trd4		
Asl/s	6,55	cm ² /m
u_e	15,75	m
Trd4	678,40	tf

Tabela 27: Cálculo da armadura longitudinal à torção**5.7.2.5 Armadura mínima para os esforços de cisalhamento**

É importante verificar se a estrutura está atendendo a armadura mínima.

$$\rho_{mín} \geq 0,2 * \frac{f_{ctm}}{f_{ywk}} = 0,2 * \frac{3,80}{500} = 0,15\%$$

Para a armadura tangencial solicitada pela cortante: $A_{sw}/s = 7,59 \text{ cm}^2/\text{m}$.

Para a armadura tangencial solicitada pela torção: $A_{90}/s = 7,59 \text{ cm}^2/\text{m}$.

Para a armadura longitudinal na laje superior solicitada pela torção: $A_{sl}/s = 3,34 \text{ cm}^2/\text{m}$.

Para a armadura longitudinal na laje inferior solicitada pela torção: $A_{sl}/s = 6,07 \text{ cm}^2/\text{m}$.

Para a armadura longitudinal na longarina solicitada pela torção: $A_{sl}/s = 8,35 \text{ cm}^2/\text{m}$.

5.7.2.6 Armadura adotada

Adotou-se a seguinte armadura:

Para a armadura tangencial solicitada pela cortante e torção: $A_{sl}/s = 4$ ramos de $\phi 16\text{mm}$ $c/10 = 80,40\text{cm}^2/\text{m} \geq 65,26 + 7,59 = 72,85\text{cm}^2/\text{m}$.

Para todas as armaduras longitudinais solicitadas à torção: $2 \phi 12,5\text{mm}$ $c/15 = 16,35 \text{ cm}^2/\text{m} \geq 8,35 \text{ cm}^2/\text{m}$.

Adotou-se um detalhamento próximo ao dobro do calculado, pois, pela importância da obra, adotar apenas a armadura mínima não seria recomendado. Espaçamentos maiores que 15 cm e barras com diâmetros menores que 12,5mm não seriam recomendados.

5.8 Verificações complementares

Algumas verificações seriam exigidas no caso de um projeto executivo normal, porém não foram abordadas, quantitativamente, no presente trabalho. Será feita uma abordagem qualitativa das análises e decisões básicas de projeto.

5.8.1 Cálculos transversais – lajes e longarinas

Existe um efeito de flexão local das lajes e longarinas devido ao peso-próprio da estrutura e da passagem da carga móvel. Esse efeito é de grande importância para o cálculo das longarinas e principalmente das lajes.



Figura 92: Modelo renderizado da seção do apoio



Figura 93: Modelo renderizado da seção do meio do vão

Foi estudado de maneira qualitativa o efeito da passagem transversal da carga unitária móvel pelo tabuleiro posicionada a cada 0,50 m, na forma de linha de influência. Foram escolhidas algumas situações para ilustrar o resultado obtido.

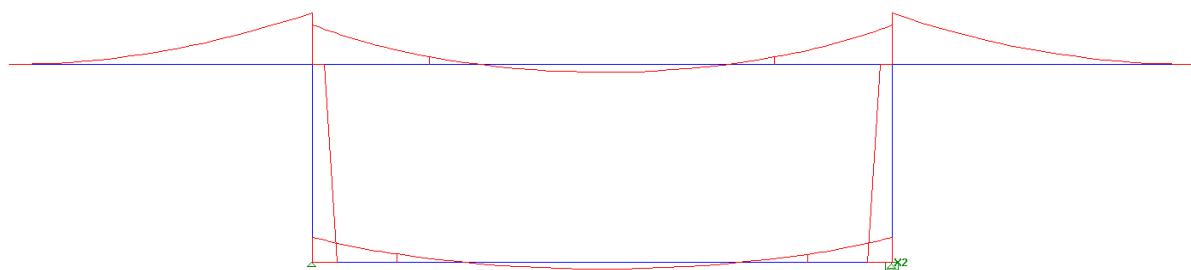


Figura 94: Diagrama de momento fletor devido ao peso próprio na seção de meio do vão

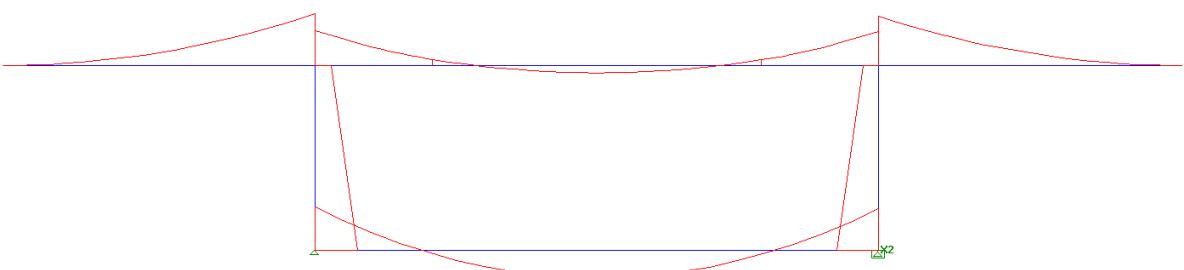


Figura 95: Diagrama de momento fletor devido ao peso próprio na seção de apoio

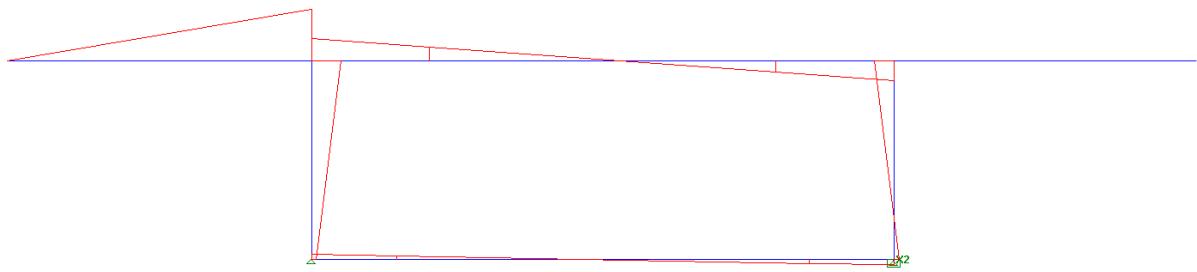


Figura 96: Diagrama de momento fletor, na seção do meio do vão, devido à carga unitária, caso 1

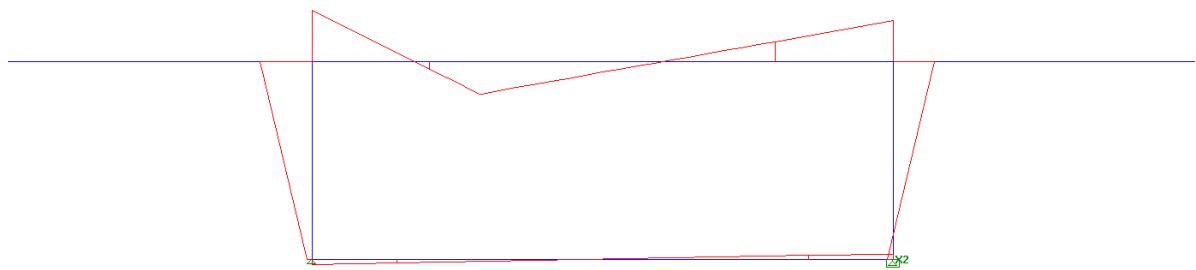


Figura 97: Diagrama de momento fletor, na seção do meio do vão, devido à carga unitária, caso 2

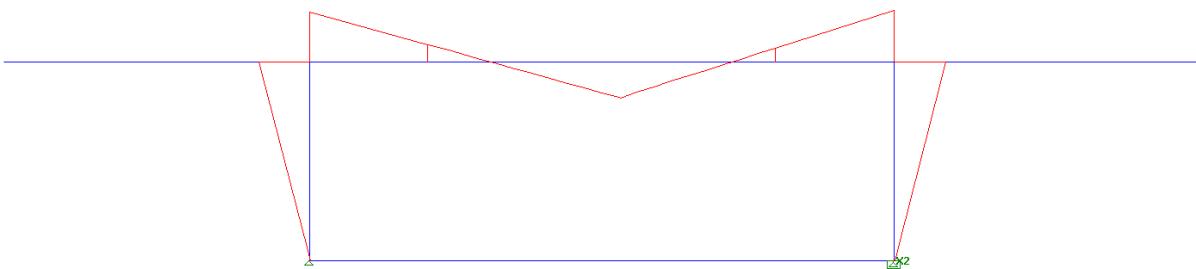


Figura 98: Diagrama de momento fletor, na seção do meio do vão, devido à carga unitária, caso 3

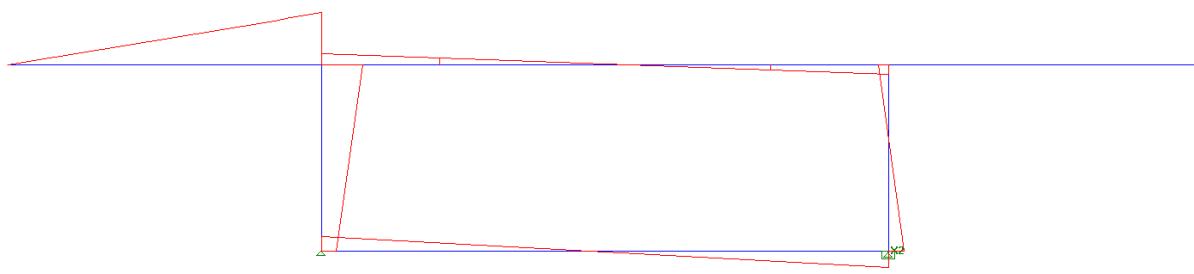


Figura 99: Diagrama de momento fletor, na seção do apoio, devido à carga unitária, caso 1

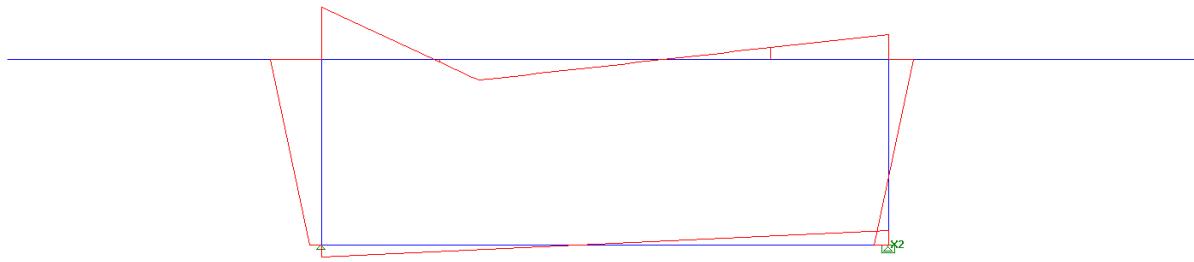


Figura 100: Diagrama de momento fletor, na seção do apoio, devido à carga unitária, caso 2

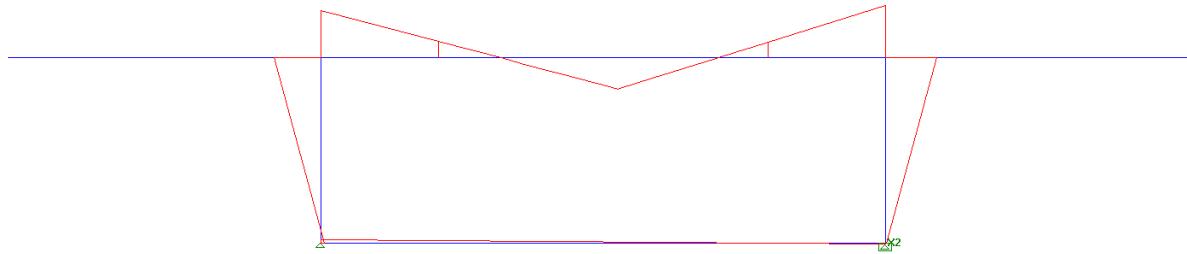


Figura 101: Diagrama de momento fletor, na seção do apoio, devido à carga unitária, caso 3

5.8.2 Transversinas

O cálculo das transversinas é importante para a determinação de como os esforços da super-estrutura irão caminhar até a meso-estrutura.

As transversinas são dimensionadas para resistir aos esforços da utilização da OAE, e também para o macaqueamento da super-estrutura no evento da troca dos aparelhos de apoio.

5.8.3 Fadiga

Segundo a NBR 6118: "No caso particular de cargas cíclicas significativas, como acontece nas pontes e nos viadutos em geral, [...] deve-se dar especial atenção aos efeitos deletérios gerados por essas cargas." (ABNT, 2014, pg.117).

Para a verificação da armadura quanto ao estado-limite último de fadiga, é usual a utilização da tabela a seguir, presente na NBR 6118, pg 197, que. A tabela usa os dados de flutuação de tensão admissível para as diversas bitolas de aço CA-50, em diferentes configuração de detalhamento.

Tabela 23.2 – Parâmetros para as curvas S-N (Woeller) para os aços dentro do concreto^a

Caso	Armadura passiva, aço CA-50								Tipo ^b	
	Valores de $\Delta f_{sd,fad,mín}$, para 2×10^6 ciclos MPa									
	10	12,5	16	20	22	25	32	40		
Barras retas ou dobradas com $D \geq 25\phi$	190	190	190	185	180	175	165	150	T ₁	
Barras retas ou dobradas com: $D < 25\phi$ $D = 5\phi < 20\text{ mm}$ $D = 8\phi \geq 20\text{ mm}$	105	105	105	105	100	95	90	85	T ₁	
Estríbos $D = 3\phi \leq 10\text{ mm}$	85	85	85	–	–	–	–	–	T ₁	
Ambiente marinho Classe IV	65	65	65	65	65	65	65	65	T ₄	
Barras soldadas (incluindo solda por ponto ou das extremidades) e conectores mecânicos	85	85	85	85	85	85	85	85	T ₄	
Armadura ativa										
Caso	Valores de $\Delta f_{pd,fad,mín}$, para 2×10^6 ciclos MPa									
Pré-tração, fio ou cordoalha reto	150								T ₁	
Pós-tração, cabos curvos	110								T ₂	
Cabos retos	150								T ₁	
Conectores mecânicos e ancoragens (caso de cordoalha engraxada)	70								T ₃	

^a Admite-se, para certificação de processos produtivos, justificar os valores desta Tabela em ensaios de barras ao ar. A flutuação de tensões deve ser medida a partir da tensão máxima de 80 % da tensão nominal de escoamento e frequente de 5 Hz a 10 Hz.

^b Ver Tabela 23.3.

Tabela 28: Parâmetro para determinação do ELU de fadiga, NBR 6118

5.8.4 Introdução de cargas

A ancoragem do cabo de protensão gera uma pressão localizada de valores muito superiores à resistência à compressão do concreto e, portanto, requer o estudo de armaduras de fretagem, que são barras de aço que irão ajudar no confinamento do

concreto próximo à região da introdução de carga, elevando a resistência à compressão do conjunto.

O mesmo ocorre nas transversinas e travessas, por conta da pequena área do aparelho de apoio ou pela pequena área dos macacos hidráulicos utilizados na troca dos aparelhos de apoio.

Os nichos de ancoragem são peças estruturais concretadas, geralmente, no interior da seção caixão, no qual é utilizado para a protensão de cabos adicionais na estrutura. É usual que as seções próximas ao meio do vão tenham uma quantidade menor de cabos de protensão que seções próximas aos apoios. Portanto serão necessários nichos de ancoragem para que os cabos que ocorrem apenas próximos aos apoios sejam introduzidos e posteriormente tensionados e ancorados.

5.8.5 Meso-estrutura

A meso estrutura é composta por aparelhos de apoio, vigas travessas e pilares essa estruturas são responsáveis pela correta transferência das cargas e esforços vindos do tabuleiro em direção à fundação.

A meso-estrutura é um dos principais elementos que irá controlar a distribuição de esforços longitudinais e transversais da obra, como vento, frenagem, força centrífuga, variações de temperaturas, fluência e retração.

O modelo longitudinal da obra pode ser entendido como uma barra infinitamente rígida axialmente, representado o tabuleiro, e molas com coeficientes iguais representativos do pórtico da meso-estrutura. Dessa forma é possível estudar a distribuição dos esforços e também a movimentação das juntas de dilatação.

5.8.6 Infra-estrutura

A infraestrutura é composta, nesse caso, de blocos sobre estacas.

A altura do bloco é calculada de tal forma que seja possível a simplificação de bloco rígido, e portanto não existe momento no bloco, apenas a transmissão direta dos esforços da base do pilar para o topo das estacas, pelo método de bielas e tirantes.

Segundo Fusco (1995): “[...] as bielas mais abatidas ficam com inclinação na faixa entre $\arctg(2/3)$ e $\arctg(1)$ [...]”.

As estacas são dimensionadas para resistir aos máximos esforços normais, com o momento fletor concomitante, e aos máximos esforços de momento fletor, com a normal concomitante.

Como as estacas são metálicas, existirá uma espessura de sacrifício que não deverá ser considerada como resistente no cálculo de estado-limite último. A camisa metálica não poderá entrar no bloco, por motivos de facilitarem a possível corrosão dos tirantes do bloco, portanto a camisa terá um núcleo de concreto armado nas primeiras profundidades, para que seja possível a resistência da estaca próximo ao bloco, e para que haja a distribuição dos esforços entre a estaca e o bloco. Após alguns metros de profundidade, que deverá ser determinado em função da capacidade de ancoragem do núcleo de concreto armado na camisa metálica e pela resistência do conjunto aos momentos e normais de cálculo, poderá ser abandonado o núcleo de concreto armado e apenas utilização da camisa metálica como elemento resistente.

Outro estudo importante é a interação solo-estrutura, em que o solo será modelado por coeficientes de mola representativos do meio sólido, e a estrutura será carregada de forma a solicitar as molas do solo. Caso a estrutura solicite o solo exageradamente, levando à plastificação do mesmo, deverá ser retirada a mola representativa do solo nas cotas em que o solo esteja plastificado, e deverá ser retornado ao modelo uma força igual à maxima do solo no momento da plastificação. Nota-se a extrema iteratividade do processo, em que é necessário rodar o modelo computacional diversas vezes e com diferentes configurações de molas do solo.

6 CONCLUSÃO

A oportunidade de poder estudar uma obra complexa, como os efeitos dependentes do tempo, a protensão e seus efeitos na estrutura, as diversas verificações necessárias, as diversas seções analisadas foi um grande desafio. A análise da variação do momento fletor de G1 devido à fluênciia do concreto foi muito interessante, por não ser possível esse tipo de estudo aprofundado durante as disciplinas regulares da graduação, proporcionando um aprendizado significativo.

O aprendizado da parte técnica, onde o aluno pôde tomar decisões de projeto, da parte profissional, onde a capacidade de processar e analisar um volume grande de dados é testada aliada à imensa necessidade de organização pessoal.

Foi possível ter uma maior proximidade à realidade da tarefa de uma empresa projetista, onde a iteratividade dos processos computacionais e dos dimensionamentos é inevitável por conta da grande quantidade de variáveis atreladas.

O aprimoramento do uso das ferramentas computacionais como SAP2000, STRAP e Excel também serão úteis para a utilização no mercado de trabalho.

Conclui-se que a estrutura adotada tem capacidade de resistir aos esforços normatizados, que é possível vencer o vão determinado e que a protensão com 12 cabos de 19 cordoalhas de $\phi 15,2mm$ é suficiente para atender aos estados-limites de serviço.

A estrutura esetá bem dimensionada, já que as resistências minoradas estão próximas às solicitações majoradas, conforme normatização.

7 REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 6118**: projeto de estruturas de concreto: procedimento. Rio de Janeiro, 2014.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 7188**: carga móvel rodoviária e de pedestre em pontes, viadutos, passarelas e outras estruturas. Rio de Janeiro, 2013.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 6123**: forças devidas ao vento em edificações. Rio de Janeiro, 1988.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 7187**: projeto de pontes de concreto armado e de concreto protendido: procedimento. Rio de Janeiro, 2003.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 7483**: Cordoalhas de aço para estruturas de concreto protendido. Rio de Janeiro, 2008.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 8800**: projeto de estruturas de aço e de estruturas mistas de aço e concreto de edifícios. Rio de Janeiro, 2008.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 8681**: ações e segurança nas estruturas: procedimento. Rio de Janeiro, 2003b, revisão 2004.

DEPARTAMENTO NACIONAL DE ESTRADAS E RODAGEM. **Manual de projeto de obras de arte especiais**. Rio de Janeiro, 1996.

FUSCO, P.B. **Técnica de armar as estruturas de concreto**, São Paulo, 1995.

HANAI, J.P. Fundamentos do Concreto Protendido. São Carlos, 2005.

LEONHARDT, F. **Construções de concreto**: princípios básicos da construção de pontes de concreto, 1983. v.6.

LEONHARDT, F. **Construções de concreto**: concreto protendido, 1983. v.5.

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

PFEIL, W. **Pontes em concreto armado**: elementos de projeto, solicitações e dimensionamento. Rio de Janeiro, 1978.