UNIVERSIDADE FEDERAL DO RIO GRANDE DO SUL
ESCOLA DE ENGENHARIA
DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA CIVIL

João Machado de Lima Burle Cardoso

PONTE DE CONCRETO PROTENDIIDO COM SEÇÃO CAIXÃO: ESTABELECIMENTO DE RELAÇÃO ENTRE A ALTURA DA SEÇÃO TRANSVERSAL E O VÃO

Porto Alegre

junho 2014

JOÃO MACHADO DE LIMA BURLE CARDOSO

PONTE DE CONCRETO PROTENDIDO COM SEÇÃO CAIXÃO: ESTABELECIMENTO DE RELAÇÃO ENTRE A ALTURA DA SEÇÃO TRANSVERSAL E O VÃO

Trabalho de Diplomação a ser apresentado ao Departamento de Engenharia Civil da Escola de Engenharia da Universidade Federal do Rio Grande do Sul, como parte dos requisitos para obtenção do título de Engenheiro Civil

Orientador: Roberto Domingo Rios

Porto Alegre

junho 2014

João Machado de Lima Burle Cardoso

PONTE DE CONCRETO PROTENDIDO COM SEÇÃO CAIXÃO: ESTABELECIMENTO DE RELAÇÃO ENTRE A ALTURA DA SEÇÃO TRANSVERSAL E O VÃO

Este Trabalho de Diplomação foi julgado adequado como pré-requisito para a obtenção do título de ENGENHEIRO CIVIL e aprovado em sua forma final pelo Professor Orientador e pela Coordenadora da disciplina Trabalho de Diplomação Engenharia Civil II (ENG01040) da Universidade Federal do Rio Grande do Sul.

Porto Alegre, junho de 2014

Prof. Roberto Domingo Rios
Dr. pela UFRGS
Orientador

Profa. Carin Maria Schmitt
Dra. pelo PPGA/UFRGS
Coordenadora

BANCA EXAMINADORA

Prof. Roberto Domingo Rios (UFRGS)
Dr. pela UFRGS

Prof. Américo Campos Filho (UFRGS)
Dr. pela UFRGS

Prof.a Virgínia Maria Rosito d'Ávila Bessa (UFRGS)
Dr.a pela UFRGS

Dedico este trabalho a minha mãe, Regina, que sempre esteve ao meu lado incentivando o meu crescimento e apoiando as minhas decisões.

AGRADECIMENTOS

Agradeço ao Prof. Roberto Rios, orientador deste trabalho, pelo apoio disponibilizado sempre que preciso e o comprometimento demonstrado.

Agradeço à minha família e amigos por compreenderem os diversos momentos em que me fiz ausente para que esse trabalho pudesse ser finalizado.

Agradeço à minha namorada, Carolina, por deixar mais fáceis e agradáveis as muitas horas de estudo pelas quais passamos juntos na reta final da faculdade.

Agradeço ao corpo de professores da Escola de Engenharia da Universidade Federal do Rio Grande do Sul pelos preciosos conhecimentos transmitidos em experiências compartilhadas.

Tente mover o mundo.
O primeiro passo será mover a si mesmo.

Platão

RESUMO

O presente estudo estabelece relação entre a altura da seção transversal de uma ponte de concreto protendido e o vão que esta tem de transpor. A mesma foi estabelecida com o intuito de fornecer uma base de dados com que o projetista possa iniciar o processo de dimensionamento da estrutura. A ponte estudada pertence à classe 45, possui superestrutura de viga em seção caixão unicelular bi-apoiada com protensão total e pertence a uma rodovia de classe II. Os vãos estudados estão compreendidos entre 30 e 80 metros. A largura do tabuleiro foi definida segundo as indicações de dimensões de pista de rolamento e acostamento estabelecidas pelo Departamento Nacional de Infraestrutura de Transportes. As disposições construtivas e cargas consideradas no estudo foram determinadas segundo as indicações das normas NBR 7187:2003 e NBR 7188:1990. Depois de adquiridas as solicitações características, foram determinadas as ações e combinações de ações conforme indicado na NBR 6118:2007. Para cada um dos vãos, foram definidas as alturas mínimas para que a estrutura satisfaça as condições de segurança, durabilidade e conforto estabelecidas pela norma NBR 6118:2007. As relações vão sobre altura da seção resultantes variaram de 20, para o vão de 30 metros, à 15, para o vão de 80 metros.

Palavras-chave: Ponte em Seção Caixão. Ponte em Concreto Protendido. Altura da Seção Transversal. Relação entre Altura da Seção Transversal e Vão

LISTA DE FIGURAS

Figura 1 – Fluxograma das etapas do estudo..... 20
Figura 2 – Seção transversal de ponte constituída por vigas **T** 28
Figura 3 – Seção transversal de ponte em seção caixão 28
Figura 4 – Dimensões veículos-tipo 35
Figura 5 – Linha de influência do esforço cortante na seção (m) 38
Figura 6 – Linha de influência do momento fletor na seção (m) 38
Figura 7 – Tensões na seção transversal sob com protensão 39
Figura 8 – Diagrama de tensão - deformação para o concreto 46
Figura 9 – Diagrama de tensão - deformação para aços de armaduras passivas..... 46
Figura 10 – Diagrama de tensão - deformação para aços de armaduras ativas 46
Figura 11 – Domínios de estado limite último de seção transversal..... 47
Figura 12 – Ponte em viga simplesmente apoiada..... 56
Figura 13 – Seção transversal utilizada..... 57
Figura 14 – Seção transversal das barreiras..... 58
Figura 15 – Cargas e solicitações internas permanentes para o vão de 30 metros..... 59
Figura 16 – Cargas e solicitações internas variáveis para o vão de 30 metros..... 60
Figura 17 – Cargas utilizada para obtenção do momento torçor..... 61
Figura 18 – Traçado dos cabos de protensão..... 63
Figura 19 – Interface do programa Curvexpert..... 75
Figura 20 – Funções Curvexpert..... 76
Figura 21 – Função Quadrática..... 77
Figura 22 – Função Polinomial..... 77

LISTA DE QUADROS

Quadro 1 – Limites para deslocamentos..... 53

LISTA DE TABELAS

Tabela 1 – Dimensões mínimas acostamento..... 30
Tabela 2 – Valores de deformação específica de retração e do coeficiente de fluência... 53
Tabela 3 – Alturas mínimas de seção transversal..... 74

LISTA DE SIGLAS

NBR – Norma Brasileira

UFRGS – Universidade Federal do Rio Grande do Sul

LISTA DE SÍMBOLOS

A – área (m²)

A_e – projeção ortogonal perpendicular ao vento da área (m²)

A_c – área da seção transversal (cm²)

b_1 – largura da roda dianteira do veículo-tipo (m)

b_2 – largura da roda intermediária do veículo-tipo (m)

b_3 – largura da roda traseira do veículo-tipo (m)

C_i – coeficiente de pressão interna

C_e – coeficiente de pressão externa

C_a – coeficiente de arrasto

d – altura útil (d)

E_{cs} – módulo de elasticidade secante

F – força exercida sobre um elemento (kN)

F_a – força global exercida sobre um elemento (kN)

f_{cd} – resistência de cálculo do concreto

f_{ck} – resistência de característica do concreto

f_{ckj} – resistência de característica do concreto na idade j

f_{ctm} – resistência à tração do concreto

f_{yd} – resistência de cálculo do aço da armadura passiva

f_{yk} – resistência característica do aço da armadura passiva

f_{pyd} – resistência de cálculo do aço da armadura ativa

f_{pyk} – resistência ao escoamento convencional do aço da armadura ativa

f_{ptd} – resistência de cálculo à tração do aço da armadura ativa

f_{ptk} – resistência característica à tração do aço da armadura ativa

I_C – momento de inércia da seção bruta do concreto;

I_{II} – momento de inércia da seção fissurada de concreto no estádio II

ℓ – comprimento do vão teórico do elemento carregado

M_a – momento fletor na seção mais solicitada do vão considerado

M_r – momento de fissuração do elemento estrutural

p` – carga sobre os passeios (kN/m²)

p – carga sobre a pista (kN/m²)

p – sobrecarga (kN)

q – pressão dinâmica (kN/m²)

s – coeficiente cimento

S_1 – fator topográfico

S_2 – fator de dimensões, rugosidade e altura sobre o terreno

S_3 – fator estatístico

t – idade efetiva do concreto (d)

t_0 – idade efetiva inicial do concreto (d)

u – perímetro da seção transversal (cm)

V_0 – velocidade básica do vento (m/s)

V_k – velocidade característica do vento (m/s)

x – altura da linha neutra (m)

φ – coeficiente de impacto

γ_c – coeficiente de ponderação de resistência do concreto

γ_s – coeficiente de ponderação de resistência do aço

γ_p – Coeficiente de ponderação das cargas oriundas da protensão

γ_f – coeficiente de ponderação das ações

β_1 – relação f_{ckj}/f_{ck}

ε_c – deformação específica do concreto

ε_{cs} – deformação específica de retração

ε_s – deformação específica do aço da armadura passiva

ε_p – deformação específica do aço da armadura ativa

ε_{yd} – deformação de escoamento do aço da armadura passiva

σ_c – tensão no concreto

ρ` – Taxa de armadura longitudinal de compressão

ξ – coeficiente de deformação em função do tempo.

φ – coeficiente de fluência do concreto.

θ – rotação de elemento estrutural.

SUMÁRIO

1 INTRODUÇÃO 16
2 DIRETRIZES DA PESQUISA..... 18
2.1 QUESTÃO DE PESQUISA..... 18
2.2 OBJETIVOS DA PESQUISA..... 18
2.2.1 Objetivo Principal..... 18
2.2.2 Objetivo Secundário..... 18
2.3 PRESSUPOSTO 19
2.4 PREMISSA 19
2.5 DELIMITAÇÕES 19
2.6 LIMITAÇÕES 19
2.7 DELINEAMENTO 20
3 SISTEMAS ESTRUTURAIS DAS PONTES DE CONCRETO..... 23
3.1 ELEMENTOS CONSTITUINTES DAS PONTES 23
3.2 CLASSIFICAÇÃO DAS PONTES QUANTO AO SISTEMA ESTRUTURAL.. 24
3.2.1 Pontes em Viga..... 24
3.2.2 Pontes em Pórtico..... 25
3.2.3 Pontes em Arco..... 25
3.2.4 Pontes Pênseis..... 25
3.2.5 Pontes Estaiadas..... 25
4 CRITÉRIOS DE ESCOLHA DA SEÇÃO TRANSVERSAL E TABULEIRO DA SUPERESTRUTURA DE PONTES DE CONCRETO 27
4.1 CRITÉRIOS DE ESCOLHA DA SEÇÃO TRANSVERSAL 27
4.1.1 Pontes Em Laje..... 27
4.1.2 Ponte Em Viga T..... 27
4.1.3 Pontes Em Seção Caixão..... 28
4.2 LARGURA DO TABULEIRO DE PONTES 29
5 AÇÕES CONSIDERADAS EM PROJETOS DE PONTES 31
5.1 AÇÕES PERMANENTES 31
5.1.1 Ações Devidas ao Peso Próprio..... 31
5.1.2 Ações Devidas ao Peso da Pavimentação..... 32
5.1.3 Ações Devidas à Protensão..... 32
5.2 AÇÕES VARIÁVEIS 32
5.3 AÇÕES EXCEPCIONAIS 35

5.4 COMBINAÇÕES DE AÇÕES 35
5.5 CÁLCULO DAS SOLICITAÇÕES INTERNAS 36
6 PROTENSÃO 39
6.1 MODALIDADES DE PROTENSÃO 40
6.2 PERDAS IMEDIATAS DE FORÇA DE PROTENSÃO 41
6.2.1 Perdas Por Atrito..... 41
6.2.2 Perdas Por Recuo das Ancoragens..... 41
6.2.3 Perdas Por Recuo Elástico do Concreto..... 42
6.3 PERDAS PROGRESSIVAS DE FORÇA DE PROTENSÃO 43
6.3.1 Perdas de Protensão Devidas à Retração e Fluência do Concreto..... 43
6.3.2 Perdas de Protensão Devidas à Relaxação do Aço..... 43
7 VERIFICAÇÕES DE SEGURANÇA DE ESTRUTURAS DE CONCRETO 45
7.1 ESTADO LIMITE ÚLTIMO 45
7.1.1 Elementos Lineares Sujeitos a Solicitações Normais..... 45
7.1.2 Elementos Lineares Sujeitos ao Esforço Cortante..... 48
7.1.3 Elementos Lineares Sujeitos à Torção..... 50
7.2 ESTADO LIMITE DE SERVIÇO..... 51
8 ANÁLISE ESTRUTURAL 55
8.1 MODELO ESTRUTURAL UTILIZADO..... 55
8.2 MATERIAIS UTILIZADOS..... 56
8.3 DIMENSÕES CONSTANTES DA SEÇÃO TRANSVERSAL..... 56
8.4 SOLICITAÇÕES DEVIDAS ÀS CARGAS EXTERNAS..... 57
8.4.1 Cargas Permanentes..... 57
8.4.2 Cargas Variáveis..... 59
8.5 SOLICITAÇÕES DEVIDAS À PROTENSÃO..... 61
8.5.1 Cálculo da Armadura de Protensão..... 61
8.5.2 Perdas Imediatas..... 63
8.5.3 Perdas Progressivas..... 67
8.5.4 Solicitações Internas..... 69
8.6 VERIFICAÇÕES DO ESTADO LIMITE ÚLTIMO..... 70
8.6.1 Momento Fletor..... 70
8.6.2 Esforço Cortante e Torção..... 72
8.7 VERIFICAÇÕES DO ESTADO LIMITE DE SERVIÇO..... 73
8.8 RELAÇÃO ENTRE O VÃO E A ALTURA DA SEÇÃO TRANSVERSAL..... 74
9 CONCLUSÕES 78

REFERÊNCIAS 79
APÊNDICE 1..... 80
APÊNDICE 2..... 83
APÊNDICE 3..... 87
APÊNDICE 4..... 90
APÊNDICE 5..... 93

1 INTRODUÇÃO

Uma região que pretende se desenvolver e prosperar precisa encurtar as distâncias entre os seus centros e transpor os obstáculos dentro do seu território. As pontes, mesmo sendo uma das invenções mais antigas do homem, são uma das formas mais eficientes de se alcançar esse objetivo. Feito o investimento inicial para o seu projeto e construção, ela cumpre a sua função de forma eficaz e barata, já que a manutenção da construção tem um valor baixo frente à importância da mesma. Ela pode se encaixar de forma discreta e bem-proporcionada em quase toda paisagem na qual é construída, feito que nem toda obra de engenharia é capaz de fazer, tornando-se muitas vezes uma atração da região onde se localiza. Assim, as pontes são parte fundamental da infraestrutura necessária para um crescimento econômico sólido e sustentável, de maneira que é indispensável o domínio dos campos da ciência necessários para o seu projeto.

Segundo Mason (1977, p. [9]):

> A essência de um bom projeto implica na satisfação dos requisitos funcionais, estáticos e construtivos, além da criação de um conjunto harmonioso e de proporções equilibradas, dentro dos preceitos da beleza e estética. [...] Exige-se, portanto, do projetista, além dos conhecimentos especializados, criatividade, imaginação e visão global dos problemas.

Logo, a interação da estrutura da ponte com as solicitações a que esta é exposta, os obstáculos que tem de transpor e os aspectos arquitetônicos desejados confere ao projeto uma grande complexidade.

No passado, grande parte desta complexidade residia nas teorias e cálculos extensos que o processo de dimensionamento envolvia. Atualmente os recursos computacionais existentes aliviam boa parte da carga desta tarefa. Assim, estes aceleram o processo e dão mais liberdade ao engenheiro para se dedicar aos demais aspectos do projeto. O transcurso do dimensionamento ficou mais caracterizado por uma série de decisões tomadas pelo calculista, e por um posterior processo de “tentativa e erro”, do que pelo cálculo em si. As decisões a serem tomadas envolvem os dados de entrada usados e os resultados obtidos pelos programas. O processo de “tentativa e erro” consiste na análise feita pelo recurso computacional usado, que indica a viabilidade da estrutura estudada.

Os parâmetros a serem escolhidos referem-se ao material com o qual a estrutura é constituída, às solicitações a que será exposta e às características geométricas gerais da mesma. A escolha dessas variáveis é denominada **pré-dimensionamento**. Se este for feito de forma correta e bem orientada o programa computacional pode fornecer, de forma rápida, as informações que lhe são pedidas. Caso não seja, o processo de "tentativa e erro" estender-se-á além do necessário causando desperdício de tempo e recursos do responsável. Assim, em uma realidade na qual os recursos computacionais dão eficiência e rapidez para os cálculos de projeto, os dados iniciais fornecidos pelo engenheiro são de extrema importância.

Baseando-se nos fatos descritos, o presente trabalho se propõe a definir parâmetros para o pré-dimensionamento de vigas pertencentes à superestrutura de pontes de concreto protendido. Nele são estabelecidas relações entre o vão que vigas têm de transpor e altura da seção transversal das mesmas com o intuito de se ter uma base de dados com a qual se possa iniciar o processo de dimensionamento.

2 DIRETRIZES DA PESQUISA

Para a elaboração deste trabalho foram adotadas as diretrizes descritas nesse capítulo.

2.1 QUESTÃO DE PESQUISA

A questão de pesquisa do trabalho é: qual a relação entre as características geométricas da seção transversal de uma ponte de viga em seção caixão e o vão que a mesma tem de transpor?

2.2 OBJETIVOS DA PESQUISA

Os objetivos do trabalho estão classificados em principal e secundário e são descritos a seguir.

2.2.1 Objetivo Principal

O objetivo principal do trabalho é o estabelecimento de relação entre as dimensões da seção transversal de uma ponte de concreto protendido de viga em seção caixão e o vão da mesma. As dimensões são estabelecidas de acordo com os valores mínimos estabelecidos pelas verificações dos estados limites último e de serviço impostas pela NBR 6118:2007.

2.2.2 Objetivo Secundário

O objetivo secundário do trabalho é a obtenção das dimensões mínimas da seção transversal de uma ponte com viga em seção caixão para que esta possa transpor uma série de vãos diferentes e passe nas verificações dos estados limite último e de serviço impostas pela NBR 6118:2007.

2.3 PRESSUPOSTO

Como pressuposto do trabalho são consideradas válidas as recomendações:

a) da NBR 6118:2007 – Projetos de Estruturas de Concreto: procedimento, referentes ao dimensionamento de vigas de concreto protendido;

b) da NBR 7187:2003 – Projeto de Pontes de Concreto Armado e Protendido: procedimento, referentes ao projeto de pontes de concreto protendido;

c) da NBR 7188:1982 – Carga Móvel em Ponte Rodoviária e Passarela de Pedestres, referentes às cargas móveis atuantes na estrutura estudada;

d) da NBR 8681:2004 – Ações e Segurança nas Estruturas: procedimento.

2.4 PREMISSA

O trabalho tem por premissa que para uma análise estrutural rápida e eficiente é importante o uso de uma base de dados que direcione corretamente o calculista na fase de pré-dimensionamento.

2.5 DELIMITAÇÕES

O trabalho delimita-se a relacionar o vão da ponte somente com as dimensões verticais da seção transversal da superestrutura da mesma.

2.6 LIMITAÇÕES

O estudo analisa somente pontes com vigas em seção caixão unicelulares, bi-apoiadas e com protensão total. Estas pertencem à superestrutura de uma ponte de classe 45 que sustenta uma rodovia classe I de pista simples. Os vãos estudados estão compreendidos entre 30 e 80 metros e as dimensões transversais das vigas foram dimensionadas de acordo com os valores mínimos estabelecidos pelas verificações de estados limites ultimo e de serviço impostas pela NBR 6118:2007.

2.7 DELINEAMENTO

O estudo foi realizado conforme as etapas descritas a seguir:

a) pesquisa bibliográfica;

b) concepção estrutural;

c) determinação das cargas atuantes na estrutura;

d) análise estrutural;

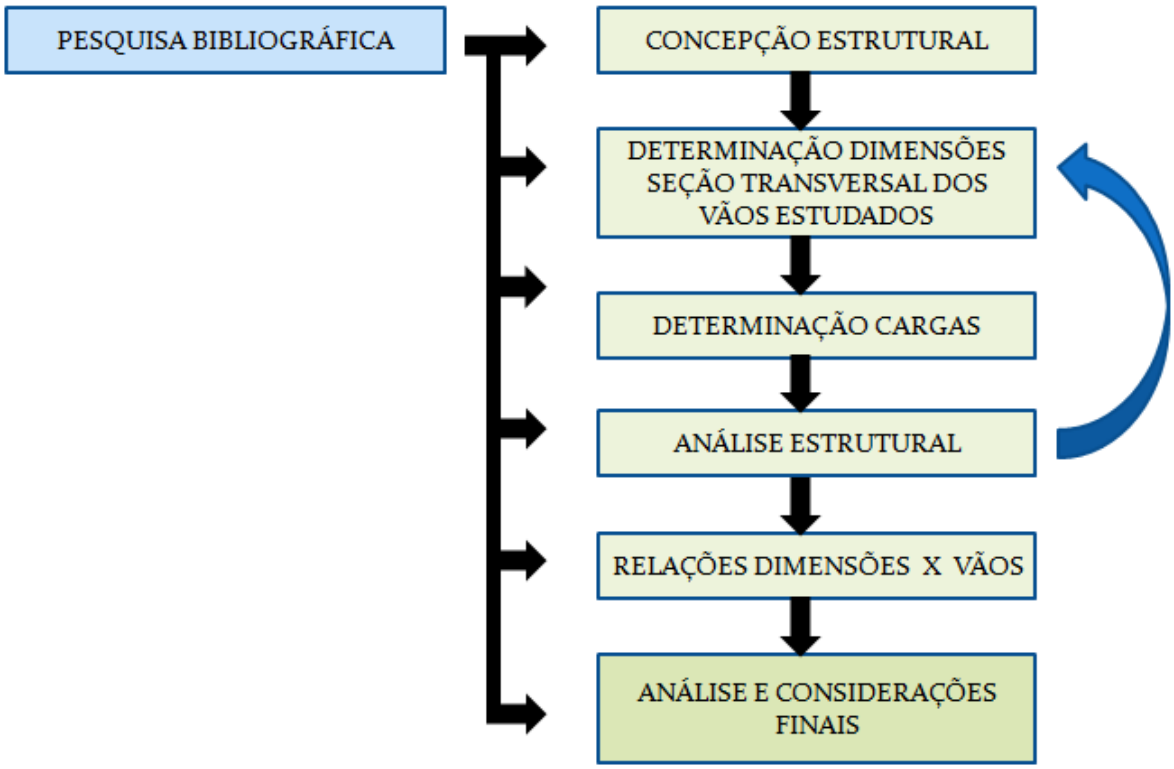
e) determinação das dimensões das seções transversais para os vãos estudados;

f) estabelecimento de relação entre os vãos estudados e os valores de propriedades geométricas alcançados;

g) análise e considerações finais.

A sequência de etapas ainda pode ser visualizada no diagrama exposto na figura 1.

Figura 1 – Fluxograma das etapas do estudo



(fonte: elaborado pelo autor)

Na fase referente à pesquisa bibliográfica, foram obtidas as bases teóricas que fundamentam o estudo. Como pode ser observado na figura 1, essa parte do trabalho se estende por toda duração do mesmo. Esse fato se justifica pela necessidade de se buscar informações que respaldem as decisões tomadas em todos estágios do estudo.

Na etapa de concepção estrutural, foram definidas as características da estrutura a ser estudada. O tipo de seção transversal adotada, os tipos de apoio da mesma, o conjunto de valores de vãos adotados, o tipo de material com que a ponte é construída e o número de pistas da rodovia que a estrutura sustenta foram os principais fatores determinados nessa parte do estudo. Também foram fixados os valores das dimensões horizontais da seção transversal, uma vez que estes são os mesmos para todos os vãos analisados.

A determinação das cargas atuantes na estrutura, para cada um dos vãos estudados, foi realizada de acordo com a literatura técnica consultada e as normas brasileiras relativas ao assunto. É comum que as normas internacionais, assim como as brasileiras, dividam essas em cargas permanentes, variáveis e excepcionais.

Definidas as cargas a serem aplicadas na estrutura foi desenvolvida a análise estrutural da mesma. Nesta etapa, foram calculadas as solicitações internas críticas presentes em cada um dos elementos da seção transversal estudada obtendo-se os esforços relativos ao momento fletor, momento torçor, corte e esforço normal.

Na fase de determinação das dimensões, foram feitas as verificações referentes à segurança da estrutura recomendadas na bibliografia consultada. Com base nessas verificações foram determinados os valores de seção transversal a serem adotados para cada um dos vãos analisados.

É preciso ressaltar que a determinação das dimensões da seção transversal consistiu em um processo iterativo. Para se calcular as cargas atuantes, é necessário, primeiramente, arbitrar valores de dimensões da seção transversal. Usando as cargas calculadas foi feita a análise estrutural e por fim as verificações necessárias. Caso as dimensões escolhidas não passem nas verificações, é arbitrada uma nova geometria e o processo se repete.

Obtidos os valores das propriedades geométricas a serem utilizados se buscou uma função matemática que possa representar da forma mais exata o possível a relação entre estes e os

vãos correspondentes. Foi desenvolvido também um ábaco para que possam ser representados os valores que ocasionalmente não puderam ser encaixados com exatidão na função.

A última etapa consistiu na análise dos resultados obtidos e na apresentação das considerações finais.

3 SISTEMAS ESTRUTURAIS DAS PONTES DE CONCRETO

No presente capítulo, apresentam-se as classificações usadas para subdividir as pontes e suas partes constituintes.

3.1 ELEMENTOS CONSTITUINTES DAS PONTES

Pfeil (1979, p. 1) divide as pontes em três partes constituintes principais:

a) infraestrutura;

b) mesoestrutura;

c) superestrutura.

Segundo o autor, a infraestrutura é a parte da ponte constituída pelas fundações e elementos que dão suporte à mesma, blocos de cabeça de estacas por exemplo. É por meio desse elemento que são transmitidos para o solo os esforços recebidos pela mesoestrutura.

Pfeil (1979) define a mesoestrutura como o elemento responsável pela transmissão dos esforços provenientes da superestrutura e de cargas que agem diretamente sobre os pilares para a infraestrutura. Alguns engenheiros colocam os encontros, elemento responsável por absorver o empuxo dos terrenos de acesso, como parte constituinte da mesoestrutura juntamente com os pilares. Outros, porém, definem esses como parte das fundações.

A superestrutura é a parte da estrutura responsável pela transmissão dos esforços causados pela utilização da ponte para a mesoestrutura. Ela é constituída, geralmente por lajes, vigamento principal e secundário (PFEIL, 1979, p. 9).

Mason (1977, p. 13) subdivide as superestruturas em duas classes principais: em grelha e celulares. A primeira consiste em um sistema com tabuleiro, vigas principais (longarinas) e secundárias (transversinas). O vigamento principal se posiciona no sentido longitudinal da ponte e é responsável pela transposição dos vãos. O vigamento secundário se posiciona no sentido transversal da ponte e tem a função de distribuir os carregamentos oriundos do

tabuleiro para as vigas principais de forma mais regular. O tabuleiro tem a função de transmitir os esforços devidos à utilização da ponte para as vigas. Na superestrutura celular os elementos descritos acima não se encontram tão nitidamente divididos e se comportam como um só. As partes da seção da transversal da ponte formam um elemento fechado que confere uma boa resistência à torção para a superestrutura.

3.2 CLASIFICAÇÃO DAS PONTES QUANTO AO SISTEMA ESTRUTURAL

Segundo Leonhartd (1979), as pontes podem ser classificadas em cinco classes em relação ao sistema estrutural utilizado. São elas:

a) em viga;

b) em pórtico;

c) em arco;

d) pênseis;

e) estaiadas.

As principais características de cada tipo estrutural são abordadas a seguir.

3.2.1 Pontes em Viga

Leonhardt (1979, p. 23-24) coloca nessa classe as pontes com vigas com dois apoios simplesmente apoiadas, vigas sobre dois apoios com balanços e vigas contínuas. O primeiro tipo é isostático, podendo ser disposto em um único vão ou em uma série de tramos e exige juntas em cada uma das extremidades da viga. O segundo é similar ao primeiro com a diferença de que os esforços de momento estão mais distribuídos ao longo da estrutura devido aos balanços na peça. As vigas contínuas apresentam vantagens em relação aos dois primeiros sistemas estruturais. Uma vez que são hiperestáticas, apresentam uma distribuição mais igualitária dos momentos entre vãos e apoios. Elas ainda exigem menos juntas ao longo da ponte. As juntas móveis encarecem a estrutura, exigem manutenção e causam transtornos para o trânsito.

3.2.2 Pontes em Pórtico

Leonhardt (1979) define as pontes em pórtico como estruturas nas quais as vigas têm ligações rígidas à flexão com os pilares ou paredes de encontro que as sustentam. Esse tipo de ligação permite a passagem de parte dos momentos da superestrutura para a mesoestrutura da ponte podendo-se assim diminuir a altura estrutural necessária no vão. As estruturas em pórtico podem ser isostáticas, com três rótulas por vão; ou hiperestáticas, com nenhuma, uma ou duas articulações por vão.

3.2.3 Pontes em Arco

Segundo Leonhardt (1979, p. 31), as pontes em arco são indicadas para a transposição de vales profundos. Os custos desse tipo de ponte são elevados e um tipo de estrutura mais econômico seria o indicado nos demais casos. Essas podem ser biarticuladas, triarticuladas ou biengastadas. O primeiro tipo de estrutura é uma vez hiperestático, o segundo é isostático e o último é três vezes hiperestático. O autor ainda cita a ponte em arco com apenas uma articulação ressaltando que esse modelo não é indicado para pontes em concreto armado.

3.2.4 Pontes Pênseis

Sobre as pontes do tipo pênsil Leonhardt (1979, p. 35) afirma:

> A ponte pênsil clássica, com cabos dispostos parabolicamente e pendurais verticais, não é apropriada para pontes de concreto e por isso foi empregada em apenas algumas raras ocasiões. A ponte pênsil, ancorada em si mesma, com pendurais inclinados (efeito de treliça), é interessante no caso de carga móvel leve, como no caso de pontes para pedestres.

3.2.5 Pontes Estaiadas

Segundo Leonhardt (1979), as pontes estaiadas podem ser consideradas como dois sistemas estruturais distintos de acordo com o posicionamento e espaçamento dos cabos inclinados que a sustentam. Se houver uma pequena quantidade de cabos, estes forem bem espaçados e apresentarem uma grande distância ao ponto de suspensão, o sistema estrutural adotado é

similar ao de uma ponte em viga. Se houver uma quantidade grande de cabos e estes forem pouco espaçados, o sistema estrutural é similar ao de uma ponte em balanço. O autor ainda indica esse tipo de ponte para a transposição de grandes vãos.

4 CRITÉRIOS DE ESCOLHA DA SEÇÃO TRANSVERSAL E TABULEIRO DA SUPERESTRUTURA DE PONTES DE CONCRETO

São apresentados, a seguir, os critérios a serem seguidos na escolha da seção transversal e da largura do tabuleiro em projetos de pontes rodoviárias.

4.1 CRITÉRIOS DE ESCOLHA DA SEÇÃO TRANSVERSAL

Segundo Leonhartd (1979, p. 54), os critérios que devem ser levados em consideração para a escolha da seção transversal de uma ponte de concreto são:

a) o vão a ser transposto;

b) a esbeltez desejada;

c) o processo construtivo;

d) os custos do sistema estrutural escolhido;

e) a relação entre a carga móvel atuante na estrutura e peso próprio da mesma.

Segue uma descrição dos principais tipos de seção transversal e as ocasiões em que uso dos mesmos é mais indicado.

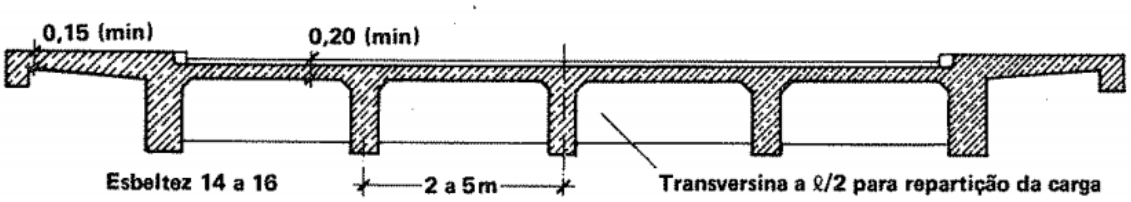
4.1.1 Ponte em Laje

Leonhartd (1979, p. 53) aconselha o uso de pontes com seção transversal em laje para se transpor vãos com no máximo 36 metros. O autor ainda indica o uso desse tipo de seção transversal para pontes esconsas e pontes em pórtico de vão reduzido. Pfeil (1979, p. 82) indica o uso da mesma em situações quando se deseja transpor vãos de pequeno e médio porte com uma altura estrutural reduzida.

4.1.2 Ponte em Viga T

Segundo Pfeil (1979, p. 82), as pontes em viga **T** (figura 2) são indicadas para a transposição de vãos médios. Uma vez que nesses casos permitem uma altura estrutural econômica com o uso de um jogo de formas simples se comparado com outras soluções. Leonhartd (1979, p. 57) ainda afirma: "A viga **T** é uma forma de seção transversal muito apropriada para concreto armado e para protensão parcial, especialmente quando se tiver de absorver momentos fletores positivos.".

Figura 2 – Seção transversal de ponte constituída por vigas **T**

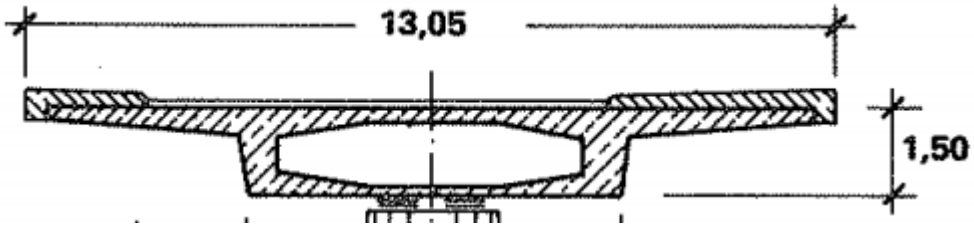


(fonte: LEONHARDT, 1979, p. 58)

4.1.3 Ponte em Seção Caixão

Leonhartd (1979, p. 63) indica o uso da seção em caixão (figura 3) para vigas contínuas de concreto protendido. A elevada resistência à torção desse tipo de seção possibilita que ela seja usada em pontes sobre pilares isolados e pontes curvas. As vigas em seção caixão ainda apresentam uma deformação lenta menor que as vigas **T**, uma vez que as tensões são menores e o eixo baricêntrico é mais centrado na primeira.

Figura 3 – Seção transversal de ponte em seção caixão



(fonte: adaptado de LEONHARDT, 1979, p. 64)

Segundo Mason (1977, p. 82-83), o funcionamento conjunto da seção em caixão com o tabuleiro e a elevada resistência à torção que a mesma possui fazem com que a esta seja indicada para a maioria dos casos de transposição de grandes vãos. Pfeil (1979) afirma que a melhor distribuição transversal das cargas dos veículos obtida na seção em caixão permite a adoção de alturas estruturais menores que o sistema com viga **T**.

4.2 LARGURA DO TABULEIRO DE PONTES

Segundo Pfeil (1979, p. 26-27), é aconselhável adotar para o tabuleiro da ponte a mesma largura da via em que esta se encontra. Se a pista ou acostamentos sofrerem uma redução no trecho correspondente à ponte, se produz um estrangulamento da via e o nível de serviço da mesma se reduz. Essa indicação também é encontrada no artigo 50 das Normas Para Projeto de Estrada de Rodagem onde se lê: "Nas obras de vão superior a 5 m (pontilhões), a largura da obra de arte deve corresponder à da plataforma da estrada, isto é, pista mais acostamentos." (BRASIL, 1973, p. 11).

Estas normas também fazem indicações para as dimensões transversais de rodovias de pista simples com duas faixas de tráfico (BRASIL, 1973, p. 8). Assim, a pista de estrada de rodagem de classe:

a) especial deve ter uma largura de 7,5 m;

b) I deve ter uma largura de 7 m;

c) II e III deve ter uma largura de 6 a 7 m.

No caso de rodovias com mais de uma pista vale a seguinte indicação: "Nas estradas de duas pistas independentes com duas faixas de tráfego cada uma, a largura da pista será de 7,00 m." (BRASIL, 1973, p. 11).

Segundo as Normas para Projeto de Estradas de Rodagem, estradas com duas pistas independentes devem possuir um refúgio central entre as duas de no mínimo seis metros (BRASIL, 1973, p. 9-10). Em ocasiões especiais esse valor pode ser reduzido até os valores mínimos, ou seja:

a) em regiões planas ou onduladas o refúgio deve no mínimo ter 3,00 m;

b) em regiões montanhosas o refúgio deve ter no mínimo 1,50 m;

c) em regiões rurais, zonas onde o terreno tem custo elevado ou regiões escarpadas o refúgio deve ter no mínimo 0,8 m.

No que tange à largura dos acostamentos são indicados como valores mínimos os apresentados na tabela 1 (BRASIL, 1973).

Tabela 1 – Dimensões mínimas acostamento

CLASSES	REGIÃO			
	PLANA m	ONDULADA m	MONTANHOSA m	ESCARPADA m
Especial	3,00	2,50	2,00	1,50
I	2,50	2,00	1,50	1,20
II	2,00	1,50	1,20	1,00
III	1,00	1,00	1,00	0,80

(fonte: BRASIL, 1973, p. 9)

5 AÇÕES A SEREM CONSIDERADOS EM PROJETOS DE PONTES

A NBR 6118 (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2007) divide as ações atuantes em estrutura em permanentes, variáveis e excepcionais. São abordadas a seguir as principais características de cada tipo de ação.

5.1 AÇÕES PERMANENTES

Segundo a NBR 7187 (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2003, p. 4), as ações permanentes atuantes em estruturas de pontes são:

> Ações cujas intensidades podem ser consideradas como constantes ao longo da vida útil da construção. Também são consideradas permanentes as que crescem no tempo, tendendo a um valor limite constante. As ações permanentes compreendem, entre outras:
>
> a) as cargas provenientes do peso próprio dos elementos estruturais;
>
> b) as cargas provenientes do peso da pavimentação, dos trilhos, dos dormentes, dos lastros, dos revestimentos, das barreiras, dos guarda-rodas, dos guarda-corpos e de dispositivos de sinalização;
>
> c) os empuxos de terra e de líquidos;
>
> d) as forças de protensão;
>
> e) as deformações impostas, isto é, provocadas por fluência e retração do concreto, por variações de temperatura e por deslocamentos de apoios.

A abordagem normativa para algumas dessas ações é exibida a seguir.

5.1.1 Ações Devidas ao Peso Próprio

Na NBR 7187 (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2003, p. 4), se encontra a orientação: “Na avaliação das cargas devidas ao peso próprio dos elementos estruturais, o peso específico deve ser tomado no mínimo igual a 24 kN/m³ para o concreto simples e 25 kN/m³ para o concreto armado ou protendido.”.

5.1.2 Ações Devidas ao Peso da Pavimentação

Segundo as indicações da NBR 7187 (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2003, p. 4):

> Na avaliação da carga devida ao peso da pavimentação, deve ser adotado para peso específico do material empregado o valor mínimo de 24 kN/m³, prevendo-se uma carga adicional de 2 kN/m² para atender a um possível recapeamento. A consideração desta carga adicional pode ser dispensada, a critério do proprietário da obra, no caso de pontes de grandes vãos.

5.1.3 Ações Devidas à Protensão

No que diz respeito às ações devidas à força de protensão, na NBR 6118 (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2007, p. 55) afirma-se que estas devem ser levadas em conta não só nas peças protendidas, mas também naquelas que sofrem consequências indiretas das mesmas. As forças de protensão devem ser calculadas levando em consideração carga inicial e as perdas decorrentes do processo. Sendo que as últimas podem ser obtidas por meio de orientações presentes na referida Norma.

5.2 AÇÕES VARIÁVEIS

Segundo as orientações da NBR 7187 (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2003, p. 5), as ações variáveis são:

> Ações de caráter transitório que compreendem, entre outras:
>
> a) as cargas móveis;
>
> b) as cargas de construção;
>
> c) as cargas de vento;
>
> d) o empuxo de terra provocado por cargas móveis;
>
> e) a pressão da água em movimento;
>
> f) o efeito dinâmico do movimento das águas;
>
> g) as variações de temperatura.

É exibida a seguir a abordagem normativa para as ações devidas às cargas móveis. A NBR 7188 (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 1990, p. 1) classifica as

pontes com base nos veículos-tipo usados no cálculo das cargas móveis sobre as mesmas. As classes definidas pela norma são:

a) 45 onde se utiliza um veículo-tipo de 450 kN;

b) 30 onde se utiliza veículo-tipo de 300 kN;

c) 12 onde se utiliza um veículo-tipo de 120 kN.

Essa Norma também define cargas sobre os passeios e sobre a pista da ponte. Essas devem ser levadas em conta nas verificações juntamente com o peso do veículo-tipo. Na Norma, cargas de passeio são identificadas como **p`** e as sobre a pista como **p**. Os valores das mesmas são:

a) nas pontes de classe 45 e classe 30, 5 kN/m² para as cargas sobre a pista e 3 kN/m² para cargas as cargas sobre o passeio;

b) nas pontes de classe 12, 4 kN/m² para as cargas sobre a pista e 3 kN/m² para cargas as cargas sobre o passeio.

A NBR 7188 (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 1990) também define as dimensões do veículo-tipo, 3 m de largura por 6 m de comprimento, bem como as distâncias entre os seus eixos. Esses dados podem ser observados na figura 4. Os valores das constantes b_1, b_2 e b_3 apontados na figura são:

a) 0,5 m para veículos de classe 45;

b) 0,4 para veículos de classe 30;

c) b_1é igual a 0,2 e b_3 é igual a 0,3 para pontes de classe 12.

A Norma também aponta os comprimentos e áreas de contato de cada roda. Os valores são 0,2 m e 0,2xb m² respectivamente.

Em relação à disposição das cargas na pista a NBR 7188 (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 1990, p. 4) contém as seguintes orientações:

> **4.1** O veículo-tipo, sempre orientado na direção do tráfego, é colocado na posição mais desfavorável para o cálculo de cada elemento, não se considerando a porção do carregamento que provoque redução das solicitações.
>
> **4.2** Para o cálculo de cortinas e transversinas solidárias às lajes, o carregamento, na ausência de justificativa teórica mais precisa, deve ser o de um eixo isolado, com o peso total do veículo correspondente à classe da ponte, acrescido ainda do respectivo impacto.

4.3 A carga distribuída de intensidade **p** é aplicada em toda a pista de rolamento, nesta incluídas as faixas de tráfego, os acostamentos e os afastamentos; é descontada apenas a área ocupada pelo veículo.

4.4 Os passeios, independentemente de largura ou altura, são carregados com a carga distribuída de intensidade **p`**, não majorada de impacto.

4.4.1 As peças que suportam diretamente os passeios são também verificadas para a ação de uma sobrecarga **p**= 5kN/m²(500kgf/m²), sem impacto, agindo sobre os referidos passeios.

4.5 Os guarda-rodas e as barreiras, centrais ou extremos, são verificados para uma força horizontal concentrada de intensidade ***p*** = 60kN (6 tf) aplicada em sua aresta superior.

4.6 Se a barreira extrema possuir vigota de corrimão em concreto, tal vigota é verificada para a mesma carga horizontal ***p*** = 60kN (6 tf) aplicada no seu eixo médio horizontal.

4.7 Permite-se, para avaliação das solicitações na implantação da barreira ou guarda-rodas e peças em contato, a distribuição a 45°dos efeitos da carga horizontal referida em 4.5 e 4.6. Tais efeitos não são superpostos, adotando-se o que for mais desfavorável.

4.8 Sobre a carga horizontal referida em 4.5 e 4.6 não é acrescentado impacto.

A NBR 7187 (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2003, p. 5) aconselha o uso da teoria da dinâmica das estruturas para determinar os efeitos das cargas móveis, porém a Norma também oferece um método simplificado com o qual é possível calcular as cargas devidas ao movimento sobre a estrutura. Este método fornece os coeficientes de impacto que devem ser multiplicados pelas cargas estáticas para que sejam obtidos os valores das cargas dinâmicas. Esses devem ser obtidos por meio das expressões a seguir.

Para pontes rodoviárias:

$$\varphi = 1{,}4 - 0{,}007.\ell \geq 1 \qquad \text{(fórmula 1)}$$

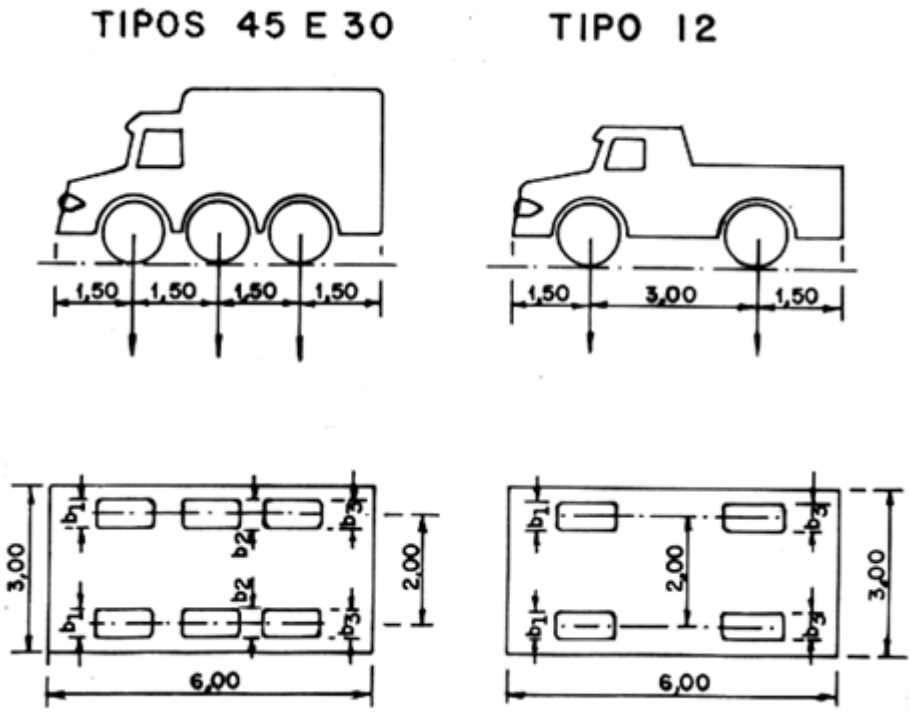
Para pontes ferroviárias:

$$\varphi = 0{,}001.(1600 - 60\sqrt{\ell} + 2{,}25.\ell) \geq 1{,}2 \qquad \text{(fórmula 2)}$$

Onde:

$\ell =$ é o comprimento do vão teórico do elemento carregado.

Figura 4 Dimensões veículos-tipo (m)



(fonte: adaptado de ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 1990, p. 3)

5.3 AÇÕES EXCEPCIONAIS

De acordo com as orientações contidas na NBR 7187 (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2003, p. 7), ações excepcionais estão relacionadas a cargas que ocorrem em situações fora da utilização usual da ponte. Essas podem ser fenômenos naturais tais como terremotos, enchentes, ventos com velocidade muito acima da média, ou o choque de objetos móveis, o impacto de veículos contra os pilares da estrutura, por exemplo.

5.4 COMBINAÇÕES DE AÇÕES

As combinações últimas descritas na NBR 6118 (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2007, p. 60) se dividem em três tipos. Esses são:

> **11.8.2.1 Combinações últimas normais**
>
> Em cada combinação devem estar incluídas as ações permanentes e a ação variável principal, com seus valores característicos e as demais ações variáveis, consideradas como secundárias, com seus valores reduzidos de combinação [...]
>
> **11.8.2.2 Combinações últimas especiais ou de construção**
>
> Em cada combinação devem estar presentes as ações permanentes e a ação variável especial, quando existir, com seus valores característicos e as demais ações variáveis com probabilidade não desprezível de ocorrência simultânea, com seus valores reduzidos de combinação [...]
>
> **11.8.2.3 Combinações últimas excepcionais**
>
> Em cada combinação devem figurar as ações permanentes e a ação variável excepcional, quando existir, com seus valores representativos e as demais ações variáveis com probabilidade não desprezível de ocorrência simultânea, com seus valores reduzidos de combinação [...]. Nesse caso se enquadram, entre outras, sismo, incêndio e colapso progressivo.

As combinações de serviço presentes na NBR 6118 (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2007, p. 62) são classificadas da seguinte maneira:

> a) quase permanentes: podem atuar durante grande parte do período de vida da estrutura e sua consideração pode ser necessária na verificação do estado limite de deformações excessivas;
>
> b) frequentes: se repetem muitas vezes durante o período de vida da estrutura e sua consideração pode ser necessária na verificação dos estados limites de formação de fissuras, de abertura de fissuras e de vibrações excessivas. Podem também ser consideradas para verificações de estados limites de deformações excessivas decorrentes de vento ou temperatura que podem comprometer as vedações;
>
> c) raras: ocorrem algumas vezes durante o período de vida da estrutura e sua consideração pode ser necessária na verificação do estado limite de formação de fissuras.

5.5 CÁLCULO DAS SOLICITAÇÕES INTERNAS

Depois de definida a natureza do carregamento, sua amplitude e os pontos nos quais este atua, determina-se as solicitações internas que a carga ocasiona na seção transversal do elemento estrutural. É por meio dessas solicitações que são realizados o dimensionamento e as verificações necessárias na estrutura.

No caso de vigas isostáticas, as solicitações internas podem ser facilmente obtidas por meio de fórmulas extensamente divulgadas em diversas bibliografias. No livro Pontes em Concreto, Pfeil (1979, p. 98) apresenta fórmulas que podem ser usadas para determinar os esforços para

uma série de carregamentos estáticos sobre elementos isostáticos. Para uma carga uniformemente distribuída sobre uma viga bi-apoiada, a solicitações internas máximas podem ser adquiridas por meio das fórmulas:

$$M_f = \frac{q.l^2}{8} \qquad \text{(fórmula 3)}$$

Onde:
M_f = momento fletor no meio do vão;
q = carga distribuída no vão;
l = comprimento do vão.

$$V = \frac{q.l}{2} \qquad \text{(fórmula 4)}$$

Onde:
V = esforço cortante sobre os apoios;
q = carga distribuída no vão;
l = comprimento do vão.

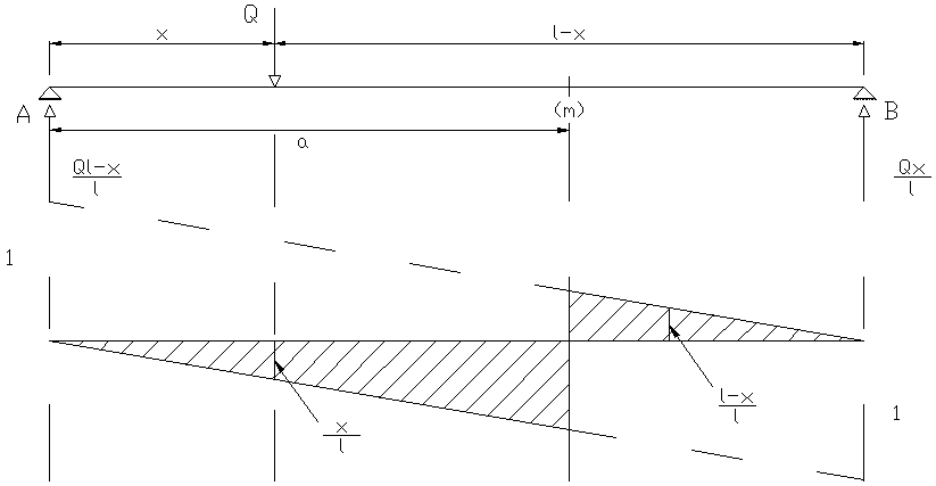
No caso de solicitações ocasionadas por cargas móveis o cálculo se mostra um pouco mais complexo. Torna-se necessário aplicar a carga em uma série de seções pré-determinadas e calcular para cada uma das posições quais as solicitações críticas para cada um dos trechos. Com esses resultados, é possível chegar à envoltória de esforços usada no dimensionamento e verificações.

Sobre a determinação de solicitações internas devidas a cargas móveis, Pfeil (1979, p. 105) diz:

> Em estruturas muito simples, como vigas isostáticas, as cargas podem ser posicionadas, por intuição, nas posições mais desfavoráveis para cada seção, calculando-se diretamente as solicitações correspondentes. Nos casos mais gerais, empregam-se as linhas de influência, diagramas que permitem definir as posições mais desfavoráveis do trem-tipo e ainda calcular os respectivos valores das solicitações.

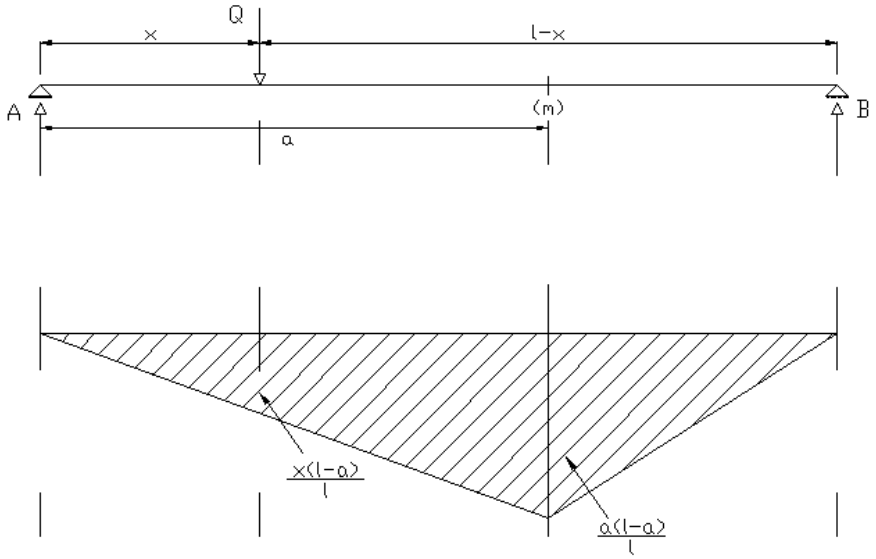
Basicamente, as linhas de influência consistem em gráficos que fornecem a solicitação correspondente às diversas posições que a carga pode ocupar na estrutura. Nele, o eixo das abscissas corresponderia à localização da carga e o das ordenadas à solicitação derivada da mesma. As figuras 5 e 6 representam o comportamento das linhas de influência para uma viga isostática bi-apoiada.

Figura 5 Linha de influência do esforço cortante na seção (m)



(fonte: adaptado de PFEIL, 1979, p. 107)

Figura 6 Linha de influência do momento fletor na seção (m)



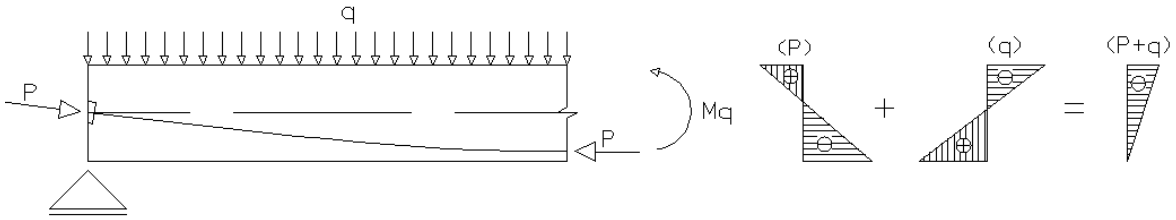
(fonte: adaptado de PFEIL, 1979, p. 108)

6 PROTENSÃO

Segundo Pfeil (1980, p. 1), “A protensão é um artifício de introduzir numa estrutura um estado prévio de tensões capaz de melhorar a sua resistência ou seu comportamento, sob diversas condições de carga.”. Em outras palavras, consiste em introduzir no elemento estrutural forças que ajudem a peça a resistir às cargas que provocam tensões desfavoráveis na sua seção transversal.

No caso do concreto, no qual se tem uma baixa resistência à tração e uma boa resistência à compressão, são introduzidas forças que ou anulem ou reduzam de forma significativas as tensões de tração na peça. Usualmente, protende-se a estrutura por meio de cabos. Estes podem ser tracionados antes ou depois do ato de concretagem. A força de protensão é mantida por meio de cunhas localizadas nas regiões do elemento estrutural onde os esforços sobre o mesmo não são significativos. A figura 7 ilustra o traçado de cabo de protensão normalmente usado em cabos pós-tracionados e a distribuição de tensões na seção transversal depois da peça ser protendida.

Figura 7 Tensões na seção transversal com protensão



(fonte: adaptado de PFEIL, 1980, p. 10)

Pode se observar que o momento fletor formado pela força de protenção P e a excentricidade da mesma em relação ao eixo da estrutura contraria o momento Mq, causado pela cargas de utilização q. Segundo Pfeil (1980, p. 5), “O artifício da protensão desloca a faixa de trabalho do concreto para o âmbito das compressões, onde o material é eficiente.”. Este efeito é demonstrado nos gráficos do lado direito da figura 7.

Pfeil (1980, p. 17-18) ainda ressalta as vantagens do concreto protendido em relação ao convencional:

> a) Reduz das quantidades necessárias de concreto e aço, esse fato decorre do emprego eficiente de materiais de maior resistência;
>
> b) Permite vencer vãos maiores que o concreto armado convencional; para o mesmo vão, permite reduzir a altura necessária da viga. Esses fatos provêm do citado na alínea (a) e da maior eficiência do trabalho do concreto, quando previamente comprimido;
>
> c) Reduz em geral a incidência de fissuras;
>
> d) Reduz as tensões principais de tração provocadas pelo esforço cortante;
>
> e) Durante a operação de protensão, o concreto e o aço são submetidos a tensões em geral superiores às que poderão ocorrer durante a vida da estrutura. Os materiais componentes da estrutura são, portanto, testados antes de receberem a carga de serviço.

As qualidades citadas acima fazem com que as pontes, estruturas que normalmente necessitam de uma maior esbeltez que as demais, recebam protensão na grande maioria dos casos.

6.1 MODALIDADES DE PROTENSÃO

Segundo Pfeil (1980, p. 20), "O concreto protendido e o concreto armado convencional são modalidades do mesmo sistema estrutural: concreto reforçado com barras de aço aderentes e auxiliado pela pré-compressão. Nas condições da peça em serviço, conforme a quantidade de protensão aplicada, podem estabelecer-se classes estruturais que variam continuamente desde o concreto totalmente comprimido até o concreto armado convencional (sem pré-compressão).". O autor classifica as estruturas dentro de quatro modalidades de acordo com o grau de protensão aplicada nas mesmas. Essas são descritas a seguir:

a) concreto com protensão total - A força de protensão é aplicada na estrutura com objetivo de anular as tensões de tração oriundas das cargas de serviço;

b) concreto com protensão limitada – A força de protensão aplicada permite a permanência de tensões de tração. Essas, no entanto, ficam limitadas a valores abaixo da resistência à tração do concreto;

c) concreto com protensão parcial – A força de protensão aplicada permite o surgimento de tensões de tração superiores à resistência à tração do concreto. A peça é protendida com o objetivo de limitar a abertura das fissuras na

estrutura aos limites aceitáveis segundo a norma. É comum o uso de armadura frouxa em conjunto com a de protensão para satisfazer-se as condições de conforto e segurança exigidos;

d) concreto armado – A estrutura não tem tensão de compressão previamente aplicada. Possui apenas a armadura convencional para resistir ás tensões de tração e às fissuras presentes na seção.

6.2 PERDAS IMEDIATAS DE FORÇA DE PROTENSÃO

Segundo Pfeil (1980, p. 22), “Durante as operações de esticamento e ancoragem dos cabos de protensão, ocorrem perdas de tensão nos cabos, devidas a causas mecânicas, tais como: resistências de atrito ao longo do cabo, deslizamentos nas ancoragens etc.”. Essas perdas são chamadas imediatas, pois ocorrem no ato de protensão. As mesmas são descritas com mais detalhes a seguir.

6.2.1 Perdas Por Atrito

Essas perdas são ocasionadas pelo atrito que surge nos locais onde o cabo de protensão entra em contato com outras superfícies. Pfeil (1980, p. 150) ressalta que os valores de perda dependem muito do sistema construtivo usado. Se forem usados cabos poligonais externos as zonas de contato e perdas diminuem, pois ficam limitadas aos dispositivos deslizantes usados. É preciso lembrar que mesmo com menores valores de perda estas ainda não podem ser consideradas desprezíveis. Já nos cabos curvos internos as perdas são maiores. Isso se deve ao fato de que os cabos ao serem esticados sofrem atrito com as bainhas em toda sua extensão.

6.2.2 Perdas Por Recuo das Ancoragens

As perdas devidas ao recuo das ancoragens acontecem no momento em que se transfere a força de protensão do elemento tensor para as mesmas. Nos sistemas com cabos pré-tracionados as perdas por recuo das ancoragens são nulas. Nos com cabos pós-tracionados pode ser alcançado o mesmo efeito desde que sejam usados dispositivos de ancoragem especiais. Pfeil (1980, p. 162) aponta alguns destes:

a) Sistemas de grandes blocos de ancoragem em concreto (tipo Leonhardt e similares). A transferência dos esforços dos macacos para as escoras pode fazer-se sem retorno do bloco [...];

b) Sistemas de ancoragem com rosca e porca [...]. Atingida a elongação final da barra, aperta-se a porca contra a chapa de apoio; retirando-se a pressão do macaco, o esforço de transmite à placa de apoio sem perda de elongação do cabo;

c) Sistemas de ancoragens apoiadas na argamassa ou nata de injeção [...]. Os fios do cabo são presos a uma ancoragem mecânica, que é puxada pelo macaco. Atingida a elongação desejada, faz-se a injeção de nata ou argamassa no cabo e na zona de ancoragem, aguardando-se alguns dias para que a massa injetada adquira resistência. Ao se descarregar o macaco, a ancoragem se apoia na nata endurecida, sem perda de elongação do cabo.

Há, porém, outros métodos de ancoragem onde as perdas se fazem presentes. Um dos mais usados são as cunhas. Na ocasião da transferência da força de protensão do aparelho tensor para a cunha essa penetra no elemento estrutural fazendo com que o cabo perca parte do seu alongamento. Isso consequentemente reduz a tensão nas cordoalhas e provoca redução da força de protensão.

6.2.2 Perdas Por Recuo Elástico do Concreto

No momento em que a força de protensão é aplicada no concreto ocorre um encurtamento imediato do mesmo. Esse encurtamento faz com que o cabo relaxe ocasionando perdas de força de protensão na estrutura.

Em estruturas pré-tracionadas as perdas por encurtamento elástico do concreto se dão no momento em que se passa a força de protensão dos aparelhos de ancoragens provisórios para a peça. Segundo Pfeil (1980, p. 203), as perdas de tensão devidas ao recuo elástico do concreto podem ser calculadas por meio da fórmula:

$$\Delta\sigma_p = \alpha_e \, \sigma_c \qquad \text{(fórmula 5)}$$

Onde:

$\Delta\sigma_p =$ perda de tensão no cabo de protensão;

$\alpha_e =$ relação entre os módulos de elasticidade do aço e concreto;

$\sigma_p =$ tensão no concreto ao nível do cabo devida ao peso próprio e protensão.

Em estruturas pós-tracionadas a perda por recuo elástico se dá no momento em que se transfere a força de protensão do aparelho tensor para a ancoragem. Esse tipo de perda não ocorre nos casos onde se protende apenas um conjunto de cabos. Nos casos onde uma série de cabos ou conjuntos de cabos são protendidos em sequência, todos as protensões posteriores à primeira vão ocasionar perdas de tensão nos cabos já esticados. Pfeil (1980, p. 204) indica a fórmula exibida a seguir para se calcular as perdas devidas ao recuo elástico nesse caso.

$$\Delta\sigma_p = \frac{n-1}{2n}\,\alpha_e\,\sigma_c \qquad \text{(fórmula 6)}$$

Onde:
$\Delta\sigma_p$= perda de tensão no cabo de protensão;
α_e = relação entre os módulos de elasticidade do aço e concreto;
σ_c = tensão no concreto ao nível do cabo de protensão;
n = número de cabos na seção.

6.3 PERDAS PROGRESSIVAS DE FORÇA DE PROTENSÃO

As perdas que ocorrem ao longo do tempo são denominadas perdas progressivas da força de protensão. Essas ocorrem em razão do encurtamento do elemento estrutural causado pela fluência do concreto e do alongamento do cabo de protensão causado pela relaxação do aço. Os principais tipos de perda são descritos com mais detalhes a seguir.

6.3.1 Perdas de Protensão Devidas à Retração e Fluência do Concreto

Esse tipo de perda progressiva ocorre devido à ação contínua da força de protensão sobre o concreto. A perda de tensão é causada pelo encurtamento da estrutura que acaba por afrouxar o cabo de protensão. A sua amplitude é determinada por um conjunto de fatores que passam pela geometria da peça, os materiais constituintes e as condições do ambiente onde a mesma se encontra. Podem ser encontrados na norma NBR 6118 (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE

NORMAS TÉCNICAS, 2007) fórmulas e coeficientes que auxiliam o projetista a aferir tanto a fluência como a retração do concreto ao longo do tempo.

6.3.2 Perdas de Protensão Devidas à Relaxação do Aço

A perda por relaxação do aço se deve ao relaxamento que o mesmo desenvolve ao longo do tempo quando exposto continuamente a tensões elevadas. Esse relaxamento ocasiona perda de tensão no cabo de protensão e, consequentemente, perda de força de protensão. A norma NBR 6118 (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2007) oferece métodos por meio dos quais pode-se aferir a relaxação ao longo do tempo. O uso de aços de baixa relação diminui esse tipo de perda ainda que não o torne irrelevante.

7 VERIFICAÇÕES DE SEGURANÇA DE ESTRUTURAS DE CONCRETO

A NBR 6118 (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2007) impõe critérios mínimos de segurança, durabilidade e conforto a serem seguidos no projeto de estruturas de concreto. Este capítulo trata dos mesmos.

7.1 ESTADO LIMITE ÚLTIMO

O presente item aborda os critérios de segurança à ruína impostos pela NBR 6118.

7.1.1 Elementos Lineares Sujeitos a Solicitações Normais

Entre as hipóteses básicas indicadas na norma (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2007, p. 107-108) para o dimensionamento e verificação de peças lineares de concreto para o referido estado limite, estão os seguintes itens:

a) as seções devem ser consideradas planas mesmo depois da peça se deformar;

b) as deformações do concreto deve ser as mesmas da armadura passivas e ativas envolvidas por ele;

c) no estado limite último, as tensões de tração longitudinais à peça devem ser ignoradas;

d) o diagrama que descreve a distribuição de tensões dentro do concreto tem um pico de $0{,}85f_{cd}$ e o formato parábola-retângulo, conforme a figura 8. Este ainda pode ser substituído pelo diagrama de altura 0,8x (onde x é a altura da linha neutra) com as seguintes bases;

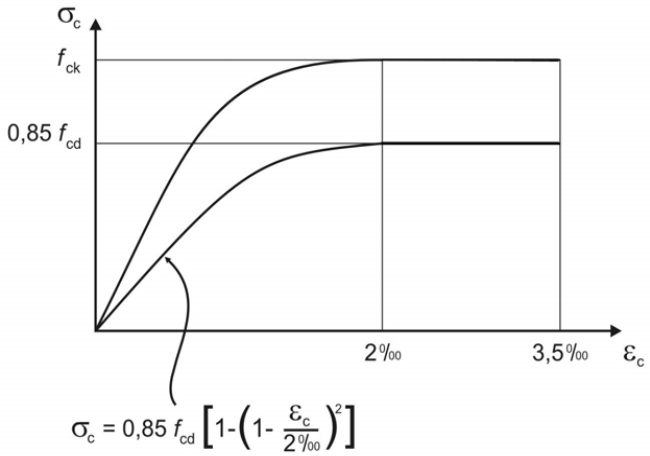
- $0{,}85f_{cd}$ em situações onde largura da seção não diminui da linha neutra para a base da peça;

- $0{,}8f_{cd}$ para as demais situações;

e) as tensões das armaduras devem ser obtidas do diagrama de tensões x deformações, representado nas figuras 9 e 10;

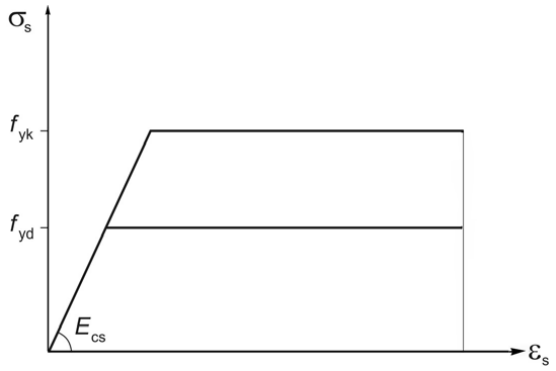
f) para que o estado limite último esteja caracterizado é necessário que a distribuição de deformações da seção transversal da peça de concreto se enquadre em algum dos domínios apresentados na figura 11.

Figura 8 Diagrama de tensão - deformação para o concreto



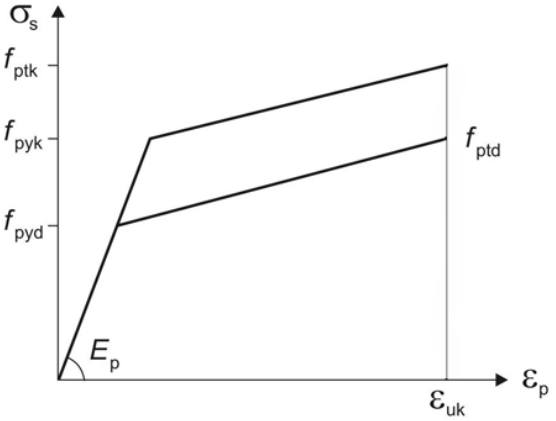
(fonte: ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2007, p. 24)

Figura 9 Diagrama de tensão - deformação para aços de armaduras passivas



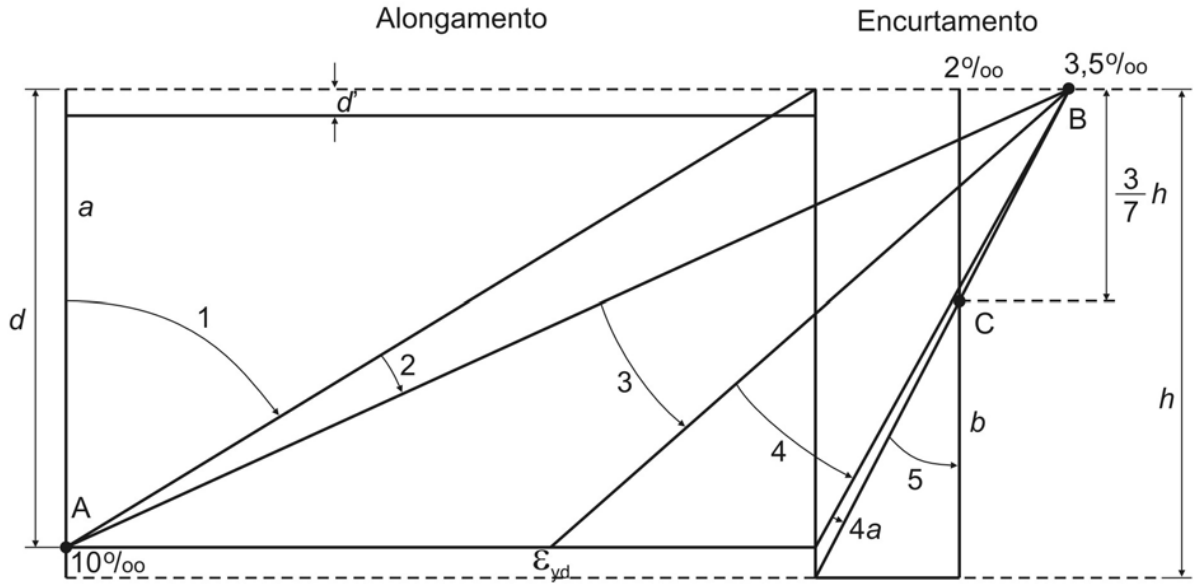
(fonte: ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2007, p. 27)

Figura 10 Diagrama de tensão - deformação para aços de armaduras ativas



(fonte: ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2007, p. 28)

Figura 11 Domínios de estado limite último de seção transversal:



(fonte: adaptado de ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2007, p. 108)

No caso do concreto protendido, a Norma (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2007, p. 109) ainda indica hipóteses básicas adicionais que devem ser levadas em conta conjuntamente com as já apresentadas:

a) considera-se como resistência característica do concreto f_{ck} aquela correspondente à idade fictícia j (em dias),no ato da potensão, sendo que a resistência de f_{ckj}deve ser claramente especificada no projeto;

b) para esta verificação, admitem-se os seguintes valores para os coeficientes de ponderação, com as cargas que efetivamente atuarem nessa ocasião:

γ_c = 1,2;

γ_s =1,15;

γ_p = 1,0 na pre-tração;

γ_p = 1,1 na pós tração;

γ_f = 1,0 para as ações desfavoráveis;

γ_f = 0,9 para as ações favoráveis.

Para que seja válida a verificação simplificada (no estádio I) do concreto protendido, a Norma (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2007, p. 110) ainda impõe as seguintes condições:

a) a tensão máxima de compressão na seção de concreto, obtida através das solicitações ponderadas de γ_p = 1,1 e γ_f = 1,0 não deve ultrapassar 70% da resistência característica f_{ckj} prevista para a idade de aplicação da protensão [...];

b) a tensão máxima de tração do concreto não deve ultrapassar 1,2 vez a resistência à tração f_{ctm}correspondente ao valor f_{ckj}especificado;

c) quando nas seções transversais existirem tensões de tração, deve haver amadura de tração calculada no estádio II. Para efeitos de cálculo, nessa faze de construção, a força nessa armadura pode ser considerada igual à resultante das tensões de tração no concreto no estádio I. Essa força não deve provocar, na armadura correspondente, acréscimos de tensão superiores a 150 Mpa no caso de fios ou barras lisas e a 250 Mpa em barras nervuradas.

A caracterização dos tipos de ruptura do concreto de acordo com a figura 11 é descrita da seguinte maneia pela Norma (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2007, p. 108):

Ruptura convencional por deformação plástica excessiva:

a) reta a: tração uniforme;

b) domínio 1: tração não uniforme, sem compressão;

c) domínio 2: flexão simples ou composta sem ruptura à compressão do concreto ($\varepsilon_c < 3{,}5$ ‰ e com o máximo alongamento permitido).

Ruptura convencional por encurtamento limite do concreto:

a) domínio 3: flexão simples (seção subarmada) ou composta com ruptura à compressão do concreto e com escoamento do aço ($\varepsilon_s \geq \varepsilon_{yd}$);

b) domínio 4: flexão simples (seção subarmada) ou composta com ruptura à compressão do concreto e aço tracionado sem escoamento ($\varepsilon_s < \varepsilon_{yd}$);

c) domínio 4a: flexão composta com armaduras comprimidas;

d) domínio 5: compressão não uniforme, sem tração;

e) reta b: compressão uniforme.

7.1.2 Elementos Lineares Sujeitos ao Esforço Cortante

Para o caso específico de elementos lineares sujeitos a esforços cortantes, a norma (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2007, p. 121) estabelece as seguintes condições para que a estrutura possa ser considerada segura em relação à ruína:

$$V_{sd} \leq V_{Rd2} \qquad \text{(fórmula 7)}$$

$$V_{sd} \leq V_{Rd3} = V_c + V_{sw} \qquad \text{(fórmula 8)}$$

Onde:
V_{sd}=força cortante de calculo na seção;
V_{Rd2}=é a força cortante resistente relativa à ruína das diagonais comprimidas;
V_{Rd3}=é a força cortante resistente de relativa à ruína por tração diagonal;
V_c=parcela de força cortante absorvida por mecanismos complementares ao de treliça;
V_{sw}=parcela resistida pela armadura transversal.

A Norma oferece dois modelos de cálculo para se chegar aos valores de resistência citados. No modelo I as bielas comprimidas tem uma inclinação de 45 graus em relação ao eixo longitudinal e a parcela de resistência Vc independe dos valores de Vsd. No modelo II a inclinação das bielas comprimidas pode variar entre 30 e 45 graus em relação ao eixo longitudinal e Vc sofre redução com o aumento da força cortante de cálculo na seção. A equação indicada para se verificar a ruína da biela comprimida seguindo o modelo I é exibida a seguir.

$$V_{Rd2} = 0{,}27(1 - \frac{f_{ck}}{250})f_{cd}b_w d \qquad \text{(fórmula 9)}$$

Onde:
f_{ck}=resistência característica do concreto em megapascal;
f_{cd}=resistência de projeto do concreto;
b_w=é a menor largura da seção;
d=altura útil da seção.

7.1.3 Elementos Lineares Sujeitos à Torção

Em se tratando de estruturas expostas à torção pura, a Norma (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2007, p. 125) estabelece as seguintes condições para que a estrutura possa ser considerada segura:

$$T_{sd} \leq T_{Rd2} \qquad \text{(fórmula 10)}$$

$$T_{sd} \leq T_{Rd3} \qquad \text{(fórmula 11)}$$

$$T_{sd} \leq T_{Rd4} \qquad \text{(fórmula 12)}$$

Onde:
T_{sd}=torção solicitante de cálculo;
T_{Rd2}=resistência das diagonais comprimidas de concreto;
T_{Rd3}=resistência devida aos estribos normais ao eixo do elemento;
T_{Rd4}=representa o limite definido pela parcela resistida pelas barras longitudinais.

A resistência para a verificação da biela comprimida pode ser determinada por meio da fórmula:

$$T_{Rd2} = 0{,}5\left(1 - \frac{f_{ck}}{250}\right) f_{cd} A_e h_e sen(2\theta) \qquad \text{(fórmula 13)}$$

Onde:
A_e=área limitada pela linha média da parede da seção vazada, incluindo a área vazada;
h_e=é a espessura equivalente da parede da seção vazada;
θ=ângulo de inclinação das bielas.

A Norma ainda exige que, no caso de esforços de torção e corte agindo juntos, seja satisfeita a seguinte expressão:

$$\frac{V_{Sd}}{V_{Rd2}} + \frac{T_{Sd}}{T_{Rd2}} =\leq 1 \qquad \text{(fórmula 14)}$$

7.2 ESTADO LIMITE DE SERVIÇO

O estado limite de serviço é relacionado com as solicitações limites que uma estrutura pode suportar sem que fique comprometido o seu uso. As indicações, contidas na NBR 6118 (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2007, p. 112), referentes a esse são:

> A verificação dos valores limites [...] para a deformação da estrutura, mais propriamente rotações e deslocamentos em elementos estruturais lineares, analisados isoladamente e submetidos à combinação de ações [...], deve ser realizada através de modelos que considerem a rigidez efetiva das seções do elemento estrutural, ou seja, levem em consideração a presença da armadura, a existência de fissuras no concreto ao longo dessa armadura e as deformações diferidas no tempo.
>
> A deformação real da estrutura depende também do processo construtivo, assim como das propriedades dos materiais (principalmente do módulo de elasticidade e da resistência à tração) no memento de sua efetiva solicitação. Em face da grande variabilidade dos parâmetros citados, existe uma grande variabilidade das deformações reais. Não se pode esperar, portanto, grande precisão nas previsões de deslocamento dadas pelos processos analíticos a seguir prescritos.

De acordo com a Norma (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2007, p. 113-114), a flecha imediata em estruturas de concreto, aquela que se forma simultaneamente com a aplicação das cargas iniciais, pode ser calculada por meio da expressão de rigidez a seguir:

$$(EI)_{eq}=E_{cs}\left\{\left(\frac{M_r}{M_a}\right)^3 I_C + \left[1-\left(\frac{M_r}{M_a}\right)^3\right] I_{II}\right\} \leq E_{CS} I_C \;) \qquad \text{(fórmula 15)}$$

Onde:
I_C=momento de inércia da seção bruta do concreto;
I_{II}=momento de inércia da seção fissurada de concreto no estádio II;
M_a=em vigas bi-apoiadas, momento fletor na seção mais solicitada do vão considerado;
M_r=momento de fissuração do elemento estrutural;
E_{cs}=módulo de elasticidade secante do concreto.

A norma ainda cita a flecha diferida ao longo do tempo. Esta pode ser obtida pela multiplicação da flecha imediata pelo coeficiente α_f somado a 1. A deformação a longo prazo é devida principalmente à fluência do concreto e a cargas de longa duração atuantes sobre a estrutura. A expressão usada para se chegar ao valor do coeficiente é:

$$\alpha_f = \frac{\Delta\xi}{1 + 50\rho`} \qquad \text{(fórmula 16)}$$

Onde:
$\rho`$ = Taxa de armadura longitudinal de compressão;
ξ = coeficiente de deformação em função do tempo.

O coeficiente ξ pode ser obtio por meio das expressões:

$$\Delta\xi = \xi(t) - \xi(t_0) \qquad \text{(fórmula 17)}$$

$$\xi(t) = 0{,}68(0{,}99^t)t^{0{,}32} \text{ para t } \leq 70 \text{ meses} \qquad \text{(fórmula 18)}$$

$$\xi(t) = 2 \text{ para t} > 70 \text{ meses} \qquad \text{(fórmula 19)}$$

Onde:

t=idade em que se deseja saber a flecha em meses;

t_0=idade de aplicação da carga em meses.

No caso de concreto com armadura ativa, a NBR 6118 (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2007, p. 114) estabelece:

> Nos elementos estruturais com armaduras ativas é suficiente considerar $(EI)_{eq} = E_{cs}I_c$, desde que não seja ultrapassado o estado limite de formação de fissuras. Caso contrário, a expressão completa [...] pode ser aplicada, desde que I_{II},M_r e M_a sejam calculados considerando o elemento estrutural de concreto submetido à combinação de ações escolhida, acrescida da protensão representada como ação externa equivalente [...]
>
> Para consideração da deformação diferida no tempo, basta multiplicar a parcela permanente da flecha imediata [...] por (1 + φ), onde φ é o coeficiente de fluência [...]

A Norma fornece valores para a fluência ao longo do tempo. Estes estão expostos na tabela 2.

Tabela 2 – Valores de deformação específica de retração e do coeficiente de fluência

Umidade ambiente %			40		55		75		90	
Espessura fictícia $2A_c/u$ cm			20	60	20	60	20	60	20	60
$\varphi(t_\infty,t_0)$	t_0 dias	5	4,4	3,9	3,8	3,3	3,0	2,6	2,3	2,1
		30	3,0	2,9	2,6	2,5	2,0	2,0	1,6	1,6
		60	3,0	2,6	2,2	2,2	1,7	1,8	1,4	1,4
$\varepsilon_{cs}(t_\infty,t_0)$ $^0/_{00}$		5	– 0,44	– 0,39	– 0,37	– 0,33	– 0,23	– 0,21	– 0,10	– 0,09
		30	– 0,37	– 0,38	– 0,31	– 0,31	– 0,20	– 0,20	– 0,09	– 0,09
		60	– 0,32	– 0,36	– 0,27	– 0,30	– 0,17	– 0,19	– 0,08	– 0,09

(fonte: ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2007, p. 25)

Os valores limites de flecha admitidos pela norma são determinados por meio de relações entre o deslocamento relativo da estrutura e o vão livre da mesma. Essas são exibidas a seguir no quadro 1.

Quadro1 – Limites para deslocamentos

Tipo de efeito	Razão da limitação	Exemplo	Deslocamento a considerar	Deslocamento limite
Aceitabilidade sensorial	Visual	Deslocamentos visíveis em elementos estruturais	Total	$\ell/250$
	Outro	Vibrações sentidas no piso	Devido a cargas acidentais	$\ell/350$
Efeitos estruturais em serviço	Superfícies que devem drenar água	Coberturas e varandas	Total	$\ell/250$ [1]
	Pavimentos que devem permanecer planos	Ginásios e pistas de boliche	Total	$\ell/350$+ contraflecha [2]
			Ocorrido após a construção do piso	$\ell/600$
	Elementos que suportam equipamentos sensíveis	Laboratórios	Ocorrido após nivelamento do equipamento	De acordo com recomendação do fabricante do equipamento
Efeitos em elementos não estruturais	Paredes	Alvenaria, caixilhos e revestimentos	Após a construção da parede	$\ell/500$ [3] ou 10 mm ou θ = 0,0017 rad [4]
		Divisórias leves e caixilhos telescópicos	Ocorrido após a instalação da divisória	$\ell/250$ [3] ou 25 mm
		Movimento lateral de edifícios	Provocado pela ação do vento para combinação freqüente (ψ_1=0,30)	$H/1\,700$ ou $H_i/850$ [5] entre pavimentos [6]
		Movimentos térmicos verticais	Provocado por diferença de temperatura	$\ell/400$ [7] ou 15 mm
	Forros	Movimentos térmicos horizontais	Provocado por diferença de temperatura	$H_i/500$
		Revestimentos colados	Ocorrido após construção do forro	$\ell/350$
		Revestimentos pendurados ou com juntas	Deslocamento ocorrido após construção do forro	$\ell/175$
	Pontes rolantes	Desalinhamento de trilhos	Deslocamento provocado pelas ações decorrentes da frenação	$H/400$
Efeitos em elementos estruturais	Afastamento em relação às hipóteses de cálculo adotadas	Se os deslocamentos forem relevantes para o elemento considerado, seus efeitos sobre as tensões ou sobre a estabilidade da estrutura devem ser considerados, incorporando-os ao modelo estrutural adotado.		

(fonte: adaptado de ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2007, p. 70)

8 ANÁLISE ESTRUTURAL

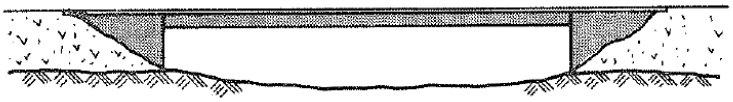
São descritos nesse capítulo os métodos e cálculos por meio dos quais foram obtidas as alturas mínimas admissíveis para cada um dos vãos estudados. Primeiramente, foram definidas as dimensões da seção transversal que se mantiveram constantes ao longo de todo estudo. A seguir foi feito o levantamento e cálculo das cargas externas atuantes na estrutura e definidas as solicitações internas provenientes das mesmas. Feito isso, calculou-se a força e armaduras de protensão necessárias para se protender totalmente a estrutura. Foram consideradas as perdas imediatas e progressivas de tensão nos cabos para se chegar ao esforços efetivos de protensão ao longo do tempo. Definidos os esforços internos atuantes na estrutura, verificaram-se os estados limites último e de serviço para a mesma e obteve-se a altura mínima para que o vão estudado estivesse dentro dos padrões de segurança, durabilidade e conforto exigidos pela norma NBR 6118.

8.1 MODELO ESTRUTURAL UTILIZADO

O modelo estrutural utilizado no estudo é similar ao usualmente utilizado em vigas simplesmente apoiadas. Trata-se de uma estrutura contida no plano xy. Essa tem dois apoios, um travado nas direções x e y e o outro travado somente na direção y. Ambos estão livres em relação ao giro O traçado da estrutura se desenvolve horizontalmente e a altura estrutural adotada é constante.

Por se tratar de uma modelo estrutural relativamente simples, foi possível programar a obtenção das suas propriedades geométricas, solicitações internas e verificações necessárias no EXCEL. No programa o vão da estrutura foi dividido em 10 trechos que tiveram cada uma das suas seções analisadas separadamente. A figura 12 ilustra um exemplo de ponte que utiliza o modelo estrutural citado.

Figura 12 – Ponto em viga simplesmente apoiada



(fonte: LEONHARDT, 1979, p. 25)

8.2 MATERIAIS UTILIZADOS

O presente estudo considerou um fck 30 MPa para o concreto utilizado. Os módulos de elasticidade normal e secante do mesmo foram obtidos através das fórmulas 20 e 21 (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2007, p. 23) expostas a seguir.

$$E_c = 5600\sqrt{f_{ck}} \qquad \text{(fórmula 20)}$$

Onde:
E_c=módulo de elasticidade tangente na origem;
f_{ck}=resistência característica do concreto.

$$E_{cs} = 0{,}85.E_c \qquad \text{(fórmula 21)}$$

Onde:
E_{cs}=módulo de elasticidade secante.

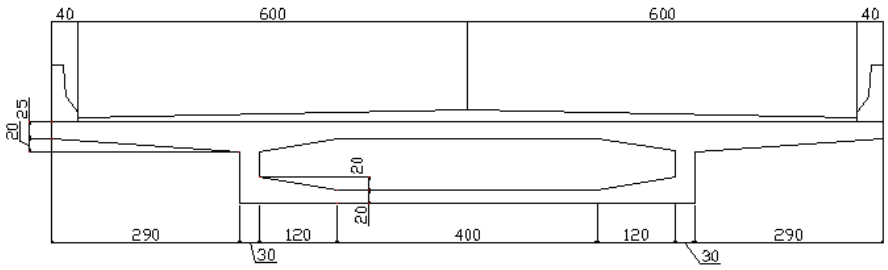
O aço utilizado para a armadura ativa foi o CP190RB 12,7. Cordoalhas de aço de relaxação baixa com fptk de 190 kN/cm², diâmetro de meia polegada (12,7 mm) e módulo de elasticidade de 20200 kN/cm².

8.3 DIMENSÕES CONSTANTES DA SEÇÃO TRANSVERSAL

Na seção transversal estudada, a altura das vigas é a única variável. Mantém-se constantes para todos vãos estudados todas as dimensões horizontais, a espessura das lajes superior e inferior e a altura das mísulas superiores e inferiores.

A largura total do tabuleiro foi definida com objetivo de comportar uma rodovia de classe I localizada em região plana. Essa contém 7 metros de pista, 2,5 de acostamento de cada lado e mais 0,8 metros para acomodar as barreiras, totalizando uma largura total de 12,8 metros. É preciso salientar que as espessuras mínimas, estipuladas na norma NBR 7187, para lajes e vigas foram obedecidas. Segundo a norma (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2003), a espessura mínima para a laje de tabuleiro é 15 cm e para a laje inferior é 8 cm. A dimensão mínima para a base das vigas é 20 cm. Podem ser observadas as dimensões usadas no estudo na figura 13.

Figura 13 – Seção transversal utilizada



(fonte: elaborado pelo autor)

8.4 SOLICITAÇÕES DEVIDAS ÀS CARGAS EXTERNAS

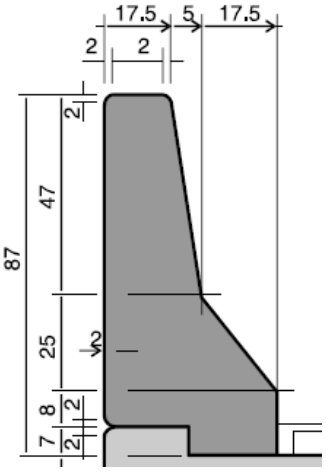
São descritas, a seguir, as cargas externas levadas em consideração no desenvolvimento do presente estudo. Estas são divididas em cargas permanente, constantes ao longo da vida útil da estrutura, e variáveis, de ocorrência transitória.

8.4.1 Cargas Permanentes

Na NBR 7187 (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2003, p. 4), as ações permanentes são definidas como “Ações cujas intensidades podem ser consideradas como constantes ao longo da vida útil da construção. Também são consideradas permanentes as que crescem no tempo, tendendo a um valor limite constante.”. No presente estudo, foram levados em consideração o peso da estrutura, da pavimentação e das barreiras laterais para o cálculo dos valores correspondentes às ações permanentes.

As cargas foram calculadas por meio da multiplicação da área da seção transversal correspondente a cada um dos elementos citados pelo peso específico dos matérias que os constituíam. A NBR 7187 indica a adoção de 25 kN/m³ para o peso específico do concreto armado ou protendido e 24 kN/m³ para o peso específico da pavimentação e concreto simples. O primeiro valor foi usado para o peso próprio da estrutura e o segundo para a pavimentação e barreiras. A figura 14 exibe as medidas das barreiras usadas no estudo. Para o cálculo da área da pavimentação considerou-se a mesma com uma espessura de 13 cm e inclinação de 2%.

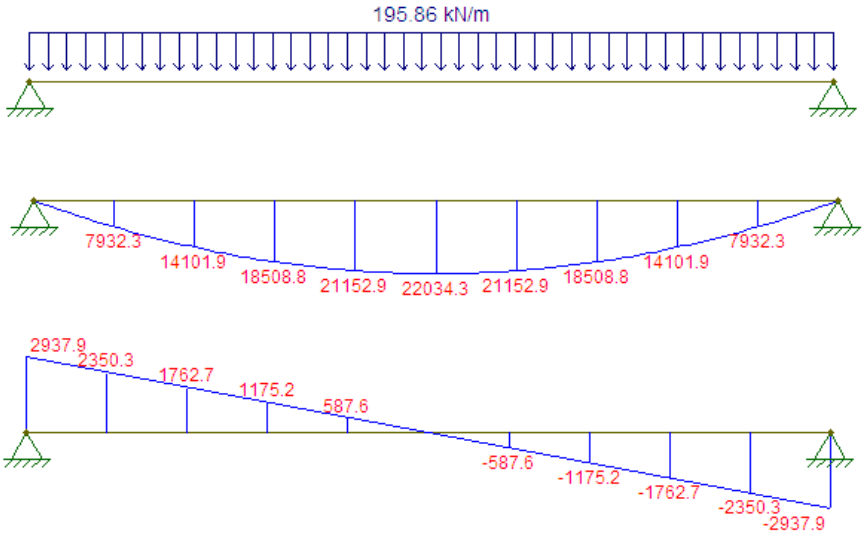
Figura 14 – Seção transversal das barreiras



(fonte: adaptado de BRASIL, p. 45, 1996)

Às cargas citadas acima ainda foi somada uma carga distribuída de 2 kN/m² sobre a pista, referente a um eventual recapeamento da pista, que foi multiplicada pela largura do tabuleiro. O processo descrito resultou em cargas lineares (kN/m) que foram aplicadas no sistema estrutural exibido anteriormente no trabalho. As solicitações internas foram calculadas por meio das fórmulas 3 e 4, expostas no subcapítulo 5.5 do presente estudo. A figura 15 exibe o carregamento e as solicitações internas permanentes referentes à altura estrutural mínima considerada satisfatória pelas verificações da NBR 6118 para o vão de 30 metros. O gráfico superior se refere ao momento fletor e tem unidades em kN.m, o inferior é o esforço cortante e tem unidades em kN. As solicitações referentes a este e aos demais vãos podem ser encontradas no apêndice 1.

Figura 15 – Cargas e solicitações internas permanentes para o vão de 30 metros



(fonte: elaborado pelo autor)

8.4.2 Cargas Variáveis

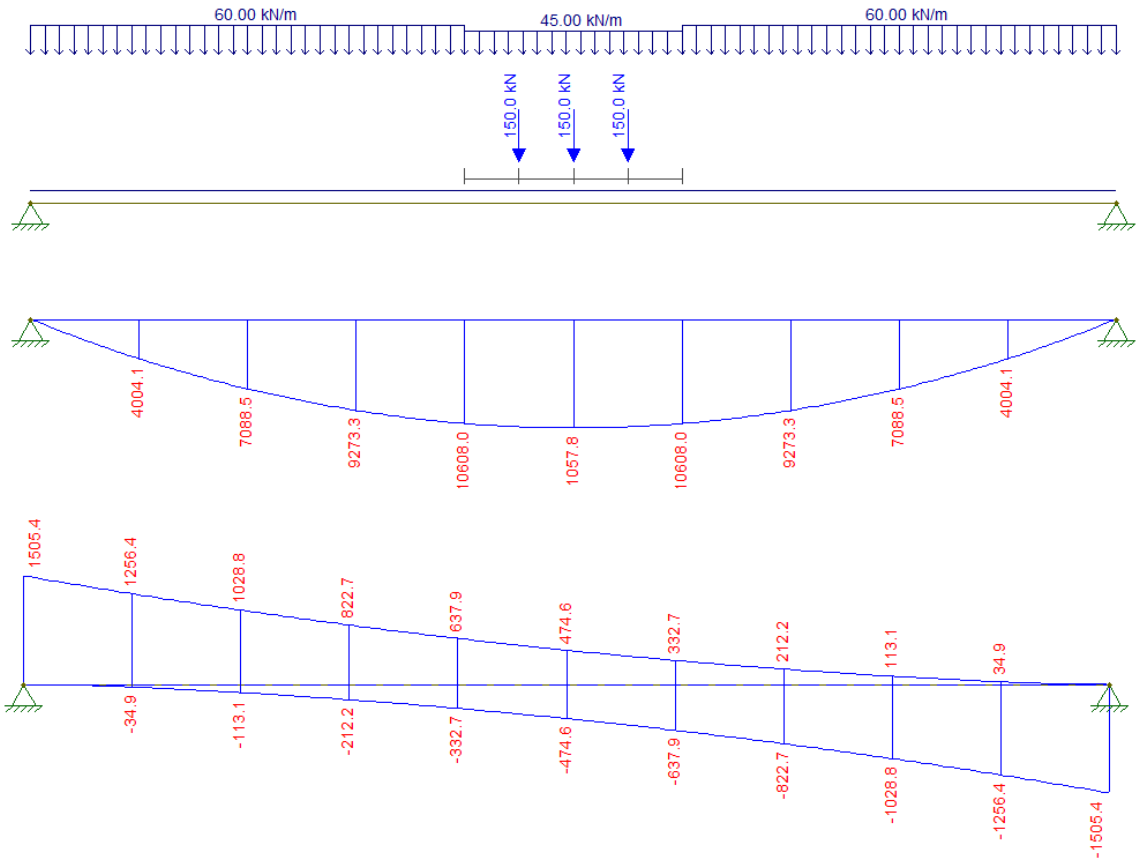
Neste estudo, para o cálculo das cargas variáveis, foram levadas em conta as ações das cargas móveis, indicadas na NBR 7188 (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 1990). O veículo tipo utilizado foi o 45 e a carga distribuída 5 kN/m². Para fins de lançamento no modelo utilizado, as cargas referentes ao veículo foram divididas em 3 cargas de 150 kN com uma distancia de 1,5 metros entre si, referentes aos 3 eixos do veículo. Já a carga distribuída foi multiplicada pela largura do tabuleiro tornando-se uma carga linear de 45 kN/m na seção onde se encontra o veículo e 60 kN/m no restante do vão.

As solicitações internas foram obtidas pelo método das linhas de influência demonstrado no subcapítulo 5.5. Para o cálculo dos momentos fletores, locou-se a carga móvel sobre cada uma das seções pré-determinadas e fazendo uma envoltória correspondente aos valores críticos, em cada seção, somados ao esforço correspondente à carga distribuída por toda pista. Para a obtenção do esforço cortante executou-se um processo similar, com a diferença de que a carga distribuída não era distribuída por toda pista. Usando a figura 5 como referência, a carga foi aplicada apenas na região $l - x$, pois essa configuração corresponde aos maiores esforços cortantes possíveis para essas cargas na seção estudada. Obtidos os esforços internos, multiplicou-se os mesmos pelo coeficiente de impacto determinado pela fórmula 1 contida no

subcapítulo 5.2. O momento torçor foi calculado posicionando-se o veículo tipo na posição mais afastada o possível do eixo da pista em uma das seções sobre os apoios e carregando o restante do tabuleiro com a carga de multidão. A figura 16 exibe o carregamento, esforço cortante e momento fletor referentes à altura estrutural mínima considerada satisfatória pelas verificações da NBR 6118 para o vão de 30 metros. A figura 17 exibe o carregamento usado para se obter o momento torçor característico. As solicitações internas obtidas para os vãos estudados podem ser encontradas no apêndice 2

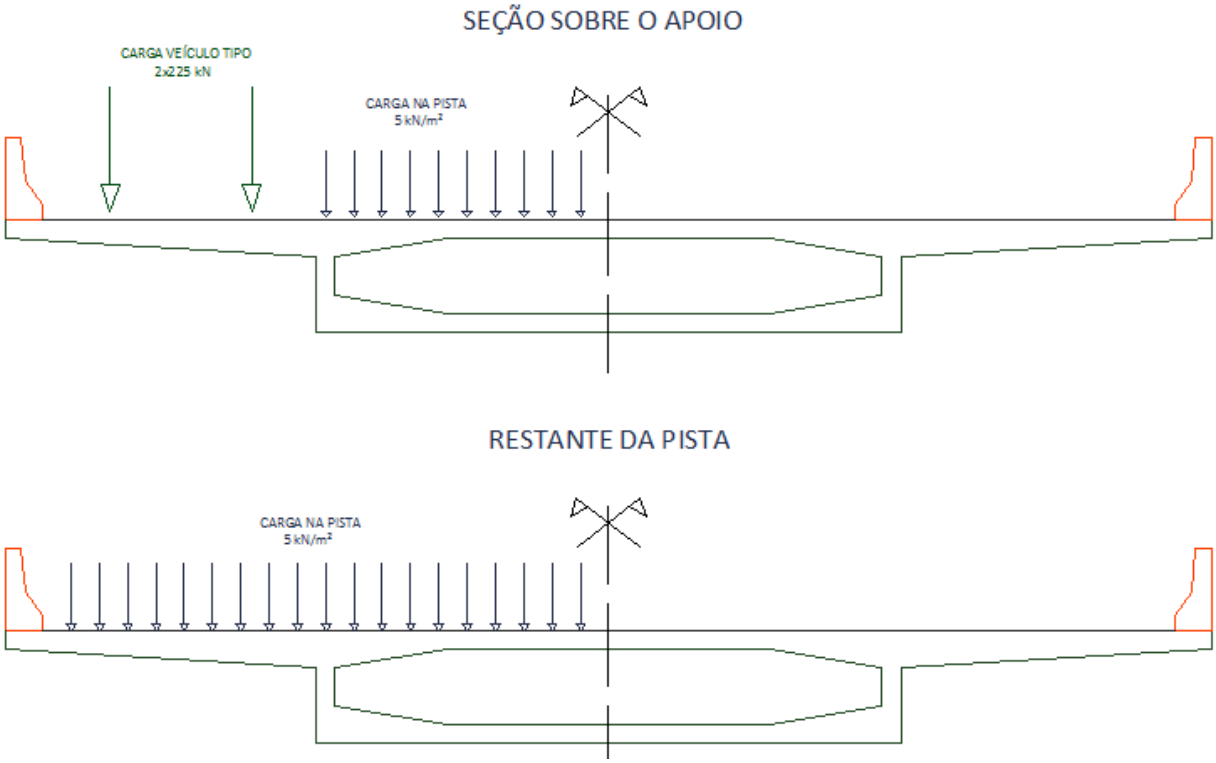
.

Figura 16 – Cargas e solicitações internas variáveis para o vão de 30 metros



(fonte: elaborado pelo autor)

Figura 17– Cargas utilizada para obtenção do momento torçor



(fonte: elaborado pelo autor)

8.5 SOLICITAÇÕES DEVIDAS À PROTENSÃO

A presente seção demonstra as etapas referentes ao cálculo das solicitações internas provenientes da protensão. Primeiramente foi calculada a força necessária para se protender totalmente cada um dos vãos, a seguir, foram obtidas as perdas imediatas e progressivas de tensão nos cabos e por fim os esforços internos efetivos devidos à protensão.

8.5.1 Cálculo da Armadura de Protensão

Como já foi dito anteriormente, as vigas estudadas no presente trabalho receberam protensão total. O método escolhido para se protender a peça foi a póstensão com cabos curvos. A força de protensão foi calculada de modo que as tensões resultantes ficassem em uma faixa de trabalho vantajosa para o concreto (predominância de tensões de compressão) tanto na borda superior da seção quanto na inferior. Pfeil (1980, p. 9) indica as fórmulas 22 para a borda inferior e 23 para a borda superior.

$$P\left(\frac{1}{A_c}+\frac{e_c}{W_i}\right)-\frac{M}{W_i}\geq 0 \qquad \text{(fórmula 22)}$$

Onde:
e_c=excentricidade do cabo de protensão em relação ao eixo da estrutura;
A_c=área da seção transversal;
W_i=momento de inércia dividido pela distância do centro de gravidade à fibra inferior;
M=momento resultante das cargas externas;
P=força de protensão.

$$P\left(\frac{1}{A_c}-\frac{e_c}{W_s}\right)+\frac{M}{W_s}\leq \sigma_c \qquad \text{(fórmula 23)}$$

Onde:
W_s=momento de inércia dividido pela distância do centro de gravidade à fibra superior;
σ_c=tensão de compressão máxima admitida pelo concreto.

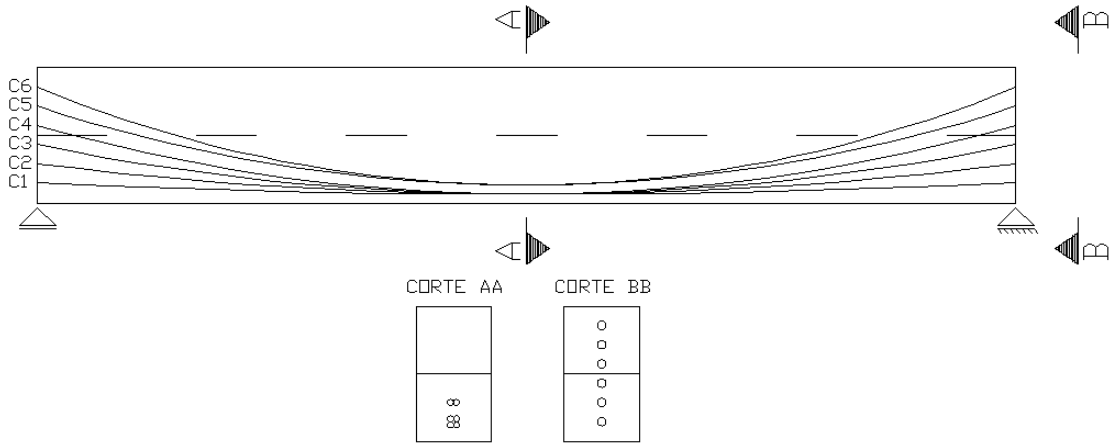
Para se chegar à área de aço necessária para protender a peça dividiu-se a força de protensão calculada pela resistência característica à tração do aço majorada por 0,8. Foram utilizados cabos de protensão com 12 cordoalhas de meia polegada (12,7 mm) A forças de protensão iniciais e efetivas calculadas podem ser visualizadas no apêndice 3.

Adotou-se o traçado curvo para os cabos devido às solicitações internas bem equilibradas que resultam desse. O seu momento fletor resultante tem o seu ponto máximo no meio do vão e nulo nos apoios, enquanto que o esforço cortante tem o seu valor máximo nos apoios e nulo no meio do vão. Isso se deve a excentricidade variável apresentada pelos cabos nessa modalidade de geometria. A função matemática escolhida para a representação da curva foi a parabólica.

As ancoragens dos cabos foram distribuídas, no mesmo eixo vertical da seção transversal das extremidades, separadas por distâncias iguais. No centro do vão, os cabos foram dispostos em camadas com grupos de no máximo 4 distando 15 cm um do outro. A figura 18 exibe o

traçado dos cabos em uma viga genérica seguindo a configuração dita acima para um conjunto de 6 cabos.

Figura 18 – Traçado dos cabos de protensão



(fonte:adaptado de PFEIL, 1980)

8.5.2 Perdas Imediatas

Para o cálculo das perdas imediatas de força de protensão, foram levadas em consideração as perdas devidas ao atrito entre o cabo e a bainha, recuo das ancoragens e recuo elástico do concreto.

8.5.2.1 Perdas por atrito

A força de protensão, com as perdas por atrito subtraídas, foi calculada por meio da equação indicada por Pfeil (1980, p. 152) no livro Concreto Protendido: processos construtivos, perdas de protensão e sistemas estruturais. A mesma pode ser visualizada a seguir.

$$P(x) = P.exp[-\mu(\alpha + kx)] \qquad \text{(fórmula 24)}$$

Onde:

P(x)=força de protensão, considerando-se as perdas por atrito, na seção analisada;

P=força de protensão inicial;

μ=coeficiente de atrito entre o cabo e a bainha;

α=ângulo de inflexão do cabo;
k=variação angular devida às imperfeições na execução;
x=posição da seção analisada na viga.

Adotou-se os valores de 0,25 para o coeficiente de atrito e 0,019 rd/m para o coeficiente k. As perdas por atrito demonstraram valores na média de 1% da força inicial de protensão nos apoios e 4% da mesma no meio do vão.

8.5.2.2 Perdas por recuo elástico do concreto

As perdas por recuo elástico do concreto foram calculadas por meio da fórmula 6 exposta na seção 6.2.2 do presente estudo. Para os cálculos, considerou-se módulo de elasticidade do aço com um valor de 20200 kN/cm² e o do concreto de 3070 kN/cm². Os valores de tensões no concreto no nível do cabo de protensão foram calculados por meio da fórmula 25.

$$\sigma_c = \frac{N_p}{A_c} + \frac{M_p e_p}{I_c} \qquad \text{(fórmula 25)}$$

Onde:
σ_c=tensão no concreto devida às cargas permanente e de protensão na altura do cabo;
N_p=esforço normal devido à protensão;
M_p=momento fletor devido à protensão;
e_p=excentricidade do cabo;
I_c=momento de inércia da seção transversal;
A_c=área da seção transversal.

Os valores de perdas por recuo elástico do concreto se mantiveram na média de 1% da força de protensão inicial em toda extensão do cabo.

8.5.2.3 Perdas por recuo das ancoragens

O cálculo das perdas por acomodação das ancoragens demonstrou uma complexidade maior que os demais tipos de perdas. Tanto sob o aspecto numérico quanto sob o da programação, uma vez que, para se obter os resultados desejados é necessário programar uma série de hipóteses para o mesmo problema.

Para o cálculo das perdas devidas ao recuo das ancoragens, foram usadas as orientações presentes nas notas de aula da disciplina de Concreto Protendido (trabalho não publicado)[1]. Orientações similares podem ser encontradas no livro Concreto Protendido: processos construtivos, perdas de protensão e sistemas estruturais (PFEIL, 1980). Admitiu-se um cabo com trechos retos e curvos, simétrico em relação ao meio da vão e protendido pelas duas extremidades. A perda de tensão pode apresentar 3 comportamentos distintos ao longo da viga dependendo de onde se entra o ponto de repouso do cabo de protensão, local onde o recuo das ancoragens não tem mais efeito sobre o cabo. Um com o ponto no trecho curvo, outro no trecho reto, e um terceiro com o ponto no eixo de simetria da peça.

Os recuos das ancoragens foram calculados por meio das fórmulas 26 e 27 expostas a seguir.

$$x_{rc} = \sqrt{\frac{\lambda_a E_p}{\sigma_{po}\mu(\alpha + k)}} \qquad \text{(fórmula 26)}$$

Onde:

x_{rc}=distância do ponto de repouso até a ancoragem no trecho curvo do cabo;

λ_a=recuo da ancoragem;

E_p=módulo de elasticidade do aço de protensão;

σ_{po}=tensão inicial no cabo protensão;

μ=coeficiente de atrito entre o cabo e a bainha;

α=ângulo de inflexão do cabo;

k=variação angular devida às imperfeições na execução.

$$x_{rr} = \sqrt{\frac{\lambda_a E_p - \sigma_{po}\mu\alpha x_c}{\sigma_{po}\mu k}} \qquad \text{(fórmula 27)}$$

Onde:

x_{rr}=distância do ponto de repouso até a ancoragem no trecho reto do cabo;

[1] Informação obtida nas notas de aula da disciplina Concreto Protendido, ministrada pelo prof. Rubem C. Schwingel, no curso de Engenharia Civil da Universidade Federal do Rio Grande do Sul, semestre 2013/II.

x_c=projeção horizontal da região curva do cabo.

Primeiramente se calculou a projeção horizontal do ponto de repouso para o mesmo no trecho curvo do cabo. Se o valor encontrado era inferior à x_c, calculava-se a perda de tensão conforme a fórmula a seguir.

$$\Delta\sigma_p(x) = 2.\sigma_{po}.\mu(\alpha + k)(x_{rc} - x) \qquad \text{(fórmula 28)}$$

Onde:
$\Delta\sigma_p(x)$=perda de tensão de protensão ao longo do cabo;
x=posição da seção analisada na viga.

Se o valor de x_{rc} calculado era superior à x_c calculava-se a projeção horizontal do ponto de repouso para o mesmo no trecho reto do cabo. Se o valor de x_{rr} obtido era inferior à metade do vão estudado calculava-se a perda de tensão de protensão por meio das seguinte fórmulas:

Para x entre 0 e x_c:

$$\Delta\sigma_p(x) = 2.\sigma_{po}.\mu(\alpha.x_c + k.x_{rr}) - 2.\sigma_{po}.\mu(\alpha + k)x \qquad \text{(fórmula 29)}$$

Para x entre x_c e x_{rr}:

$$\Delta\sigma_p(x) = 2.\sigma_{po}.\mu(\alpha.x_c + k.x_{rr}) - 2.\sigma_{po}.\mu(\alpha.x_c + kx) \qquad \text{(fórmula 30)}$$

Por fim, se o valor de x_{rr} encontrado era superior à metade do vão usava-se as equações a seguir para calcular a perda de tensão.

Para x entre 0 e x_c:

$$\Delta\sigma_p(x) = 2.\sigma_{po}.\mu(\alpha.x_c + k.l/2) + \Delta\sigma_{prc} - 2.\sigma_{po}.\mu(\alpha + k)x \qquad \text{(fórmula 31)}$$

Onde:
$\Delta\sigma_{prc}$=perda de tensão de protensão no trecho curvo do cabo;
l=vão da estrutura.

Para x entre x_c e a metade do vão:

$$\Delta\sigma_p(x) = 2.\sigma_{po}.\mu(\alpha.x_c + k.l/2) + \Delta\sigma_{pc} - 2.\sigma_{po}.\mu(\alpha.x_c + kx) \qquad \text{(fórmula 32)}$$

A perda de protensão no trecho curvo do cabo foi calculada por meio da fórmula:

$$\Delta\sigma_{pc} = \frac{\lambda_a E_p - \sigma_{po}.\mu(\alpha.{x_c}^2) - 0{,}25.\sigma_{po}.\mu k l^2}{0{,}5.l} \qquad \text{(fórmula 33)}$$

Como já foi dito, a projeção da parte curva do cabo (x_c) foi aferida como sendo um quarto do vão. Foi adotado o valor de 12 mm para a penetração da ancoragem na peça (λ_a) e para os coeficientes de atrito e irregularidades de execução foram usados os mesmos valores considerados para as perdas devidas ao atrito.

Nos apoios, as perdas de tensão de protensão devidas ao recuo das ancoragens demonstraram valores médios de 14% da tensão inicial.

8.5.3 Perdas Progressivas

Para o cálculo das perdas progressivas de força de protensão, foram levadas em consideração as perdas devidas à retração e deformação lenta do concreto e a relaxação do aço de protensão.

Assim como nas perdas devidas ao recuo das ancoragens, as perdas progressivas foram calculadas seguindo as orientações de notas de aula (trabalho não publicado)[2]. A fórmula 34 foi a utilizada para se chegar aos valores das perdas.

$$\Delta\sigma_p^{csr}(t,t_i) = [\frac{\frac{\sigma_c(t_i)}{E_c}\phi(t,t_i) + \varepsilon_{cs}(t,t_i) - \frac{\sigma_p(t_i)}{E_p}\chi(t,t_i)}{1+\chi(t,t_i)+K_p[1+\frac{1}{2}\phi(t,t_i)]}] \qquad \text{(fórmula 34)}$$

Onde:

$\Delta\sigma_p^{csr}(t,t_i)$=perda de tensão no aço devida à deformação lenta, retração e relaxação;

$\sigma_c(t_i)$=tensão no concreto, na altura do cabo de protensão, no instante t_i;

$\sigma_p(t_i)$=tensão efetiva de protensão inicial do aço (com as perdas iniciais);

$\chi(t,t_i)$=coeficiente de fluência do aço;

$\phi(t,t_i)$=coeficiente de deformação lenta;

$\varepsilon_{cs}(t,t_i)$=deformação por retração.

Os coeficiente referentes à deformação lenta, retração e fluência do aço foram calculados segundo as orientações contidas na norma NBR 6118 (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2007). O coeficiente Kp foi calculado por meio da fórmula 35.

$$K_p = \alpha_e A_p(\frac{1}{A_c} + \frac{e_p^2}{I_c}) \qquad \text{(fórmula 35)}$$

Onde:

α_e = relação entre os módulos de elasticidade do aço e concreto;

e_p=excentricidade do cabo;

I_c=momento de inércia da seção transversal;

A_c=área da seção transversal.

[2] Informação obtida nas notas de aula da disciplina Concreto Protendido, ministrada pelo prof. Rubem C. Schwingel, no curso de Engenharia Civil da Universidade Federal do Rio Grande do Sul, semestre 2013/II.

As perdas progressivas de força de protensão apresentaram valores de cerca de 9% da força inicial.

8.5.4 Solicitações Internas

Calculada as perdas imediatas e progressivas para os vãos estudados foram calculadas as solicitações internas efetivas devidas à protensão por meio das fórmulas 36, 37 e 38.

$$N_p = -Pcos(\alpha) \qquad \text{(fórmula 36)}$$

Onde:
N_p=esforço normal devido à protensão;
P=força de protensão;
α =ângulo de inflexão do cabo.

$$V_p = -Psen(\alpha) \qquad \text{(fórmula 37)}$$

Onde:
V_p=esforço cortante devido à protensão.

$$M_p = -Pcos(\alpha)e_p \qquad \text{(fórmula 38)}$$

Onde:
M_p=momento fletor devido à protensão;
e_p =excentricidade do cabo.

As solicitações internas obtidas podem ser visualizadas no apêndice 4 do presente estudo.

8.6 VERIFICAÇÕES DO ESTADO LIMITE ÚLTIMO

Tendo-se em mãos as solicitações referentes às cargas permanentes e variáveis procederam-se as verificações do estado limite último conforme determinado na NBR 6118.

8.6.1 Momento Fletor

As combinações de ações usadas para a verificação de estado limite último foram definidas de acordo com as orientações da norma NBR 8681 (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2004). A equação 39 exibe os coeficientes usados.

$$M_{sd} = 1{,}35M_g + 1{,}5M_q \qquad \text{(fórmula 39)}$$

Onde:
M_{sd}=momento fletor solicitante de cálculo;
M_g= momento fletor solicitante devido às cargas permanentes;
M_q=momento fletor solicitante devido às cargas variáveis.

Para verificação do momento fletor uniu-se as duas vigas que constituíam a seção em uma só e considerou-se a colaboração da mesa para a resistência. Em outras palavras, as vigas foram verificadas como se possuíssem seção do tipo T. Assim o calculo feito teve de cobrir duas possibilidades: uma com a linha neutra posicionada na mesa colaborante e outra com a linha neutra posicionada na alma. No caso de linha neutra dentro da mesa usou-se as fórmulas 40 e 41, admitiu-se que o aço havia alcançado a tensão de escoamento.

$$0{,}85b_f 0{,}8xf_{cd} = A_p f_{pyd} \qquad \text{(fórmula 40)}$$

$$M_{rd} = A_p f_{pyd}(\frac{h}{2} + e_p - 0{,}4x) \qquad \text{(fórmula 41)}$$

Onde:

b_f=largura da mesa;

f_{cd} =resistência à compressão de cálculo do concreto;

x=altura da zona comprimida da seção;

h=altura total da seção;

e_p=excentricidade do cabo de protensão;

A_p=área de armadura de protensão;

f_{pyd}=tensão resistente de cálculo do aço de protensão.

Primeiramente calculou-se a altura da zona comprimida de concreto por meio da equação 40. Se 0,8x fosse inferior à altura da mesa calculava–se o momento resistente de calculo por meio da equação 41. Se o valor de 0,8 fosse superior fazia-se uso a fórmula 42 para o cálculo de x e a fórmula 43 para o cálculo do momento resistente.

$$0{,}85 f_{cd}[b_w 0{,}8x + (b_f - b_w)h_f] = A_p f_{pyd} \qquad \text{(fórmula 42)}$$

Onde:

b_w=largura da alma;

h_f =espessura da mesa.

$$M_{rd} = A_p f_{pyd}(\frac{h}{2} + e_p - x_c) \qquad \text{(fórmula 43)}$$

Onde:

x_c=centro de massa da zona comprimida da seção;

Os momentos resistentes de cálculo correspondentes às alturas mínimas estabelecidas para cada um dos vãos estudados estão contidos no apêndice 5.

8.6.2 Esforço Cortante e Torção

A equação 44 exibe os coeficientes usados para o cálculo da combinação de ações utilizada para a verificação do esforço cortante.

$$V_{sd} = 1{,}35V_g + 1{,}5V_q + 0{,}9V_p \qquad \text{(fórmula 44)}$$

Onde:
V_{sd}=esforço solicitante de cálculo;
V_g=esforço cortante devido às cargas permanentes;
V_q=esforço cortante devido às cargas variáveis;
V_p=esforço cortante devido à protensão.

O momento torçor resistente de cálculo foi calculado conforme o modelo I exposto na NBR 6118 (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2007). A verificação foi feita por meio da fórmula 10 contida na seção 7.1.2.

A equação 45 exibe os coeficientes usados para o cálculo do momento torçor solicitante de cálculo.

$$T_{sd} = 1{,}5T_q \qquad \text{(fórmula 45)}$$

Onde:
T_{sd}=momento torçor solicitante de cálculo;
T_q=momento torçor devido às cargas variáveis.

Como pode-se observar, somente as cargas variáveis foram levadas em consideração, uma vez que as cargas permanentes são simétricas em relação ao eixo e, portanto, não geram torção. Assim como no caso do esforço cortante, foi usado o modelo I indicado pela Norma para o cálculo do momento torçor resistente. Os valores correspondentes foram obtidos com o uso da fórmula 13 contida na seção 7.1.3 do presente estudo.

Com as solicitações e resistências referentes ao cisalhamento calculadas, verificou-se a combinação entre as solicitações de corte e torção imposta pela norma NBR 6118. Esta está representada na fórmula 14 contida também na seção 7.1.3. Os esforços cortantes e momentos torçores resistentes de cálculo correspondentes às alturas mínimas estabelecidas para cada um dos vãos estudados estão contidos no apêndice 5.

8.7 VERIFICAÇÕES DO ESTADO LIMITE DE SERVIÇO

No presente estudo, a verificação de estado limite de serviço foi realizada por meia do cálculo das deformações máximas apresentadas pelas vigas analisadas.

A combinação de ações utilizada para a verificação de estado limite de serviço está representada na fórmula a seguir.

$$M_{sd} = 1M_g + 0{,}3M_q \qquad \text{(fórmula 46)}$$

Onde:
M_{sd}=momento fletor de cálculo;
M_g=momento fletor devido às cargas permanentes;
M_q=momento fletor devido às cargas variáveis.

Os deslocamentos foram calculados por meio do método da carga unitária, uma das utilizações dadas ao princípio dos trabalhos virtuais. O nome do método se deve ao fato de que para obter-se o deslocamento em uma dada seção é necessário aplicar uma carga unitária no local. Seguindo as orientações do mesmo, a flecha imediata é calculada por meio da fórmula:

$$\zeta = \int_o^L \frac{M.\overline{M}}{E_{cs}.I_c} ds \qquad \text{(fórmula 47)}$$

Onde:

ζ=flecha imediata;

M=momento fletor de cálculo;

$\bar{M}$=momento fletor referente à carga unitária;

E_{cs}=módulo de elasticidade secante;

I_c=momento de inércia de seção transversal.

Como já havia sido indicado na seção 7.2 do presente estudo, a flecha ao longo do tempo foi calculada multiplicando-se a flecha imediata pela soma do coeficiente da fluência do concreto e 1. Os valores admissíveis de flechas foram obtidos com base no quadro 1 também presente na seção 7.2.

8.8 RELAÇÃO ENTRE O VÃO E A ALTURA DA SEÇÃO TRANSVERSAL

Depois de feitas as verificações de estado limite último e de serviço para cada um dos vãos foi estabelecida a altura satisfatória mínima para cada um dos mesmos. Os valores obtidos estão representados na tabela 3.

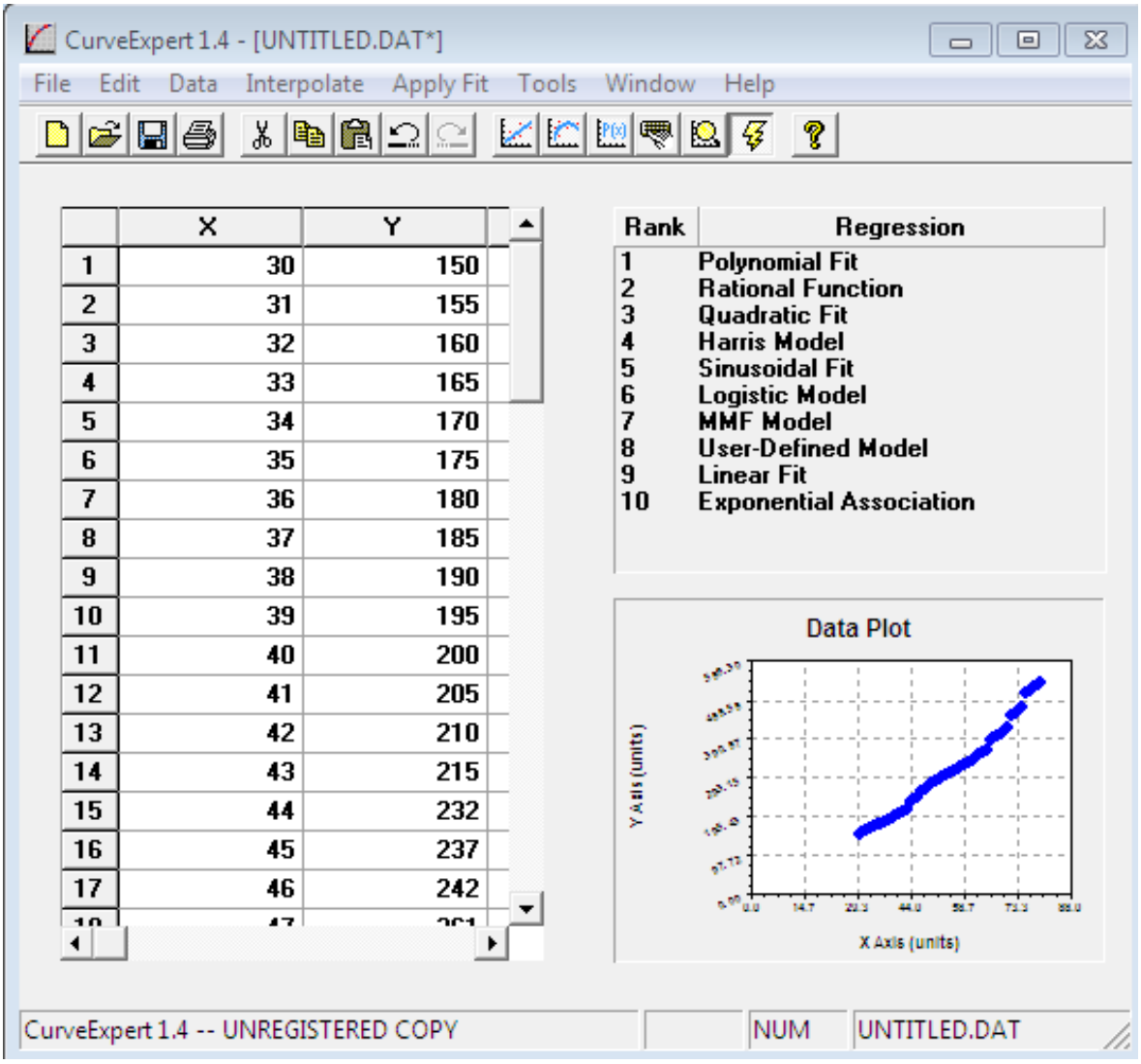
Tabela 3 – Alturas mínimas de seção transversal

VÃO (m)	ALTUTRA (cm)	VÃO (m)	ALTUTRA (cm)	VÃO (m)	ALTUTRA (cm)	VÃO (m)	ALTUTRA (cm)	VÃO (m)	ALTUTRA (cm)
30	150	41	205	52	289	63	350	74	463
31	155	42	210	53	294	64	356	75	469
32	160	43	215	54	300	65	361	76	507
33	165	44	232	55	306	66	388	77	513
34	170	45	237	56	311	67	394	78	520
35	175	46	242	57	317	68	400	79	527
36	180	47	261	58	322	69	406	80	533
37	185	48	267	59	328	70	412		
38	190	49	272	60	333	71	418		
39	195	50	278	61	339	72	450		
40	200	51	283	62	344	73	456		

(fonte:elaborado pelo autor)

A relação entre as dimensões verticais e os vãos foi estabelecida por meio do programa Curvexpert 1.4. O *software* fornece funções que descrevam, da forma mais aproximada possível, a interações entre dois grupos de coordenadas fornecidos. A figura 19 exibe a interface do programa com os dados provenientes do estudo. A coluna **x** refere-se aos valores dos vão em metros e a coluna **y** refere-se aos valores de altura em centímetros. A figura 20 exibe as funções sugeridas para se relacionar as alturas de seção transversal e vãos correspondentes.

Figura 19 – Interface do programa Curvexpert



(fonte: elaborado pelo autor)

Figura 20 – Funções Curvexpert

Rank	Regression
1	Polynomial Fit
2	Rational Function
3	Quadratic Fit
4	Harris Model
5	Sinusoidal Fit
6	Logistic Model
7	MMF Model
8	User-Defined Model
9	Linear Fit
10	Exponential Association

(fonte: elaborado pelo autor)

O programa relacionou as funções por ordem de adequação com os dados fornecidos. Como pode ser observado, a função que melhor representou a relação vão ***X*** altura é a polinomial. Esta, no entanto, é de 4º grau e resultou em uma fórmula de complexidade elevada (fórmula 48).

$$y = 0,36 + 4,59x + 0,08x^2 - 0,002x^3 + 0,00002x^4 \qquad \text{(fórmula 48)}$$

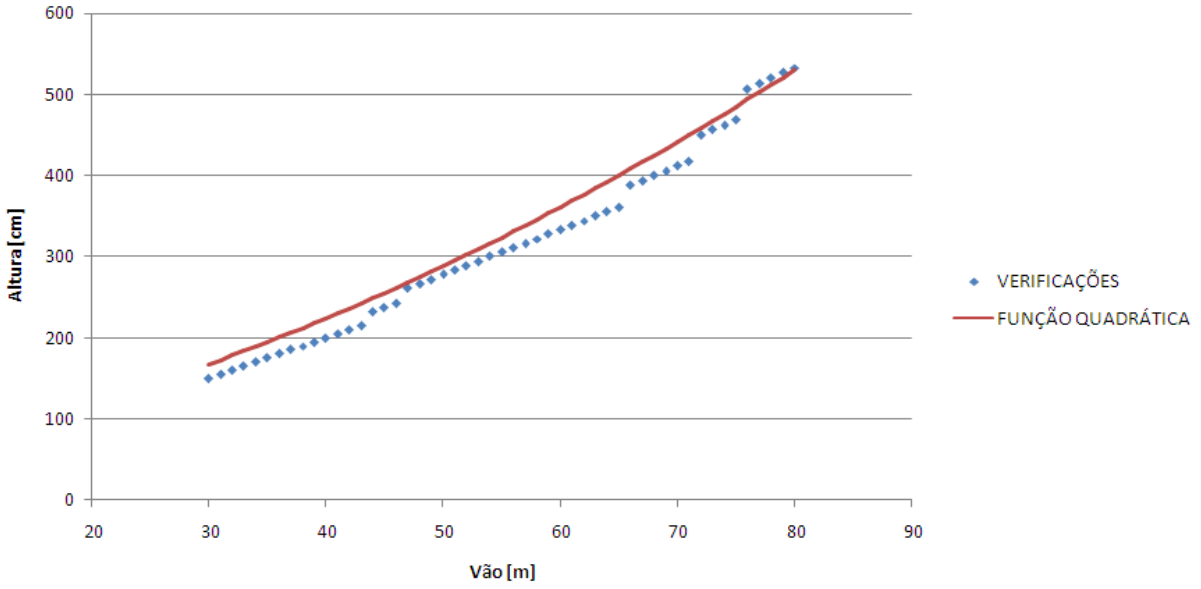
Onde:
y=altura da seção transversal em metros;
x=comprimento do vão em metros.

Em contrapartida, a função quadrática, a despeito de representar a relação com menor precisão, apresenta uma expressão matemática menos complexa (fórmula 49) e valores mais conservadores (mais favoráveis à segurança).

$$y = 0,04x^2 + 2,86x + 45,62 \qquad \text{(fórmula 49)}$$

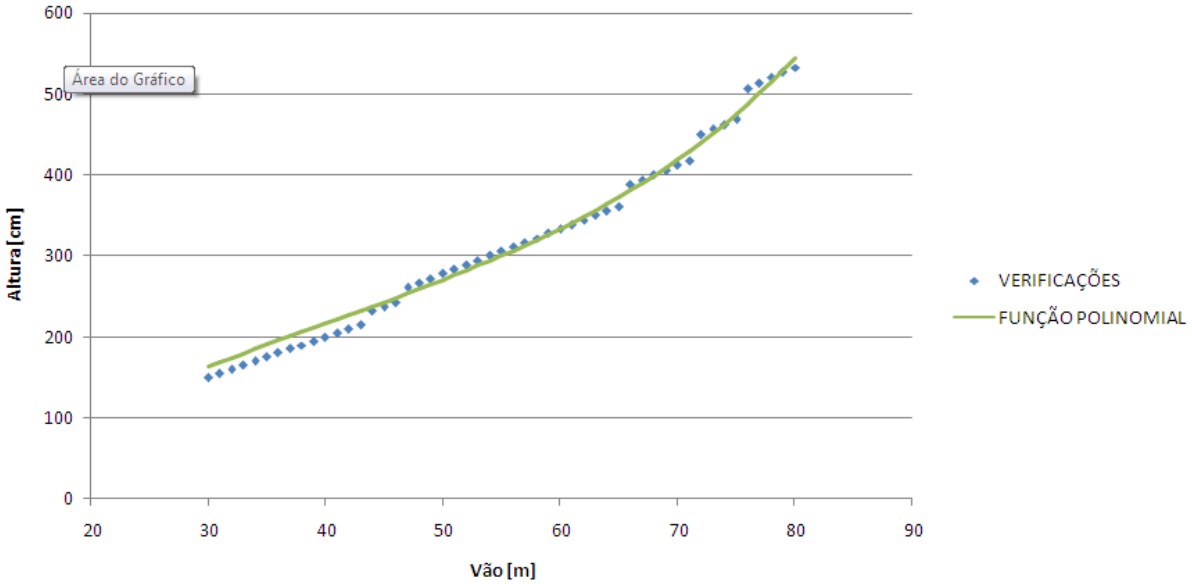
As figuras 21 e 22 exibem os gráficos correspondentes à função polinomial e quadrática e polinomial, respectivamente, sobrepostos aos dados adquiridos no estudo.

Figura 21 – Função Quadrática



(fonte: elaborado pelo autor)

Figura 22 – Função Polinomial



(fonte: elaborado pelo autor)

9 CONCLUSÕES

Baseando-se nas verificações feitas e alturas mínimas calculadas para o tipo de seção proposto, o presente estudo constatou que as verificações de estado limite último são as que devem ser levadas em consideração para se definir a geometria inicial da estrutura. O momento fletor mostrou-se a solicitação mais crítica para os vãos estudados, portanto, foi a solicitação que definiu as altura mínimas aceitáveis. As verificações de deformações apresentadas pela estrutura demonstraram que as flechas desenvolvidas ao longo do tempo pela mesma não chegavam à metade da flecha máxima admissível. Conclui-se, portanto, ser dispensável essa averiguação na fase de anteprojeto para vigas similares às analisadas no estudo.

As solicitações devidas às cargas variáveis mostraram valores de 30% a 35% dos valores das combinações utilizadas, portanto, constatou-se que simplificações na aplicação do método das linhas de influência são aceitáveis na fase inicial dos cálculos.

No que tange às solicitações devidas à protensão, verificou-se que as perdas imediatas corresponderam à 5% da tensão inicial no meio do vão e 15% nos apoios. As perdas progressivas apresentaram valores de 10% da força aplicada na peça. Esses valores se mostraram relativamente constantes para os vãos estudados e poderiam ser utilizados para determinar os valores efetivos de força de protensão na fase de definição da geometria da estrutura.

A esbeltez (relação entre o vão da estrutura e altura da seção transversal da mesma) máxima calculada para as vigas estudadas apresentou quatro valores principais: 20 para vãos de 30 a 40 metros, 18 para vãos de 41 a 65 metros, 17 para vãos de 66 a 70 metros e 15 para vãos de 71 a 80 metros. Com base nesses valores, a altura da seção transversal poderia ser aferida com mais precisão na fase de anteprojeto.

REFERÊNCIAS

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS.**NBR 7188**: carga móvel em ponte rodoviária e passarela de pedestres. Rio de Janeiro, 1990.

_____.**NBR 7187**: projeto de pontes de concreto armado e concreto protendido – procedimento**.** Rio de Janeiro, 2003.

_____.**NBR 8681**: ações e segurança nas estruturas – procedimento**.** Rio de Janeiro, 2004.

_____.**NBR 6118**: projeto de estruturas de concreto – procedimento**.** Rio de Janeiro, 2007.

BRASIL. Ministério dos Transportes. Departamento Nacional de Estradas de Rodagem. **Normas para o projeto de estradas de rodagem.** Rio de Janeiro: Serviço de Publicações, 1973.

_____.**Manual de projeto de obras-de-arte especiais.** Rio de Janeiro: Serviço de Publicações, 1996.

LEONHARDT, F.**Construções de Concreto:** princípios básicos da construção de pontes de concreto. Rio de Janeiro: Interciência, 1979. v. 6.

MASON, J.**Pontes em concreto armado e protendido.** Rio de Janeiro: Livros Técnicos e Científicos, 1977.

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

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

APÊNDICE 1 – Solicitações internas devidas às cargas permanentes

ESFORÇO CORTANTE - CARGAS PERMANENTES					
VÃO (m)	V (kN)	VÃO (m)	V (kN)	VÃO (m)	V (kN)
30	2937,93	47	4994,42	64	7254,25
31	3047,49	48	5120,69	65	7394,68
32	3157,79	49	5247,79	66	7642,71
33	3268,85	50	5375,72	67	7788,07
34	3380,65	51	5504,48	68	7934,31
35	3493,21	52	5634,08	69	8081,43
36	3606,52	53	5764,51	70	8364,55
37	3720,57	54	5895,77	71	8517,32
38	3835,38	55	6027,87	72	8671,03
39	3950,93	56	6160,80	73	8825,68
40	4067,24	57	6294,57	74	8981,27
41	4184,30	58	6429,16	75	9137,79
42	4302,10	59	6564,60	76	9475,76
43	4420,66	60	6700,86	77	9638,94
44	4578,17	61	6837,96	78	9803,12
45	4699,99	62	6975,89	79	9968,30
46	4822,59	63	7114,65	80	10134,48

MOMENTO FLETOR - CARGAS PERMANENTES					
VÃO (m)	Mf (kN.m)	VÃO (m)	Mf (kN.m)	VÃO (m)	Mf (kN.m)
30	22034,48	47	58684,48	64	116068,01
31	23618,02	48	61448,26	65	120163,58
32	25262,34	49	64285,37	66	126104,73
33	26968,00	50	67196,46	67	130450,14
34	28735,56	51	70182,13	68	134883,24
35	30565,59	52	73243,02	69	139404,67
36	32458,64	53	76379,75	70	146379,54
37	34415,29	54	79592,95	71	151182,43
38	36436,09	55	82883,24	72	156078,58
39	38521,61	56	86251,24	73	161068,69
40	40672,40	57	89697,58	74	166153,48
41	42889,03	58	93222,89	75	171333,63
42	45172,07	59	96827,79	76	180039,36
43	47522,07	60	100512,90	77	185549,54
44	50359,92	61	104278,85	78	191160,80
45	52874,85	62	108126,27	79	196873,91
46	55459,78	63	112055,78	80	202689,60

APÊNDICE 2 – Solicitações internas devidas às cargas variáveis

MOMENTO FLETOR - CARGAS VARIÁVEIS					
VÃO (m)	Mf (kN.m)	VÃO (m)	Mf (kN.m)	VÃO (m)	Mf (kN.m)
30	11031,30	47	22081,34	64	36300,00
31	11614,10	48	22790,88	65	37357,50
32	12206,88	49	23505,04	66	38430,00
33	12809,32	50	24223,50	67	39517,50
34	13421,10	51	24945,95	68	40620,00
35	14041,91	52	25672,08	69	41737,50
36	14671,44	53	26401,57	70	42870,00
37	15309,37	54	27134,10	71	44017,50
38	15955,38	55	27869,36	72	45180,00
39	16609,16	56	28607,04	73	46357,50
40	17270,40	57	29346,82	74	47550,00
41	17938,78	58	30270,00	75	48757,50
42	18613,98	59	31237,50	76	49980,00
43	19295,69	60	32220,00	77	51217,50
44	19983,60	61	33217,50	78	52470,00
45	20677,39	62	34230,00	79	53737,50
46	21376,74	63	35257,50	80	55020,00

ESFORÇO CORTANTE - CARGAS VARIÁVEIS					
VÃO (m)	V (kN)	VÃO (m)	V (kN)	VÃO (m)	V (kN)
30	1477,98	47	1883,36	64	2271,56
31	1505,46	48	1903,23	65	2301,69
32	1532,48	49	1922,66	66	2331,82
33	1559,02	50	1941,66	67	2361,94
34	1585,10	51	1960,23	68	2392,06
35	1610,73	52	1978,36	69	2422,17
36	1635,90	53	1996,07	70	2452,29
37	1660,62	54	2013,34	71	2482,39
38	1684,89	55	2030,18	72	2512,50
39	1708,71	56	2046,60	73	2542,60
40	1732,08	57	2062,59	74	2572,70
41	1755,01	58	2090,69	75	2602,80
42	1777,50	59	2120,85	76	2632,89
43	1799,55	60	2151,00	77	2662,99
44	1821,16	61	2181,15	78	2693,08
45	1842,33	62	2211,29	79	2723,16
46	1863,07	63	2241,43	80	2753,25

MOMENTO TORÇOR - CARGAS VARIÁVEIS					
VÃO (m)	Mt (kN.m)	VÃO (m)	Mt (kN.m)	VÃO (m)	Mt (kN.m)
30	3240,00	47	4005,00	64	4770,00
31	3285,00	48	4050,00	65	4815,00
32	3330,00	49	4095,00	66	4860,00
33	3375,00	50	4140,00	67	4905,00
34	3420,00	51	4185,00	68	4950,00
35	3465,00	52	4230,00	69	4995,00
36	3510,00	53	4275,00	70	5040,00
37	3555,00	54	4320,00	71	5085,00
38	3600,00	55	4365,00	72	5130,00
39	3645,00	56	4410,00	73	5175,00
40	3690,00	57	4455,00	74	5220,00
41	3735,00	58	4500,00	75	5265,00
42	3780,00	59	4545,00	76	5310,00
43	3825,00	60	4590,00	77	5355,00
44	3870,00	61	4635,00	78	5400,00
45	3915,00	62	4680	79	5445,00
46	3960,00	63	4725	80	5490,00

APÊNDICE 3 – Força e perdas de protensão

FORÇA DE PROTENSÃO				
VÃO (m)	FORÇA INICIAL (kN)	PERDAS IMEDIATAS (kN)	PERDAS PROGRESSIVAS (kN)	FORÇA EFETIVA (kN)
30	31503,25	3350,48	3010,30	25142,47
31	32355,26	3264,64	3267,65	25822,97
32	33212,41	3354,72	3028,07	26829,62
33	34074,57	3288,90	3271,40	27514,27
34	34941,64	3228,15	3521,43	28192,06
35	35813,53	3172,06	3778,24	28863,23
36	36690,14	3290,92	3538,99	29860,22
37	37571,39	3250,86	3783,17	30537,36
38	38457,23	3214,59	4033,54	31209,09
39	39347,57	3181,84	4290,20	31875,53
40	40242,37	3324,44	4052,37	32865,56
41	41141,57	3305,14	4297,39	33539,04
42	42045,12	3288,83	4548,20	34208,09
43	42952,96	3275,34	4804,85	34872,77
44	41800,75	3194,60	4461,18	34144,98
45	42686,94	3184,58	4707,84	34794,53
46	43577,38	3176,93	4960,25	35440,20
47	44472,05	3350,25	4680,72	36441,08
48	51215,54	4169,03	5232,47	41814,04
49	44080,38	3272,65	4539,18	36268,54
50	44957,66	3305,12	4760,04	36892,50
51	45839,15	3394,79	4964,21	37480,16
52	46724,84	3506,75	5164,61	38053,48
53	47614,70	3655,32	4902,14	39057,24
54	48508,71	3771,74	5094,10	39642,88

55	49406,87	3890,27	5289,97	40226,63
56	50309,15	4010,90	5489,79	40808,46
57	51215,54	4169,03	5232,47	41814,04
58	52202,81	4302,80	5450,66	42449,34
59	53209,33	4440,58	5678,33	43090,41
60	54222,49	4580,98	5911,23	43730,27
61	55242,29	4760,95	5689,32	44792,02
62	56268,71	4907,04	5916,58	45445,10
63	57301,77	5055,80	6148,86	46097,10
64	58341,44	5207,25	6386,21	46747,99
65	59387,74	5395,18	6155,58	47836,98
66	57722,60	5257,34	6111,90	46353,36
67	58747,79	5443,49	5880,12	47424,18
68	59779,57	5599,81	6102,13	48077,64
69	60817,96	5758,83	6328,86	48730,27
70	59026,60	5633,89	5793,29	47599,41
71	60043,77	5791,81	6009,79	48242,16
72	61067,52	5952,42	6230,90	48884,20
73	62097,86	6148,42	6001,47	49947,97
74	63134,78	6314,71	6217,63	50602,44
75	64178,29	6483,75	6438,25	51256,29
76	62204,37	6328,21	5855,70	50020,46
77	63226,57	6495,81	6065,85	50664,92
78	64255,35	6666,14	6280,35	51308,86
79	65290,70	6839,22	6499,25	51952,23
80	66332,63	7047,23	6262,72	53022,67

APÊNDICE 4 – Solicitações internas devidas à protensão

MOMENTO FLETOR - PROTENSÃO					
VÃO (m)	Mf (kN.m)	VÃO (m)	Mf (kN.m)	VÃO (m)	Mf (kN.m)
30	-19852,93	47	-49542,23	64	-89726,02
31	-21212,88	48	-51634,01	65	-92310,54
32	-22321,27	49	-53437,69	66	-97882,72
33	-23765,82	50	-55603,51	67	-100713,32
34	-25245,30	51	-57749,44	68	-103755,18
35	-26759,17	52	-59907,81	69	-106837,77
36	-28111,60	53	-62008,72	70	-113108,01
37	-29711,97	54	-64262,40	71	-116380,93
38	-31347,07	55	-66549,76	72	-119696,17
39	-33016,43	56	-68870,46	73	-123109,35
40	-34602,94	57	-71228,82	74	-126546,22
41	-36360,52	58	-73719,20	75	-130026,23
42	-38152,73	59	-76259,57	76	-137762,75
43	-39979,15	60	-78837,88	77	-141465,51
44	-42633,81	61	-81549,05	78	-145213,38
45	-44574,50	62	-84236,11	79	-149006,09
46	-46549,76	63	-86961,87	80	-153144,61

ESFORÇO CORTANTE - PROTENSÃO					
VÃO (m)	V (kN)	VÃO (m)	V (kN)	VÃO (m)	V (kN)
30	-549,10	47	-701,41	64	-932,01
31	-564,27	48	-715,63	65	-942,63
32	-564,23	49	-721,59	66	-926,12
33	-579,60	50	-736,10	67	-936,59
34	-594,84	51	-750,57	68	-953,39
35	-609,88	52	-765,01	69	-970,24
36	-612,07	53	-771,87	70	-945,55
37	-627,39	54	-786,59	71	-962,22
38	-642,55	55	-801,30	72	-978,95
39	-657,55	56	-815,98	73	-989,76
40	-661,49	57	-823,56	74	-1006,76
41	-676,76	58	-839,68	75	-1023,80
42	-691,90	59	-856,00	76	-996,52
43	-706,91	60	-872,33	77	-1013,41
44	-690,25	61	-881,99	78	-1030,36
45	-704,90	62	-898,63	79	-1047,36
46	-719,45	63	-915,30	80	-1058,69

APÊNDICE 5 – Esforços resistentes de cálculo

MOMENTO FLETOR RESISTENTE DE CÁLCULO					
VÃO (m)	Mf (kN.m)	VÃO (m)	Mf (kN.m)	VÃO (m)	Mf (kN.m)
30	51579,60	47	125493,49	64	212370,34
31	53686,30	48	128415,64	65	221446,99
32	60956,89	49	127658,08	66	234025,92
33	63248,29	50	131956,69	67	244652,37
34	65565,86	51	136191,61	68	248768,05
35	67872,94	52	140362,31	69	252877,93
36	76204,65	53	149100,87	70	274872,55
37	78730,56	54	153690,21	71	279201,85
38	81246,10	55	158215,66	72	283525,26
39	83751,77	56	162676,74	73	295495,78
40	93170,27	57	172241,62	74	300061,32
41	95891,95	58	177119,83	75	304620,91
42	98603,82	59	181934,00	76	332159,69
43	101306,28	60	186683,67	77	336980,74
44	110017,72	61	197067,09	78	341795,77
45	112827,79	62	202232,48	79	346604,87
46	115629,15	63	207333,70	80	360553,04

ESFORÇO CORTANTE - RESISTÊNCIA BIELA COMPRIMIDA					
VÃO (m)	V (kN)	VÃO (m)	V (kN)	VÃO (m)	V (kN)
30	13275,82	47	24622,68	64	34267,51
31	13786,43	48	25190,02	65	34834,85
32	14297,04	49	25757,37	66	37604,82
33	14807,65	50	26324,71	67	38205,54
34	15318,26	51	26892,05	68	38806,25
35	15828,87	52	27459,39	69	39406,97
36	16339,47	53	28026,74	70	40007,68
37	16850,08	54	28594,08	71	40608,40
38	17360,69	55	29161,42	72	43912,34
39	17871,30	56	29728,77	73	44550,60
40	18381,91	57	16508,80	74	45188,86
41	18892,52	58	30863,45	75	45827,12
42	19403,13	59	31430,79	76	49699,23
43	19913,73	60	31998,14	77	50380,05
44	21606,81	61	32565,48	78	51060,86
45	22144,29	62	33132,82	79	51741,67
46	22681,77	63	33700,17	80	52422,48

MOMENTO TORÇOR - RESISTÊNCIA BIELA COMPRIMIDA					
VÃO (m)	Mt (kN.m)	VÃO (m)	Mt (kN.m)	VÃO (m)	Mt (kN.m)
30	13275,82	47	24622,68	64	34267,51
31	13786,43	48	25190,02	65	34834,85
32	14297,04	49	25757,37	66	37604,82
33	14807,65	50	26324,71	67	38205,54
34	15318,26	51	26892,05	68	38806,25
35	15828,87	52	27459,39	69	39406,97
36	16339,47	53	28026,74	70	42635,82
37	16850,08	54	28594,08	71	43274,08
38	17360,69	55	29161,42	72	43912,34
39	17871,30	56	29728,77	73	44550,60
40	18381,91	57	30296,11	74	45188,86
41	18892,52	58	30863,45	75	45827,12
42	19403,13	59	31430,79	76	49699,23
43	19913,73	60	31998,14	77	50380,05
44	21606,81	61	32565,48	78	51060,86
45	22144,29	62	33132,82	79	51741,67
46	22681,77	63	33700,17	80	52422,48