

**UNIVERSIDADE TECNOLÓGICA FEDERAL DO PARANÁ
DEPARTAMENTO ACADÊMICO DE CONSTRUÇÃO CIVIL
CURSO DE ENGENHARIA CIVIL**

GABRIEL TURMINA

**ESTUDO DOS ESFORÇOS ATUANTES EM UMA PONTE EM
CONCRETO ARMADO**

TRABALHO DE CONCLUSÃO DE CURSO

PATO BRANCO

2016

GABRIEL TURMINA

**ESTUDO DOS ESFORÇOS ATUANTES EM UMA PONTE EM
CONCRETO ARMADO**

Trabalho de Conclusão de Curso apresentado como requisito parcial para a obtenção do título de Bacharel em Engenharia Civil pela Universidade Tecnológica Federal do Paraná, Campus Pato Branco.

Orientador: Prof. Dr. Gustavo Lacerda Dias

PATO BRANCO

2016



TERMO DE APROVAÇÃO

ESTUDO DOS ESFORÇOS ATUANTES EM UMA PONTE EM CONCRETO ARMADO

GABRIEL TURMINA

No dia 20 de junho de 2016, às 13h00min, na Sala de Treinamento da Universidade Tecnológica Federal do Paraná, este trabalho de conclusão de curso foi julgado e, após argüição pelos membros da Comissão Examinadora abaixo identificados, foi aprovado como requisito parcial para a obtenção do grau de Bacharel em Engenharia Civil da Universidade Tecnológica Federal do Paraná– UTFPR, conforme Ata de Defesa Pública nº05-TCC/2016.

Orientador: Prof. Dr. GUSTAVO LACERDA DIAS (DACOC/UTFPR-PB)

Membro 1 da Banca: Prof^a. Dr^a. PAÔLA REGINA DALCANAL (DACOC/UTFPR-PB)

Membro 2 da Banca: Prof^a. Dr^a. HELOIZA PIASSA BENETTI (DACOC/UTFPR-PB)

RESUMO

TURMINA, Gabriel. **Estudo dos Esforços Atuantes em uma Ponte em Concreto Armado**. 2016. Trabalho de Conclusão de Curso (Bacharelado em Engenharia Civil) – Universidade Tecnológica Federal do Paraná, Pato Branco, 2016.

As pontes são estruturas de extrema importância para o desenvolvimento de uma região. Por isso, tem-se a necessidade de um aprofundamento no estudo de seu comportamento mecânico, para buscar soluções mais rápidas, econômicas, duráveis e seguras. Com base nisso, foi realizado um estudo onde se buscou analisar os esforços atuantes em duas diferentes concepções de uma ponte em concreto armado, adaptadas de um projeto original de uma ponte em concreto protendido. As modelagens dessas duas soluções foram realizadas com auxílio do software SAP2000, que permitiu analisar as estruturas com seu desempenho mais próximo do real. Através da modelagem também foi possível, aplicando o conceito das linhas de influência, verificar a pior posição das cargas móveis atuantes na estrutura. Os resultados trazem o comparativo dos esforços obtidos para os dois modelos e também um estudo da deformação na longarina mais solicitada. Por fim, foi feita uma abordagem sobre o melhor material para a realização da ponte.

Palavras-chave: Pontes. Concreto Armado. Modelagem Computacional. Esforços Atuantes.

ABSTRACT

TURMINA, Gabriel. **Study of Acting Efforts on a Reinforced Concrete Bridge**. 2016. Monograph – Civil Engineering – Universidade Tecnológica Federal do Paraná, Pato Branco, 2016.

Bridges are structures of extreme importance to the development of a region. Therefore, there is a need for a deeper study of the mechanical behavior, to seek faster, cheaper, durable and safer solutions. Based on this, a study was conducted which sought to analyze the forces acting on two different conceptions of a reinforced concrete bridge, adapted from a prestressed concrete bridge design. The modeling of these two solutions were performed using the SAP2000 software, which allowed the analysis of the structures performance closer to the real one. Through modeling it was also possible, using the concept of influence lines, to verify the worst position of the moving loads acting on the structure. The results provide a comparison of the efforts made in both models and also a study of the deformation of the most requested stringer. Lastly, it is shown an approach on the best material for the bridge construction.

Keywords: Bridges. Reinforced Concrete. Computational Modeling. Acting efforts.

LISTA DE FIGURAS

Figura 1 – Divisão estrutural de uma ponte.....	15
Figura 2 – Seção de uma ponte em viga.....	17
Figura 3 – Pontes em pórtico	18
Figura 4 – Tipos de pontes em arco.....	19
Figura 5 – Ponte pênsil	20
Figura 6 – Ponte estaiada com cabos em leque	20
Figura 7 – Relação do sistema construtivo com o tamanho do vão	21
Figura 8 – Escoramentos fixos	22
Figura 9 – Escoramentos móveis.....	23
Figura 10 – Colocação dos elementos pré-moldados	24
Figura 11 – Segmentos empurrados	24
Figura 12 – Etapas construtivas de ponte em balanço progressivo	25
Figura 13 – Disposição das cargas	29
Figura 14 – Corte longitudinal	35
Figura 15 – Corte transversal.....	36
Figura 16 – Vista longitudinal Modelo A (3 vãos)	37
Figura 17– Seção transversal da longarina em metros	38
Figura 18 – Seção transversal da transversina em metros	38
Figura 19 – Adaptado NBR 6118 (2014).....	39
Figura 20 – Adaptado NBR 6118 (2014).....	39
Figura 21 – Propriedades do concreto	41
Figura 22 – Desenho AutoCAD	42
Figura 23 – Detalhe dos trechos rígidos.....	43
Figura 24 – Modelagem estrutural.....	43
Figura 25 – Detalhe das barreiras	44
Figura 26 – Carregamento da barreira A.....	45
Figura 27 – Carregamento da barreira B.....	45
Figura 28 – Detalhe dos guarda corpos	46
Figura 29 – Carregamento dos guarda corpos.....	46
Figura 30 – Carregamento do pavimento	47
Figura 31 – Primeiro tipo de carga móvel: Trem Tipo TB-450.....	48
Figura 32 – Segundo tipo de carga móvel: Multidão	49

Figura 33 – Majoração para o trem tipo	51
Figura 34 – Vista longitudinal Modelo B (5 vãos)	52
Figura 35 – Seção transversal da longarina em metros	53
Figura 36 – Seção transversal da transversina em metros	53
Figura 37 – Modelagem estrutural.....	54
Figura 38 – Longarinas analisadas	55
Figura 39– Divisão da longarina LB-13M-Balanço	56
Figura 40– Linha de influência do esforço cortante na seção S9.....	56
Figura 41 – Linha de influência do momento fletor na seção S9.....	57
Figura 42 – Envoltória dos esforços da carga unitária	57
Figura 43 – DEC E DMF da longarina LA-20M	58
Figura 44 – DEC E DMF da longarina LB-12M	58
Figura 45 – DEC E DMF da longarina LB-13M-Balanço	59
Figura 46 – Combinações em serviço	62
Figura 47 – Inércia média e flecha	62
Figura 48 – Deslocamentos-limites: aceitabilidade sensorial	63
Figura 49 – Viga do pórtico	64
Figura 50 – Esforços máximos nas vigas dos pórticos do modelo A e B	66

LISTA DE GRÁFICOS

Gráfico 1 – Esforço cortante máximo	59
Gráfico 2 – Momento fletor máximo	60
Gráfico 3 – Deformações em centímetros	61
Gráfico 4 – Momento fletor máximo positivo	65
Gráfico 5 – Momento fletor máximo negativo	65
Gráfico 6 – Esforço cortante máximo	66

SUMÁRIO

1 INTRODUÇÃO	10
1.1 OBJETIVOS.....	11
1.1.1 Objetivo Geral.....	11
1.1.2 Objetivos Específicos.....	11
1.2 JUSTIFICATIVA.....	11
2 REVISÃO BIBLIOGRÁFICA	13
2.1 PONTES.....	13
2.1.1 Histórico	13
2.1.2 Definição	14
2.1.4 Classificação	16
2.1.5 Sistemas Construtivos.....	21
2.1.6 Aparelhos de Apoio	25
2.2 CONCRETO ARMADO E PROTENDIDO	26
2.3 CONSIDERAÇÕES PARA O DIMENSIONAMENTO DE PONTES DE CONCRETO ARMADO.....	27
2.3.1 Normas Técnicas	27
2.3.2 Ações em pontes.....	27
2.3.3 Segurança	29
2.4 ANÁLISE ESTRUTURAL EM PONTES	30
2.4.1 Análise linear.....	30
2.4.2 Análise linear com redistribuição.....	31
2.4.3 Análise plástica	31
2.4.4 Análise não linear	31
2.4.5 Modelos de análises.....	32
2.4.6 Linhas de Influência	33
3 METODOLOGIA DE TRABALHO	35
4 DEFINIÇÃO ESTRUTURAL – MODELO A (3 VÃOS)	37
4.1 GEOMETRIA DA SEÇÃO	37
4.2 CARACTERÍSTICAS DOS MATERIAIS UTILIZADOS.....	38
4.2.1 Concreto Armado	38
4.2.2 Pavimento	41
4.3 MODELAGEM ESTRUTURAL	41
4.4 CARREGAMENTOS	44
4.4.1 Peso próprio dos elementos estruturais	44

4.4.2	Peso próprio das barreiras	44
4.4.3	Peso próprio dos guarda corpos	45
4.4.4	Pavimento	46
4.4.5	Carga móvel	47
5	DEFINIÇÃO ESTRUTURAL – MODELO B (5 VÃOS)	52
5.1	GEOMETRIA DA SEÇÃO	52
5.2	MODELAGEM ESTRUTURAL	54
5.3	CARREGAMENTOS	54
6	RESULTADOS E DISCUSSÕES.....	55
6.1	COMPARATIVO DOS ESFORÇOS DAS LONGARINAS MAIS SOLICITADAS DOS MODELOS A E B	55
6.2	COMPARATIVO DOS ESFORÇOS DAS VIGAS MAIS SOLICITADAS DOS PÓRTICOS DOS MODELOS A E B	64
7	CONCLUSÃO	67
	REFERÊNCIAS.....	69

1 INTRODUÇÃO

As pontes têm como finalidade a travessia de obstáculos como riachos, rios e vales. O desenvolvimento das cidades estimula a construção de pontes e viadutos, a fim de facilitar e organizar o transporte de pessoas e produtos. Por isso, torna-se fundamental o conhecimento teórico e prático dos métodos construtivos e do dimensionamento de pontes para dar continuidade ao desenvolvimento regional.

Um dos materiais com ampla utilização na construção de pontes, segundo Leonhardt (1979), é o concreto, devido a sua versatilidade em fatores como dimensões, possibilidade de execução de grandes vãos, variadas seções, elevada capacidade de suporte de carga e domínio das técnicas construtivas, que tornam esse material viável.

Desde sua invenção, diversos são os fins a que o concreto se destina, tais como estruturas armadas e protendidas, obras de arte e obras navais (FILHO; VASCONCELOS, 2008).

Com o crescente desenvolvimento da construção civil aliada à necessidade de aumentar a competitividade e produtividade das obras, o concreto protendido ganhou espaço na construção civil. A sua utilização traz benefícios como redução de prazos, consumos de materiais, segurança, qualidade, durabilidade, ampliando sua vida útil e reduzindo futuros custos com manutenção e reparos.

O cálculo estrutural de pontes de concreto é considerado complexo, pois as obras de artes especiais, como as pontes, possuem dimensão expressiva. As cargas às quais estão submetidas possuem elevado valor, devendo o cálculo prever cargas de peso próprio da estrutura, cargas móveis de veículos e pedestres, cargas de empuxo, vento, além de oscilação da temperatura e outros.

Com isso, torna-se importante analisar a viabilidade dos sistemas de concreto armado e protendido para diferentes situações, já que entre eles existem diferenças desde a concepção até o dimensionamento final, que acabam influenciando na questão de custos, tempo e durabilidade.

1.1 OBJETIVOS

1.1.1 Objetivo Geral

Analisar as diferenças entre duas concepções de uma ponte em concreto armado no que se refere a esforços atuantes e deformações.

1.1.2 Objetivos Específicos

- Descrever os tipos, características e métodos construtivos de pontes de concreto armado e protendido;
- Adaptar um projeto de uma ponte em concreto protendido para duas diferentes concepções em concreto armado;
- Comparar os esforços atuantes e deformações das duas concepções.

1.2 JUSTIFICATIVA

As pontes surgiram pela necessidade de transpor barreiras naturais conectando pontos para facilitar e agilizar o tráfego de veículos e pessoas, favorecendo o desenvolvimento socioeconômico de determinada região. Os sistemas estruturais das pontes buscam viabilizar a travessia sobre esses obstáculos e devem atender requisitos como: funcionalidade, segurança, estética e economia.

A engenharia está sempre em busca das melhores soluções nas mais diversas áreas do conhecimento, visando menores custos e tempo de execução, além de um máximo desempenho. Nesse contexto o concreto protendido ganhou espaço no mercado, mostrando-se competitivo por ser uma solução com bom desempenho e com custos equiparáveis aos demais métodos empregados atualmente.

Dimensionar uma ponte é uma atividade complexa onde se deve levar em consideração diversos fatores e normas. A utilização de um *software* para a verificação destes cálculos auxilia na obtenção de modelos e informações necessárias para o projeto estrutural.

Com o intuito de contribuir com o projeto de pontes, o presente trabalho visa comparar os resultados dos esforços atuantes e deformações em duas pontes em

concreto armado com diferentes concepções, adaptadas de um projeto piloto em concreto protendido, utilizando o *software* SAP2000 para as modelagens.

2 REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

2.1 PONTES

2.1.1 Histórico

A história das pontes é provavelmente tão antiga quanto a civilização humana. A ideia de construir pontes é inspirada na própria natureza, pois elas são parte do ambiente (NEDEV; KHAN, 2011).

A ponte tem sido uma característica da evolução e progresso humano desde que os primeiros caçadores e coletores tiveram curiosidade sobre as terras férteis, animais e frutas em árvores do outro lado de um rio ou desfiladeiro. Os primeiros humanos também tiveram que inventar maneiras de cruzar córregos e desfiladeiros profundos para sobreviver. Uma pedra ou duas colocadas em um córrego raso funcionava como uma passagem, mas para fluxos de água mais intensos, uma árvore tombada entre as margens foi uma solução bem sucedida (BENNETT, 2008).

Segundo Pinho (2007), as pontes surgiram com a preocupação de atravessar rios, riachos e vales, sendo a pedra e a madeira os primeiros materiais a serem usados para sua construção.

Bennett (2008) trata o arco, técnica dominada primeiramente por sumérios (4000 a.C.) e posteriormente por egípcios (2475 a.C.), como uma das maiores descobertas da humanidade, pois sua forma dinâmica e expressiva permitiu a construção e desenvolvimento de grandes estruturas de pontes.

Séculos mais tarde, os romanos começaram a perceber que o fortalecimento e manutenção de seu império dependiam da rápida e permanente comunicação entre suas cidades, desta forma a construção de pontes era de alta prioridade. O conhecimento sobre pontes foi sendo aperfeiçoadas de acordo com as novas descobertas daquele período, utilizando materiais como a madeira e pedra, as construções de pontes em arcos mostraram ser eficientes estruturalmente na época (BENNETT, 2008).

Haifan (2011) cita que, em 1715 o governo francês criou o primeiro ministério de pontes e, em 1747, estabeleceu a primeira faculdade de engenharia do mundo, a Escola Real das Pontes e Estradas. Antes da Revolução Industrial, Jean-Rodolphe, engenheiro francês, desenvolveu o estudo das linhas de pressão de um arco de

pedras, utilizando a teoria da resistência dos materiais, calculando arcos para vencer maiores vãos, proporcionando um aumento das construções deste tipo de ponte na Europa.

Com a revolução industrial, os produtos siderúrgicos tornaram-se disponíveis e com preços competitivos, o que potencializou o surgimento das pontes metálicas. As primeiras obras metálicas foram executadas em ferro fundido aplicado nas peças submetidas à compressão como os pilares e arcos (PFEIL, 1983).

Impulsionados pelo avanço técnico e econômico, surgiram novos materiais de construção como o ferro forjado e o aço, que possibilitaram a construção de novas e grandes estruturas com elementos tracionados como as pontes em treliça metálica e pontes pênséis (LEONHARDT, 1979).

De acordo com Pfeil (1983), as pontes em concreto foram introduzidas no início século XX, de modo que o concreto foi inicialmente utilizado para substituir a pedra na construção de arcos e, posteriormente foi utilizado para lajes de tabuleiros e pontes em vigas.

Após a segunda Guerra mundial, devido à escassez de aço e necessidade de reparar pontes destruídas na guerra, ocorreu um rápido desenvolvimento de novos métodos construtivos, como o concreto protendido (HAIFAN, 2011).

2.1.2 Definição

Denomina-se ponte a obra destinada a transposição de obstáculos à continuidade do leito normal de uma via, tais como rios, braços de mar, vales profundos, outras vias, etc. Quando a ponte tem por objetivo a transposição de vales, outras vias ou obstáculos em geral não constituídos por água é, comumente, denominada viaduto (PFEIL, 1979, p.9).

Freitas (1978) define ponte como sendo toda obra destinada a manter a continuidade de uma via de comunicação qualquer, que pode ser uma rodovia, uma ferrovia, uma via de pedestres ou um canal navegável, através de um obstáculo natural ou artificial, tendo como característica não interromper totalmente esse obstáculo.

De acordo com Bernardo (1980), os requisitos fundamentais de uma ponte são: funcionalidade, segurança, estética e economia.

Para cumprir o requisito de funcionalidade, a ponte deve satisfazer o fim a que foi destinada e preencher as condições de utilização para as quais foi prevista, como

a correta capacidade de escoamento do tráfego de veículos, com o número de faixas conveniente e sua correta adequação ao sistema viário em que está incluída (FREITAS, 1978).

A segurança, como enfatiza Freitas (1978), é um dos mais importantes requisitos a serem atendidos por qualquer estrutura, sendo que esta deverá apresentar suficiente resistência à ação das cargas que a solicitam, bem como adequado comportamento nas correspondentes deformações.

Na questão estética, a ponte deve atender aos aspectos de boa aparência evitando criar grandes contrastes no ambiente em que será implantada (BERNARDO, 1980).

Para atender ao requisito economia, devem-se estudar as estruturas mais adequadas e buscar as soluções mais vantajosas, sem deixar de atender os requisitos citados anteriormente (BERNARDO, 1980).

2.1.3 Elementos Constituintes

As pontes em sua maioria podem ser divididas em três partes principais: infraestrutura, mesoestrutura e superestrutura, como apresentado na Figura 1.

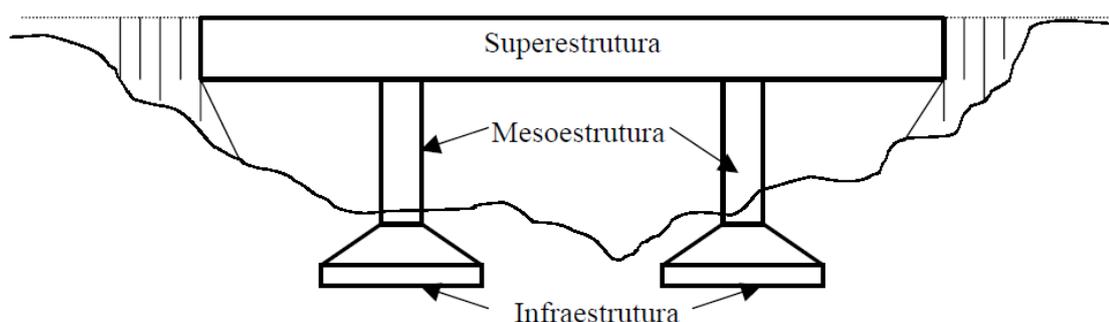


Figura 1 – Divisão estrutural de uma ponte
Fonte: Mattos (2001, p.18).

Infraestrutura é a parte da ponte constituída por elementos que se destinam a transferir ao terreno os esforços provenientes da superestrutura (MARCHETTI, 2008). Constituem a infraestrutura os blocos, as sapatas, as estacas, os tubulões, assim como, as peças de ligação de seus diversos elementos, entre si ou destes com a mesoestrutura (PFEIL, 1979).

Pfeil (1979) define mesoestrutura como o elemento, constituído por pilares, que transmite à infraestrutura os esforços recebidos da superestrutura juntamente com os esforços recebidos diretamente de outras forças solicitantes na ponte, tais como pressões do vento e da água em movimento.

A superestrutura é a parte da ponte destinada a vencer o obstáculo e é subdividida em duas partes: a estrutura principal, que tem a função de vencer o vão livre, e a estrutura secundária (tabuleiro), que recebe a ação direta das cargas e a transmite para a estrutura principal (DEBS; TAKEYA, 2009).

De acordo Pfeil (1979), a superestrutura é o elemento de suporte imediato do tabuleiro e é composta geralmente de lajes e vigas principais e secundárias.

2.1.4 Classificação

As pontes podem ser classificadas de diversas maneiras, sendo que as mais comuns, e que serão apresentadas em seguida, são: quanto à finalidade, quanto ao material e quanto ao tipo estrutural.

2.1.4.1 Quanto à finalidade

Segundo Mattos (2001), as pontes podem ser classificadas em rodoviárias, ferroviárias, passarelas (para pedestres), aeroviárias, utilitárias (aqueduto, oleoduto, etc.), entre outros.

2.1.4.2 Quanto ao material

As pontes são predominantemente construídas de madeira, pedra, concreto armado, concreto protendido e de metal (PFEIL, 1979).

2.1.4.3 Quanto ao tipo estrutural

As pontes podem ser classificadas quanto ao tipo estrutural como: em viga, pórticos, arcos, pênséis e estaiadas.

a) Pontes em viga

Uma característica deste sistema é a presença de vigamentos suportando o tabuleiro, onde as vigas principais são denominadas de longarinas e quase sempre são introduzidas transversinas para aumentar a rigidez do conjunto. Se, a seção transversal é composta com vigas sem laje inferior, pode-se adotar, além das transversinas nos apoios, transversinas intermediárias. Já, quando a seção transversal é feita em caixão celular, não é preciso transversinas intermediárias em função da grande rigidez à torção do conjunto (MATTOS, 2001).

A viga T é uma forma de seção transversal muito apropriada para concreto armado e para protensão, sendo, segundo Leonhardt (1979), a forma mais econômica de seção para pontes retas, desde que não seja exigida uma grande esbeltez. Este tipo de seção é formado basicamente de uma laje que constitui o tabuleiro da ponte e o banzo comprimido da longarina, sendo que, o banzo tracionado se concentra na parte inferior da alma. A espessura da alma se ajusta principalmente às necessidades de espaços exigidas para o banzo tracionado, onde a espessura da alma deve ser suficiente para a disposição da armadura (LEONHARDT, 1979).

A Figura 2 mostra um esquema da seção T de uma ponte em viga.

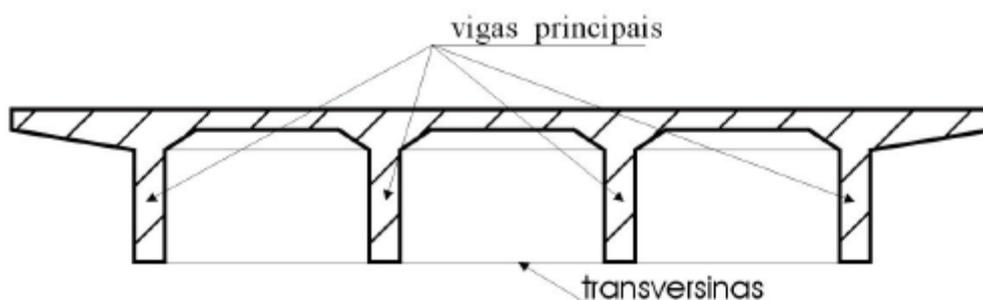


Figura 2 – Seção de uma ponte em viga
Fonte: Vítório (2012, p.15).

b) Pórtico

Os pórticos são estruturas em que as vigas têm continuidade com os pilares. Esta solução é utilizada para diminuir a altura da viga reta, devido a redução da parcela do momento máximo que ocorre. Normalmente, os pilares são inclinados, como pode ser visto adiante na Figura 3, por onde é transferida uma grande carga de compressão, que terá que ser absorvida por fundações inclinadas, sendo uma boa

solução para terrenos com suporte de carga moderada. A esbeltez e a estética desta solução são apropriadas e podemos aplicá-la quando o terreno permitir, como é o caso de vales (PINHO, 2007).

Nestas pontes, a superestrutura e a mesoestrutura estão monoliticamente ligadas, eliminando-se o uso de aparelhos de apoio. Esse sistema é utilizado quando há pilares esbeltos existindo a necessidade de reduzir o comprimento de flambagem, e também devido à mínima manutenção pela inexistência de aparelhos de apoio (LEONHARDT, 1979).

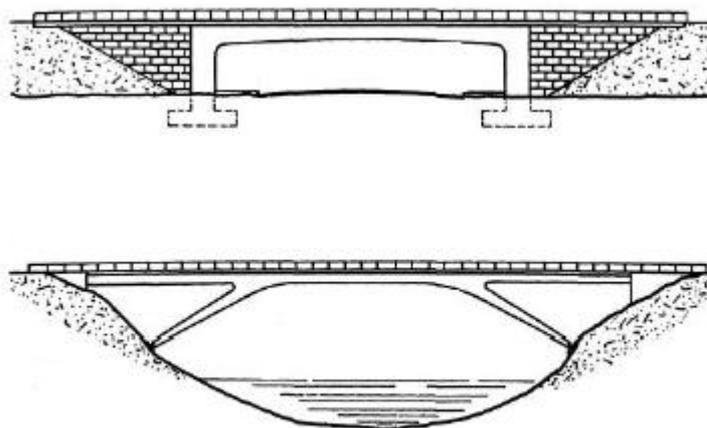
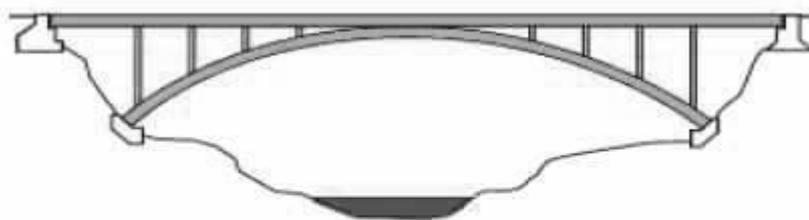


Figura 3 – Pontes em pórtico
Fonte: Pfeil (1983, p.87).

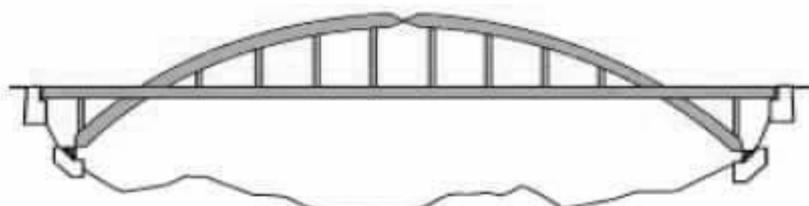
c) Arcos

Os arcos são estruturas adequadas ao concreto armado, uma vez que nelas predominam os esforços de compressão com pequenas excentricidades, o que proporciona armações moderadas nas seções das peças (PFEIL, 1983).

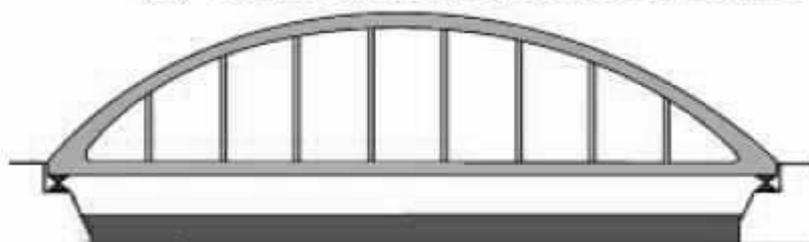
Segundo Leonhardt (1979) as estruturas em arco podem ser planeadas com tabuleiro superior sustentado pelos montantes ou então com tabuleiro inferior sustentado por tirantes. Ainda existe o sistema misto com o tabuleiro intermediário, sustentado nas extremidades por montantes e no centro por pendurais, como mostra a Figura 4.



(a) – Ponte em arco com tabuleiro superior



(b) – Ponte em arco com tabuleiro intermediário



(c) - Ponte em arco com tabuleiro inferior

Figura 4 – Tipos de pontes em arco
Fonte: Mattos (2001, p.33).

As pontes em arco com tabuleiro inferior são mais indicadas para pequenos vãos enquanto que, para grandes vãos utiliza-se a ponte em arco com tabuleiro superior. As pontes em arco com tabuleiro intermediário são menos utilizadas porque sua geometria traz problemas construtivos (MASON, 1977).

d) Pênseis

Mattos (2001) cita que as pontes pênseis ou suspensas são aquelas que possibilitam os maiores vãos em comparação com os outros sistemas. Nelas o tabuleiro contínuo é sustentado por vários cabos metálicos atirantados, ligados a cabos maiores que, por sua vez, ligam-se às torres de sustentação, como pode ser verificado na Figura 5. A transferência das principais cargas às torres e às ancoragens é feita simplesmente por esforços de tração, portanto, são necessários grandes blocos de ancoragem para suportá-los.

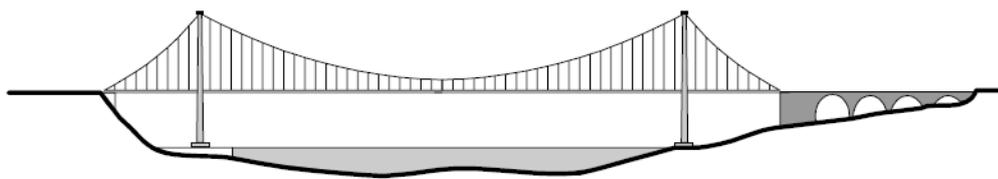


Figura 5 – Ponte pênsil
Fonte: Manual DER (1996, p.148).

Essas pontes quando sujeita a moderadas cargas de vento, apresentam oscilações no tabuleiro que podem tornar o tráfego desconfortável e, por este motivo, exige-se que o tabuleiro, normalmente em concreto, seja projetado com grande rigidez à torção para minimizar este efeito (MASSON, 1977).

e) Estaiadas

As pontes estaiadas diferem das pontes pênséis devido à forma com que os cabos são conectados às torres. Nas pontes pênséis, os cabos passam livremente através das torres, já nas pontes estaiadas os cabos são ancorados nas torres (PINHO, 2007).

Existem vários tipos de sistemas estruturais associados, em relação ao arranjo dos cabos da ponte, ou seja, podem ser em leque, semi-harpa e harpa. Os arranjos usuais de cabos variam tanto na direção transversal quanto na longitudinal. Existem também sistemas diferenciados quanto ao tipo de mastro que pode ser de plano simples ou de plano duplo (YTZA, 2009).

Segundo Mason (1977), as pontes estaiadas possuem pendurais rígidos e grande estabilidade aerodinâmica, seu tabuleiro pode ser de concreto armado ou protendido e apresentam flechas mínimas. A Figura 6 ilustra um exemplo desse tipo de ponte com arranjo em leque.

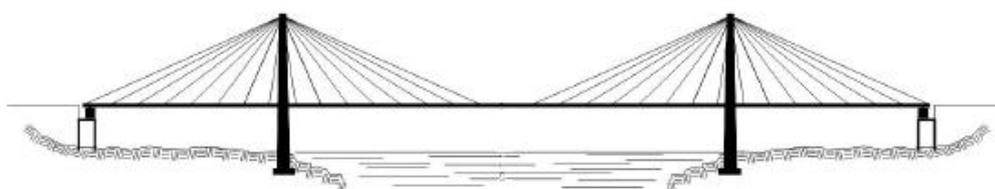


Figura 6 – Ponte estaiada com cabos em leque
Fonte: Vitório (2002, p.17).

2.1.5 Sistemas Construtivos

Para pontes, os processos de construção têm uma enorme influência sobre a seção transversal que será adotada, de forma que, a escolha da seção depende do processo construtivo empregado. Este processo será influenciado também por diversos fatores como: o comprimento da obra, a altura do escoramento, a velocidade, regime e profundidade do rio, além da resistência do terreno de fundação, que definirá o custo da infraestrutura, e a disponibilidade de equipamentos (LEONHARDT, 1979).

Mathivat (1980) mostra, através da Figura 7, os sistemas construtivos mais indicados para determinados vãos.

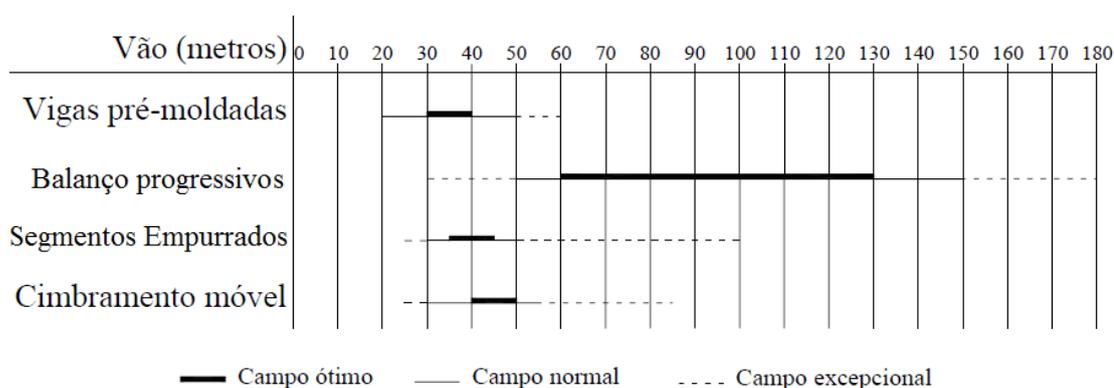


Figura 7 – Relação do sistema construtivo com o tamanho do vão
 Fonte: Adaptado de Mathivat (1980).

A seguir serão apresentados os principais métodos construtivos de pontes de concreto, sendo eles: moldado no local, vigas pré-moldadas, sistema com segmentos empurrados e balanço progressivo.

2.1.5.1 Superestrutura em concreto armado ou protendido moldado no local

a) Escoramentos fixos

São pontes inteiramente executadas por processo tradicional no próprio local da sua implantação. No caso de obras de concreto armado ou protendido, essas pontes são construídas sobre escoramentos especiais chamados de cimbramento (FREITAS, 1978).

Os escoramentos são geralmente construídos de madeira ou de perfis metálicos onde os esforços são absorvidos pelos montantes com pequenas distâncias entre eles. Algumas condições devem ser garantidas pelo escoramento, como suportar as ações do vento sobre as formas, apresentar pequenos recalques, permitir o descimbramento e suportar o peso do concreto armado junto com uma carga adicional de 150 a 200 kgf/m² (PFEIL,1983).

Mattos (2001) cita que a construção de pontes exige um cuidado especial com o projeto de escoramento, devendo estar de acordo com o tipo de obra e com o plano de concretagem adequado.

A Figura 8 mostra exemplos de escoramentos fixos.

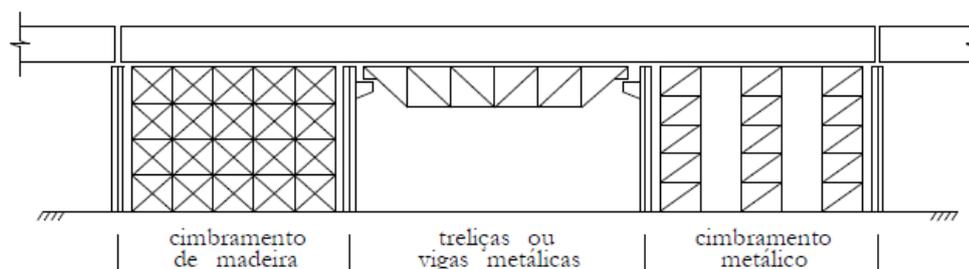


Figura 8 – Escoramentos fixos
Fonte: Stucchi (2003, p.23).

b) Escoramentos móveis

Os escoramentos móveis são vantajosos quando for preciso executar uma ponte com a mesma seção transversal e que tenha mais do que três vãos. Concretando-se um vão da ponte de cada vez ou o até onde o momento é nulo, retiram-se as fôrmas juntamente com o escoramento após o tempo necessário e passa-se para o vão seguinte (LEONHARDT, 1979).

De acordo Combalt (2008) este processo só é prático quando a ponte é executada em uma área plana, que não possua estradas e cursos de água cruzando, além de um solo com boa capacidade de rolamento.

Um exemplo de escoramentos móveis pode ser observado na Figura 9.

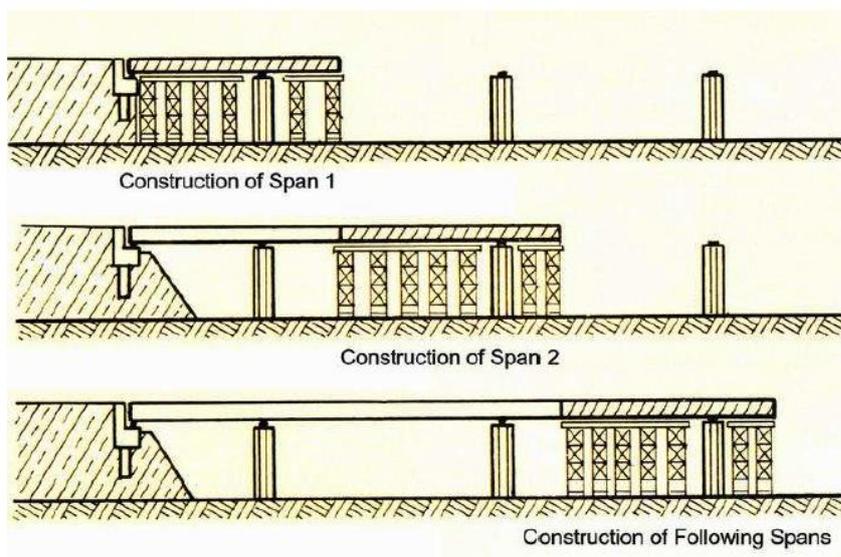


Figura 9 – Escoramentos móveis
Fonte: Combalt (2008, p.11).

2.1.5.2 Superestruturas com vigas pré-moldadas

São pontes que utilizam na execução da superestrutura, elementos executados fora do local definitivo e, em seguida, são transportados e colocados sobre os pilares. Esse processo construtivo é muito usual em pontes de concreto protendido (MARCHETTI, 2008).

Esse tipo de ponte é muito usual no Brasil, principalmente em razão da extensão das obras e do número de elementos pré-moldados iguais que são empregados, o que justifica a utilização de vigas executadas previamente, além de ser economicamente viável (FREITAS, 1978).

Este sistema apresenta juntas de dilatação, o que causa uma descontinuidade no tabuleiro da ponte e cria uma região que pode apresentar futuras patologias. Atualmente utilizam-se as lajes de continuidade ou lajes elásticas que dispensam o uso de juntas de dilatação nas obras de até 150 metros de comprimento (ALMEIDA, 1994).

De acordo com Leonhardt (1979), o transporte dos elementos pré-moldados para sua definitiva posição pode ser feito através de treliças de lançamento ou por guindastes, como apresentado na Figura 10.

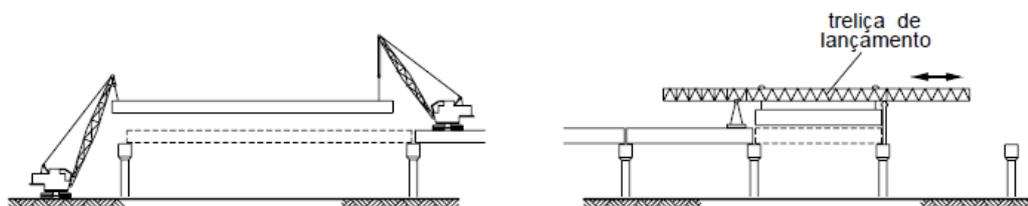


Figura 10 – Colocação dos elementos pré-moldados
 Fonte: Debs e Takeya (2007, p.18).

2.1.5.3 Sistema com segmentos empurrados

O processo de segmentos empurrados consiste na execução da superestrutura em um dos acessos e, à medida que vai sendo concretada, a ponte vai sendo empurrada através de macacos de protensão até chegar nos pilares de apoios deslizantes previamente executados. Sua principal característica está na eliminação de cimbramento, facilidade de lançamento e substancial redução do tempo de construção. Este sistema pode ser utilizado para a travessia de rios com grande largura, razoável profundidade ou com intenso fluxo de água (SCHMID, 2005).

Para esse sistema normalmente é necessário um bico metálico de lançamento que é usado como prolongamento provisório da ponte em conjunto com um contrapeso para evitar o tombamento da mesma sobre a água, conforme a Figura 11. Em geral o bico de lançamento tem um comprimento em torno de 60% do vão a vencer (PINHO, 2007).

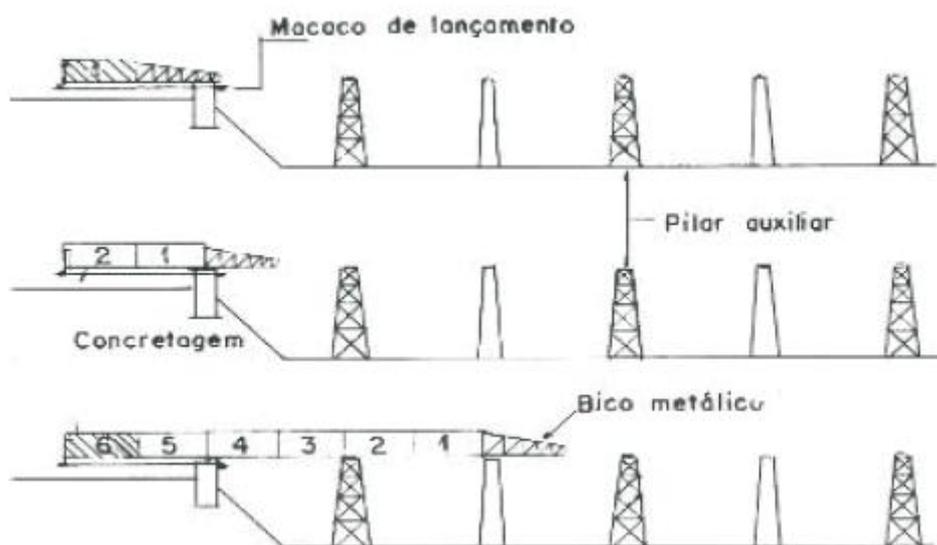


Figura 11 – Segmentos empurrados
 Fonte: Schmid (2005, p.03).

2.1.5.4 Sistema com balanço progressivo

Este sistema construtivo de execução de pontes, desenvolvido pelo engenheiro brasileiro Emílio Baungarten, é muito utilizado quando se deseja vencer grandes vãos e suprimir o uso de escoramento (CARVALHO, 2012).

A superestrutura, normalmente em concreto protendido, é executada progressivamente a partir dos pilares construídos em concreto armado. Cada parte nova da superestrutura apoia-se em balanço, à esquerda e à direita do trecho ligado ao pilar (MARCHETTI, 2008).

Segundo Mattos (2001), a superestrutura é executada a partir do pilar e para cada um dos lados do mesmo, concretando-se ao mesmo tempo os trechos em balanço, na direção do centro do tramo onde ocorre a união dos trechos correspondentes a dois pilares consecutivos. Durante a execução deve acontecer um controle com relação às deformações, para que no encontro central ocorra a coincidência das estruturas em balanço.

A Figura 12 mostra as etapas construtivas de ponte em balanço progressivo.

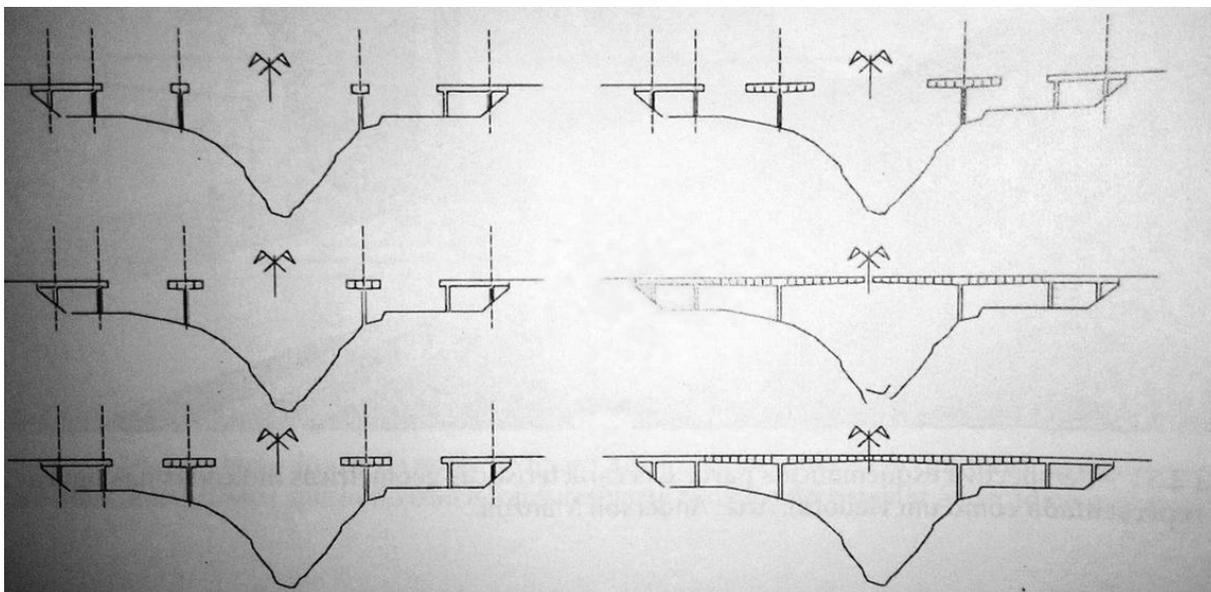


Figura 12 – Etapas construtivas de ponte em balanço progressivo
Fonte: Carvalho (2012, p.70).

2.1.6 Aparelhos de Apoio

Os aparelhos de apoio, segundo Pfeil (1983), são peças de transição entre os vigamentos principais e os pilares ou encontros. Além de transmitirem as reações de

apoio, estes aparelhos permitem os movimentos das vigas provocados por variações de temperatura ou outras causas.

Segundo Braga (1986), os aparelhos de apoio são elementos que vinculam partes de uma estrutura e permitem os movimentos previstos no projeto, que podem ser de rotação, de translação ou ambos.

Os aparelhos de apoio são divididos em dois grupos: fixos e móveis.

2.2 CONCRETO ARMADO E PROTENDIDO

Em 1824, Joseph Aspdin fez um cimento bruto da queima de uma mistura de argila e calcário a temperatura elevada. O clínquer que se formou foi moído num pó e quando foi misturado com água reagiu quimicamente e endureceu como uma rocha. O cimento é combinado com areia, pedras e água para criar o concreto, que permanece fluido e plástico por um período de tempo, antes de começar a reagir e endurecer (BENNETT, 2008).

Posteriormente descobriu-se que as barras de ferro e aço poderiam ser associadas com o concreto de forma eficaz, conferindo-lhe resistência à tração, surgindo o concreto armado. Isto permitiu que fosse utilizado em vigas e lajes, onde há predominância do esforço de flexão. Edifícios, pontes, muros de arrimo e muitas outras estruturas foram feitas de concreto armado, no entanto, embora seja um dos principais materiais de construção do mundo, tem deficiências. Quando utilizado em vigas e lajes, submetidos a grandes esforços, exige seções exageradas para proporcionar a rigidez adequada, podendo fissurar gerando a corrosão da armadura, além de prejudicar sua aparência (BENAIM, 2007; BENNETT, 2008).

O grande número de barras necessárias para resistir a tração ao longo de vigas em pontes e edifícios dificulta o lançamento do concreto. O concreto armado exige grande quantidade de mão de obra, o que torna sua execução demorada. Na década de 1930, Eugène Freyssinet inventou o concreto protendido, onde cabos de aço de alta resistência substituíram as barras, e em sequência foram tracionados por macacos e então bloqueados com dispositivos no concreto. Desta maneira o concreto atua resistindo principalmente a esforços na compressão, diminuindo as fissuras, melhorando a sua aparência, a sua resistência à deterioração e durabilidade. Os cabos podem ser conformados para combater as deformações nas vigas e lajes, permitindo a construção de estruturas mais esbeltas. A quantidade de cabos

necessários em relação a quantidade de barras, em geral, é quatro vezes menor, reduzindo o congestionamento dentro das vigas, tornando-a mais rápida para construir (BENAIM, 2007).

2.3 CONSIDERAÇÕES PARA O DIMENSIONAMENTO DE PONTES DE CONCRETO ARMADO

Segundo Pfeil (1979), para projetar uma ponte, deve-se primeiramente conhecer sua finalidade, para definir a seção transversal do estrado e as cargas úteis. A execução do projeto de uma ponte exige ainda levantamentos topográficos, hidrológicos e geotécnicos.

2.3.1 Normas Técnicas

As normas de projeto têm como objetivo fornecer bases comuns de trabalho, quantificando valores mínimos para a segurança e estabelecendo os métodos básicos de cálculo. Estas normas prescrevem as cargas mínimas, as tensões máximas, os procedimentos de fabricação e muitos outros fatores importantes (PINHO, 2007).

As normas brasileiras necessárias para o dimensionamento de pontes em concreto armado são:

- NBR 6120 (1980) – Cargas para o cálculo de estruturas de edificações.
- NBR 6118 (2014) – Projeto de estruturas de concreto – Procedimentos.
- NBR 7187 (2003) – Projeto de pontes de concreto armado e de concreto protendido – Procedimento.
- NBR 7188 (2013) – Carga móvel rodoviária e de pedestre em pontes e outras estruturas.

2.3.2 Ações em pontes

As ações em estruturas de pontes são providas por cargas permanentes, variáveis e excepcionais. As principais características desses esforços são consideradas a seguir.

2.3.2.1 Ações permanentes

Representam o peso próprio dos elementos estruturais, longarinas e transversinas, e também dos elementos que estão permanentemente fixos à estrutura da ponte, tais como guarda-corpos, sinalização, passeios, pavimentação, postes e canalizações (MARCHETTI, 2008).

Segundo a NBR 7187 (ASSOCIAÇÃO..., 2003), ações permanentes são aquelas que podem ser consideradas como constante ao longo da vida útil da construção, além das ações citadas no parágrafo anterior, também devemos considerar as ações provenientes dos empuxos de terra e de líquidos, deformações provocadas pela fluência e retração do concreto, e deformações por variação de temperatura.

2.3.2.2 Ações variáveis

De acordo com a NBR 7187 (ASSOCIAÇÃO..., 2003) as ações variáveis em pontes são ocasionadas pelas cargas móveis, carga de construção, ação do vento, variações de temperatura e efeito dinâmico da água em movimento.

No Brasil, as cargas móveis a serem utilizadas no projeto de pontes são especificadas pela NBR 7188 (ASSOCIAÇÃO..., 2013), onde as cargas são classificadas de acordo com categoria ou classe da estrada, sendo o peso do veículo padronizado representado por cargas concentradas e o peso referente aos pedestres representado por cargas uniformemente distribuídas.

A NBR 7188 (ASSOCIAÇÃO..., 2013) determina que os valores finais das cargas móveis deve ser obtidos através da ponderação das cargas estáticas por coeficientes que levam em consideração número de faixas, impacto vertical e impacto adicional. Ainda cita que para o dimensionamento a carga móvel assume posição qualquer em toda a pista de modo que as rodas estejam na posição mais desfavorável.

A atualizada NBR 7188 (ASSOCIAÇÃO..., 2013) incluiu uma determinação do Departamento Nacional de Estradas de Rodagem, em que as obra-de-arte especiais deverão ser calculadas para as cargas da classe TB-450 referentes a um veículo tipo de 450 KN com três eixos conforme Figura 13.

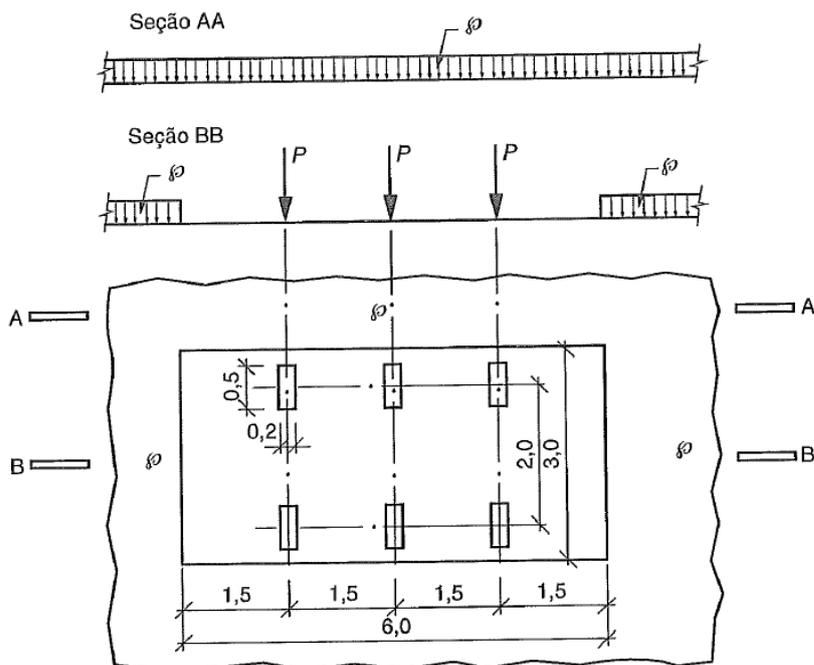


Figura 13 – Disposição das cargas
Fonte: ASSOCIAÇÃO... (2013, p.4).

2.3.2.3 Ações excepcionais

As ações excepcionais são aquelas com pouca probabilidade de ocorrer e com pouca duração, mas que não devem ser desprezadas devido aos danos que elas provocam ao longo da vida útil da estrutura. Entre elas estão os choques de objetos móveis, esforços provenientes de abalos sísmicos, choques provenientes de colisões de navios nos pilares das pontes (MATTOS, 2011).

2.3.3 Segurança

Para verificar a segurança das pontes de concreto, deve-se atender os requisitos da NBR 6118 (2014), considerando-se os estados-limites últimos e de serviço.

Para o dimensionamento em concreto armado ou protendido, deve-se garantir a segurança no estado limite último e também é preciso verificar a segurança em seu funcionamento, ou seja, em serviço. Para a estabilidade da estrutura não basta ter segurança à ruptura, é preciso que funcione adequadamente e que tenha durabilidade compatível ao que foi projetada (CARVALHO, 2012).

2.3.3.1 Estado Limite Último (ELU)

Tem-se por estado limite último o esgotamento da capacidade resistente da estrutura como um todo ou de suas partes, comprometendo sua estabilidade. Em outras palavras, pode ser considerado o estado em que a estrutura ou parte dela deixa de satisfazer às condições previstas para a sua utilização (LEGGERINI, 2003).

2.3.3.2 Estados Limites de Serviço (ELS)

Segunda a NBR 6118 (ASSOCIAÇÃO..., 2014, p. 55) os estados-limites de serviço “são aqueles relacionados ao conforto do usuário e à durabilidade, aparência e boa utilização das estruturas, seja em relação aos usuários, seja em relação às máquinas e aos equipamentos suportados pelas estruturas”.

2.4 ANÁLISE ESTRUTURAL EM PONTES

A NBR 6118 (ASSOCIAÇÃO..., 2014) define que a análise estrutural tem como objetivo determinar os efeitos das ações na estrutura de modo a verificar os estados-limites últimos e serviços. A análise procura estabelecer, em uma parte ou em toda a estrutura, as distribuições dos esforços internos, tensões, deformações e deslocamentos.

A NBR 7187 – Projeto de Pontes de Concreto Armado e Protendido traz no item 8.4 a instrução para a análise estrutural de pontes, este item direciona para a seção 14 da NBR 6118 (2014), que estabelece diferentes métodos, os quais são diferenciados através do comportamento admitido para os materiais constituintes da estrutura.

2.4.1 Análise linear

Este método admite que os materiais possuem um comportamento elástico-linear. Os resultados da análise linear são normalmente utilizados para a verificação de estados-limites de serviço. Para a verificação no estado-limite último, só é aceitável

em situações onde mesmo com tensões elevadas, seja possível garantir a ductilidade dos elementos estruturais (ASSOCIAÇÃO..., 2014).

2.4.2 Análise linear com redistribuição

Para as combinações de carregamento do estado-limite último utilizando os efeitos das ações determinados em uma análise linear, pode ser feita uma redistribuição destas ações na estrutura, de modo que as condições de equilíbrio e de ductilidade devem ser obrigatoriamente satisfeitas (ASSOCIAÇÃO..., 2014).

Segundo a NBR 6118 (ASSOCIAÇÃO..., 2014) para garantir o equilíbrio dos elementos estruturais e de toda a estrutura, os esforços internos deverão ser recalculados. As verificações de combinações de carregamento de ELS, ou de fadiga, podem ser feitas na análise linear sem redistribuição.

2.4.3 Análise plástica

Está análise ocorre quando os materiais são adotados com comportamento rígido-plástico perfeito ou elastoplástico perfeito, devido a consideração das não linearidades. Para as estruturas reticuladas a análise plástica deve ser evitada quando os efeitos de segunda ordem global são considerados e quando falta ductilidade para que as configurações adotadas sejam atingidas. O cálculo plástico também deve ser evitado quando submetido a carregamento cíclico sujeito à fadiga (ASSOCIAÇÃO..., 2014).

2.4.4 Análise não linear

A análise não-linear considera o comportamento não-linear geométrico e dos materiais. Um material é considerado não linear quando apresenta um relação entre tensões e deformações não linear, de forma que essa relação não seja representada por uma constante. Para que a análise não-linear possa ser realizada é necessário que toda a geometria da estrutura junto com todas as suas armaduras sejam conhecidas, uma vez que a resposta da análise depende de como a estrutura foi armada (ASSOCIAÇÃO..., 2014).

Análise não-linear pode ser adotada tanto para verificação de estado limite-último como para verificação de estado-limite de serviço. Uma análise não-linear complexa exige os *softwares* mais avançados devido à grande complexidade do cálculo iterativo, pois ao final de cada etapa, têm-se novos esforços, que permitem o cálculo de uma armadura diferente, de modo que tal armadura seja utilizada na interação seguinte. O processo é repetido até que a armadura obtida seja próxima à da etapa anterior (VÍTORIO, 2013).

2.4.5 Modelos de análises

No século XX os primeiros cálculos de estruturas compostas por lajes e vigas, eram realizados com a utilização de tabelas pré-estabelecidas, considerando as lajes como elementos isolados e apoiados em vigas consideradas indeformáveis. Atualmente existem várias técnicas de análise estrutural aplicáveis às pontes, que consideram fatores como as propriedades da estrutura, os resultados que se pretende obter junto com os recursos de análise, podendo uma mesma ponte ser analisada por diferentes modelos (SOUZA, 2012).

Através da criação e evolução dos *softwares*, é possível realizar uma análise estrutural muito realista, de modo que a estrutura pode ser estudada de forma global, tridimensionalmente, levando em conta a interação entre os seus diversos componentes (VITÓRIO, 2013).

Existem diferentes modelos de análises como o método simplificado, método da grelha equivalente e o método dos elementos finitos que será explicado em sequência.

2.4.5.1 Método dos elementos finitos

O método dos elementos finitos atualmente é a mais completa técnica para a análise de estruturas. Neste método, a estrutura real é substituída por uma estrutura equivalente composta por elementos regulares e triangulares discretos que formam uma malha, conectados por nós. De modo que os resultados obtidos pelo método dos elementos finitos dependem do tamanho da malha (SOUZA, 2012).

De acordo com Sánchez (2001) o método dos elementos finitos analisa a região, em que se busca solução, formada por pequenos elementos interligados entre

si. A região em análise é modelada por um conjunto de elementos discretos pré-definidos. Este método também permite ao projetista flexibilidade na aplicação de cargas e condições de contorno, o que justifica ser o mais utilizado para análises estruturais.

O conceito para o método dos elementos finitos é o de que toda a função contínua, podendo ser de temperatura, pressão ou deslocamento, pode ser representada por um modelo formado por variadas funções contínuas definidas sobre um número finito de subdomínios, denominados por elementos finitos (MARZO, 2010).

O SAP2000 é um dos *softwares* mais usados no mundo para análise estrutural, sendo que seu processo de subdivisão da estrutura é feito pelo método dos elementos finitos. A nomenclatura SAP tem origem da abreviação do termo *Structural Analysis Program* e foi criado pelo professor Edward Wilson da Universidade da Califórnia, Berkeley (VELOZA, 2009).

2.4.6 Linhas de Influência

Linha de influência é uma representação gráfica que mostra como um determinado esforço numa seção varia quando uma carga unitária percorre a estrutura. A linha de influência é construída sobre o eixo da estrutura, sendo que as abcissas representam as posições da carga móvel e as ordenadas representam os respectivos valores dos esforços para uma determinada seção submetida a uma carga (SUSSEKIND, 1981).

Segundo Pfeil (1983), são considerados dois tipos de cargas para representar o trem-tipo: as cargas concentradas e as distribuídas. Como as ordenadas obtidas nas linhas de influência são definidas utilizando uma carga unitária adimensional, podemos definir para qualquer carga concentrada Q , atuante na abscissa da estrutura, um valor para o seu efeito obtido através da multiplicação da ordenada adimensional na seção pelo valor da carga Q .

Para um trecho de viga submetido a uma carga uniformemente distribuída q , a viga é analisada de modo que a carga distribuída em um pequeno trecho denominado dx é transformada em uma carga concentrada dQ através da Equação 1.

$$dQ = q \cdot dx \quad (1)$$

Se dQ está localizada na abscissa e a linha de influência é representada pela ordenada isso causa um efeito resultante definido conforme a Equação 2.

$$dQ \cdot y = q \cdot dx \cdot y \quad (2)$$

Desta maneira o efeito de todas as cargas concentradas dQ é obtido para todo o comprimento da viga através da seguinte interação demonstrada na Equação 3.

$$\int dQ \cdot y = \int q \cdot dx \cdot y = q \cdot \int y \cdot dx = q \cdot \text{Área} \quad (3)$$

Como “ q ” é constante, concluímos que o efeito desta carga distribuída é obtido multiplicado a carga “ q ” pela área referente a linha de influência (SOUZA, 2012).

Após a aplicação das linhas de influência, os resultados permitem, através das envoltórias dos momentos fletores e esforços cortantes, a verificação dos valores máximos utilizados para o dimensionamento (MASON, 1977).

3 METODOLOGIA DE TRABALHO

A pesquisa científica é o resultado de um exame minucioso com o objetivo de resolver um problema através de procedimentos científicos (GERHARDT; SILVEIRA, 2009). Por isso, com o intuito de estudar os esforços atuantes em uma ponte em concreto armado fez-se necessário, primeiramente, realizar uma pesquisa bibliográfica para ter maior familiaridade com o assunto. A pesquisa bibliográfica, segundo Gil (2002), é desenvolvida a partir de material já elaborado, constituído principalmente de livros e artigos científicos.

Em seguida, adquiriu-se através da prefeitura de Francisco Beltrão, Paraná, o projeto de uma ponte em viga de concreto protendido que será executada na cidade, para servir de base deste estudo. Trata-se de uma ponte rodoviária com três vãos de 21 metros e mais dois acessos de 4,5 metros, totalizando um comprimento de 72 metros. Assim o vão possui seis vigas principais que são pré-moldadas com seção em duplo T e altura de 1,25 metros, solidarizadas por três vigas transversais. A ponte possui um tabuleiro com largura de 14,7 metros, que abrange passeios para pedestres, pistas para veículos e ciclistas, além de barreiras para proteção. A Figura 14 mostra o corte longitudinal da ponte, enquanto a Figura 15 mostra seu corte transversal.

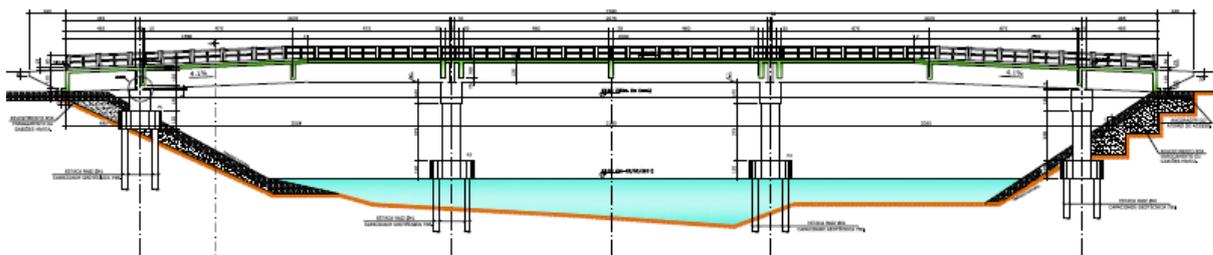


Figura 14 – Corte longitudinal
Fonte: Prefeitura de Francisco Beltrão (2015).

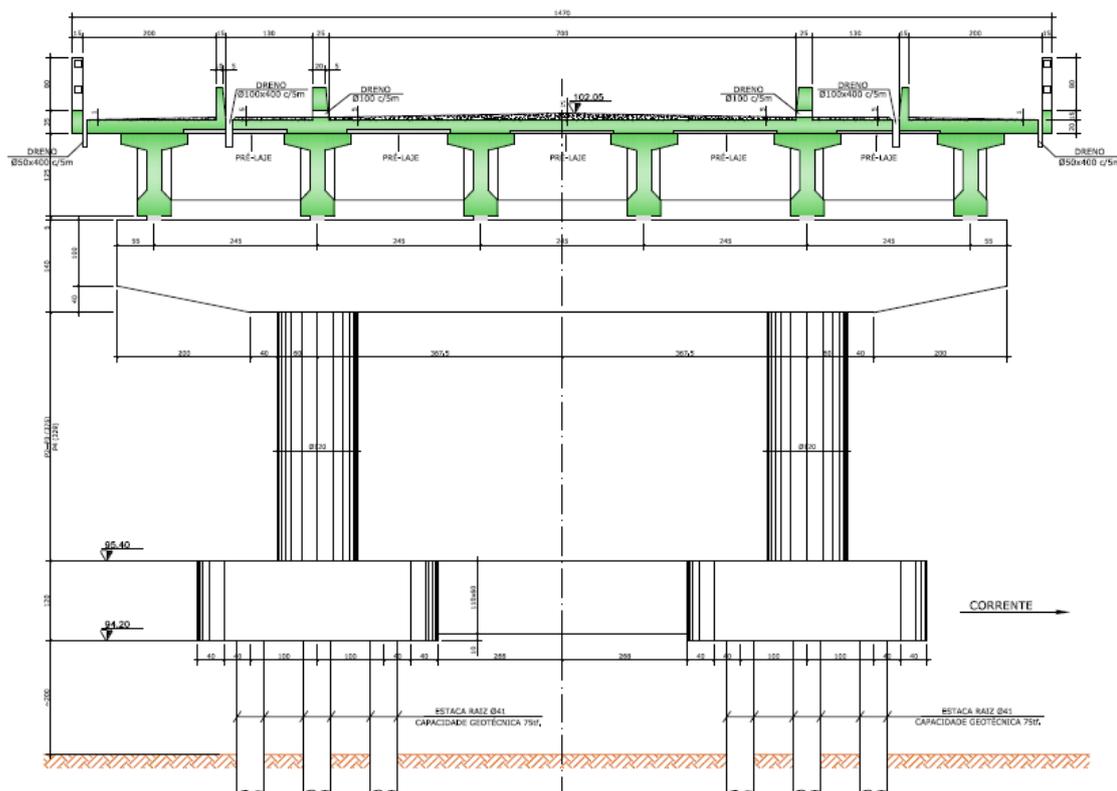


Figura 15 – Corte transversal
Fonte: Prefeitura de Francisco Beltrão (2015).

A partir deste projeto foram elaborados dois modelos, denominados Modelo A (3 vãos) e Modelo B (5 vãos). A modelagem e a análise estrutural destes modelos foram realizadas com auxílio dos *softwares* AutoCAD e SAP2000. Através desses modelos, foram avaliadas as diferenças em termos de concepção, esforços atuantes e deformações, permitindo um estudo do comportamento da estrutura.

Além disso, pode-se classificar essa pesquisa tanto como qualitativa quanto quantitativa. Qualitativa, pois se preocupa com aspectos da realidade que não podem ser quantificados, e quantitativa porque dá ênfase a objetividade, analisando dados numéricos obtidos (GERHARDT; SILVEIRA, 2009).

4 DEFINIÇÃO ESTRUTURAL – MODELO A (3 VÃOS)

Seguindo a geometria do projeto básico, cedido pela prefeitura, foi considerado para o Modelo A (3 vãos) um comprimento de 60 metros, formado por 3 vãos de 20 metros, desconsiderando os trechos de acesso. As longarinas da ponte são bi apoiadas em pórticos compostos por vigas de seção quadrada de 1,4 metros e pilares com seção de 1,2 metros de diâmetro, formando a mesoestrutura da ponte. A seção transversal da superestrutura é composta por seis longarinas pré-moldadas espaçadas igualmente entre si, sustentando o tabuleiro de 14,7 metros de largura. Essas longarinas são travadas por três vigas transversais. A utilização do *software* Sap2000 permitiu elaborar um modelo 3D desta estrutura onde foi definido um arranjo com todas as propriedades das seções, buscando assim, chegar mais próximo do comportamento real da ponte. A Figura 16 mostra a vista longitudinal deste modelo.



Figura 16 – Vista longitudinal Modelo A (3 vãos)
Fonte: O Autor (2016).

4.1 GEOMETRIA DA SEÇÃO

De acordo com item 9.1.1 da NBR 7187 (2003), a espessura mínima para lajes maciças destinadas a passagem de tráfego rodoviário deve ser de 15 centímetros. O item 9.1.4.1, da referida norma, prescreve que vigas de seção retangular e nervuras das vigas de seção T não devem ter largura menor do que 20 centímetros.

Segundo Pfeil (1983), a altura da viga deve ter no mínimo 10% do comprimento do vão e a espessura da alma deve ser suficiente para a disposição da armadura.

Adotou-se para o projeto a laje do tabuleiro com espessura de 20 centímetros.

As medidas das longarinas e transversinas foram inseridas no SAP2000 por meio da definição de uma seção do tipo *Precast Concrete*, como apresentado nas Figuras 17 e 18, capturadas no SAP2000.

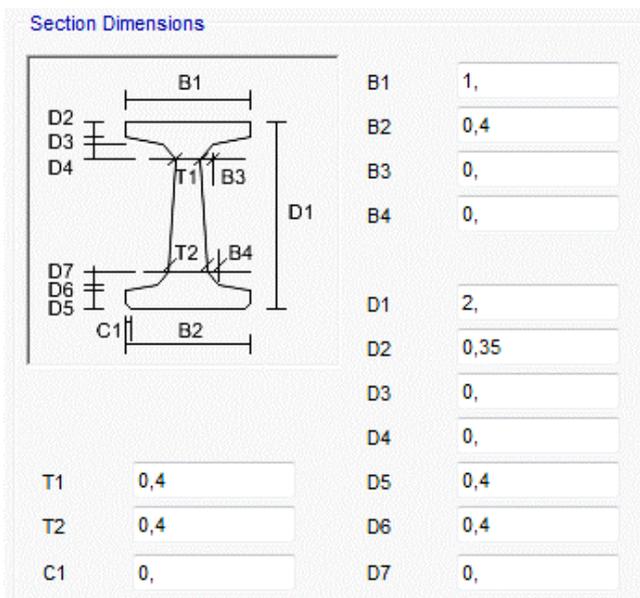


Figura 17– Seção transversal da longarina em metros
Fonte: Captura do SAP2000.

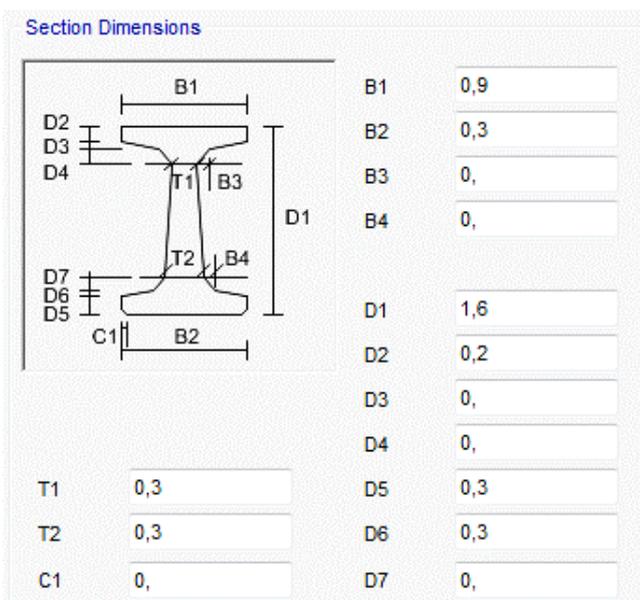


Figura 18 – Seção transversal da transversina em metros
Fonte: Captura do SAP2000.

4.2 CARACTERÍSTICAS DOS MATERIAIS UTILIZADOS

4.2.1 Concreto Armado

O valor do peso específico aparente do concreto armado foi estabelecido de acordo com a NBR 6120 (1980), sendo este 25 kN/m³.

A resistência à compressão do concreto foi determinada, levando-se em conta a classe de agressividade ambiental a que estará sujeita a estrutura, conforme a tabela 6.1 da NBR 6118 (2014) disposta na Figura 19. Foi considerada uma classe de agressividade ambiental II.

Classe de agressividade ambiental	Agressividade	Classificação geral do tipo de ambiente para efeito de projeto	Risco de deterioração da estrutura
I	Frac	Rural	Insignificante
		Submersa	
II	Moderada	Urbana ^{a, b}	Pequeno
III	Forte	Marinha ^a	Grande
		Industrial ^{a, b}	
IV	Muito forte	Industrial ^{a, c}	Elevado
		Respingos de maré	

Figura 19 – Adaptado NBR 6118 (2014)
Fonte: O Autor (2016).

Definida a classe de agressividade ambiental a que estará sujeita a estrutura, verificou-se qual deve ser a resistência mínima a compressão do concreto. Para a classe de agressividade II, deve ser maior ou igual a 25 MPa (Classe C25), por ser uma estrutura de concreto armado, como pode ser observado na Figura 20. Também, é possível observar que a relação água/cimento em massa deve ser menor ou igual a 0,60 para a confecção do concreto.

Concreto ^a	Tipo ^{b, c}	Classe de agressividade (Tabela 6.1)			
		I	II	III	IV
Relação água/cimento em massa	CA	≤ 0,65	≤ 0,60	≤ 0,55	≤ 0,45
	CP	≤ 0,60	≤ 0,55	≤ 0,50	≤ 0,45
Classe de concreto (ABNT NBR 8953)	CA	≥ C20	≥ C25	≥ C30	≥ C40
	CP	≥ C25	≥ C30	≥ C35	≥ C40

Figura 20 – Adaptado NBR 6118 (2014)
Fonte: O Autor (2016).

Como em estruturas de pontes os elementos sofrem grandes esforços, é viável a utilização de concreto com maior resistência, favorecendo as dimensões dos elementos. Assim a resistência a compressão do concreto adotada para o projeto foi 35 MPa (Classe C35), que é a mesma do projeto original.

Para a determinação do Módulo de Elasticidade Secante (E_{cs}) seguiu-se o item 8.2.8 da NBR 6118 (2014). Primeiramente, foi determinado o módulo de elasticidade tangente inicial (E_{ci}) relacionado ao valor da resistência característica a compressão do concreto, quando não forem realizados ensaios para a sua determinação. Para concretos com resistência característica entre 20MPa e 50MPa, a norma estipula a correlação apresentada na Equação 4.

$$E_{ci} = \alpha_E \cdot 5600\sqrt{f_{ck}} \quad (4)$$

O coeficiente α_E refere-se, ao tipo da rocha que será utilizado para a composição da brita do concreto. Como na região do sudoeste do Paraná a rocha predominante é o basalto, adotou-se $\alpha_E=1,2$. Desta forma tem-se:

$$E_{ci} = 1,2 \cdot 5600\sqrt{35} = 39756 \text{ MPa}$$

Para a determinação do Módulo de Elasticidade Secante (E_{cs}) do concreto através da norma, seguiu-se a Equação 5.

$$E_{cs} = \alpha_i \cdot E_{ci} \quad (5)$$

Sendo:
$$\alpha_i = 0,8 + 0,2 \cdot \frac{f_{ck}}{80} \leq 1,0$$

Assim:
$$\alpha_i = 0,8 + 0,2 \cdot \frac{35}{80} = 0,8875 \leq 1,0$$

$$E_{cs} = 35283 \text{ MPa}$$

O coeficiente de dilatação térmica do concreto armado foi admitido de acordo com o item 8.2.3 da NBR 6118 (2014), como sendo igual $10^{-5}/^{\circ}\text{C}$. Resumidamente, a Figura 21 apresenta os dados de entrada no *software* utilizado para a análise estrutural.

General Data	
Material Name and Display Color	Concreto Fck=35MPa
Material Type	Concrete
Material Notes	Modify/Show Notes...
Weight and Mass	
Weight per Unit Volume	2500,
Mass per Unit Volume	254,929
Units	
	Kgf, m, C
Isotropic Property Data	
Modulus of Elasticity, E	3,528E+09
Poisson	0,2
Coefficient of Thermal Expansion, A	10E-05
Shear Modulus, G	1,470E+09
Other Properties for Concrete Materials	
Specified Concrete Compressive Strength, f _c	3500000,
<input type="checkbox"/> Lightweight Concrete	
Shear Strength Reduction Factor	

Figura 21 – Propriedades do concreto
Fonte: Captura SAP2000.

4.2.2 Pavimento

Segundo a NBR 6120 (1980) o peso específico para pavimento asfáltico é de 13 kN/m³, porém, a NBR 7187 (2003), referente a projeto de pontes de concreto armado e de concreto protendido, prescreve que a carga proveniente da pavimentação tenha valor mínimo de 24 kN/m³. Portanto, neste trabalho foi adotado para o pavimento, a densidade aparente de 24 kN/m³.

4.3 MODELAGEM ESTRUTURAL

Após a definição destes itens, foi possível então realizar a primeira etapa da modelagem da ponte, optando-se pela utilização do *software* AutoCAD para desenhar a ponte. Primeiramente, criaram-se *layers* para cada elemento da estrutura e, em seguida as vigas e pilares foram representados através de linhas referentes aos eixos

teóricos. Para o tabuleiro, foram usados elementos de placa (SHELLS), dispostas lado a lado com o objetivo de refinar os resultados. A Figura 22 mostra o desenho no AutoCAD.

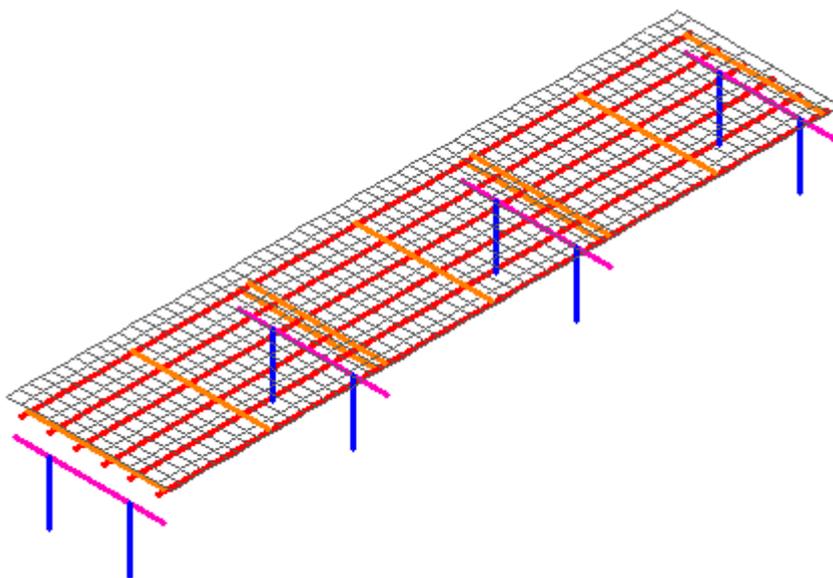


Figura 22 – Desenho AutoCAD
Fonte: O Autor (2016).

A segunda etapa foi importar o desenho do AutoCAD para o SAP2000, onde as vigas e pilares foram inseridos como elementos de barra e, o tabuleiro como elemento de placa. Na sequência, definiu-se o material e a seção correspondente a cada elemento.

Como os elementos foram posicionados a partir dos seus centroides, pode haver locais onde os nós de dois elementos adjacentes não coincidem. Nestes casos, adotam-se trechos rígidos, também conhecidos como *Offset*. Para gerar um arranjo estrutural, foram criados vários trechos rígidos para ligar os elementos, como pode ser observado na Figura 23, em vermelho. Essa propriedade de rigidez é obtida pelo comando “*Frame End Length Offsets*” no SAP2000.

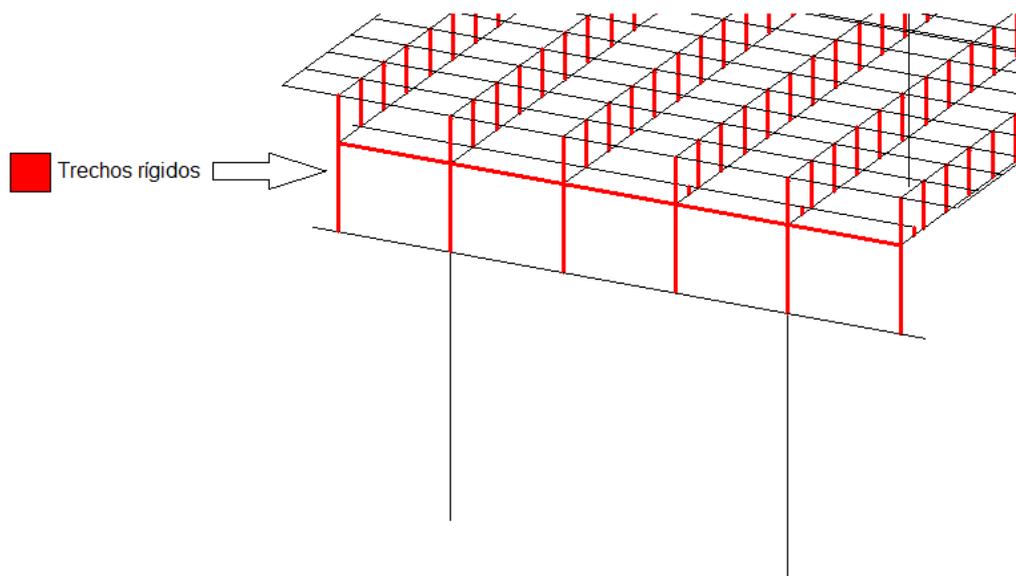


Figura 23 – Detalhe dos trechos rígidos
Fonte: O Autor (2016).

A última parte da modelagem foi definir os apoios da estrutura. Os pilares foram considerados engastados nas fundações, utilizando-se o comando “*Joint Restraints*” para isso. As vigas foram consideradas bi apoiadas, tendo sido rotuladas através do comando “*Assign Frame Releases*”, restringindo a transferência de momento nas extremidades das longarinas. A utilização de comandos diferentes para definir as condições de apoio ocorre, pois quando utilizamos o comando “*Joint Restraints*” o *software* define aqueles pontos como apoios indeformáveis. Assim, se este comando fosse utilizado para as vigas bi apoiadas, elas seriam tratadas de forma independente na estrutura, tornando a modelagem incoerente. A modelagem pode ser vista na Figura 24.

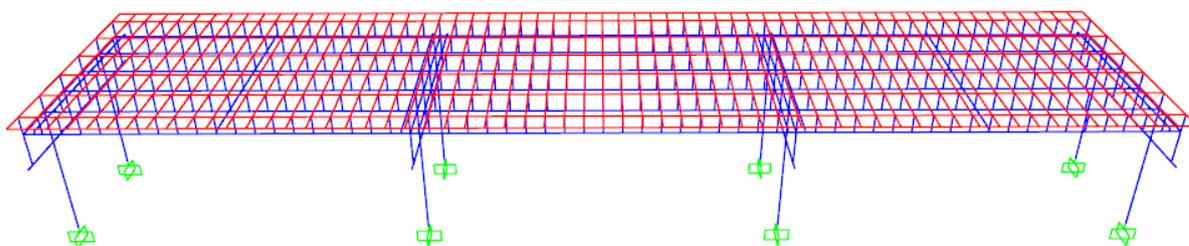


Figura 24 – Modelagem estrutural
Fonte: Captura do SAP2000.

4.4 CARREGAMENTOS

4.4.1 Peso próprio dos elementos estruturais

O peso específico do concreto armado foi definido no item 4.2.1. O *software* SAP2000 atribui os carregamentos do peso próprio, sendo necessário apenas indicar as dimensões do elemento e o material.

4.4.2 Peso próprio das barreiras

As barreiras são elementos de proteção que separam a pista de rolamento dos veículos do passeio de pedestres e a ciclovia. Como pode ser visto na Figura 15, a ponte possui dois tipos de barreiras, sendo a barreira B para isolar a via dos veículos e a barreira A para separar a ciclovia do passeio para os pedestres. A Figura 25 mostra as barreiras detalhadas.

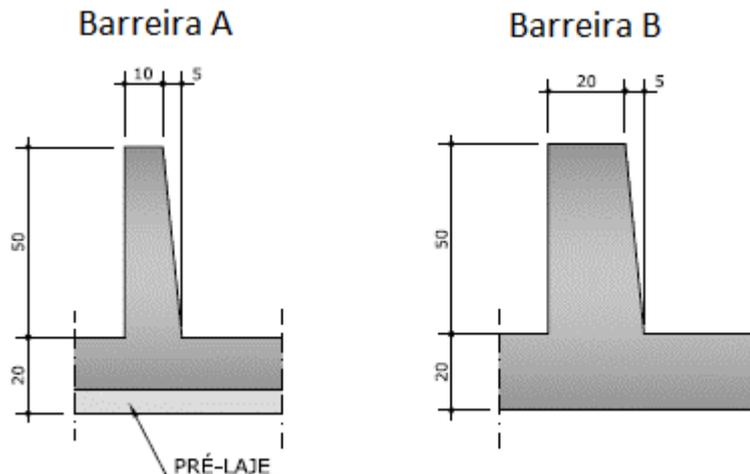


Figura 25 – Detalhe das barreiras
 Fonte: Adaptado do projeto original (2016).

Os carregamentos foram definidos a partir da área da seção das barreiras, multiplicando-se este valor pelo do peso específico do concreto, obtendo assim, um carregamento distribuído. Sendo a área da seção transversal da barreira A de 0,0625 m² e da barreira B de 0,1125 m², obteve-se um carregamento respectivamente de 156,25 kgf/m e de 281 kgf/m. A aplicação dos carregamentos ocorre em ambos os lados da ponte, como pode ser visto nas Figuras 26 e 27.

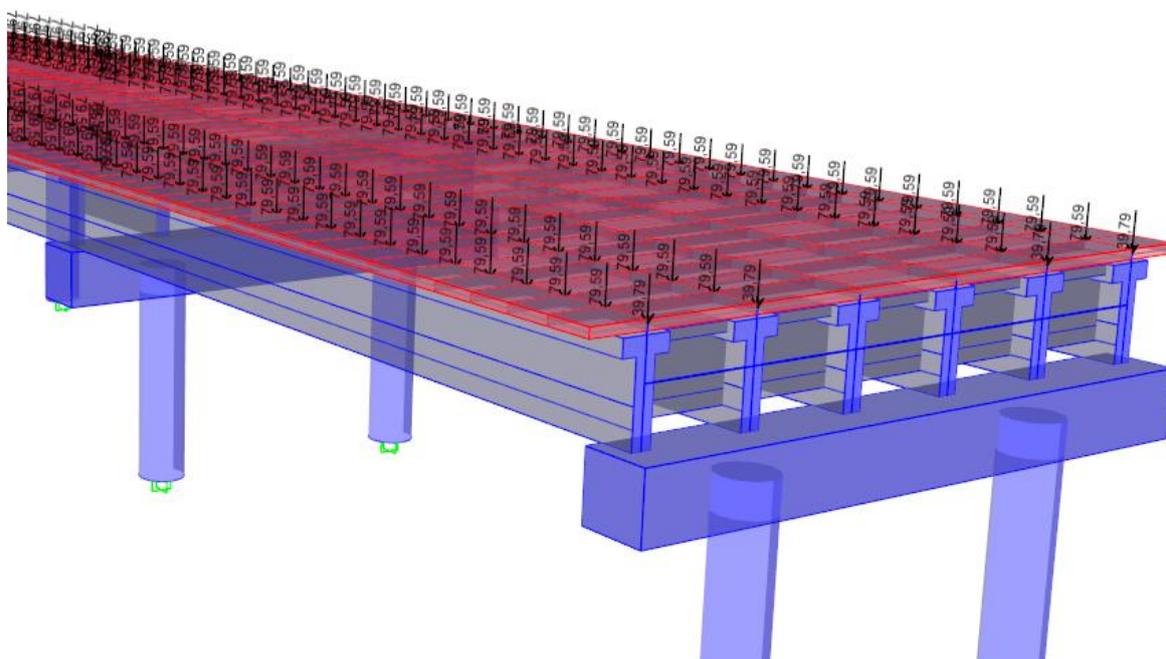


Figura 26 – Carregamento da barreira A
Fonte: Captura do SAP2000.

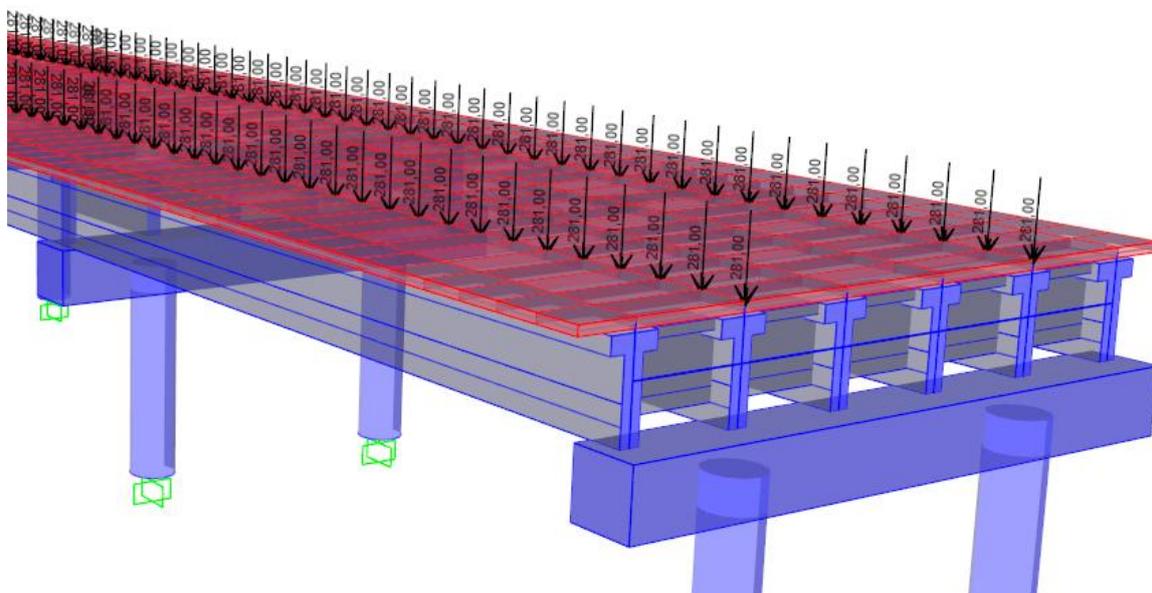


Figura 27 – Carregamento da barreira B
Fonte: Captura do SAP2000.

4.4.3 Peso próprio dos guarda corpos

Os guarda corpos são elementos contínuos ou vazados de proteção do pedestre na borda do passeio. O detalhe do guarda corpo do projeto em questão pode ser observado na Figura 28.

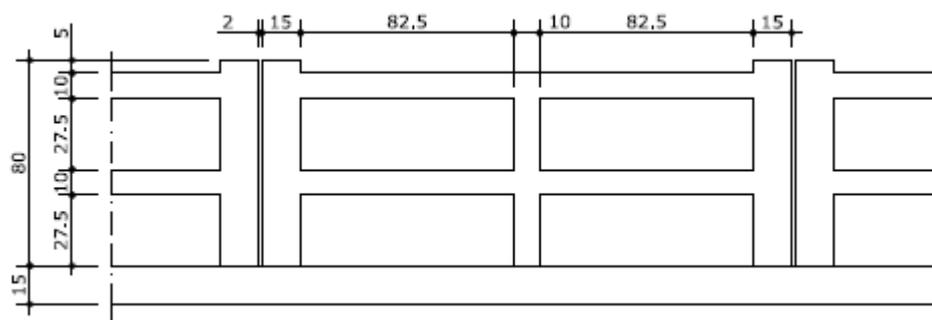


Figura 28 – Detalhe dos guarda corpos
Fonte: Adaptado do projeto original (2016).

O carregamento foi definido a partir do cálculo de um módulo de guarda corpo que possui 2,05 metros de extensão com espessura de 15 centímetros e pesando 350 kgf, então, obteve-se um carregamento de 175 kgf/m na extremidade do tabuleiro, conforme é mostrado na Figura 29.

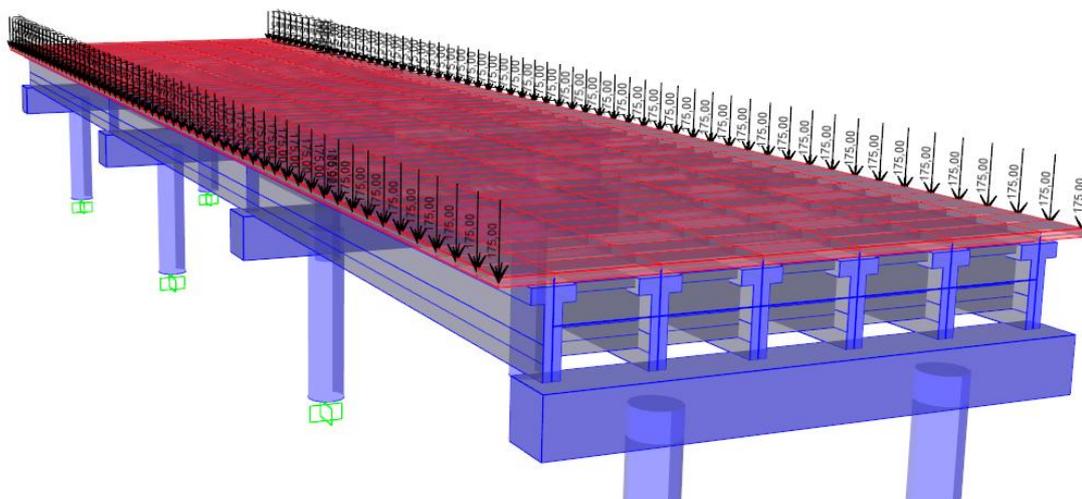


Figura 29 – Carregamento dos guarda corpos
Fonte: Captura do SAP2000.

4.4.4 Pavimento

Para o pavimento foi adotado uma altura média de 7 centímetros e peso específico de acordo com o item 4.2.2. Desta maneira, o carregamento adotado foi de 168 kgf/m² aplicado no tabuleiro da ponte, como mostra a Figura 30.

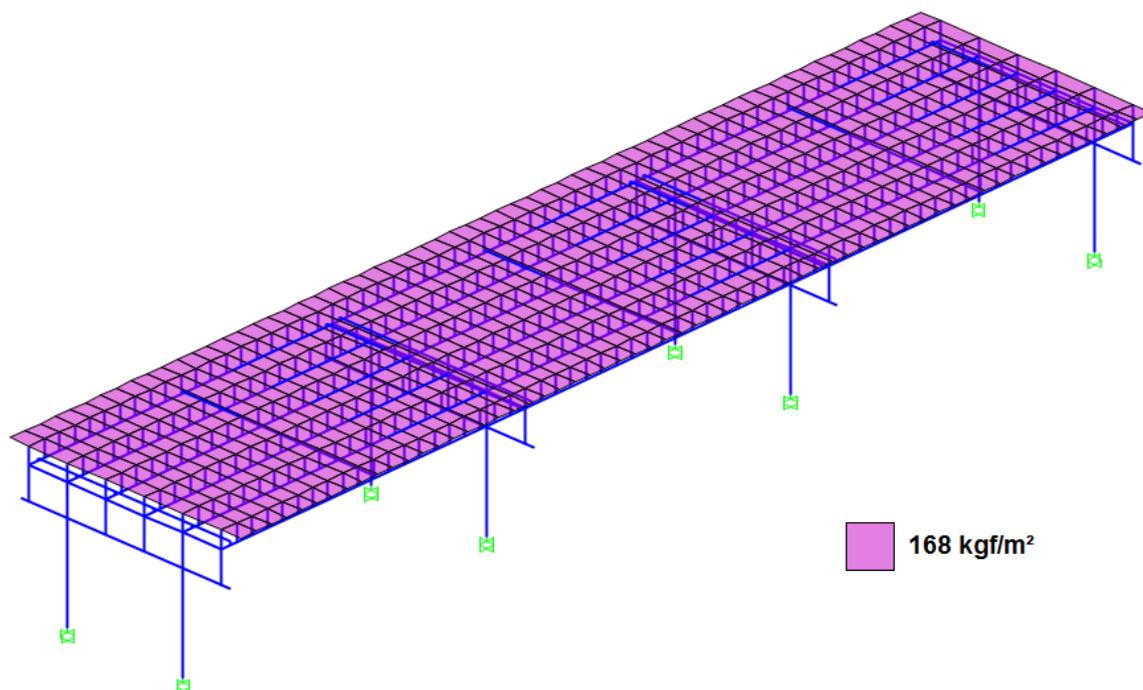


Figura 30 – Carregamento do pavimento
Fonte: Captura do SAP2000.

4.4.5 Carga móvel

As cargas a serem distribuídas ao longo dos elementos estruturais foram fixadas de acordo com NBR 7188 (2013), onde se definem os sistemas dos carregamentos provenientes do tráfego que deverão ser suportados pela estrutura em serviço.

O sistema adotado para estudo é correspondente à carga móvel rodoviária padrão, denominada TB-450, que é caracterizado por um veículo tipo com seis rodas, divididos em três eixos, pesando 450 kN. O veículo tipo tem uma área de ocupação de 18 m², circundado por uma carga de multidão constante e uniformemente distribuída de 5 kN/m².

Foram realizadas duas análises, a primeira considerando todas as seis longarinas e, a segunda considerando apenas uma longarina isolada.

Na primeira situação, considerou-se em uma longarina o carregamento do veículo tipo, que tem três cargas concentradas de 150 kN, espaçadas em 1,5 metros, referente aos eixos do veículo. Também foi aplicada nessa longarina uma carga de multidão nos trechos não ocupados pelo veículo, tendo então um primeiro tipo de carga móvel. Para as outras longarinas, foram atribuídas apenas as cargas de multidão, considerando um carregamento de 12,25 kN/m, já que cada longarina

suporta uma largura de 2,45 metros do tabuleiro, e com isso tem-se o segundo tipo de carga móvel. Esses dois tipos de cargas móveis foram colocados na configuração de entrada do SAP2000, como mostrado nas Figuras 31 e 32.

Vehicle Data

Vehicle name: TB-450 Units: KN, m, C

Load Elevation



Loads

Load Length Type	Minimum Distance	Maximum Distance	Uniform Load	Axle Load
Leading Load	Infinite		12,25	0,
Leading Load	Infinite		12,25	0,
Fixed Length	1,5		0,	150
Fixed Length	1,5		0,	150
Fixed Length	1,5		0,	150
Fixed Length	1,5		0,	0,
Trailing Load	Infinite		12,25	

Buttons: Add, Insert, Modify, Delete

Vehicle Remains Fully In Path

Buttons: OK, Cancel

Figura 31 – Primeiro tipo de carga móvel: Trem Tipo TB-450
 Fonte: Captura do SAP2000.

Vehicle Data

Vehicle name: MULTIDAO

Units: KN, m, C

Load Elevation

Loads

Load Length Type	Minimum Distance	Maximum Distance	Uniform Load	Axle Load
Leading Load	Infinite		12,25	0,
Leading Load	Infinite		12,25	0,

Buttons: Add, Insert, Modify, Delete

Vehicle Remains Fully In Path

Buttons: OK, Cancel

Figura 32 – Segundo tipo de carga móvel: Multidão
Fonte: Captura do SAP2000.

Na segunda situação, foi analisada uma longarina isolada com o primeiro tipo de carga móvel, descrito anteriormente e mostrado na Figura 31.

De acordo com o item 5.1 da NBR 7188 (2013), os valores característicos das cargas concentradas e distribuídas das cargas móveis para o dimensionamento devem ser majorados pelos coeficientes de impacto vertical (CIV), do número de faixas (CNF) e do impacto adicional (CIA).

O coeficiente de impacto vertical amplifica a ação da carga estática, simulando o efeito dinâmico da carga em movimento e a suspensão dos veículos automotores. Para o cálculo do coeficiente de impacto vertical, foi utilizada a Equação 6, referente a estruturas com vão entre 10 e 200 metros.

$$CIV = 1 + 1,06 \cdot \left(\frac{20}{Liv + 50} \right) \quad (6)$$

O termo Liv refere-se ao comprimento do vão, conforme o tipo da estrutura. Como temos uma estrutura isostática, adotou-se Liv=20 m. Desta forma tem-se:

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

$$CIV = 1,303$$

O coeficiente do número de faixas relaciona a chance da carga móvel ocorrer em função do número de faixas, sendo calculado de acordo com a Equação 7.

$$CNF = 1 - 0,05 \cdot (n - 2) > 0,9 \quad (7)$$

Onde “n” é o número de faixas de tráfego rodoviário a serem carregadas sobre um tabuleiro transversalmente contínuo, neste caso temos duas faixas sendo n=2, assim:

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

$$CNF = 1$$

O último coeficiente é o de impacto adicional que majora a carga móvel devido à descontinuidade da pista de rolamento nas extremidades da obra e acessos.

Segundo a norma, a carga móvel deve ser majorada pelo coeficiente de impacto adicional em todas as seções dos elementos estruturais que estejam a uma distância horizontal, normal à junta, inferior a cinco metros para cada lado da descontinuidade estrutural. O valor do coeficiente de impacto para obras em concreto é de:

$$CIA = 1,25$$

Como a ponte apresenta um vão de 20 metros, para as seções que ficam compreendidas a uma distância menor ou igual a 5m das extremidades é necessário fazer a majoração. Para o projeto considerou-se o coeficiente de impacto adicional em todas as seções da ponte.

Após, encontrados os três coeficientes de majoração foi determinado um único coeficiente de ponderação através da Equação 8.

$$CP = CIV \cdot CNF \cdot CIA \quad (8)$$

$$CP = 1,303 \cdot 1 \cdot 1,25$$

$$CP = 1,628$$

O coeficiente de ponderação aumenta em 62,8% o carregamento das cargas móveis, assim para o dimensionamento foi inserido este coeficiente no SAP2000, conforme mostra a Figura 33.

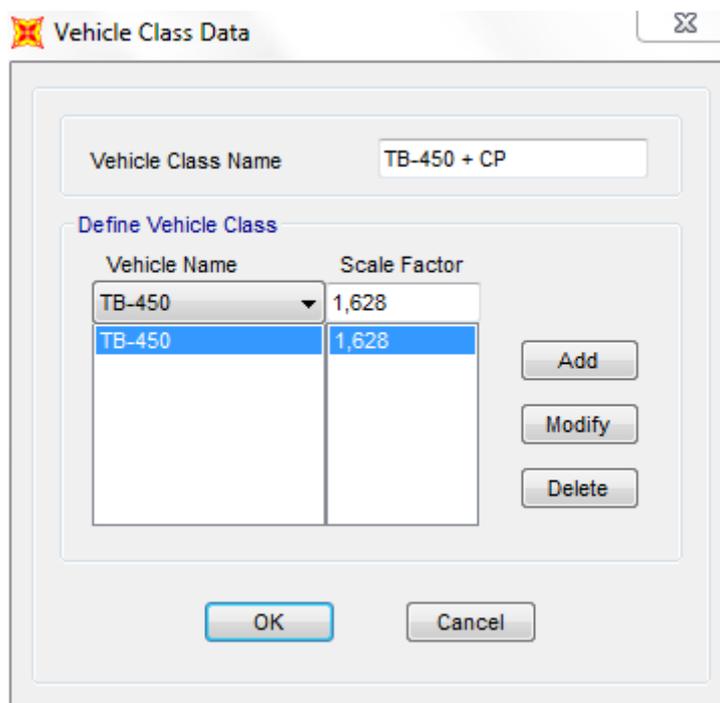


Figura 33 – Majoração para o trem tipo
Fonte: Captura do SAP2000.

5 DEFINIÇÃO ESTRUTURAL – MODELO B (5 VÃOS)

A concepção para o Modelo B (5 vãos), buscou uma solução alternativa diminuindo o comprimento dos vãos, assim, o número de vãos para superar o comprimento de 60 metros aumentou de 3 para 5. O vão central da ponte foi considerado com 16 metros e os demais com 11 metros. Para este modelo, as longarinas das extremidades têm o mesmo comprimento dos vãos, porém as adjacentes possuem um comprimento de 13 metros sendo, destes 11 metros a distância entre os apoios e 2 metros de balanço no vão central. Assim, as longarinas do vão central que estão apoiadas nos balanços possuem 12 metros. As longarinas da ponte são apoiadas em pórticos compostos por vigas de seção quadrada de 1,4 metros e pilares de seção de 1,2 metros de diâmetro. A seção transversal é composta por seis longarinas, espaçadas igualmente entre si, sustentando o tabuleiro de 14,7 metros de largura e travadas por três transversinas. A Figura 34 mostra a vista longitudinal da concepção descrita anteriormente.



Figura 34 – Vista longitudinal Modelo B (5 vãos)
Fonte: O Autor (2016).

5.1 GEOMETRIA DA SEÇÃO

Para definir a geometria da seção seguiram-se as prescrições citadas anteriormente no item 4.1. Como esta modelagem possui trechos em balanço, as longarinas necessitam de uma largura da alma maior, assim as medidas adotadas para as longarinas e transversinas foram inseridas no SAP2000 por meio da definição de uma seção do tipo *Precast Concrete*, como indicado nas Figuras 35 e 36, capturadas no SAP2000.

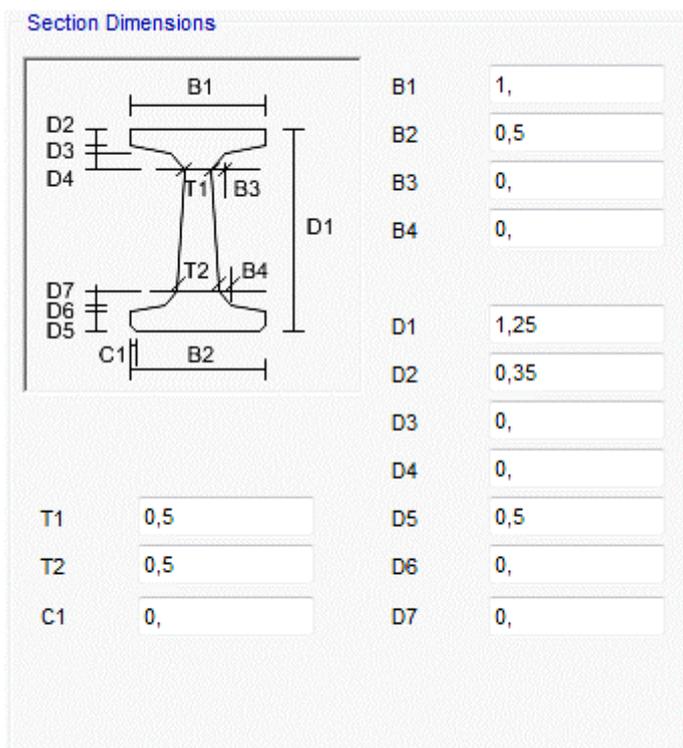


Figura 35 – Seção transversal da longarina em metros
Fonte: Captura do SAP2000.

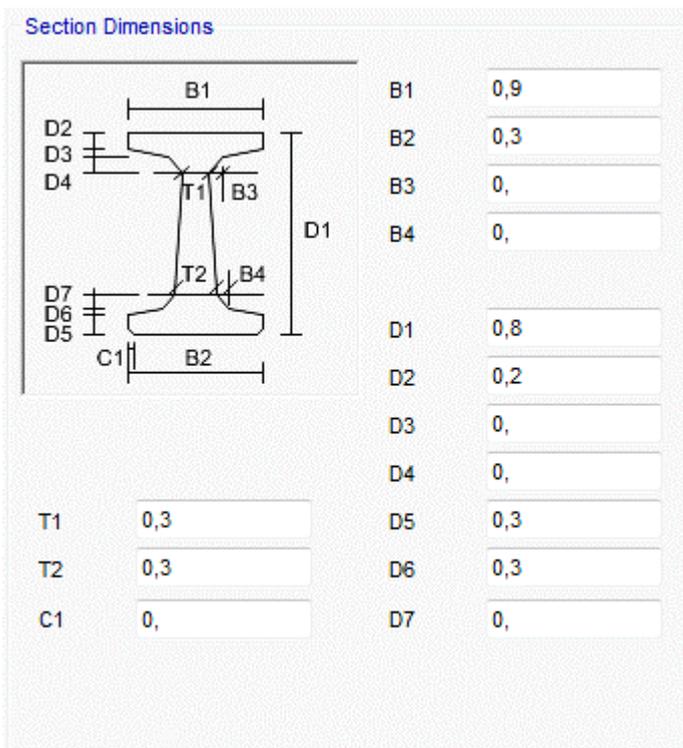


Figura 36 – Seção transversal da transversina em metros
Fonte: Captura do SAP2000.

5.2 MODELAGEM ESTRUTURAL

Para a modelagem foram realizados os mesmos procedimentos descritos no item 4.3, porém com seções e geometria deste modelo como mostra a Figura 37.

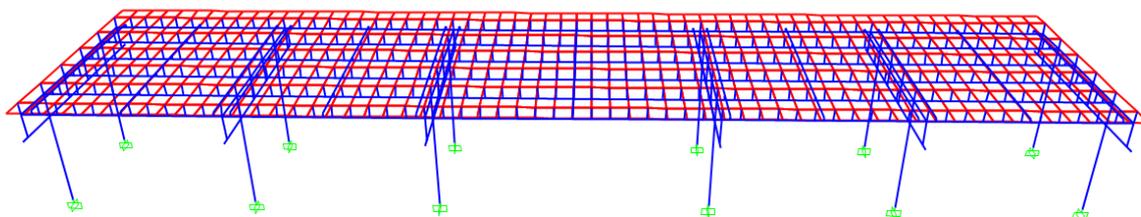


Figura 37 – Modelagem estrutural
Fonte: Captura do SAP2000.

5.3 CARREGAMENTOS

Os carregamentos para o Modelo B (5 vãos) foram os mesmo adotados no Modelo A (3 vãos), que estão especificados no item 4.4.

6 RESULTADOS E DISCUSSÕES

6.1 COMPARATIVO DOS ESFORÇOS DAS LONGARINAS MAIS SOLICITADAS DOS MODELOS A E B

Com a modelagem realizada foi possível comparar os resultados dos esforços de cortante e de momento fletor, bem como a flecha das longarinas mais solicitadas nos dois modelos.

No Modelo A (3 vãos) foi analisada apenas uma longarina, denominada LA-20M e no Modelo B (5 vãos) foram analisadas duas longarinas, chamadas LB-12M e LB-13M-Balanço que possuem as dimensões indicadas na Figura 38.

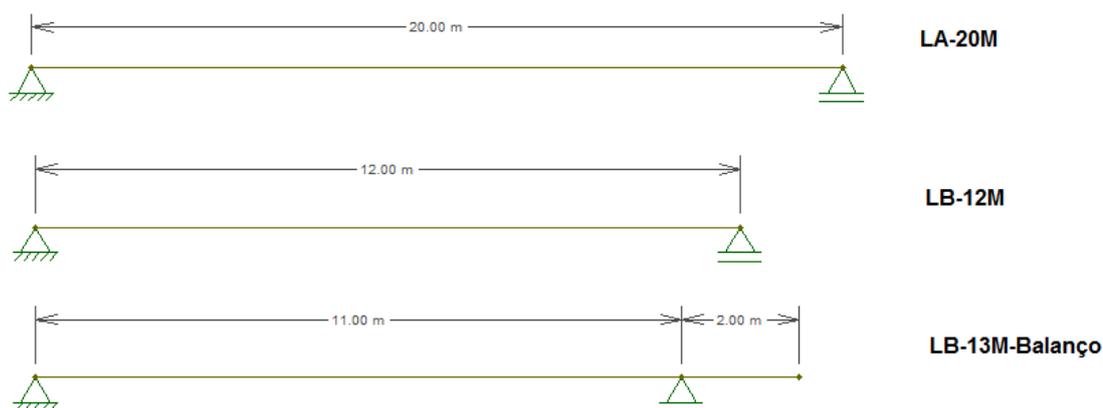


Figura 38 – Longarinas analisadas
Fonte: O Autor (2016).

Para uma melhor compreensão dos resultados é essencial entender os efeitos que a carga móvel causa aos elementos estruturais, sendo fundamental a análise de como uma determinada seção se comporta com o deslocamento desta carga ao longo da estrutura, aplicando-se o conceito de linha de influência.

Com o intuito de ilustrar este conceito dividiu-se a longarina LB-13M-Balanço em 13 partes iguais e foi analisada a seção S9, situada a 9 metros do apoio a esquerda, conforme indicado na Figura 39.

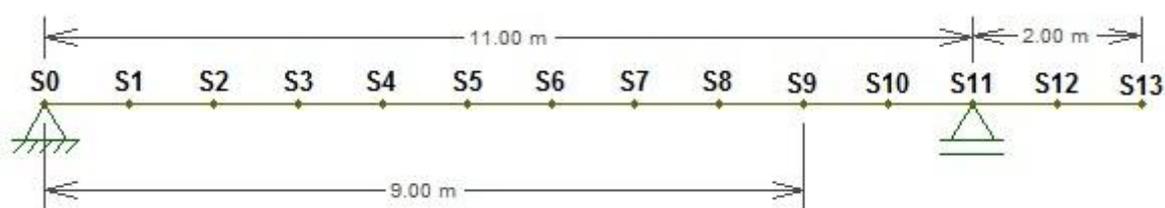


Figura 39– Divisão da longarina LB-13M-Balanço
Fonte: O Autor (2016).

Após, fixada a seção de análise, foi aplicado um carregamento unitário móvel na estrutura, posicionando-o inicialmente na seção S0 com final na seção S13. Os esforços provenientes desse carregamento são sempre referentes aos valores na seção S9, assim quando a carga unitária está posicionada numa dada seção, o esforço marcado, nesta seção, refere-se ao esforço gerado na seção S9.

Através deste estudo foi possível então representar graficamente as linhas de influência para o esforço cortante e para o momento fletor na seção S9, como ilustram as Figuras 40 e 41, respectivamente.

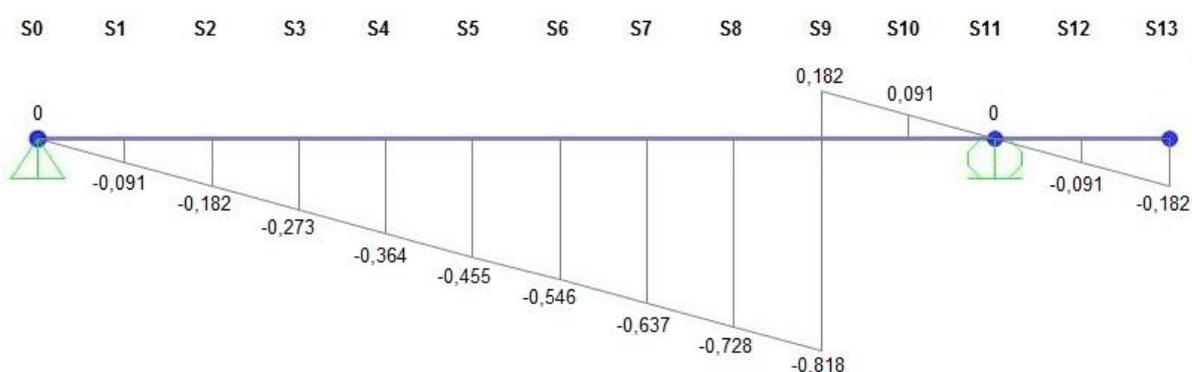


Figura 40– Linha de influência do esforço cortante na seção S9
Fonte: O Autor (2016).

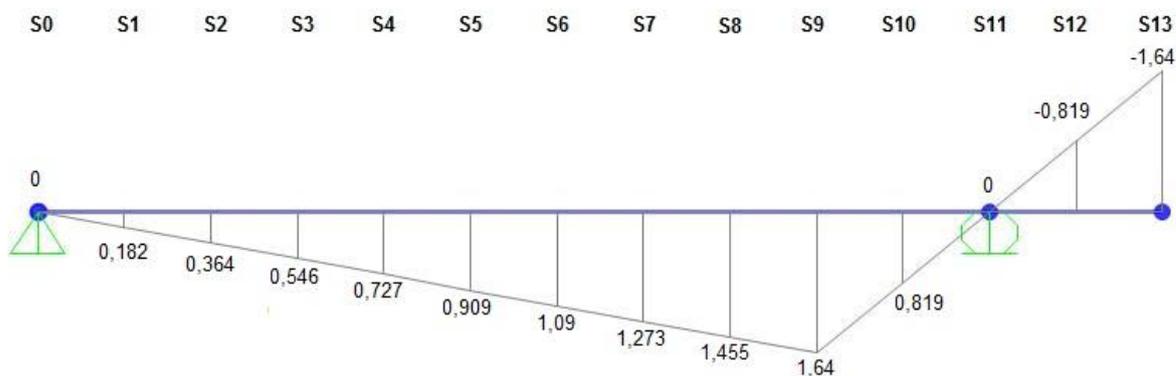


Figura 41 – Linha de influência do momento fletor na seção S9
Fonte: O Autor (2016).

Através das linhas de influência da seção S9 foi possível verificar que o esforço cortante máximo e o momento fletor positivo máximo ocorrem quando a carga unitária está posicionada na própria seção S9, enquanto que o momento fletor negativo máximo ocorre na seção S13.

Assim, para gerar a envoltória dos esforços, é importante conhecer os valores máximos dos esforços que ocorrem em cada seção, devido ao efeito da aplicação das cargas móveis.

A Figura 42 mostra a envoltória dos esforços da carga unitária na longarina LB 13M-Balanço, onde se pode confirmar os valores correspondentes a seção S9 encontrados anteriormente.

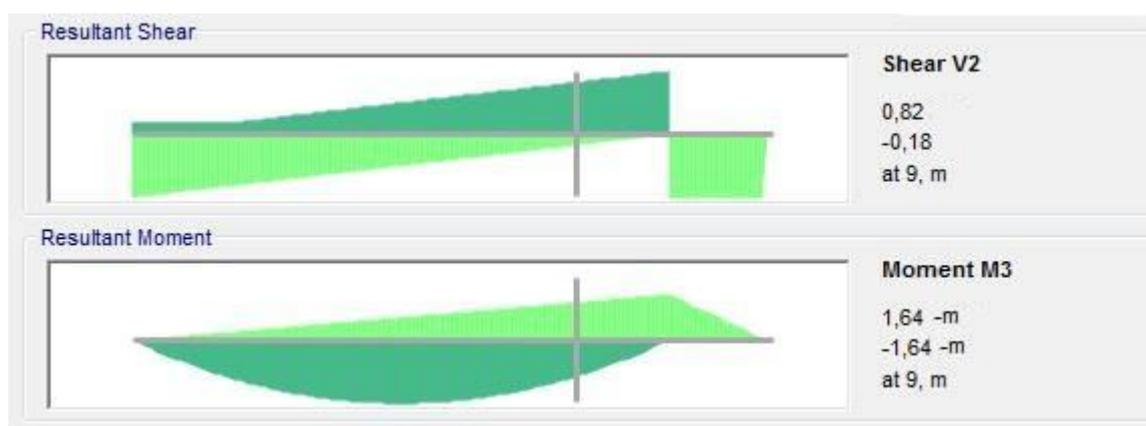


Figura 42 – Envoltória dos esforços da carga unitária
Fonte: Captura do SAP2000.

O *software* SAP2000 possui uma ferramenta que gera a envoltória dos esforços para as cargas móveis referentes ao trem tipo TB-450 e multidão, seguindo o conceito exemplificado anteriormente.

Com a modelagem foi verificado que a posição mais desfavorável das cargas móveis na estrutura ocorre quando o trem tipo encontra-se em uma das longarinas de extremidade e, a carga de multidão no restante da ponte.

Realizou-se também um estudo para comparar os esforços das cargas móveis atuando em uma viga isolada e no conjunto alcançado pela modelagem. Os resultados obtidos nesta análise foram que, na viga isolada a envoltória dos esforços apresentaram valores aproximadamente 22% maiores que os do conjunto, isso se deve ao fato que na modelagem as longarinas estão solidarizadas entre si por transversinas, proporcionando um aumento na rigidez do conjunto.

Para o estudo das envoltórias, foram considerados as cargas móveis atuando no conjunto e não na viga isolada, com intuito de apresentar um comportamento mais próximo do real.

As envoltórias dos diagramas de esforço cortante (DEC) e momento fletor (DMF) referentes aos carregamentos permanentes e acidentais das longarinas analisadas podem ser observados nas Figuras 43, 44 e 45.

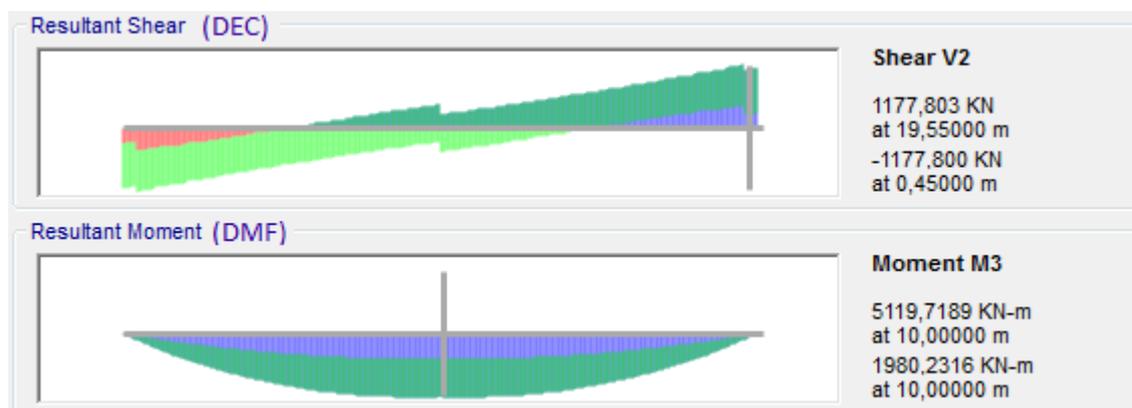


Figura 43 – DEC E DMF da longarina LA-20M
Fonte: Captura do SAP2000.

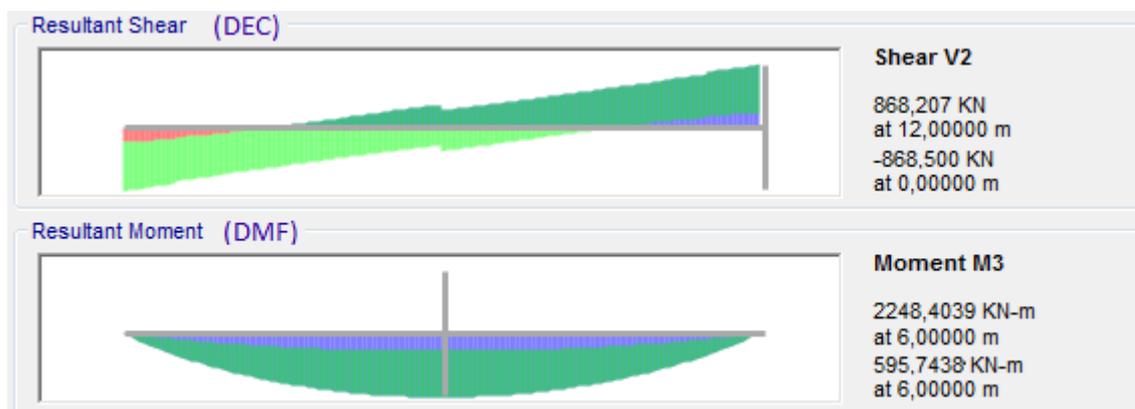


Figura 44 – DEC E DMF da longarina LB-12M
Fonte: Captura do SAP2000.

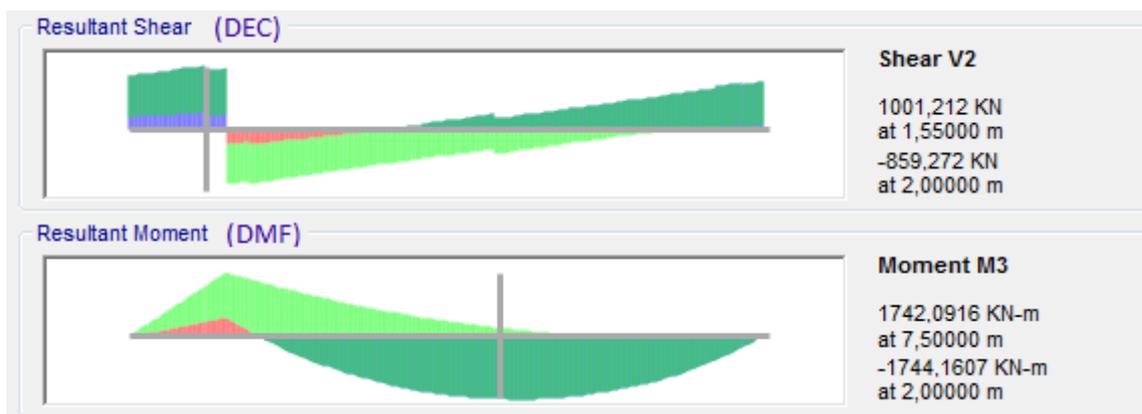


Figura 45 – DEC E DMF da longarina LB-13M-Balanço
Fonte: Captura do SAP2000.

Comparando-se os resultados dos esforços cortantes das longarinas analisadas, percebeu-se que a longarina LA-20M apresentou um esforço cortante aproximadamente 1,35 vezes maior que a longarina LB-12M e quase 1,18 vezes maior que a longarina LB-13M-Balanço, como pode ser observado no Gráfico 1.

Os valores semelhantes do esforço cortante são justificados pelo fato de que grande parcela desse esforço é proveniente das cargas concentradas da carga móvel, que resulta em valores elevados para o esforço cortante que independem do comprimento do vão.

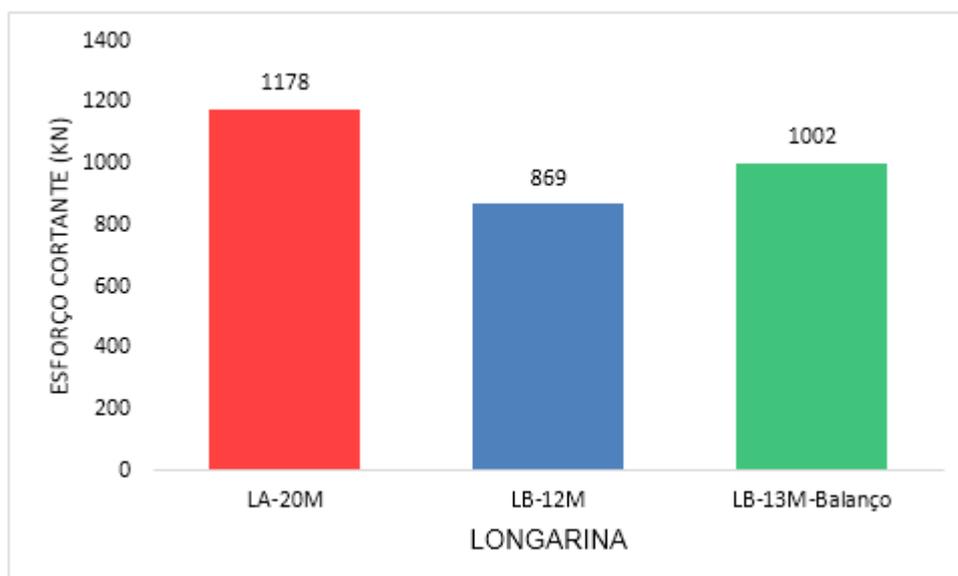


Gráfico 1 – Esforço cortante máximo
Fonte: O Autor (2016).

Analisando os resultados de momento fletor, notou-se que a longarina LA-20M apresentou um momento aproximadamente 2,28 vezes maior que a longarina LB-12M. Isso se deve ao fato da longarina LA-20M possuir um vão 1,67 vezes maior.

Em relação à longarina LB-13M-Balanço, observou-se um momento negativo de 1744 KN.m, devido a extremidade em balanço, o que acarretou em uma redução do momento positivo máximo. Como consequência, essa viga apresentou um momento positivo aproximadamente 3 vezes menor que a longarina LA-20M e 1,3 vezes menor que a longarina LB-12M.

O Gráfico 2 compara os momentos positivos máximos das longarinas analisadas.

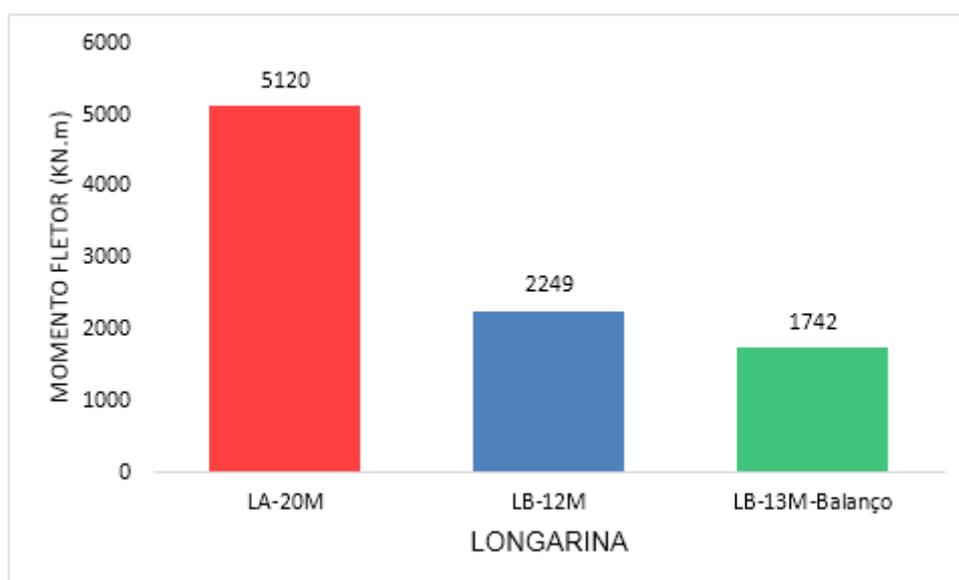


Gráfico 2 – Momento fletor máximo
Fonte: O Autor (2016).

Com os resultados do SAP2000, foi possível comparar as deformações máximas das longarinas analisadas, como mostrado no Gráfico 3. Notou-se que a longarina LA-20M apresentou uma flecha de 2,61 cm que é aproximadamente 1,5 vezes maior que a longarina LB-12M.

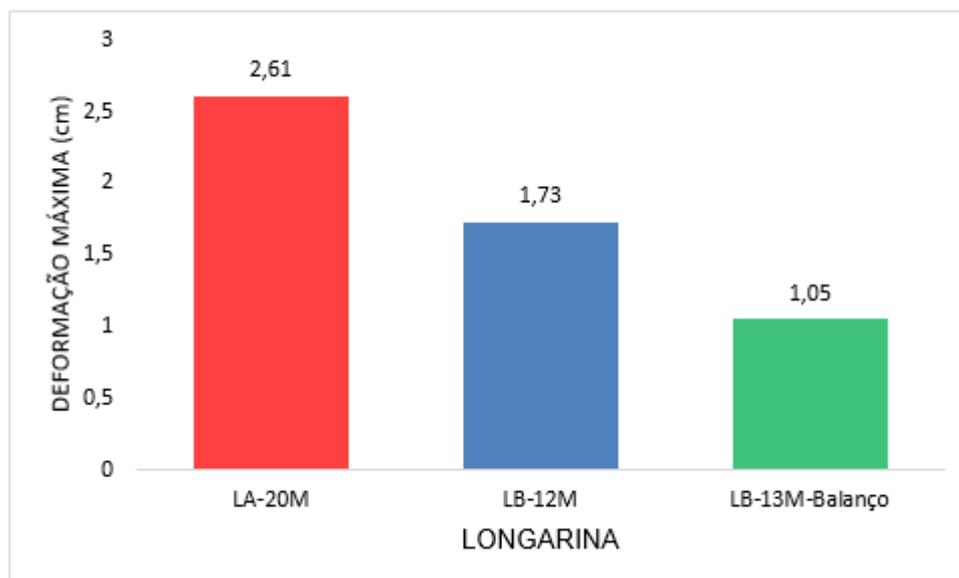


Gráfico 3 – Deformações em centímetros
Fonte: O Autor (2016).

Como as deformações encontradas no SAP2000 não levam em consideração a presença da armadura, a existência de fissuras no concreto ao longo da viga e as deformações diferidas no tempo, fez-se necessário realizar a verificação dos deslocamentos-limite para a longarina crítica LA-20M.

Para o cálculo da flecha imediata na longarina foi utilizado o modelo simplificado de Branson (1968), que admite uma única inércia para todo o elemento de concreto, representando os trechos fissurados (estádio II) e não fissurados (estádio I). O valor da inércia média é obtido através da Equação 9, que pode ser encontrada de forma adaptada na NBR 6118:2014 no item 17.3.2.1.

$$I_m = \left(\frac{M_r}{M_{at}}\right)^3 \cdot I_I + \left[1 - \left(\frac{M_r}{M_{at}}\right)^3\right] \cdot I_{II} \quad (9)$$

Onde I_I representa o momento de inércia da longarina no estágio I, sendo que neste estágio o concreto está resistindo às tensões de tração juntamente com a armadura. Já I_{II} representa o momento de inércia no estágio II, onde se admite que todas as tensões de tração são resistida pela armadura.

O momento de fissuração M_r é calculado de acordo com o item 17.3.1 da NBR 6118:2014, como mostra a Equação 10, onde $\alpha=1,2$ para seção em forma de T, e y_t é a distância do centro de gravidade à fibra mais tracionada.

$$M_r = \frac{\alpha \cdot f_{ct,m} \cdot I_I}{y_t} \quad (10)$$

O valor de M_{at} representa o momento atuante na seção crítica da longarina nas combinações de serviço. As combinações são encontradas na Tabela 11.4 da NBR 6118, como mostra a Figura 46.

Combinações de serviço (ELS)	Descrição	Cálculo das solicitações
Combinações quase permanentes de serviço (CQP)	Nas combinações quase permanentes de serviço, todas as ações variáveis são consideradas com seus valores quase permanentes $\psi_2 F_{qk}$	$F_{d,ser} = \Sigma F_{gi,k} + \Sigma \psi_{2j} F_{qj,k}$
Combinações freqüentes de serviço (CF)	Nas combinações freqüentes de serviço, a ação variável principal F_{q1} é tomada com seu valor freqüente $\psi_1 F_{q1k}$ e todas as demais ações variáveis são tomadas com seus valores quase permanentes $\psi_2 F_{qk}$	$F_{d,ser} = \Sigma F_{gik} + \psi_1 F_{q1k} + \Sigma \psi_{2j} F_{qjk}$
Combinações raras de serviço (CR)	Nas combinações raras de serviço, a ação variável principal F_{q1} é tomada com seu valor característico F_{q1k} e todas as demais ações são tomadas com seus valores freqüentes $\psi_1 F_{qk}$	$F_{d,ser} = \Sigma F_{gik} + F_{q1k} + \Sigma \psi_{1j} F_{qjk}$

Figura 46 – Combinações em serviço
Fonte: Adaptado da NBR 6118 (2014).

Realizadas as combinações em serviço foram encontrados, utilizando o Ftool, os momentos atuantes nas longarinas. Em seguida foi determinada a inercia média de cada combinação seguindo a equação determinada por Branson e então verificada a flecha imediata, como mostra a Figura 47.

Combinação	Im (m ⁴)	Flecha (cm)
Quase Permanente	0,2023	1,36
Freqüentes	0,1748	2,57
Raras	0,1695	4,17

Figura 47 – Inércia média e flecha
Fonte: O Autor (2016).

Para a verificação dos limites dos deslocamentos seguiu-se a Tabela 13.3 da NBR 6118:2014, como pode ser verificado na Figura 48.

Razão da limitação	Exemplo	Deslocamento a considerar	Deslocamento limite
Visual	Deslocamentos visíveis em elementos estruturais	Total	$l / 250$
Outro	Vibrações sentidas no piso	Devido a cargas acidentais	$l / 350$

Figura 48 – Deslocamentos-limites: aceitabilidade sensorial
Fonte: Adaptado da NBR 6118 (2014).

Com este dado pode-se verificar a flecha devido a cargas acidentais, que é dada pela diferença da flecha encontrada nas combinações raras e a quase permanente. Com isso, encontrou-se o valor flecha de 2,81cm, estando dentro do limite da norma que é de 5,71cm, sendo este último obtido através da divisão do comprimento do vão, neste caso 20 m, por 350 (L/350).

Para a avaliação da flecha diferida no tempo é necessário considerar o efeito da fluência do concreto, sendo que para o cálculo destes efeitos utilizou-se a Equação 11 que está prescrita no item 17.3.2.1.2 da NBR 6118 (2014).

$$\alpha_f = \frac{\Delta\varepsilon}{1 + 50 \cdot \rho'} \quad (11)$$

O termo ε é um coeficiente em função do tempo, considerando 14 dias para a aplicação da carga de longa duração e para a flecha diferida um tempo maior que 70 meses, obtendo-se assim um valor de ε igual a 1,47.

Para ρ' adotou-se zero, considerando-se que a viga não possui armadura comprimida, para obter os piores efeitos de fluência. Desta forma, encontrou-se para α_f o valor de 1,47.

O valor da flecha total no tempo infinito é encontrado a partir da Equação 12, multiplicando-se a flecha ocorrida em razão da carga obtida pela combinação frequentes por $(1+\alpha_f)$.

$$Flecha_{total} = Flecha_{frenquentes} \cdot (1 + \alpha_f) \quad (12)$$

$$Flecha_{total} = 2,57 \cdot (2,47)$$

$$Flecha_{total} = 6,35 \text{ cm}$$

Verificando a condição de deformação pela razão visual utilizando a Figura 48, é permitido uma deformação até 8 cm, obtida pelo comprimento do vão dividido por 250 ($L/250$). Como a flecha total diferida no tempo é de 6,35cm, as condições da norma estão sendo respeitadas.

6.2 COMPARATIVO DOS ESFORÇOS DAS VIGAS MAIS SOLICITADAS DOS PÓRTICOS DOS MODELOS A E B

A modelagem no SAP2000, permitiu também o estudo dos esforços atuantes na mesoestrutura da ponte, neste caso, das vigas do pórtico que sustentam as longarinas, como mostra a Figura 49. Serão expostos os resultados das vigas mais solicitadas do Modelo A (3 vãos) e Modelo B (5 vãos).

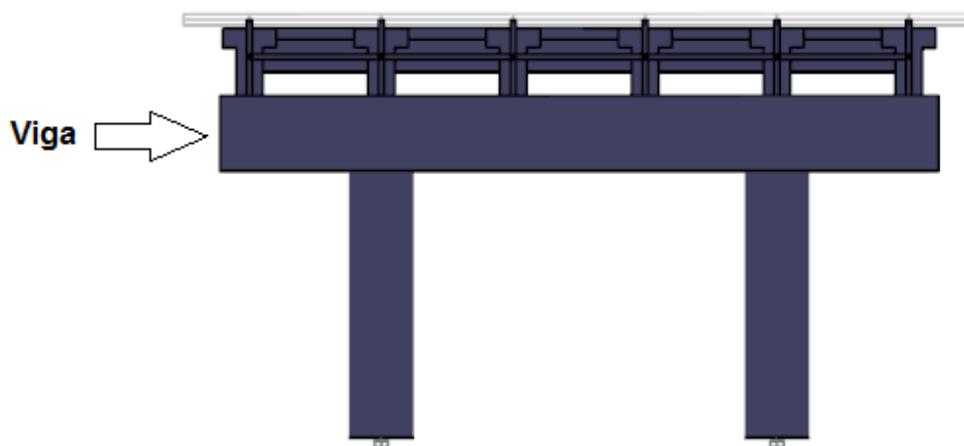


Figura 49 – Viga do pórtico
Fonte: O Autor (2016).

Como na ponte atuam cargas móveis foi necessário realizar um estudo do posicionamento destas na estrutura, de modo que estejam na posição mais desfavorável para cada tipo de esforço. Para obter o momento fletor máximo positivo posicionou-se as cargas móveis nas duas longarinas centrais, numa longarina a carga do trem tipo e na outra a carga de multidão. O Gráfico 4 mostra os valores encontrados do momento para os dois modelos estruturais.

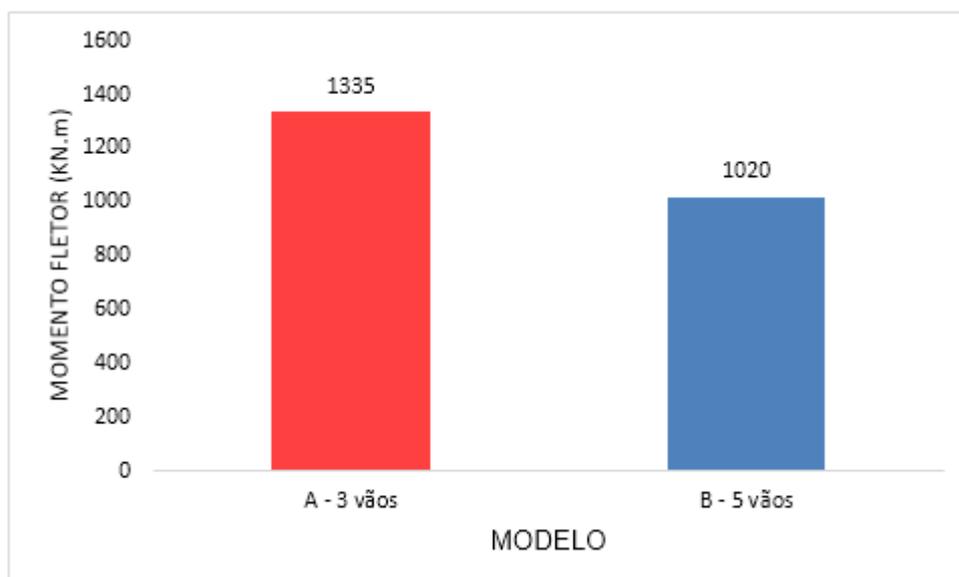


Gráfico 4 – Momento fletor máximo positivo
Fonte: O Autor (2016).

O momento máximo negativo acontece quando posicionamos em uma das longarinas de extremidade o trem tipo e na outra a carga de multidão. Os valores obtidos com este arranjo podem ser encontrados no Gráfico 5.

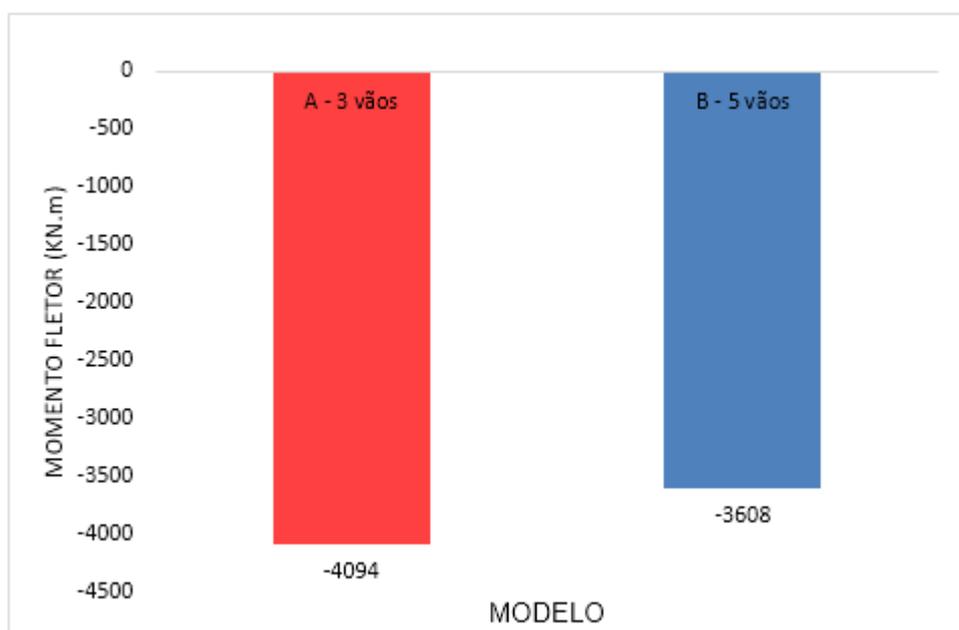


Gráfico 5 – Momento fletor máximo negativo
Fonte: O Autor (2016).

O esforço cortante máximo encontrado nas duas concepções citadas anteriormente pode ser vistos no Gráfico 6.

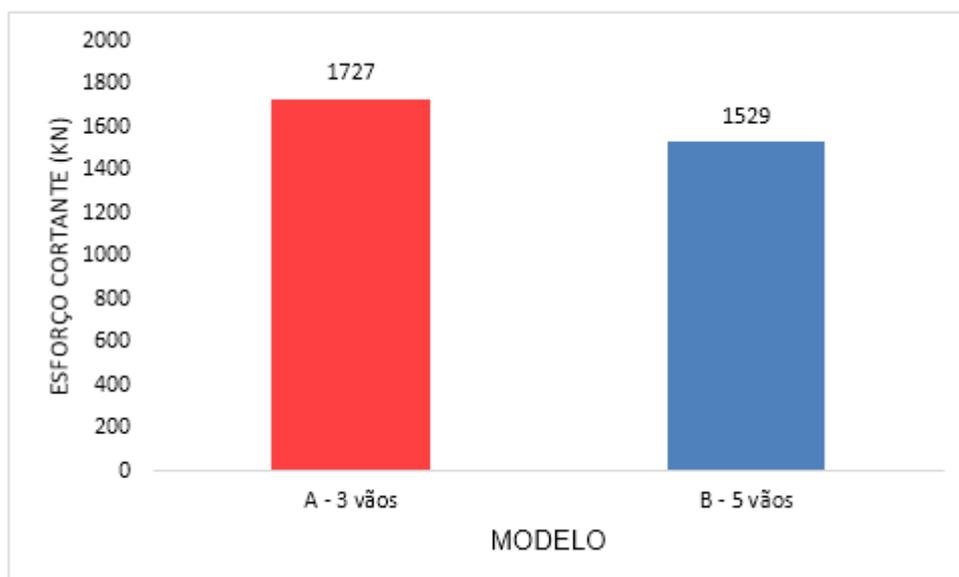


Gráfico 6 – Esforço cortante máximo
Fonte: O Autor (2016).

A Figura 50 apresenta o resumo dos esforços atuantes na viga dos pórticos do Modelo A (3 vãos) e Modelo B (5 vãos).

Modelo	Esforço Cortante Máximo (kN)	Momento Fletor Positivo Máximo (kN.m)	Momento Fletor Negativo Máximo (kN.m)
A - 3 vãos	1727	1335	-4094
B - 5 vãos	1529	1020	-3608

Figura 50 – Esforços máximos nas vigas dos pórticos do modelo A e B
Fonte: O Autor (2016).

Esses valores ocorrem devido as diferenças do tamanho do vão entre os dois modelos, que acarretam em diferentes reações de apoio entre eles, influenciando diretamente nos esforços cortante e de momento fletor.

7 CONCLUSÃO

As pontes possuem um papel fundamental no desenvolvimento de uma região, pois através delas é possível transpor barreiras, conectando lugares e para isso é necessário a escolha de um sistema estrutural útil, econômico e seguro. Um dos materiais que possuem grande utilização na construção de pontes é o concreto, devido a sua grande versatilidade.

Como as pontes possuem dimensões expressivas e estão submetidas a cargas que possuem elevados valores é importante o estudo e o conhecimento dos esforços gerados nesta estrutura.

Através da utilização do *software* SAP2000 realizou-se a modelagem de duas diferentes concepções de uma ponte, adaptada de um projeto piloto de uma ponte em concreto protendido da cidade de Francisco Beltrão, Paraná.

O projeto piloto consiste em uma ponte com 3 vãos de 21 metros cada. A partir deste foram realizados dois modelos, denominados Modelo A (3 vãos) e Modelo B (5 vãos). O Modelo A (3 vãos) consiste em uma ponte em concreto armado com 3 vãos de 20 metros cada e o Modelo B (5 vãos) consiste em uma ponte também em concreto armado mas com 4 vãos de 11 metros e 1 vão central de 16 metros.

Com os resultados obtidos no SAP2000 foi possível perceber que o Modelo A (3 vãos) apresentou nas longarinas esforços de momento fletor e deformações significativamente maiores que nas longarinas do Modelo B (5 vãos). Isso se deve ao fato do comprimento do vão do Modelo A ser maior que do Modelo B. No entanto, foi possível perceber que não houve muita diferença entre os modelos no que se refere a esforço cortante, pois a maior parte desse esforço é proveniente da carga móvel que possui cargas concentradas.

Em relação a execução dos dois modelos, ambos podem ser realizados, no entanto, deve-se atentar a alguns aspectos. Um deles é consumo de material (concreto, aço) que será maior que a solução em concreto protendido, pois possuem seções maiores. Outro aspecto é o transporte das longarinas, pois estas serão içadas para transporte e deverão resistir a estes esforços transitórios em curta idade.

A utilização do concreto protendido mostra-se vantajosa, pois as tensões de tração no concreto são eliminadas através do emprego de aços de alta resistência. Assim, a fissuração do concreto diminui proporcionando maior durabilidade,

deformações menores e conseqüentemente redução das dimensões da seção transversal.

REFERÊNCIAS

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 6118**: Projeto de estruturas de concreto - Procedimento. Rio de Janeiro, 2014.

_____. **NBR 6120**: Cargas para o cálculo de estruturas de edificações. Rio de Janeiro, 1980.

_____. **NBR 7187**: Projeto de pontes de concreto armado e de concreto protendido - Procedimento. Rio de Janeiro, 2003.

_____. **NBR 7188**: Carga móvel rodoviária e de pedestres em pontes, viadutos, passarelas e outras estruturas. Rio de Janeiro, 2013.

BENAIM, Robert. **The Design of Prestressed Concrete Bridges**: Concepts and principles. 2ª.ed. New York: Taylor & Francis e-Library, 2007.

BENNETT, David. The history and aesthetic development of bridges. In: **ICE Manual of Bridge Engineering**. 2ª. ed. Londres: Thomas Telford Ltd., 2008. Cap. 1, p. 1-15.

BERNARDO, Glauco. **Pontes**. 3. ed. São Paulo: Grêmio Politécnico, 1980.

CARVALHO, Roberto C. **Estruturas em Concreto Protendido**. São Paulo: Pini, 2012.

DEBS, Mounir K. E.; TAKEYA, T. **Introdução às Pontes de Concreto Armado**. São Carlos. 2009.

FILHO, Antonio E. A.; VASCONCELOS, Raimundo P. **Estudo comparativo da degradação de pontes de concreto armado e mistas no Brasil, em dois ambientes distintos**. Guimarães. 2008.

FREITAS, Moacyr. **Pontes**: Introdução Geral - Definições. São Paulo: [s.n.], 1978

GERHARDT, Tatiana E.; SILVEIRA, Denise T. **Métodos de Pesquisa**. Porto Alegre: Editora da UFRGS, 2009.

GIL, Antônio C. **Métodos e Técnicas de Pesquisa Social**. 6ª. ed. São Paulo: Atlas, 2008.

HAIFAN, Xiang et al. **Conceptual Design of Bridges**. 1. ed. China: China Communications Press, 2011.

LEGGERINI, Maria R. C. **Verificação do estado limite de serviço de abertura das fissuras em seções de concreto armado submetidas à flexão simples**. 2009. Tese (Mestrado) – Faculdade de Engenharia Civil, Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre.

LEONHARDT, Fritz. **Construções de Concreto**: Princípios Básicos da Construção de Pontes de Concreto. Rio de Janeiro: Interciência, v. 6, 1979.

MARCHETTI, Osvaldemar. **Pontes de Concreto Armado**. São Paulo: Bluncher, 2008.

MARZO, Giuseppe R. D. **Aplicação do Método dos Elementos Finitos na Análise de Tensões induzidas em Cabos Umbilicais**. 2010. Tese (Mestrado) – Faculdade de Engenharia Civil, Universidade de São Paulo, São Paulo.

MASON, Jayme. **Pontes em Concreto Armado e Protendido**, 1ª ed. Rio de Janeiro: Livros Técnicos e Científicos, 1977.

MATHIVAT, Jacques. **Construcción de puentes de hormigon pretensado por voladizos sucessivos**. Barcelona, Editores Técnicos Associados, 1980.

MATTOS, Tales S. **Programa para Análise de Superestruturas de Pontes de Concreto Armado e Protendido**. 2001. Tese (Mestrado) – Faculdade de Engenharia Civil, Universidade Federal do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro.

NEDEV, Georgi; KHAN, Umair. **Guidelines for conceptual design of short-span bridges**. 2011. Tese (Mestrado) – Faculdade de Engenharia Civil, Chalmers University of Technology, Gotemburgo.

PFEIL, Walter. **Pontes em Concreto Armado**. Rio de Janeiro: LTC, 1979.

PFEIL, Walter. **Pontes - Curso Básico: Projeto, Construção e Manutenção**. Rio de Janeiro: Campus, 1983.

PINHO, Fernando O; BELLEI, Ildóny E. **Pontes e viadutos em vigas mistas**. Rio de Janeiro: IBS, 2007.

SÁNCHEZ, César A. A. **Estudo de Impacto Usando Elementos Finitos e Análise Não Linear**. 2001. Tese (Mestrado) – Faculdade de Engenharia Mecânica, Universidade de São Paulo, São Carlos.

SOUZA, Victor J. L. **Contribuição ao Projeto e Dimensionamento da Superestrutura de Pontes Rodoviárias em Vigas mistas de Aço e Concreto**. 2012. Tese (Mestrado) – Faculdade de Engenharia Civil, Universidade Federal de São Carlos, São Carlos.

SUSSEKIND, José C. **Curso de Análise Estrutural**. 6ª ed. Rio de Janeiro: Globo, v.1, 1981.

VELOZA, Lucas T. M. **Análise Dinâmica de Estruturas, utilizando o software SAP2000**. 2009. Tese (Graduação) – Faculdade de Engenharia Civil, Universidade Federal de São Carlos, São Carlos.

VITÓRIO, José A. P. **Um estudo comparativo sobre métodos de alargamento de pontes rodoviárias de concreto armado**. 2013. Tese (Doutorado) – Faculdade de Engenharia Civil, Universidade do Porto, Portugal.