



CENTRO UNIVERSITÁRIO LUTERANO DE PALMAS

Recredenciado pela Portaria Ministerial nº 1.162, de 13/10/16, D.O.U nº 198, de 14/10/2016
ASSOCIAÇÃO EDUCACIONAL LUTERANA DO BRASIL

MARIANA SILVA VIEIRA

**ESTUDO COMPARATIVO ENTRE O CONCRETO ARMADO E CONCRETO
PROTENDIDO APLICADO NAS VIGAS DE UMA PONTE SOBRE O RIO
ARAGUAIA**

**Palmas - TO
2017**

MARIANA SILVA VIEIRA

**ESTUDO COMPARATIVO ENTRE O CONCRETO ARMADO E CONCRETO
PROTENDIDO APLICADO NAS VIGAS DE UMA PONTE SOBRE O RIO
ARAGUAIA**

Trabalho de Conclusão de Curso (TCC) II elaborado e apresentado como requisito parcial para obtenção do título de bacharel em Engenharia Civil pelo Centro Universitário Luterano de Palmas (CEULP/ULBRA).

Orientador: Prof. Esp. Daniel Iglesias de Carvalho

**Palmas - TO
2017**

MARIANA SILVA VIEIRA

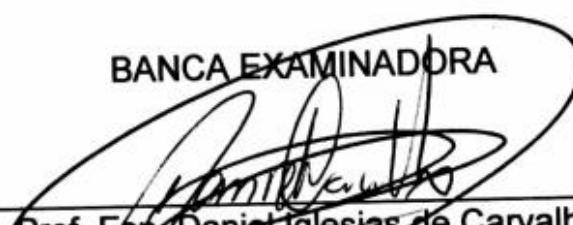
ESTUDO COMPARATIVO ENTRE O CONCRETO ARMADO E CONCRETO
PROTENDIDO APLICADO NAS VIGAS DE UMA PONTE SOBRE O RIO
ARAGUAIA

Trabalho de Conclusão de Curso (TCC) II
elaborado e apresentado como requisito
parcial para obtenção do título de
bacharel em Engenharia Civil pelo Centro
Universitário Luterano de Palmas
(CEULP/ULBRA).


Orientador: Prof. Esp. Daniel Iglesias de
Carvalho

Aprovada em 22 de maio de 2017.

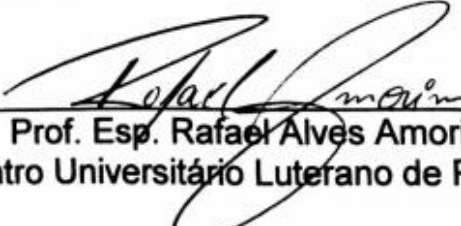
BANCA EXAMINADORA



Prof. Esp. Daniel Iglesias de Carvalho
Centro Universitário Luterano de Palmas



Prof. Esp. Denis Cardoso Parente
Centro Universitário Luterano de Palmas



Prof. Esp. Rafael Alves Amorim
Centro Universitário Luterano de Palmas

Palmas - TO
2017

DEDICATÓRIA

A DEUS que sempre foi meu sustento, refúgio e fortaleza, aos meus pais pelo amor e compreensão, dedico este trabalho.

AGRADECIMENTOS

Por tudo que tens feito, pela graça de chegar até aqui, por todo cuidado, amor e zelo, por todas as bênçãos recebidas eu te agradeço Senhor.

Agradeço aos meus pais que me proporcionaram a oportunidade de estudar e me ensinaram que com estudo, esforço e dedicação posso alcançar todos os meus sonhos.

Ao meu orientador Professor Especialista Daniel Iglesias, quero agradecer por toda atenção, paciência e incentivo durante a realização deste trabalho e durante toda a vida acadêmica.

Aos meus amigos em geral agradeço por toda parceria e compreensão principalmente nos meus momentos de estresse. Em especial quero agradecer ao Cairom, Douglas, Jhonnatan, Lucas Gonçalves, Lucas Rego e Ricardo Rabelo que juntos nos tornamos uma família e durante a realização deste trabalho sempre estiveram comigo, não importando se era final de semana, feriado ou meio de semana.

Por último, quero agradecer a minha família, em especial a minha tia Fátima e minha prima Nayla por todo apoio, ajuda, colo e atenção.

A todos que de forma direta ou indiretamente contribuíram com minha formação, meu muito obrigado.

RESUMO

VIEIRA, Mariana Silva. **ESTUDO COMPARATIVO ENTRE O CONCRETO ARMADO E CONCRETO PROTENDIDO APLICADO NAS VIGAS DE UMA PONTE SOBRE O RIO ARAGUAIA**. 2017. 77 f. TCC (Graduação) - Curso de Engenharia Civil, Centro Universitário Luterano de Palmas - CEULP, Palmas, 2017.

O presente trabalho tem como objetivo apresentar um estudo comparativo entre o concreto armado (CA) e o concreto protendido (CP). Esse comparativo foi realizado através de dois dimensionamentos de vigas, um para CA e outro para CP, de uma ponte sobre o rio Araguaia ainda não existente, onde foi construída uma proposta arquitetônica da ponte mantendo para os dois métodos o mesmo plano inicial básico como classe do trem-tipo, quantidade de vigas entre outras características. Foram destacadas algumas particularidades comuns entre as técnicas e outras específicas, como, seção da viga adotada para cada ponte, volume de concreto, entre outras. Porém as longarinas projetadas para serem de concreto protendido tiveram mais vantagens do que as de concreto armado, como por exemplo, a seção transversal da longarina de CP corresponde a 56,7% da seção transversal de CA, o número máximo de barras adotado para a longarina de CA com maior momento foi 140 com diâmetro de 25 mm enquanto nas longarinas de CP foram 74 cordoalhas com diâmetro de 15,2 mm. Esse favorecimento ocorreu devido a vários fatores como, o tamanho do vão entre os apoios, o tipo de classe da ponte adotado para o dimensionamento básico, o peso-próprio entre outros.

Palavras-chave: Concreto Armado. Concreto Protendido. Vigas. Ponte.

ABSTRACT

VIEIRA, Mariana Silva. COMPARATIVE STUDY BETWEEN THE ARMED CONCRETE AND CONCRETE PROTECTED APPLIED IN THE BEAMS OF A BRIDGE ON THE ARAGUAIA RIVER. 2017. 77 f. TCC (Undergraduate) - Civil Engineering Course, Centro Universitário Luterano de Palmas - CEULP, Palmas, 2017.

The current assignment has as goal present a comparative study between reinforced concrete (CA) and prestressed concrete (CP). This comparison was realized through two beams, one for CA and one for CP, for a bridge over the Araguaia River that did not exist, where an architectural proposal was built for the bridge, maintaining for both methods the same basic initial plan as class of the train-type, quantity of beams among other characteristics. Some particularities were common among the techniques and others specific such as section of the beam used for each bridge, volume of concrete, among others. However, struts designed to be of prestressed concrete had more advantages than those of reinforced concrete, for example, the cross section of the stringer of CP corresponds to 56.7% of the cross section of AC, the maximum number of bars adopted for the AC stringer with greater moment was 140 with diameter of 25 mm while in the strings of CP were 74 strands with diameter of 15.2 mm. This favoring occurred due to several factors such as the size of the gap between the supports, the type of bridge class adopted for the basic design, the own weight, among others.

Keywords: Armed Concrete. Prestressed concrete. Beams. Bridge.

LISTA DE FIGURAS

Figura 1 - Ponte Fernando Henrique Cardoso, Palmas.	18
Figura 2 – Ponte Forth Rail, Escócia.....	19
Figura 3 – Ponte Si Du River.....	19
Figura 4 – Ponte de Golden, EUA.....	20
Figura 5 – Ponte Octávio Frias de Oliveira.....	20
Figura 6 – Modelo dos Veículos.....	24
Figura 7 – Catálogos de cordoalhas.....	33
Figura 8 – Utilização de protensão externa sem aderência para reforço	35
Figura 9 – Quadro de K6.....	41
Figura 10 – Concepção inicial e final da viga da ponte	45
Figura 11 – Concepção Estrutural – Corte Transversal	45
Figura 12 – Guarda-Corpo/ Barreira.....	46
Figura 13 – Guarda-Roda	46
Figura 14 — Diagrama de Esforços Cortantes do Peso-Próprio.....	48
Figura 15 - Viga.....	49
Figura 16 – Primeira Proposta.....	50
Figura 17 - Diagrama de Esforços da Primeira Proposta	50
Figura 18 – Segunda Proposta.....	51
Figura 19 - Diagrama de Esforços da Segunda Proposta	51
Figura 20 – Terceira Proposta.....	51
Figura 21 – Diagrama de Esforços da Terceira Proposta	51
Figura 22 – Trem-Tipo.....	52
Figura 23 – Viga 3 e 6 Momento	54
Figura 24 – Viga 3 e 6 Cortante	55

Figura 25 – Seção da Viga em Concreto Protendido	56
Figura 26 – Dimensionamento básico em Concreto Protendido	57
Figura 27 – Viga 3 Momento Fletor	58

LISTA DE QUADRO

Quadro 1 – Cargas dos Veículos	22
Quadro 2- Características dos Veículos.....	23
Quadro 3 – Classes de agressividade ambiental (CAA)	27
Quadro 4 – Exigências de durabilidade relacionadas à fissuração e à proteção da armadura, em função das classes de agressividade ambiental.	28
Quadro 5 – Correspondência entre classe de agressividade ambiental e cobrimento nominal para $\Delta c = 10$ mm	29
Quadro 6 – Características das Barras	31
Quadro 7 – Valor do coeficiente de aderência μ_1	31
Quadro 8 – Dimensionamento do Peso-Próprio do Tabuleiro	47
Quadro 9 – Quadro de Carga Estática Concreto Armado	49
Quadro 10 – Quantidade de Barras Armadura Longitudinal	53
Quadro 11 – Quantidade de Barras Armadura Transversal	55
Quadro 12 - Quadro de Carga Estática Concreto Protendido	57
Quadro 13 – Armadura de Protensão	59
Quadro 14 – Características Relacionadas à Longarina 3	59
Quadro 15 – Comparativo de Momentos Máximos e Forças Cortantes	60

LISTA DE EQUAÇÕES

Equação 1	38
Equação 2	38
Equação 3	38
Equação 4	38
Equação 5	38
Equação 6	39
Equação 7	39
Equação 8	39
Equação 9	39
Equação 10	39
Equação 11	39
Equação 12	39
Equação 13	39
Equação 14	39
Equação 15	39
Equação 16	40
Equação 17	40
Equação 18	40
Equação 19	42
Equação 20	42
Equação 21	42
Equação 22	42
Equação 23	43
Equação 24	43

Equação 25	43
Equação 26	43
Equação 27	43

LISTA DE SÍMBOLOS

A_p = armadura ativa

A_p^o = área da cordoalha.

b = base da seção

c_{min} = cobrimento mínimo

c_{nom} = cobrimento nominal

d = altura útil

f_{cd} = resistência de cálculo do concreto

f_{ck} = resistência a compressão

γ_c = coeficiente do concreto

M_d = momento solicitante de cálculo

V_{sc}^* é a parcela de esforço cortante que a armadura mínima absorve

Δc = Variação de cobrimento

P_i = força de protensão

$\rho_{w,min}$ = taxa mínima de armadura para seção

SUMÁRIO

1. INTRODUÇÃO	15
1.1 OBJETIVOS	16
1.1.1 Objetivos Gerais	16
1.1.2 Objetivos Específicos.....	16
1.2 JUSTIFICATIVA	16
1.3 PROBLEMA	17
2. REFERENCIAL TEÓRICO	18
2.1 PONTE	18
2.1.1 Classificação da Ponte	18
2.1.1.1 De acordo com o sistema estrutural	18
2.1.1.2 De acordo com o material	21
2.1.2 Ações a considerar.	21
2.1.2.1 Ações permanentes	21
2.1.2.2 Ações variáveis	21
2.1.2.3 Ações excepcionais	25
2.2 CONCRETO	25
2.2.1 Concreto armado	29
2.2.1.1 Aço para armadura	30
2.2.2 Concreto protendido	31
2.2.2.1 Aço de protensão	32
2.2.2.2 Sistema de Protensão	34
2.2.2.3 Tipos de protensão	35
3. METODOLOGIA	37
3.1 ESTUDO DE CARACTERÍSTICAS	37
3.2 PROJETO DA SUPERESTRUTURA DA PONTE	37
3.3 DIMENSIONAMENTO DA SUPERESTRUTURA EM CONCRETO ARMADO	38
3.4 DIMENSIONAMENTO DA SUPERESTRUTURA EM CONCRETO PROTENDIDO	42
3.5 COMPARATIVO DAS CARACTERÍSTICAS	43
4. RESULTADOS E DISCUSSÃO	44
4.1 PROJETO DAS VIGAS DE UMA PONTE EM CONCRETO ARMADO	44

4.1.1	Dimensionamento do Peso-Próprio do Tabuleiro e da Longarina	45
4.1.2	Cálculo do Trem-Tipo	49
4.1.3	Dimensionamento de armadura longitudinal.....	52
4.1.4	Dimensionamento da armadura transversal	54
4.2	PROJETO DAS VIGAS DE UMA PONTE EM CONCRETO PROTENDIDO ...	55
4.2.1	Características geométricas das vigas	56
4.2.2	Dimensionamento das vigas Protendidas ($A_s = 0$)	57
4.3	ANÁLISE DAS CARACTERÍSTICAS CONSTRUTIVAS	59
5.	CONCLUSÃO.....	62
	REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS.....	63
	APÊNDICES	65

1. INTRODUÇÃO

Ponte é uma construção que interliga dois pontos separados por obstáculos, com o objetivo de proporcionar o tráfego entre esses dois pontos. As primeiras pontes que surgiram foram por meio de processos naturais como árvores caídas no meio do caminho, com isso o homem foi imitando o processo de acordo com a sua necessidade de se locomover. Com o passar dos anos, foram melhorando as técnicas construtivas das pontes e adaptando as matérias primas utilizadas conforme a disponibilidade no meio ambiente, hoje existe pontes de diversos modelos estruturais e com variado tipo de material, como o concreto armado e o concreto protendido (MARCHETTI, 2008)

O concreto armado é uma mistura entre o concreto simples e barras de aço, gerando um sistema em que ao ser aplicado uma carga externa, as barras de aço absorvem a tensão de tração e o concreto absorve a tensão de compressão, no entanto, para que esse sistema funcione perfeitamente é necessário ter uma boa aderência entre as barras de aço e o concreto simples (AZEVEDO, 1997).

O concreto protendido também é uma mistura entre concreto simples e barras de aço, no entanto, as barras de aço utilizadas nesse concreto tem uma resistência maior do que as usadas no concreto armado e recebem uma aplicação de tensão prévia gerando uma resistência na peça, antes da estrutura receber o carregamento externo que foi definido. Essa aplicação de tensões prévias faz com que as tensões de tração sejam diminuídas ou até mesmo anuladas pelas tensões de compressão, diminuindo e até anulando a fissuração na estrutura (PFEIL, 1988).

Este trabalho tem como objetivo principal analisar e destacar as características do concreto armado e do concreto protendido aplicadas nas vigas de uma ponte. Essa análise será feita por meio de dois dimensionamentos básicos que serão construídos e estudados para pontuar quais características são semelhantes ou não entre os dois métodos.

1.1 OBJETIVOS

1.1.1 Objetivos Gerais

Este projeto tem como objetivo geral comparar as técnicas de concreto armado e concreto protendido aplicada em vigas longarinas de uma ponte que será projetada entre as cidades de Xambioá-TO e São Geraldo do Araguaia-PA.

1.1.2 Objetivos Específicos

- Estudar as características de cada técnica aplicada nas vigas longarinas da ponte.
- Desenvolver um dimensionamento básico de uma ponte em concreto armado e outro em concreto protendido.
- Elaborar um estudo comparativo entre os elementos projetados nas vigas longarinas da ponte apresentando pontos em comum e suas diferenças.

1.2 JUSTIFICATIVA

A realização desse projeto trás amplos benefícios para várias vertentes. Em relação à sociedade, a carência de projetos que beneficiam o interesse social sem considerar interesses políticos é muito grande. Este projeto é uma exceção desse meio, a realização do estudo comparativo de técnicas construtivas que esse trabalho traz não busca interesse partidário visa apenas o social.

Em relação ao meio acadêmico esse estudo comparativo entre o concreto armado e o concreto protendido é uma ferramenta a mais para pesquisas, embasamento para debates entre outros, mostrar as características dessas técnicas aumenta a fonte de busca e conhecimento, já que o concreto protendido não tem tanta ênfase na matriz curricular por ser apresentado junto com o concreto armado, então este trabalho vem suprir essa falha pontuando suas características aplicadas em uma ponte.

No meio profissional, este trabalho traz a concretização da teoria, a idealização de uma ponte em concreto armado e outra em concreto protendido ressaltando as características de ambas as técnicas é um meio de referência para os profissionais, podendo usar os resultados deste projeto para análise em outro tipo de construção facilitando suas tomadas de decisões.

1.3 PROBLEMA

Qual o resultado do estudo comparativo das características do concreto armado e do concreto protendido aplicadas em uma ponte?

2. REFERENCIAL TEÓRICO

2.1 PONTE

Ponte é uma obra de arte que liga dois pontos separados por rios, vales ou outras vias, sua função principal é o transporte de obstáculos e a continuidade da via. Segundo MARCHETTI (2008, p.1) “denomina-se Ponte quando o obstáculo transposto é um rio. Denomina-se Viaduto quando o obstáculo transposto é um vale ou outra via”.

A ponte é constituída de três partes:

- Infraestrutura: é a parte que transmite para o solo os esforços recebidos da mesoestrutura é constituída por sapatas, blocos, tubulões e etc.
- Mesoestrutura: é a parte que transmite os esforços para a infraestrutura vindo da superestrutura, é constituída pelos pilares.
- Superestrutura: é a parte que recebe os esforços externos, originados pelo tráfego, é constituída por vigas e lajes.

2.1.1 Classificação da Ponte

2.1.1.1 De acordo com o sistema estrutural

- Pontes em vigas

É uma ponte com um sistema estrutural simples e bem utilizada, formada por vigas horizontais apoiadas em pilares nas extremidades, conforme a figura 1.

Figura 1 - Ponte Fernando Henrique Cardoso, Palmas.



Fonte: (BAZOLLI, 2011)

- Pontes em treliça

Muito usual nos anos de 1870 a 1930, tem seu sistema estrutural formado por uma treliça apoiada em pilares nas extremidades pode ser feita de metal ou madeira, um exemplo desse tipo de ponte é a figura 2.

Figura 2 – Ponte Forth Rail, Escócia



Fonte: Galvão (2016)

- Pontes em Arco

A figura 3 é um exemplo desse modelo é uma ponte em formato de arco, tem um sistema construtivo barato e consegue transpor o rio sem a construção de um pilar de sustentação.

Figura 3 – Ponte Si Du River



Fonte: Prandi (2016)

- Pontes suspensas

É uma ponte ligada por cabos de aço que são sustentados por torres nas extremidades. Permitindo a passagem de navios sob ela, a mais famosa atualmente é a ponte de Golden Gate nos EUA, como pode ser visto na figura 4.

Figura 4 – Ponte de Golden, EUA



Fonte: Prandi (2016)

- Pontes estaiadas

É uma ponte semelhante à suspensão, no entanto, os cabos que sustentam o tabuleiro estão ligados diretamente à torre. Na figura 5 pode ser visto um exemplo desse tipo de ponte.

Figura 5 – Ponte Octávio Frias de Oliveira



Fonte: Araújo (2016)

2.1.1.2 De acordo com o material

- Madeira
- Alvenaria
- Concreto protendido
- Concreto armado
- Aço

2.1.2 Ações a considerar.

De acordo com a NBR 8681(2003), o surgimento de esforços ou deformações na estrutura é provocado por ações, sejam elas permanentes variáveis ou excepcionais.

2.1.2.1 Ações permanentes

Segundo a NBR 7187 (2003) são ações que de acordo com a intensidade são consideradas constantes durante a vida útil, ou crescem com o tempo tendendo a um valor limite, elas podem ser de dois tipos, distribuídas ou concentradas. Entre essas ações podemos destacar: peso próprio que conforme a (ABNT, 2003) o peso específico mínimo para o concreto simples é de 24 KN/m³ e para o concreto armado ou protendido é de 25 KN/m³; podemos destacar pavimentação que o peso específico do material empregado tem o valor mínimo de 24 KN/m³ podendo adicionar 2 KN/m² para atender um recapeamento e por último o peso dos elementos construtivos fixos e de instalações permanentes como guarda-corpo, guarda-rodas, postes de iluminação entre outros, neste caso deve consultar o fornecedor para obtenção do peso específico definido NBR 6118 (2004).

2.1.2.2 Ações variáveis

Conforme a NBR 8681(2003) ações variáveis são cargas transitórias como cargas acidentais, cargas móveis, frenação, efeitos do vento, variações de temperatura entre outros. As ações variáveis são classificadas em: ações variáveis normais, pois tem ocorrência suficientemente grande, devendo ser considerada no projeto estrutural obrigatoriamente e ações variáveis especiais são aqueles em que estruturas que considerarem ações especiais, as mesmas devem ser consideradas como ações variáveis.

- Cargas móveis

Cargas que representam os valores dos esforços oriundos dos veículos que trafegam pela estrutura, em ponte rodoviária cargas móveis também são referenciadas pelo termo trem-tipo (NBR 7188, 2013).

Trem-tipo é formado por um veículo-tipo e cargas uniformemente distribuídas, tem três tipos de classificações; classe 45 – é composta por um veículo-tipo de 450 kN mais a carga uniforme, classe 30 – é composta por um veículo-tipo de 300 kN mais a carga uniforme, classe 12 - é composta por um veículo-tipo de 120kN mais a carga uniforme. Para passarelas de pedestres a carga móvel é única e uniformemente distribuída de $p = 5 \text{ kN/m}^2$, sem está majorada pelo coeficiente de impacto. No quadro 1 pode visualizar essa classificação.

Quadro 1 – Cargas dos Veículos

Classe da ponte	Veículo			Carga uniformemente distribuída				Disposição da carga
	Tipo	Peso total		p		p'		
		kN	t_f	kN/m^2	kgf/m^2	kN/m^2	kgf/m^2	
45	45	450	45	5	500	3	300	Carga p em toda a pista
30	30	300	30	5	500	3	300	Carga p' nos passeios
12	12	120	12	4	400	3	300	

Fonte: NB-6/82

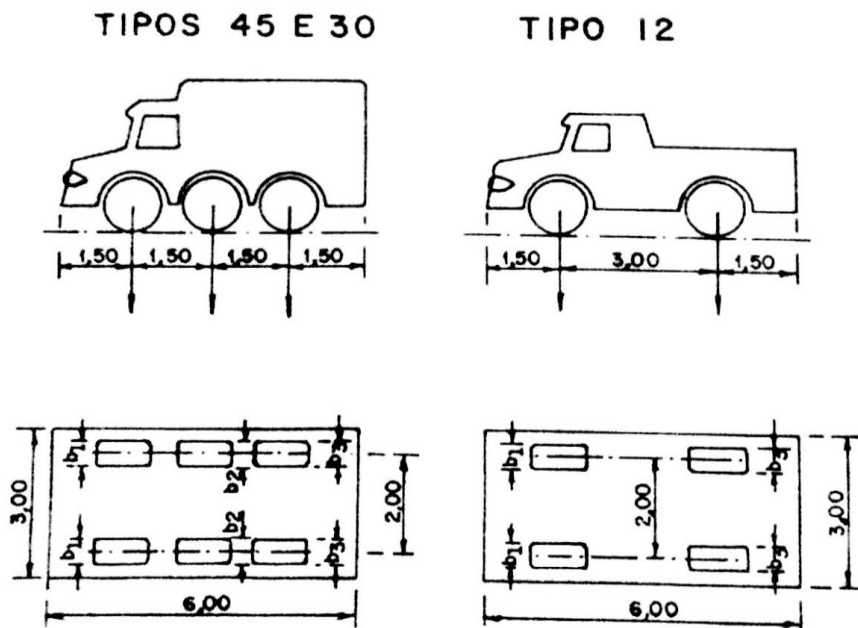
Para o cálculo do trem-tipo primeiro define o veículo-tipo que será utilizado na ponte, assim como as classes da ponte são três, os tipos de veículos também são três, às cargas desse veículo-tipo é tabelada de acordo com a NB 6/82, ela determina quantos eixos terá o veículo, peso total do veículo, peso de cada roda dianteira e traseira, a área de contato de cada roda, o comprimento de contato de cada roda, a largura do veículo, a distância entre cada eixo, entre outros detalhes, para a parte de cálculo o veículo-tipo é demonstrado com uma área retangular de 3,0 metros de largura por 6,0 metros de comprimento. O quadro 2 mostra as características desse veículo e a figura 6 mostra a caracterização desse veículo conforme a norma.

Quadro 2- Características dos Veículos

	Unidade	Tipo 45	Tipo 30	Tipo 12
Quantidade de eixos	Eixo	3	3	2
Peso total de veículo	kN-tf	450-45	300-30	120-12
Peso de cada roda dianteira	kN-tf	75-7,5	50-5	20-2
Peso de cada roda traseira	kN-tf	75-7,5	50-5	40-4
Peso de cada roda intermediária	kN-tf	75-7,5	50-5	-
Largura de contato b_1 de cada roda dianteira	M	0,50	0,40	0,20
Largura de contato b_3 de cada roda traseira	M	0,50	0,40	0,30
Largura de contato b_2 de cada roda intermediária	M	0,50	0,40	-
Comprimento de contato de cada roda	M	0,20	0,20	0,20
Área de contato de cada roda	m ²	0,20xb	0,20xb	0,20xb
Distância entre os eixos	M	1,50	1,50	3,00
Distância entre os centros de roda de cada eixo	M	2,00	2,00	2,00

Fonte: NB-6/82

Figura 6 – Modelo dos Veículos



Fonte: NB-6/82

- Coeficiente de impacto vertical

O efeito dinâmico deve ser analisado pela teoria das estruturas. Para isso, podem-se assimilar cargas móveis com cargas estáticas, e multiplicar pelo coeficiente de impacto definido pela fórmula (ABNT, 2013).

$$CIV = 1,35 \text{ vão menores do que } 10,0 \text{ metros}$$

$$CIV = 1 + 1,06(20/(Liv+50)) \text{ vão entre } 10,0 \text{ metros e } 200,0 \text{ metros}$$

Liv é o tamanho do vão em metros, usado para estruturas isostáticas.
- Coeficiente de números de faixas

De acordo com a NBR 7188 (2013), as cargas móveis tem que ser ajustadas pelo CNF (Coeficiente de número de faixas), para elementos estruturais no sentido do tráfego este coeficiente não se aplica.

$$CNF = 1 - 0,05 \cdot (n-2) > 0,9$$
- Coeficiente de impacto adicional

Nas regiões das juntas e extremidades da obra as cargas móveis devem ser majoradas pelo CIA (Coeficiente de Impacto Adicional) (ABNT, 2013).

$$CIA = 1,25; \text{ obras em concreto ou misto.}$$

$$CIA = 1,15; \text{ obras em aço.}$$
- Aceleração e frenagem

Conforme Marchetti (2008) frenagem é uma força-viva que um veículo em movimento exerce em uma ponte, devido a sua massa, semelhantemente aceleração é a força que o veículo transmite a ponte ao iniciar seu movimento.

A NBR 7187 (2003) disponibiliza o valor dessas forças, contudo, elas devem ser apoiadas no meio da seção transversal para não causar torção nos pilares para pontes rodoviárias considera-se 5% da carga móvel para aceleração e 30% do peso do veículo-tipo para frenagem, no entanto, pontes ferroviárias consideram-se 25% das cargas dos eixos motores para aceleração e 15% das cargas para frenagem.

- **Variações de temperatura**

A variação de temperatura é considerada uniforme e é causada pela variação de temperatura do local e pela insolação direta na estrutura. De forma geral tem-se que elementos estruturais com a menor dimensão superior a 50 cm considera uma oscilação média de 10 °C a 15 °C, já elementos estruturais maciços, ocos, com vazios fechados com a menor dimensão superior a 70 cm, considera uma oscilação média de 5 °C a 10 °C e para elementos estruturais com menor dimensão entre 50 cm e 70 cm aconselha uma interpolação entre os valores acima.

2.1.2.3 Ações excepcionais

São ações anormais, que não ocorrem com frequência, e necessitam de verificação apenas do estado-limite último e de estabilidade global. Nessa classificação enquadra ações do tipo colisão ao nível do tabuleiro que conforme ABNT (2013, p.7) “a ação é aplicada em um comprimento de 50 cm, no topo do elemento, admitindo-se distribuição espacial a 45°.”, considera também o meio-fio, pois o elemento deve ser dimensionado para uma carga horizontal de 100 kN, outra ação que se enquadra é o dispositivo de contenção este deve ser dimensionado para uma força horizontal perpendicular ao tráfego de 100 kN e por último guarda-corpo que deve dimensionado para uma força horizontal transversal distribuída de 2,0 kN/m.

2.2 CONCRETO

É a mistura entre cimento, agregado graúdo, agregado miúdo que combinados com a água passam a reagir e endurecer com o passar do tempo. Quando o concreto é bem tratado seu processo de endurecimento continua ao longo dos anos, mesmo atingindo a resistência desejada, deixando o concreto mais resistente e menos suscetível a perda de resistência. Essa característica é uma particularidade do concreto o que diferencia de outros materiais (AZEVEDO, 1997).

A composição do concreto pode ser definida da seguinte forma:

- Cimento mais água = pasta
- Pasta mais agregado miúdo = argamassa
- Argamassa mais agregado graúdo = concreto
- Concreto mais aço = concreto armado

Sendo que essa última composição pode ser subdividida em concreto armado ou concreto protendido dependendo da condição da armadura utilizada. O concreto tem uma baixa resistência à tração e uma alta resistência à compressão, para combater essa baixa resistência à tração adicionou o aço a mistura, devido a sua alta resistência a tração. Com a combinação dos dois, o concreto armado consegue resistir esforços que o concreto simples - sem armadura - não resiste. Contudo, essa combinação só se tornou possível pelos seguintes fatores: boa aderência entre os materiais, os coeficientes de dilatação térmica do aço e do concreto são quase iguais e a proteção que o concreto faz no aço, que pode ser física, devido ao cobrimento das barras, como pode ser química, pois ao envolver o aço o concreto gera no local um ambiente alcalino, criando uma barreira ao redor do aço que impede ataque de agentes agressivos deixando-o livre da corrosão (AZEVEDO, 1997).

- Agressividade ao ambiente

A agressividade ao ambiente está diretamente ligada aos tipos de ações físicas e químicas que ocorrem na estrutura. Antes de começar o dimensionamento de um projeto deve ser realizada uma análise no meio em que a estrutura será locada, verificar o microclima e o macro clima ver qual dos dois tem a agressividade maior, se é um ambiente com agressividade alta, fraca ou moderada, para determinar até quais matérias poderão ser utilizados para melhorar o desempenho da estrutura aumentando sua durabilidade. A NBR 6118/2014 classifica o ambiente de acordo com o quadro 3.

Quadro 3 – Classes de agressividade ambiental (CAA)

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

^a Pode-se admitir um microclima com uma classe de agressividade mais branda (uma classe acima) para ambientes internos secos (salas, dormitórios, banheiros, cozinhas e áreas de serviço de apartamentos residenciais e conjuntos comerciais ou ambientes com concreto revestido com argamassa e pintura).

^b Pode-se admitir uma classe de agressividade mais branda (uma classe acima) em obras em regiões de clima seco, com umidade média relativa do ar menor ou igual a 65 %, partes da estrutura protegidas de chuva em ambientes predominantemente secos ou regiões onde raramente chove.

^c Ambientes quimicamente agressivos, tanques industriais, galvanoplastia, branqueamento em indústrias de celulose e papel, armazéns de fertilizantes, indústrias químicas.

Fonte: NBR 6118/2014

- Durabilidade das estruturas de concreto

Para uma estrutura ser considerada durável ela deve atender a vida útil de projeto que vai até o momento da despassivação da armadura, deve resistir ao ataque do ambiente externo, não necessitar de reparos grandes e atender a função para qual foi projetada. A durabilidade da estrutura pode está ligada ao aparecimento de fissuras e ser relacionado a um Estado Limite. A norma mostra a relação entre durabilidade e fissuras em função do concreto usado e da agressividade do meio, o quadro 4 mostra esse resultados (CHOLFE; BONILHA, 2013).

Quadro 4 – Exigências de durabilidade relacionadas à fissuração e à proteção da armadura, em função das classes de agressividade ambiental.

Tipo de concreto estrutural	Classe de agressividade ambiental (CAA) e tipo de protensão	Exigências relativas à fissuração	Combinação de ações em serviço a utilizar
Concreto simples	CAA I a CAA IV	Não há	–
Concreto armado	CAA I	ELS-W $w_k \leq 0,4$ mm	Combinação frequente
	CAA II e CAA III	ELS-W $w_k \leq 0,3$ mm	
	CAA IV	ELS-W $w_k \leq 0,2$ mm	
Concreto protendido nível 1 (protensão parcial)	Pré-tração com CAA I ou Pós-tração com CAA I e II	ELS-W $w_k \leq 0,2$ mm	Combinação frequente
Concreto protendido nível 2 (protensão limitada)	Pré-tração com CAA II ou Pós-tração com CAA III e IV	Verificar as duas condições abaixo	
		ELS-F	Combinação frequente
		ELS-D ^a	Combinação quase permanente
Concreto protendido nível 3 (protensão completa)	Pré-tração com CAA III e IV	Verificar as duas condições abaixo	
		ELS-F	Combinação rara
		ELS-D ^a	Combinação frequente

^a A critério do projetista, o ELS-D pode ser substituído pelo ELS-DP com $a_p = 50$ mm (Figura 3.1).

NOTAS

1 As definições de ELS-W, ELS-F e ELS-D encontram-se em 3.2.

2 Para as classes de agressividade ambiental CAA-III e IV, exige-se que as cordoalhas não aderentes tenham proteção especial na região de suas ancoragens.

3 No projeto de lajes lisas e cogumelo protendidas, basta ser atendido o ELS-F para a combinação frequente das ações, em todas as classes de agressividade ambiental.

Fonte: NBR 6118/2014

- Cobrimento

É a espessura do concreto que reveste a armadura, protegendo de ações externas, o cobrimento é fundamental para a durabilidade do concreto, o cobrimento tem seu ponto inicial a partir da parte externa do concreto em contato com o ambiente até a parte externa da armadura protegida. A NBR 6118/2014 relata que o cobrimento mínimo deve ser constituído do cobrimento nominal mais a tolerância de execução – $c_{nom} = c_{min} + \Delta c$. Em obras que tem um controle de qualidade rigoroso o valor de Δc pode ser de 5 mm, nas demais obras sem controle de qualidade o valor adotado deve ser de 10 mm. O cobrimento nominal de acordo com a norma deve ser determinado com os seguintes critérios:

$$c_{nom} \geq \Phi \text{ barra}$$

$$c_{nom} \geq \Phi \text{ feixe}$$

$$c_{nom} \geq 0,5 \Phi \text{ bainha}$$

O cobrimento está diretamente relacionado com a agressividade do meio em que a estrutura esta inserida, os valores limites atendem não só a necessidade de cobrir a armadura, mas também a necessidade de impedir a entrada de ações

agressivas para o interior da estrutura gerando patologias na armadura e no concreto. O quadro 5 determina esses valores tanto para concreto armado como para concreto protendido.

Quadro 5 – Correspondência entre classe de agressividade ambiental e cobrimento nominal para $\Delta c = 10$ mm

Tipo de estrutura	Componente ou elemento	Classe de agressividade ambiental (Tabela 6.1)			
		I	II	III	IV ^c
		Cobrimento nominal mm			
Concreto armado	Laje ^b	20	25	35	45
	Viga/pilar	25	30	40	50
	Elementos estruturais em contato com o solo ^d	30		40	50
Concreto protendido ^a	Laje	25	30	40	50
	Viga/pilar	30	35	45	55

^a Cobrimento nominal da bainha ou dos fios, cabos e cordoalhas. O cobrimento da armadura passiva deve respeitar os cobrimentos para concreto armado.

^b Para a face superior de lajes e vigas que serão revestidas com argamassa de contrapiso, com revestimentos finais secos tipo carpete e madeira, com argamassa de revestimento e acabamento, como pisos de elevado desempenho, pisos cerâmicos, pisos asfálticos e outros, as exigências desta Tabela podem ser substituídas pelas de 7.4.7.5, respeitado um cobrimento nominal ≥ 15 mm.

^c Nas superfícies expostas a ambientes agressivos, como reservatórios, estações de tratamento de água e esgoto, condutos de esgoto, canaletas de efluentes e outras obras em ambientes química e intensamente agressivos, devem ser atendidos os cobrimentos da classe de agressividade IV.

^d No trecho dos pilares em contato com o solo junto aos elementos de fundação, a armadura deve ter cobrimento nominal ≥ 45 mm.

Fonte: NBR 6118/2014

2.2.1 Concreto armado

É a junção do concreto simples com armadura passiva, ou seja, armaduras que não estão sujeitas a forças iniciais sem antes a materialização da aderência entre o concreto e a armadura (ABNT, 2014).

O concreto armado é muito utilizado na construção civil por apresentar algumas características que podem ser consideradas vantajosas, como: seus componentes são de fácil localização, tem uma boa trabalhabilidade e durabilidade se executado de maneira correta, sua execução é rápida, fornece proteção à armadura, tem uma boa impermeabilidade se dosado da maneira correta entre outras qualidades, contudo, ele também tem algumas desvantagens, como: o peso próprio elevado transmite calor e som e apresenta fissuras.

Não existe concreto armado sem uma boa aderência, a interação entre o concreto e o aço deve ter uma boa aderência para ter uma transmissão de esforços entre a estrutura, em que o aço absorve a tensão de tração e o concreto absorve a tensão de compressão. A aderência permite que a deformação em um ponto da barra de aço seja igual à deformação do concreto que cerca esse ponto (BASTOS, 2006).

A baixa resistência do concreto a tensão de tração leva o concreto a fissurar, a junção do aço na estrutura minimiza esse fenômeno mais não exclui totalmente. Quando há fissuração, tem que haver um controle para manter a segurança, estabilidade e durabilidade da estrutura, quando há um controle de fissuras o maior dano é a problemática da estética no local causando preocupações nos usuários das estruturas. Quando uma carga de tensão de tração aplicada por uma carga externa é menor do que a resistência do concreto a tração não há o surgimento de fissuras, no entanto, quando a tensão de tração aplicada por uma força externa for maior do que a resistência do concreto a tração há um surgimento de fissuras (BASTOS, 2006).

Outra causa que gera fissuras é a retração do concreto que pode ser reduzida com uma cura rigorosa e o uso da armadura suplementar.

2.2.1.1 Aço para armadura

O aço para armadura passiva é classificado pela NBR 7480(2007), em que caracteriza barras de aço com diâmetro nominal de 6,3 mm ou superior e fios com diâmetro nominal de 10 mm ou superior, como mostra o quadro 6, a massa específica tem valor de 7859 kg/m³, e módulo de elasticidade de 210 GPa, os fios e as barras podem ser lisos, entalhados ou com saliências, a aderência entre o concreto e o aço é relacionado pelo coeficiente η_1 como mostra o quadro 7.

Quadro 6 – Características das Barras

Diâmetro Nominal ¹ (mm)	Massa e tolerância por unidade de comprimento		Valores Nominais	
	Massa Nominal ² (kg/m)	Máxima Variação permitida para massa nominal	Área da seção (mm ²)	Perímetro (mm)
Barras				
6,30	0,245	± 7%	31,2	19,8
8,00	0,395	± 7%	50,3	25,1
10,00	0,617	± 6%	78,5	31,4
12,50	0,963	± 6%	122,7	39,3
16,00	1,578	± 5%	201,1	50,3
20,00	2,466	± 5%	314,2	62,8
22,00	2,984	± 4%	380,1	69,1
25,00	3,853	± 4%	490,9	78,5
32,00	6,313	± 4%	804,2	100,5
40,00	9,865	± 4%	1256,6	125,7

¹ Outros diâmetros nominais podem ser fornecidos a pedido do comprador, mantendo-se as faixas de tolerância do diâmetro mais próximo.

² A densidade linear de massa (em quilogramas por metro) é obtida pelo produto da área da seção nominal em metros quadrados por 7 850 kg/m³.

Fonte: NBR 7480/2007

Quadro 7 – Valor do coeficiente de aderência η_1

Tipo de superfície	η_1
Lisa	1,0
Entalhada	1,4
Nervurada	2,25

Fonte: NBR 6118/2014

2.2.2 Concreto protendido

A palavra protensão significa a instalação prévia de tensões aplicada em alguma coisa. Quando considerada a protensão junto ao concreto, tem o surgimento do concreto protendido, que na verdade é a aplicação de tensões prévias na armadura utilizada gerando uma resistência inicial sem a utilização de nenhuma carga externa. A protensão é efetuada por meio de cabos de aço tracionados e ancorados no concreto, esse estado prévio de tensão melhora o comportamento da estrutura tanto para solicitação de flexão como para solicitação de cisalhamento (PFEIL, 1988).

Vigas protendidas quando estão sob ação de cargas sofrem flexão, no entanto quando a carga é retirada as vigas voltam para sua posição inicial com suas tensões prévias iniciais. Se a tração provocada pela carga for inferior do que a tensão prévia de compressão aplicada na viga, a seção continuará intacta e não sofrerá fissuras, no entanto se a tração provocada pela carga for superior a tensão prévia, o concreto ficará tracionado e fissurará, mas ao retirar a carga a protensão fechará a fissura (PFEIL, 1988).

O concreto protendido tem algumas vantagens como:

- A redução da tração, podendo ser considerada nula como consequência reduz o numero de fissuras, melhorando a durabilidade.
- A redução da quantidade de aço e concreto utilizado no elemento.
- A protensão faz com que a seção trabalhe sob compressão de forma homogênea, aumentando a sua resistência, e associando a um fck alto permite a produção de peças mais esbeltas.
- O concreto e o aço são sujeitados a tensões superiores as que poderão ocorrer na estrutura, ou seja, a estrutura é testada antes de ser colocada em operação.
- A protensão mantém as fissuras fechadas, melhorando a proteção das armaduras contra corrosão, além de permite vencer vãos maiores.
- Permite o controle da deformação elástica e limita a valores menores.

2.2.2.1 Aço de protensão

O aço para elementos de concreto protendido deve ter alta resistência e ausência de patamar de escoamento, esse tipo de aço é mais econômico do que os usados no concreto armado. A vantagem de usar aço de alta resistência evita emenda de armadura, pois esse tipo de aço é fornecido em grandes comprimentos. As normas que regulamentam as características e propriedades do aço são NBR 7482 e NBR 7483 (VERÍSSIMO; CÉSAR JUNIOR, 1998).

O aço de protensão pode ser encontrado como fios trefilados de aço carbono que recebem marcas em baixo relevo melhorando a aderência ao concreto, como cordoalhas que devido a sua versatilidade e facilidade para montagem pode ser usada em vários elementos estruturais, e por último pode ser encontrado como barras de aço-liga de alta resistência, as barras tem uma formação especial

chamada de duplo-filetado formando uma rosca, então além de melhorar a aderência, a rosca efetua a ancoragem (VERÍSSIMO; CÉSAR JUNIOR, 1998).

Os aços têm dois tipos de modalidade de tratamento que são: aços aliviados ou relaxação normal (RN) e aços estabilizados ou relaxação baixa (RB). São considerados aços de relaxação normal (RN), aços que passam por um tratamento térmico onde são aliviadas as tensões de trefilação, já os aços de relaxação baixa (RB) são aqueles que passam por um tratamento termomecânico reduzindo perda de tensão por relaxação e melhorando as características elásticas (VERÍSSIMO; CÉSAR JUNIOR, 1998).

Alguns catálogos de empresas mostram essa classificação do aço para concreto protendido destacando algumas características como a figura 7 em que especifica alguns tipos de cordoalhas.

Figura 7 – Catálogos de cordoalhas

ESPECIFICAÇÕES DOS PRODUTOS - CORDOALHAS PARA PROTENSÃO							
Produto	Diâmetro nominal (mm)	Área aprox. (mm ²)	Área mínima (mm ²)	Massa aprox. (kg/1.000 m)	Carga mínima de ruptura (kN)	Carga mínima a 1% de deformação (kN)	Alongamento após ruptura (%)
Cordoalhas de 3 fios CP 190							
Cord. CP 190 RB 3 X 3,0	6,5	22	22	171	41	37	3,5
Cord. CP 190 RB 3 X 3,5	7,6	30	30	238	57	51	
Cord. CP 190 RB 3 X 4,0	8,8	38	38	304	71	64	
Cord. CP 190 RB 3 X 4,5	9,6	47	46	366	88	79	
Cord. CP 190 RB 3 X 5,0	11,1	67	66	520	125	112	
Cordoalhas de 7 fios CP 190							
Cord. CP 190 RB 9,50	9,5	56	55	441	104	94	3,5
Cord. CP 190 RB 12,70	12,7	101	99	792	187	169	
Cord. CP 190 RB 15,20	15,2	143	140	1.126	266	239	
Cord. CP 190 RB 15,70	15,7	150	147	1.172	279	246	
Cordoalhas de 7 fios CP 210							
Cord. CP 210 12,70*	12,7	101	99	792	203	183	3,5
Cord. CP 210 15,20*	15,2	143	140	1.126	288	259	

* Os fios podem ser fabricados sob consulta. As cordoalhas CP 210 serão cintadas com cinta metálica cinza azulada.

Fonte: Catálogo ArcelorMittal

Assim como o concreto armado, o concreto protendido também está sujeito à corrosão, dependendo da agressividade do meio em que a estrutura está exposta o

mesmo pode facilitar esse tipo de ataque, por mais que a fissuração no concreto seja mínima.

A corrosão no concreto protendido pode ser mais perigosa e severa do que a que ocorre no concreto armado, de acordo com Pfeil (1988) a corrosão apresentada em elementos protendidos é do tipo corrosão sobtensão (stress-corrosion) que é demonstrada por uma fissura transversal provocando a ruptura total do material, fatores como umidade, tensões de tração e ataques químicos podem levar a existência desse tipo de corrosão se acontecer simultaneamente. A maior preocupação é devido a esse tipo de corrosão não ser detectado externamente e nem demonstrar avisos de ruptura no aço, levando a estrutura a um colapso imediato sem avisos. O cuidado com este tipo de técnica é redobrado, devendo evitar o contato da armadura com o solo, a armadura deve ser protegida contra corrosão na fábrica, no transporte e no local da obra, deve haver uma limitação do uso de aditivos prejudiciais, o cobrimento deve ser superior do que o usado no concreto armado e deve existir uma proteção física e mecânica no aço (VERÍSSIMO; CÉSAR JUNIOR, 1998).

2.2.2.2 Sistema de Protensão

Segundo HANAI (2005, p.31) sistema de protensão é “à existência ou não de aderência entre o concreto e armadura ativa, e quanto à ocasião em que ela se processa”. Podemos dividir em três tipos:

- Protensão com aderência inicial

Muito utilizada na fabricação de pré-moldados, esse sistema funciona da seguinte maneira, a armadura ativa é presa e tracionada em seguida é lançado o concreto na forma e a armadura passiva, realiza o adensamento e espera o tempo de cura do concreto. Com o concreto enrijecido retiram-se as formas e os equipamentos que estão prendendo a armadura tracionada, com isso a força de protensão é transferida para toda a peça pela aderência (CHOLFE; BONILHA, 2013).

- Protensão com aderência posterior

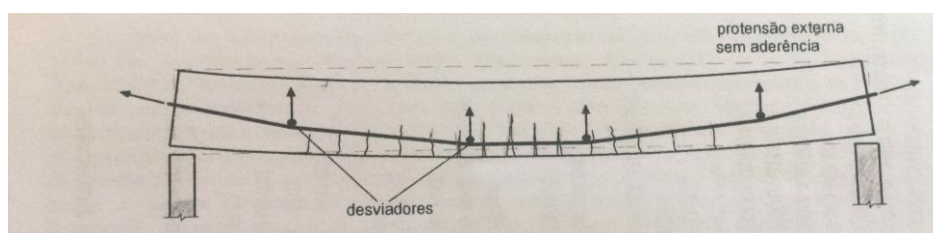
É realizada em peça de concreto endurecido e a aderência ocorre posteriormente. Nesse sistema a aderência pode ser adquirida por meio de uma calda de cimento injetada no interior da bainha com ajuda de equipamentos, esse sistema é desenvolvido principalmente em função de cada dispositivo de ancoragem

e do processo utilizada para tracionar a armadura. (VERÍSSIMO; CÉSAR JUNIOR, 1998)

- Protensão sem aderência

É realizada em peça de concreto endurecido e não ocorre à aderência entre o concreto e a armadura, neste caso são utilizadas armaduras pós-tracionada e a aderência não ocorre com a armadura ativa, uma vez que, a passiva sempre deve está aderente ao concreto. Nesse sistema a armadura é colocada em dutos formados por bainhas metálicas e no lugar de injetar concreto é injetada graxa para proteger a armadura contra a corrosão, ou pode ser executado da seguinte forma com os cabos colocados externamente a vigas moldadas como mostra a figura 8, esse método é muito utilizado para obras de reforço estrutural em estruturas existentes (VERÍSSIMO; CÉSAR JUNIOR, 1998).

Figura 8 – Utilização de protensão externa sem aderência para reforço



Fonte: (VERÍSSIMO; CÉSAR JUNIOR, 1998)

2.2.2.3 Tipos de protensão

- Protensão completa ou total

A protensão completa é caracterizada por não haver tensão de tração na estrutura quando há atuação de cargas permanentes e sobrecargas frequentes, essa condição é conhecida como estado limite de descompressão, outro fator que caracteriza a protensão completa é quando o estado limite de fissuras não é ultrapassado quando há combinações raras. A protensão total melhora a proteção da armadura contra a corrosão e é muito aplicada em obras locadas em ambiente com o nível de agressividade alto (VERÍSSIMO; CÉSAR JUNIOR, 1998).

- Protensão limitada

A protensão limitada ao contrário da total permite o aparecimento de tensão de tração e uma pequena probabilidade de fissuração no concreto, fissuras essas que são abertas devido a carga exposta e fechadas em seguida quando a carga é retirada, mantando a seção comprimida. A protensão limitada é caracterizada por não ultrapassar o limite de descompressão quando há combinações quase

permanentes e por não ultrapassar o estado limite de fissuras quando há combinações permanentes (VERÍSSIMO; CÉSAR JUNIOR, 1998).

- Protensão parcial

A protensão parcial também permite o aparecimento de tensão de tração, contudo em uma intensidade maior do que a protensão limitada, gerando assim fissuras com maior dimensionamento. A protensão limitada é caracterizada por não ultrapassar o limite de abertura fissuras quando há combinações frequentes (VERÍSSIMO; CÉSAR JUNIOR, 1998).

3. METODOLOGIA

Este estudo analisa semelhanças e diferenças entre o concreto armado e o concreto protendido aplicado nas vigas de uma ponte, para isso, foi definido um projeto estrutural para cada método construtivo, foi feita uma análise de características e por fim tem uma exposição das mesmas.

O local escolhido para a locação da ponte foi o Rio Araguaia, entre as cidades de Xambioá-TO e São Geraldo do Araguaia-PA, este trecho tem uma extensão de 1.200 metros.

3.1 ESTUDO DE CARACTERÍSTICAS

O estudo das características de cada técnica aplicada foi efetuado por meio de pesquisa em artigos já publicados, livros que descrevem características do concreto armado e protendido, trabalhos de conclusão de curso, que abordaram o tema principal com outro foco, normas relacionadas ao tema e por meio de análise em arquivos próprio, adquirido no decorrer do curso até o momento. Esse estudo serviu de base para a realização da comparação entre as características comuns ou diferentes de cada método aplicado.

3.2 PROJETO DA SUPERESTRUTURA DA PONTE

A proposta arquitetônica da ponte tem uma extensão de 1.200 metros, com vigas contínuas de 100 metros e vãos de 50 metros, todos os dados que constituem o projeto foram idealizados para essa proposta e não retirado de algum projeto existente. A superestrutura é constituída por 8 vigas, com seção calculada, tem duas pistas de rolamento, uma para cada sentido do tráfego, tem pista para passagem de pedestre de um lado e ciclovia do outro.

A classe definida para o cálculo do trem-tipo é a classe 45, pois no local o tráfego de caminhões com transporte de cargas é alto. O projeto arquitetônico da superestrutura da ponte foi feito utilizando a ferramenta do AutoCAD, e os cálculos dos momentos máximos, força cortante e reações nos apoios foram feitos com auxílio do Ftool.

Ambos os dimensionamentos básicos tem a parte inicial da superestrutura igual. Foram consideradas ações permanentes do tipo pavimentação da ponte, estruturas fixas no tabuleiro como guarda-rodas, guarda-corpo e peso próprio do material utilizado, além das permanentes foram consideradas ações variáveis como as cargas móveis e coeficiente de impacto vertical (CIV).

3.3 DIMENSIONAMENTO DA SUPERESTRUTURA EM CONCRETO ARMADO

Primeiro é a elaboração do projeto arquitetônico da ponte segundo a NBR 6118, definição do f_{ck} do concreto e tipo de aço utilizado. Na sequência foi realizado o cálculo do peso próprio da estrutura e obteve o momento e força cortante que a vigas suportaram, depois iniciou o dimensionamento da armadura das vigas.

A viga escolhida para iniciar o cálculo de dimensionamento da armadura longitudinal e verificação é a de maior momento. O primeiro passo é o cálculo do k_6 através da equação 1.

$$k_6 = \frac{b * d^2}{Md} \quad (1)$$

Com o valor do k_6 determinou o valor do k_3 correspondente na Quadro de k_6 conforme a figura 9, se a viga calculada for domínio 2 ou 3. Porém se o valor encontrado for menor do que o valor mínimo de k_6 correspondente ao f_{ck} adotado, a viga tem domínio 4 e é necessário o cálculo de armadura dupla. Para calcular a armadura dupla admite-se o menor valor de k_6 e em consequência o menor valor de k_3 , em seguida calcula-se o novo momento (M_1) pela equação 2.

$$M_1 = \frac{b * d^2}{k_{6adotado}} \quad (2)$$

Com o novo momento definido, o próximo passo foi encontrar uma área de aço (A_s) correspondente a esse M_1 , para isso é usado a equação 3.

$$A_s = \frac{k_3 * M_1}{d} \quad (3)$$

Esse momento M_1 não responde por todo momento que age na viga, então encontrou o momento restante (M_2) pela equação 4, e em seguida estimou-se a área de aço ($A_{s'}$) que equivale ao M_2 utilizando a equação 5.

$$M_2 = Md - M_1 \quad (4)$$

$$A_{s'} = \frac{1,4 * M_2}{(d - d_1)} * \frac{1,15}{5} \quad (5)$$

$A_{s'}$ é o valor da área de aço da armadura de compressão na viga, depois de definir o valor de $A_{s'}$ é definido a área de aço total que condiz com a armadura de tração, essa A_{st} é determinada pela equação 6.

$$A_{st} = A_s + A_{s'} \quad (6)$$

Com todos os valores de A_s determinados o próximo passo foi arbitrar um diâmetro e calcular quantas barras de aço foram necessárias.

Com a seção de aço determinada, o diâmetro da barra e a quantidade de aço que foi utilizada encontrada, o próximo passo é verificar se a quantidade de barras não ultrapassa a altura útil e se fica viável execução. Para que essa verificação aconteça de forma correta é necessário encontrar um valor de E_a , que deve atender os limites exigidos pela norma, o número de E_a é encontrado pela equação 7.

$$N^{\circ} \text{ de } E_a = b - (2 * \text{cobrimento} + 2 * \Phi \text{ transversal} + x * \Phi \text{ longitudinal}) \quad (7)$$

Com a armadura longitudinal calculada e dimensionada em seguida calculou a armadura transversal. Primeiro, majora por 1,4 a força cortante estabelecida no gráfico de Força Cortante, em seguida estima-se a verificação do concreto por meio das equações 8, 9 e 10.

$$V_{rd2} = (0,27 * a_{v2} * f_{cd} * b * d) \quad (8)$$

$$a_{v2} = 1 - (f_{ck} / 250) \quad (9)$$

$$f_{cd} = \frac{f_{ck}}{\gamma_c} \quad (10)$$

$$V_{sd} < V_{rd2}$$

A verificação estando dentro dos limites o próximo passo é o cálculo dos estribos por meio da equação 12.

$$V_{sd} = V_c + V_{sw} \quad (11)$$

Onde,

$$V_c = (0,6 * f_{ctd} * b * d) \quad (12)$$

$$F_{ctd} = \frac{f_{ctkinferior}}{\gamma_c} \quad (13)$$

$$f_{ctkinferior} = (0,7 * f_{ctm}) \quad (14)$$

$$f_{ctm} = 0,3^3 \sqrt{(f_{ck}^2)} \quad (15)$$

Tem-se que:

f_{ctm} = resistência a tração média dos corpos de prova.

Em seguida realizou-se o cálculo da armadura mínima por meio das equações 16,17,e 18.

$$\rho_{w, \min} = 0,2 * (f_{ctm} / f_{ywk}) \quad (16)$$

$$\left(\frac{A_{sw}}{S}\right)_{\min} = b * \rho_{w, \min} \quad (17)$$

$$V_{sd}^* = (V_c + (A_{sw}/S) * 0,9 * f_{ywd} * d) \quad (18)$$

Onde:

$\rho_{w, \min}$ = taxa mínima de armadura para seção

V_{sc}^* é a parcela de esforço cortante que a armadura mínima absorve, se o V_{sd}^* for menor que o V_{sd} , calcula-se um novo V_{sw} .

Figura 9 – Quadro de K6

TABELA DE DIMENSIONAMENTO: FLEXÃO SIMPLES (seção retangular)												
Unidades: tf ; cm				$\gamma_c = 1,4$		$\gamma_s = 1,15$		$k_6 = \frac{b \cdot d^2}{M_d}$		$A_s = \frac{k_3 \cdot M_d}{d}$		
		CLASSE DO CONCRETO (f_{ck})								TIPO DE AÇO (f_{yk})		
		k ₆								k ₃		
		k _x	15 MPa	20 MPa	25 MPa	30 MPa	35 MPa	40 MPa	45 MPa	50 MPa	CA 50	CA 60
D O M Í N I O	2	0.03	772.51	582.29	463.51	386.25	331.08	289.69	257.50	231.75	0.325	0.271
		0.04	517.62	390.17	310.57	258.81	221.84	194.11	172.54	155.29	0.327	0.272
		0.05	390.20	294.12	234.12	195.10	167.23	146.32	130.07	117.06	0.329	0.274
		0.06	313.76	236.50	188.25	156.88	134.47	117.66	104.59	94.13	0.330	0.275
		0.08	262.81	198.10	157.69	131.41	112.63	98.55	87.60	78.84	0.332	0.277
		0.09	226.44	170.68	135.86	113.22	97.04	84.91	75.48	67.93	0.334	0.278
		0.10	199.16	150.12	119.50	99.58	85.36	74.69	66.39	59.75	0.335	0.280
		0.11	177.96	134.14	106.78	88.98	76.27	66.74	59.32	53.39	0.337	0.281
		0.13	161.01	121.36	96.60	80.50	69.00	60.38	53.67	48.30	0.339	0.282
		0.14	147.14	110.91	88.29	73.57	63.06	55.18	49.05	44.14	0.341	0.284
		0.15	135.60	102.21	81.36	67.80	58.11	50.85	45.20	40.68	0.343	0.285
		0.16	125.84	94.85	75.50	62.92	53.93	47.19	41.95	37.75	0.344	0.287
		0.18	117.48	88.55	70.49	58.74	50.35	44.05	39.16	35.24	0.346	0.289
		0.19	110.24	83.09	66.14	55.12	47.25	41.34	36.75	33.07	0.348	0.290
		0.20	103.91	78.32	62.35	51.96	44.53	38.97	34.64	31.17	0.350	0.292
		0.21	98.33	74.12	59.00	49.17	42.14	36.87	32.78	29.50	0.352	0.293
		0.23	93.38	70.39	56.03	46.69	40.02	35.02	31.13	28.01	0.354	0.295
		0.24	88.95	67.05	53.37	44.48	38.12	33.36	29.65	26.69	0.356	0.297
		0.25	84.98	64.05	50.99	42.49	36.42	31.87	28.33	25.49	0.358	0.298
		0.26	81.38	61.34	48.83	40.69	34.88	30.52	27.13	24.41	0.360	0.300
		0.28	78.12	58.88	46.87	39.06	33.48	29.29	26.04	23.44	0.362	0.301
		0.29	75.14	56.64	45.09	37.57	32.20	28.18	25.05	22.54	0.364	0.303
		0.30	72.42	54.59	43.45	36.21	31.04	27.16	24.14	21.73	0.366	0.305
		0.31	69.92	52.71	41.95	34.96	29.97	26.22	23.31	20.98	0.368	0.307
0.33	67.62	50.97	40.57	33.81	28.98	25.36	22.54	20.29	0.370	0.308		
0.34	65.49	49.37	39.30	32.75	28.07	24.56	21.83	19.65	0.372	0.310		
0.35	63.52	47.88	38.11	31.76	27.22	23.82	21.17	19.06	0.374	0.312		
0.36	61.69	46.50	37.01	30.84	26.44	23.13	20.56	18.51	0.377	0.314		
0.38	59.98	45.21	35.99	29.99	25.71	22.49	19.99	17.99	0.379	0.316		
0.39	58.39	44.01	35.03	29.20	25.02	21.90	19.46	17.52	0.381	0.318		
0.40	56.90	42.89	34.14	28.45	24.39	21.34	18.97	17.07	0.383	0.319		
0.41	55.51	41.84	33.31	27.75	23.79	20.82	18.50	16.65	0.386	0.321		
0.43	54.20	40.86	32.52	27.10	23.23	20.33	18.07	16.26	0.388	0.323		
0.44	52.97	39.93	31.78	26.49	22.70	19.86	17.66	15.89	0.390	0.325		
0.45	51.81	39.06	31.09	25.91	22.21	19.43	17.27	15.54	0.393			
0.46	50.72	38.23	30.43	25.36	21.74	19.02	16.91	15.22	0.395			
0.48	49.69	37.46	29.82	24.85	21.30	18.64	16.56	14.91	0.398			
0.49	48.72	36.72	29.23	24.36	20.88	18.27	16.24	14.62	0.400			
0.50	47.80	36.03	28.68	23.90	20.49	17.92	15.93	14.34	0.403			
0.51	46.93	35.37	28.16	23.46	20.11	17.60	15.64	14.08	0.405			
0.53	46.10	34.75	27.66	23.05	19.76	17.29	15.37	13.83	0.408			
0.54	45.31	34.16	27.19	22.66	19.42	16.99	15.10	13.59	0.410			
0.55	44.57	33.59	26.74	22.28	19.10	16.71	14.86	13.37	0.413			
0.56	43.86	33.06	26.32	21.93	18.80	16.45	14.62	13.16	0.415			
0.58	43.18	32.55	25.91	21.59	18.51	16.19	14.39	12.96	0.418			
0.59	42.54	32.07	25.52	21.27	18.23	15.95	14.18	12.76	0.421			
0.60	41.93	31.60	25.16	20.96	17.97	15.72	13.98	12.58	0.424			
0.61	41.35	31.16	24.81	20.67	17.72	15.50	13.78	12.40	0.426			
0.63	40.79	30.75	24.47	20.39	17.48	15.30	13.60	12.24	0.429			

Elaborada pelo Prof. Roldão Araújo - M.Sc. Estruturas

Fonte: Anotações de Aula

3.4 DIMENSIONAMENTO DA SUPERESTRUTURA EM CONCRETO PROTENDIDO

Com o projeto arquitetônico elaborado e todas as condicionantes determinadas adotou-se seção transversal da viga, escolheu o tipo de aço e o diâmetro, depois passou para a determinação do limite da força de protensão em uma cordoalha. O sistema de protensão usado foi o de protensão com aderência posterior e o tipo de protensão adotado nos cálculos foi o de protensão total, ou seja, não tem tensão de tração atuando nas longarinas.

A força de protensão de uma cordoalha é calculada seguindo os determinados passos: primeiro é determinação da tensão σ_{pi} da armadura de protensão na saída do aparelho, essa tensão é encontrada utilizando a equação 19. Para calcular a tensão calculada seguindo os determinados passos: primeiro é determinação da tensão σ_{pi} o tipo de cordoalha deve ser definida antes, pois, f_{ptk} e f_{pyk} são características específicas de cada cordoalha.

$$\sigma_{pi} = 0,74f_{ptk} \text{ e } 0,82f_{pyk} \quad (19)$$

Seguidamente de calcular a tensão determinou-se a força de protensão de uma cordoalha sem perdas, através da equação 20.

$$P_i = \sigma_{pi} * A_{p0} \quad (20)$$

Onde,

P_i = força de protensão (KN/cordoalha)

σ_{pi} = tensão na saída do aparelho

A_{p0} = área da cordoalha.

O segundo passo foi o cálculo das características geométricas da viga, determinou-se inércia pela equação 21 e W usando a equação 22.

$$I = \frac{b * h^3}{12} \quad (21)$$

$$W = \frac{I}{y} \quad (22)$$

Com as características da viga e a força de protensão calculadas, o próximo passo é o dimensionamento da seção de acordo com o Cholfe e Bonilha (2013) no livro Concreto Protendido: Teoria e Prática, com $A_s = 0$ (seção totalmente protendida). A tensão externa devido a carregamento da viga foi estimada usando a equação 23, após a definição da tensão, estabeleceu o valor da tensão normal

devido à protensão de uma cordoalha, esse valor é adquirido usando as equações 24 e 25.

$$Tensões = \frac{Md}{W} \quad (23)$$

$$\sigma_{c(o)su} = \frac{Pi}{y} - Pi * \frac{e}{W} \quad (24)$$

$$\sigma_{c(o)in} = \frac{Pi}{y} + Pi * \frac{e}{W} \quad (25)$$

Posteriormente foi realizado o dimensionamento com protensão completa, para a obtenção desse valor foi aplicado a equação 26, logo após, encontrar o número de cordoalhas foi executado uma verificação na fibra superior, para averiguar se o número de cordoalhas adotado está dentro do limite exigido em norma, para isso utilizou-se a equação 27. Feito todos esses procedimentos o passo subsequente é o detalhamento de todas as vigas.

$$m = \frac{Tensões}{\sigma_{c(o)in}} \quad (26)$$

$$cordolhas * \sigma_{c(o)su} - Tensão < 0,6 * fck \quad (27)$$

3.5 COMPARATIVO DAS CARACTERÍSTICAS

Foram relacionadas características como, fissuras existentes, seção transversal da viga, volume de concreto, área de aço entre outras em relação ao concreto armado e ao concreto protendido aplicado nas vigas de uma ponte, e idealizado um comparativo quantitativo entre essas características, para mostrar qual técnica se sobressai em relação a essa proposta arquitetônica.

4. RESULTADOS E DISCUSSÃO

O presente capítulo tem como objetivo apresentar os resultados finais, da definição do dimensionamento básico das vigas de uma ponte em concreto armado e do dimensionamento básico das vigas de uma ponte em concreto protendido. Estes resultados permitiram a realização de um estudo comparativo entre as características das duas técnicas construtivas.

Os próximos tópicos apresentarão todas as tomadas de decisões e todos os testes até chegar à concepção estrutural final.

4.1 PROJETO DAS VIGAS DE UMA PONTE EM CONCRETO ARMADO

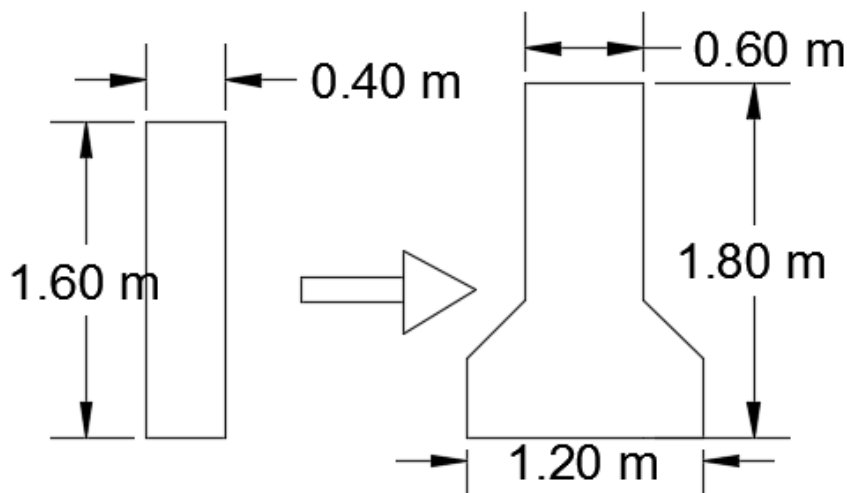
Para iniciar o projeto primeiro foi definido o f_{ck} , que é de 40 MPa, logo após foi feito um croqui de como seria o projeto. O projeto é composto por duas pistas de rolamento, uma pista de ciclovia e outra para pedestre, totalizando um largura de 12,20 m, sua estrutura é formada por uma laje de concreto armado com altura de 20 cm, revestimento asfáltico em todas as pistas com altura de 8 cm, dois guardas-rodas e duas barreiras.

Para o cálculo da carga móvel foi adotado a classe 45 conforme a NB6/82, como foi citado na metodologia. A primeira concepção estrutural da ponte era composta de 7 vigas com seção 1,60 m x 0,40 m e espaçamento de 1,50 metros entre elas.

Essa primeira concepção não foi aprovada, pois ao calcular o dimensionamento da viga com maior momento, observou-se que o número de barras necessárias e a sua verificação dentro da seção ultrapassava a altura útil adotada, ou seja, foi adotada uma altura útil de 16 cm para o cálculo, contudo, a altura útil necessária era de 30 cm. Essa imprecisão fez com que o primeiro projeto sofresse alterações no traçado geométrico das vigas e quantidades até chegar a um traçado ideal que atendesse a todas as exigências, a figura 10 mostra a primeira concepção das vigas e a definição final.

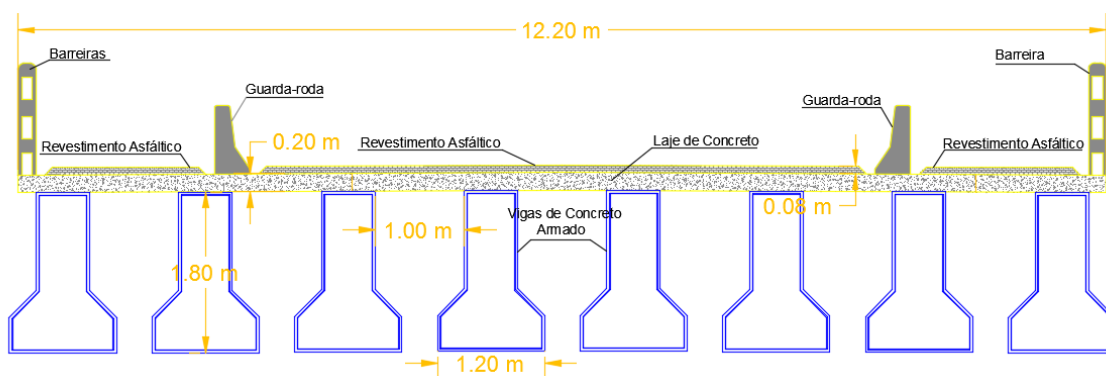
O desenho final da superestrutura da ponte ficou constituído por um tabuleiro formado por uma laje de concreto armado com revestimento asfáltico, guarda-rodas, barreiras e 8 vigas com 1,80 m de altura, base alargada de 1,20 m, espaçamento de 1m entre as vigas e balanço de 0,20 m em ambos os lados da ponte, a figura 11 representa a concepção estrutural da ponte como foi descrito nesse parágrafo.

Figura 10 – Concepção inicial e final da viga da ponte



Fonte: Autora

Figura 11 – Concepção Estrutural – Corte Transversal



Fonte: Autora

4.1.1 Dimensionamento do Peso-Próprio do Tabuleiro e da Longarina

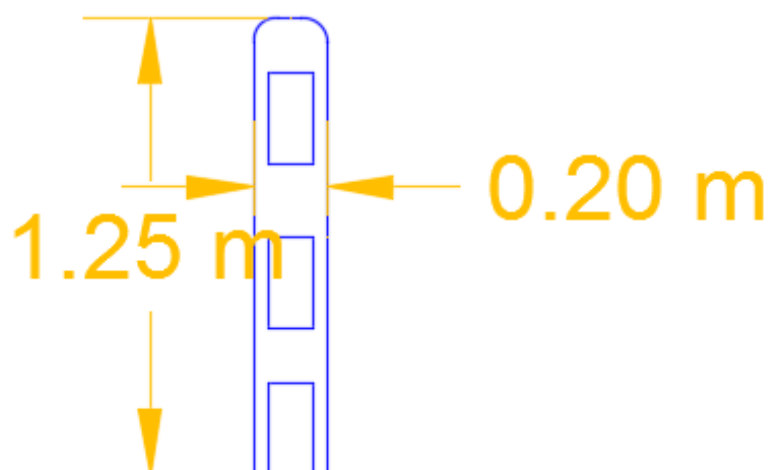
Para o dimensionamento do peso-próprio do tabuleiro foi adotado os dados como a NBR 7187 recomenda, concreto armado com peso específico de 25 KN/m^3 , pavimento asfáltico com peso específico de 24 KN/m^3 e recapeamento de 2 KN/m^2 , guarda-roda e barreira.

O peso específico de cada material adotado foi multiplicado por uma área e o resultado dessa multiplicação transformou-se em cargas distribuídas no caso do concreto armado e revestimento asfáltico e em cargas pontuais no caso das barreiras e dos guarda-rodas.

A laje do tabuleiro é constituída de concreto armado e tem altura de 20 cm, o revestimento asfáltico adotado em todas as pistas tem altura de 8 cm, contudo o

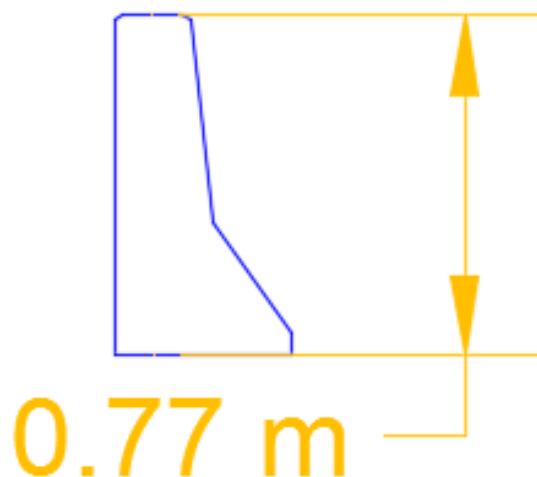
recapeamento foi considerado somente na pista de rolamento. O guarda-corpo adotado têm altura de 1,25 m e largura 0,20 m como pode ser visto na figura 12. O guarda-rodas é feito de concreto armado e tem altura de 0,77 m, seu traçado geométrico pode ser visto na figura 13. A área de ambas as figuras foram retiradas com auxílio do AutoCAD.

Figura 12 – Guarda-Corpo/ Barreira



Fonte: Autora

Figura 13 – Guarda-Roda



Fonte: Autora

O cálculo do dimensionamento do peso-próprio do tabuleiro foi executado conforme o quadro 8.

Quadro 8 – Dimensionamento do Peso-Próprio do Tabuleiro

DESCRIÇÃO	CÁLCULO	RESULTADO
LAJE	$1 \text{ m} * 0,20 \text{ m} * 25 \text{ KN/m}^3$	5 KN/m
VIA DE PEDESTRE E CICLOVIA	$1 \text{ m} * 0,08 \text{ m} * 24 \text{ KN/m}^3$	1,92 KN/m
PISTA DE ROLAMENTO	$1 \text{ m} * 0,08 \text{ m} * 24 \text{ KN/m}^3 +$ 2 KN/m^2	3,92 KN/m
GUARDA-RODA	$0,1913\text{m}^2 * 25\text{KN/m}^3 * 1 \text{ m}$	4,59 KN
GUARDA-CORPO/ BARREIRA	$0,1579\text{m}^2 * 1\text{m} * 25 \text{ KN/m}^3$	3,79 KN

Fonte: Autora

Com o valor de cada material definido o próximo passo foi simbolizar o local de cada carga no tabuleiro, para saber o valor final na ponte e representá-lo no Ftool, em sequência obteve-se o valor das reações que o peso-próprio faz em cada longarina. A figura 14 mostra a viga com o carregamento do peso-próprio e o valor de cada reação de apoio. As reações de apoio obtidas na viga da figura 14 é uma das cargas que compõem a carga estática de cada longarina.

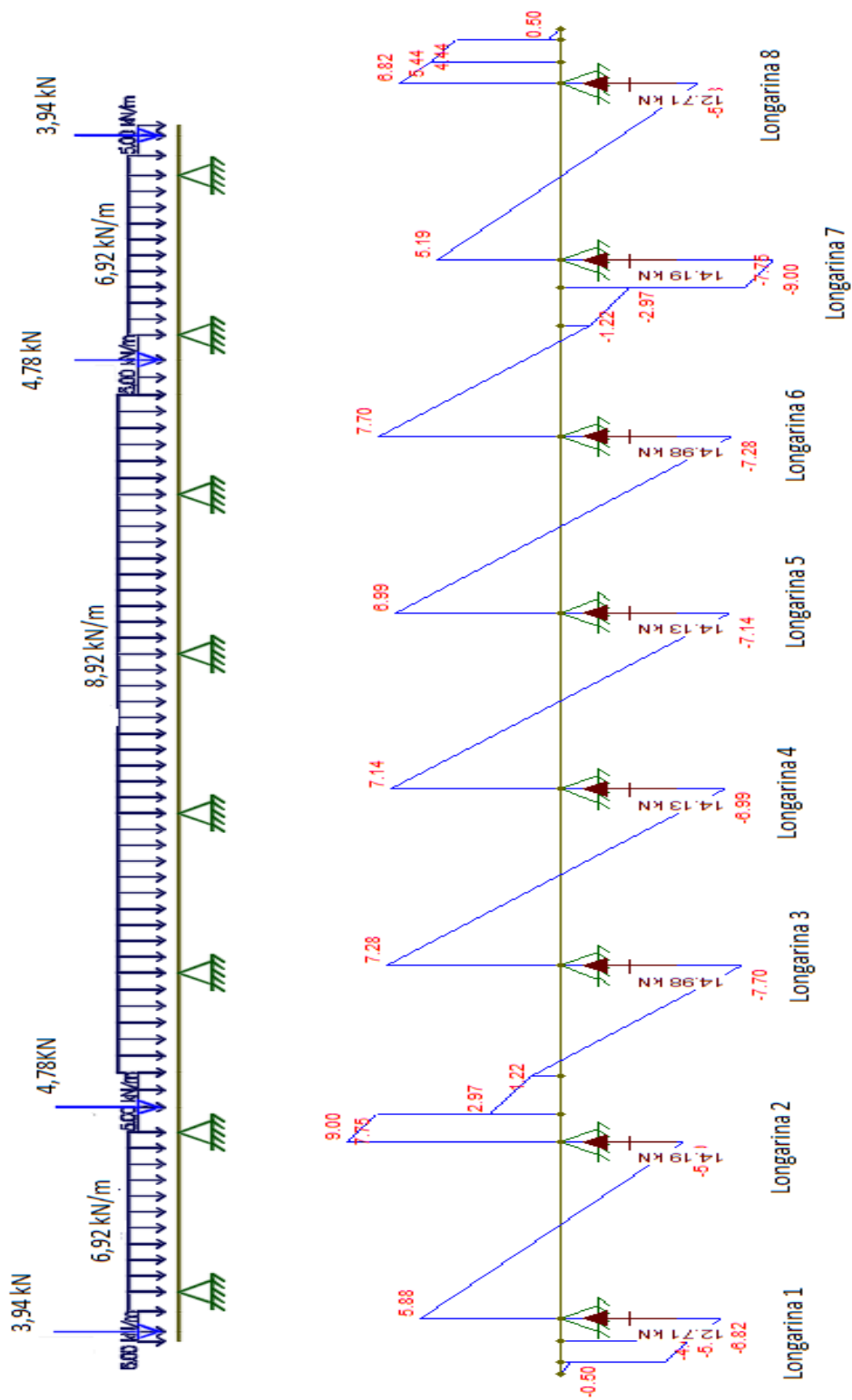
Como uma das cargas que compõem a carga estática já está definida o próximo passo foi encontrar o outro componente que é o peso-próprio da longarina. Para obter o valor dessa carga multiplicou-se o peso específico do concreto armado pela área da viga. A viga tem seção demonstrada na figura 15 e a área da mesma foi obtida com auxílio do AutoCAD.

Com o peso-próprio da viga e o valor de cada reação, obteve-se o valor da carga estática de cada viga como mostra a quadro 9.

O valor da carga estática encontrado foi consideravelmente alto, a justificativa desse aumento é o tipo de classe da ponte e principalmente a seção da viga, pois quanto maior a área da longarina maior é peso-próprio da mesma.

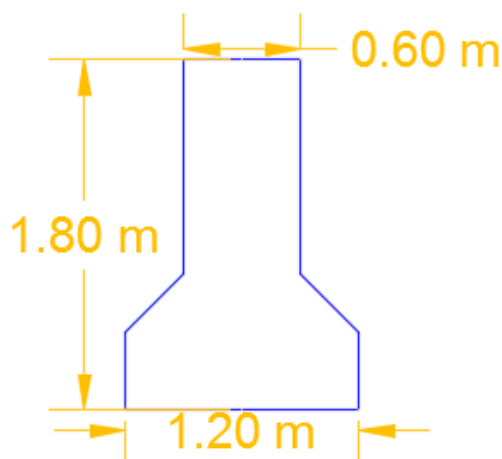
O projeto arquitetônico da ponte é espelhado, essa característica fez com que algumas longarinas tivessem resultados iguais como, por exemplo, a longarina 1 e 8, devido a isso vigas que tiveram resultados iguais foram detalhas e descritas juntas.

Figura 14 — Diagrama de Esforços Cortantes do Peso-Próprio



Fonte: Autora

Figura 15 - Viga



Fonte: Autora

Quadro 9 – Quadro de Carga Estática Concreto Armado

DESCRIÇÃO	PESO-PRÓPRIO DO TABULEIRO (KN/m)	PESO-PRÓPRIO DA VIGA (KN/m)	CARGA ESTÁTICA (KN/m)
Viga 1 e 8	12,71	35,25	47,96
Viga 2 e 7	14,19	35,25	49,44
Viga 3 e 6	14,98	35,25	50,23
Viga 4 e 5	14,13	35,25	49,38

Fonte: Autora

4.1.2 Cálculo do Trem-Tipo

A classe do veículo tipo adotado na metodologia foi de 45, com isso, a carga pontual adotada foi de 75 KN para cada roda do veículo e a carga de multidão adotada foi de 5 KN/m² para carga em pista e 3 KN/m³ para carga em passeio para o cálculo do trem-tipo foi analisado três propostas.

A primeira proposta é uma viga constituída apenas por carga de multidão e a mesma só preenchem os locais em que são transitáveis, seja ela a pista de rolamento, ciclovia ou área de pedestre. A figura 16 mostra como ficou a disposição das cargas na ponte.

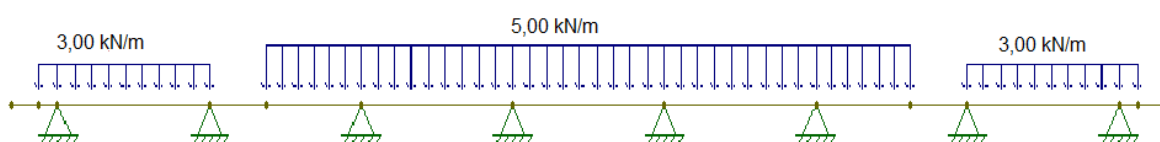
A segunda proposta é uma viga constituída por carga de multidão mais carga do veículo cortando as rodas, nessa condição o veículo é colocado na pista de

preferência perto do guardas-rodas, no espaço do veículo é visto duas cargas pontuais que representam a carga da quantidade de pneus, com o espaço do carro definido, todo o resto da pista de rolamento é preenchido com carga de multidão como mostra a figura 18.

A terceira proposta é uma viga constituída por carga de multidão mais carga do veículo sem cortar as rodas, nessa condição o veículo mantém a mesma posição anterior, no entanto, o corte do veículo é feito em um local onde não visualiza as rodas deixando o espaço do veículo em branco, e todo resto da pista é preenchido com carga de multidão, a figura 20 exemplifica o que foi citado acima.

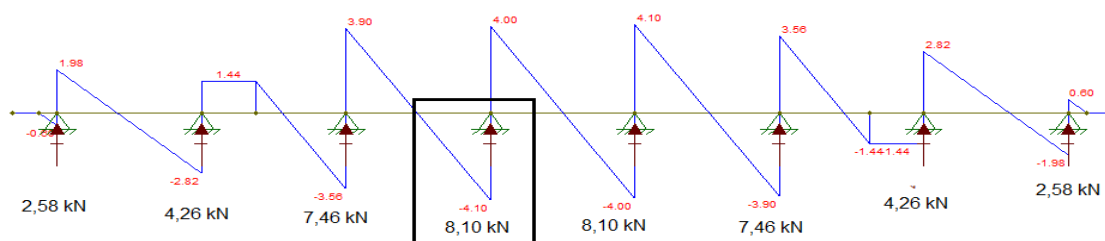
O trem-tipo é constituído por uma carga externa, uma carga interna e cargas pontuais. A carga externa é determinada analisando a primeira proposta, pois é escolhido o maior valor da reação de apoio entre os 8 apoios da viga, a figura 17 mostra a reação e o valor escolhido. A carga interna é escolhida analisando a segunda e a terceira proposta, pois é selecionado o maior valor de reação entre os 16 valores de reações de apoio, a figura 19 mostra o valor das reações de apoio da segunda proposta e o valor escolhido, já a figura 21 mostra o valor das reações de apoio da terceira hipótese. A carga pontual representa a quantidade de eixos que o veículo tem e o seu valor é o somatório das cargas de pneu em cada eixo.

Figura 16 – Primeira Proposta



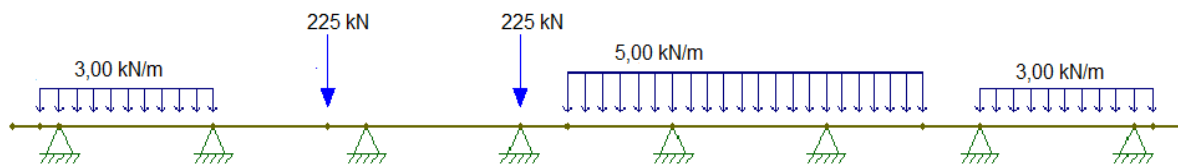
Fonte: Autora

Figura 17 - Diagrama de Esforços da Primeira Proposta



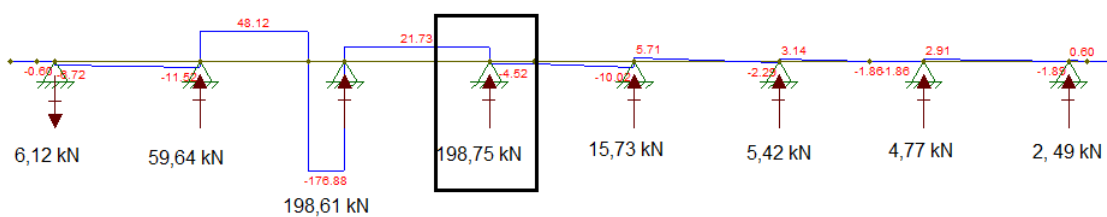
Fonte: Autora

Figura 18 – Segunda Proposta



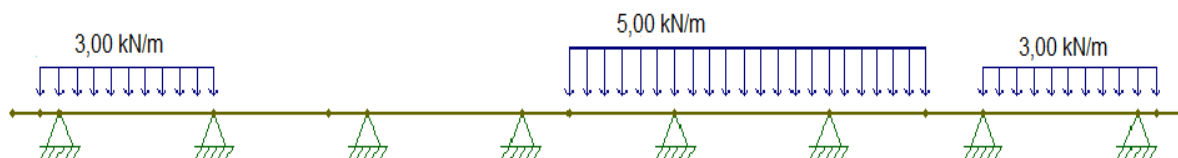
Fonte: Autora

Figura 19 - Diagrama de Esforços da Segunda Proposta



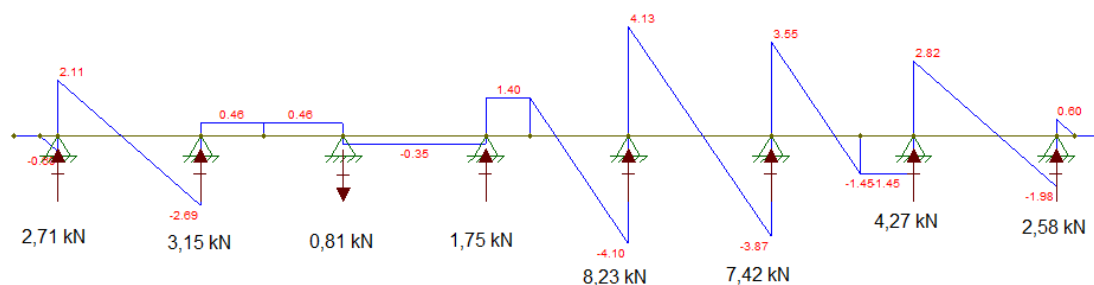
Fonte: Autora

Figura 20 – Terceira Proposta



Fonte: Autora

Figura 21 – Diagrama de Esforços da Terceira Proposta

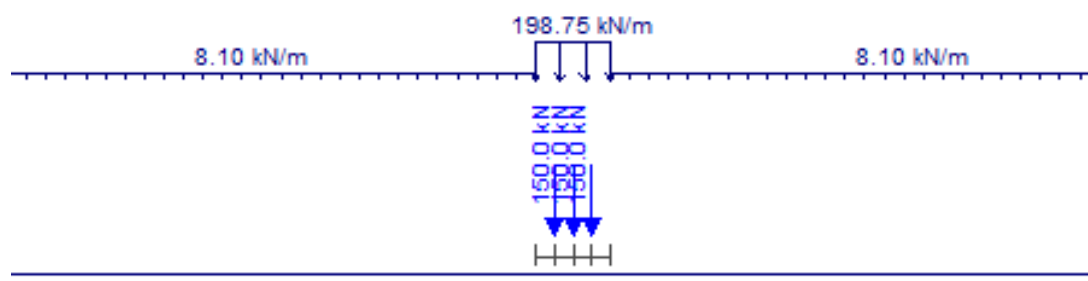


Fonte: Autora

Com todas as reações definidas o trem-tipo adotado para o cálculo das cargas móveis ficou com carga interna de 198,75kN, carga externa de 8,10 kN e

três cargas pontuais de 150 kN com espaçamento de 1,50 m entre elas conforme a norma. A figura 22 é o modelo do trem-tipo.

Figura 22 – Trem-Tipo



Fonte: Autora

O coeficiente de impacto é uma ação variável que compõem o trem-tipo e o comprimento do vão da ponte pode interferir no seu resultado, o valor encontrado para esse projeto foi de 1,21.

4.1.3 Dimensionamento de armadura longitudinal

Para o dimensionamento da armadura longitudinal foi escolhida a viga 3, pois devido a sua maior carga estática como está destacado no quadro 9, a viga gerou o maior momento entre todas as outras. Apesar de ter uma base alargada à longarina foi calculada como seção retangular. Para fins de cálculo foi considerado um cobrimento de 3 cm, altura útil (d) 162 cm, base (b) 60 cm, e o momento máximo de 267455 tf.cm, esse momento foi extraído do gráfico de momento fletor obtido pelo Ftool como mostra a figura 23.

Em seguida, foi calculado o $K6$ aplicando a equação 1, o valor obtido foi de 5,29, classificando a viga como domínio 4, ou seja, foi necessário armadura dupla. Para o cálculo da armadura dupla foi adotado um $k6$ de 15,30 e um $k3$ de 0,429, conforme o quadro 9. Após definir esses valores aplicou-se a equação 2, para identificar o momento resultante ($M1$) desse $k6$ adotado, o valor encontrado foi de 102.917,65 tf.cm.

O próximo passo realizado foi a utilização da equação 3, por meio dela determinou o A_s correspondente ao $M1$ encontrado, em sequência foi definido o $M2$, para encontrar esse momento foi utilizado a equação 4, o valor encontrado foi de 195537,35 tf.cm. Com o valor do $M2$, foi obtido o A_s' através da equação 5, a resultante dessa equação é 435,01 cm², essa área de aço além de compor a A_{st} também corresponde ao valor da área de aço de compressão.

Depois de aplicar todas essas equações, o próximo passo foi o uso da equação 6, que somou A_s' com A_s e resultou no valor de $707,55 \text{ cm}^2$ correspondente a seção de aço da armadura de tração.

Para calcular o número de barras que seriam usadas na peça, estabeleceu uma barra de diâmetro de 25 mm com seção de aço de 5 cm^2 e depois dividiu o A_{st} e o A_s' pela seção da barra definindo assim quantas barras seriam usadas para combater o momento, o número de barras adotada para essa viga foi de $142\Phi 25\text{mm}$ para armadura de tração e $88 \Phi 25 \text{ mm}$ para armadura de compressão.

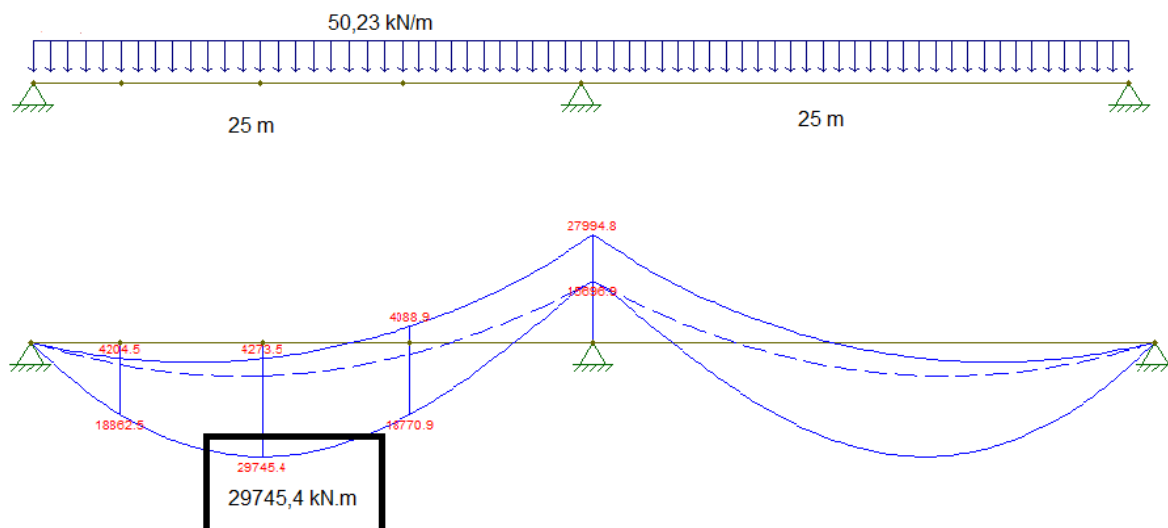
Definido todas as barras o próximo passo foi executar o cálculo de E_a usando a equação 7. As demais vigas foram dimensionadas usando o mesmo método, a Quadro 10 mostra a quantidade de barras dimensionada em cada viga.

Quadro 10 – Quantidade de Barras Armadura Longitudinal

Viga	Compressão (Barras) 25 mm	Tração (Barras) 25 mm
1 e 8	86	140
2 e 7	87	141
3 e 6	88	142
4 e 5	87	141

Fonte: Autora

Figura 23 – Viga 3 e 6 Momento



Fonte: Autora

4.1.4 Dimensionamento da armadura transversal

No dimensionamento da armadura transversal manteve a mesma viga utilizada para o dimensionamento da armadura longitudinal, para essa etapa analisou o Gráfico de Força Cortante da viga mostrado na figura 24 e majorou as forças por 1,4. Em seguida analisou a verificação do concreto $V_{sd} < V_{rd2}$. Para que essa verificação acontecesse foram utilizadas as equações 9, 10 e 8 na ordem de cálculo. O resultado dessa etapa foi 6298,25 KN, a verificação foi aprovada, pois a maior força majorada era de 5207,44 KN, ou seja, menor do que o valor de V_{rd2} .

A próxima etapa foi o cálculo dos estribos, nessa fase foram utilizadas as equações 15, 14, 13 e 12 na ordem de aplicação. A primeira resultante encontrada foi o f_{ctm} de 3,51 Mpa, a segunda foi o f_{ctk} inferior no valor de 2,46 Mpa já a terceira foi o f_{ctd} de 1,76 Mpa. Todos esses valores eram necessários para a aplicação da equação 12 que resultou em um V_c de 1026,43 KN.

Em seguida determinou a armadura mínima adotada na viga, para o cálculo da armadura foram aplicadas as equações 16 e 17, ao final desses cálculos obteve-se uma seção de aço de 8,4 cm^2/m , em sequência foi encontrado o momento que corresponde a essa seção de aço, para isso foi utilizado à equação 18, e o valor encontrado foi de 1558,94 KN. O valor dessa força foi inserido no gráfico, pois na parte da viga em que o V_{sd} não ultrapassou o V_{sd}^* dimensionado foi adotado

armadura mínima, onde foi superior ao V_{sd}^* calculou-se uma nova área de aço para os novos V_{sd} , seguindo o mesmo método descrito acima.

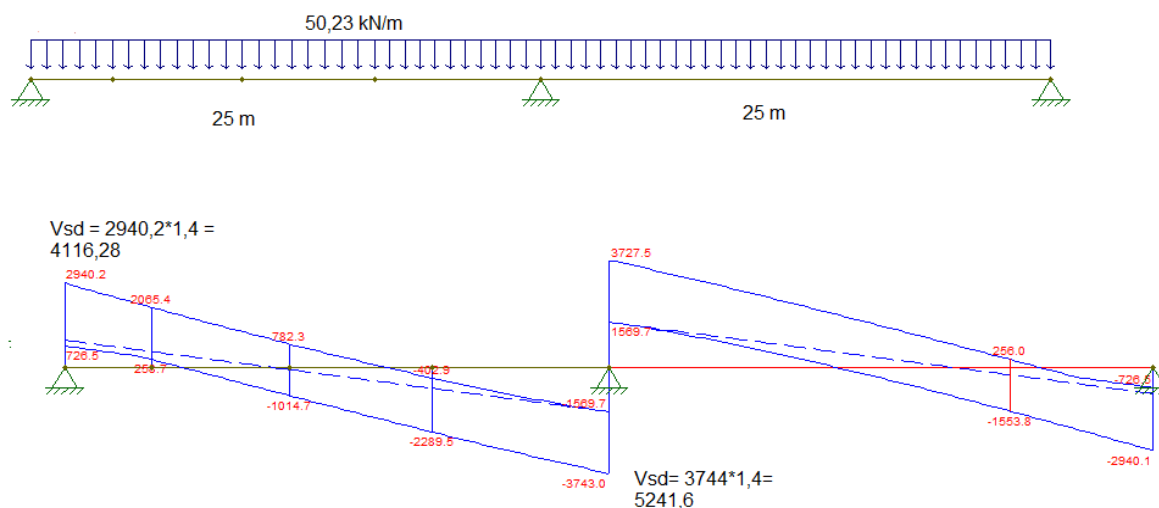
As demais vigas foram dimensionadas usando o mesmo método, o quadro 11 mostra a quantidade de barras adotadas em cada viga.

Quadro 11 – Quantidade de Barras Armadura Transversal

Viga	Armadura Mínima	Armadura para $V_{sd} 1$	Armadura para $V_{sd} 2$
1 e 8	234 Φ 8,0 mm c/11cm	208 Φ 20 mm c/12 cm-5,60m	528 Φ 20 mm c/ 9 cm-5,60m
2 e 7	234 Φ 8,0 mm c/11cm	208 Φ 20 mm c/12 cm-5,60m	528 Φ 20 mm c/ 9 cm-5,60m
3 e 6	234 Φ 8,0 mm c/11cm	208 Φ 20 mm c/12 cm-5,60m	528 Φ 20 mm c/ 9 cm-5,60m
4 e 5	234 Φ 8,0 mm c/11cm	208 Φ 20 mm c/12 cm-5,60m	528 Φ 20 mm c/ 9 cm-5,60m

Fonte: Autora

Figura 24 – Viga 3 e 6 Cortante



Fonte: Autora

4.2 PROJETO DAS VIGAS DE UMA PONTE EM CONCRETO PROTENDIDO

O projeto arquitetônico da ponte utilizada para o cálculo das vigas em concreto protendido é o mesmo definido para concreto armado, ou seja, altura de tabuleiro, barreiras, revestimento e o tipo de trem-tipo, a única diferença é a seção da viga protendida. Essa decisão de manter as mesmas características em ambos

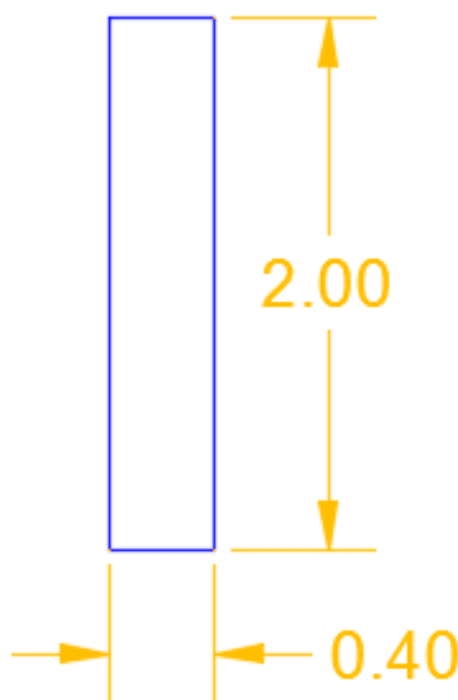
os projetos foi tomada para facilitar a comparação entre os dois métodos construtivos.

Por já ter sido detalhado no capítulo 4.1.1 o dimensionamento do peso-próprio e no 4.1.2 o dimensionamento do trem-tipo, não foi necessário uma nova explicação, no entanto, devido à seção da viga ter sofrido alterações a única mudança foi nos valores da carga estática das longarinas.

4.2.1 Características geométricas das vigas

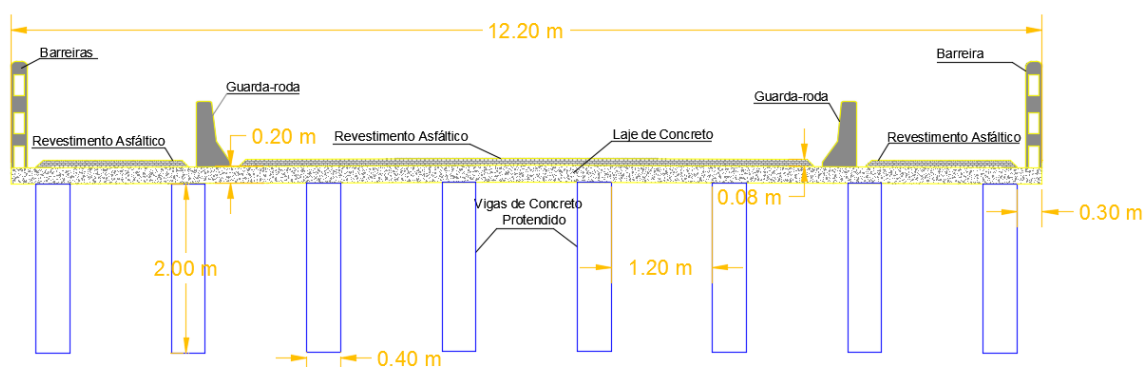
As vigas adotadas para o dimensionamento básico em concreto protendido tem seção retangular de 2,00 m x 0,40 m, conforme mostra à figura 25, a quantidade de vigas foi mantida, contudo o espaçamento entre as vigas nesse projeto é de 1,20 m e o balanço é de 0,30 m, as demais características foram todas conservadas, isso pode ser observado na figura 26.

Figura 25 – Seção da Viga em Concreto Protendido



Fonte: Autora

Figura 26 – Dimensionamento básico em Concreto Protendido



Fonte: Autora

Devido à alteração na geometria da viga modificou-se o peso-próprio da longarina, então se calculou uma nova área que foi de $0,8 \text{ m}^2$ e multiplicou pelo peso específico do concreto protendido que é 25 KN/m^3 . O quadro 12 mostra valores do peso-próprio do tabuleiro, da viga e o valor da carga estática de cada longarina.

Quadro 12 - Quadro de Carga Estática Concreto Protendido

DESCRIÇÃO	PESO-PRÓPRIO DO TABULEIRO (KN/m)	PESO-PRÓPRIO DA VIGA (KN/m)	CARGA ESTÁTICA (KN/m)
Viga 1 e 8	12,71	20	32,71
Viga 2 e 7	14,19	20	34,19
Viga 3 e 6	14,98	20	34,98
Viga 4 e 5	14,13	20	34,13

Fonte: Autora

4.2.2 Dimensionamento das vigas Protendidas ($A_s = 0$)

A viga escolhida para detalhar o cálculo foi a viga 3 por ter o maior carregamento estático entre as demais vigas, como está destacado na quadro 12, isso fez com que a longarina 3 e a 6 tivessem um momento maior.

Para o dimensionamento das longarinas foi adotado cordoalha de 7 fios CP 210 com diâmetro nominal de 15,2 mm, área mínima de 140 mm^2 , o f_{ptk} para esse tipo de cordoalha é 2100 e o f_{pyk} é de 1890, todos esses dados foram retirados da norma. Definido todos os dados foi calculada a tensão σ_{pi} de protensão aplicada na saída do aparelho, para isso utilizou-se a equação 19 e adotou-se o menor valor entre as duas hipóteses que foi de 1549,8 Mpa. Encontrada a tensão o próximo

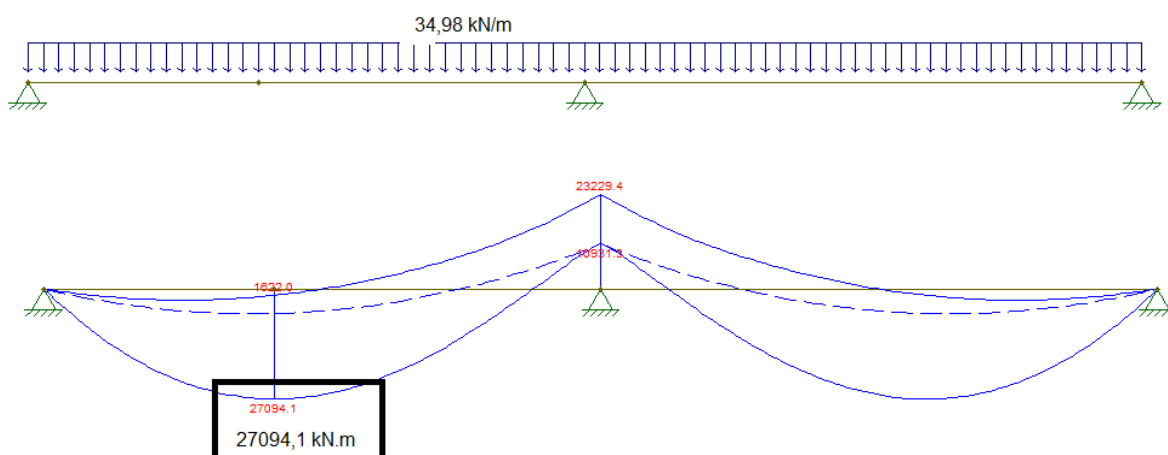
passo realizado foi cálculo da tensão P_i aplicada em uma cordoalha usando a equação 20, o valor calculado foi de 216,97 KN. As perdas de protensão foram desprezadas para o cálculo do dimensionamento das vigas da ponte.

Em sequência, houve o cálculo das características geométricas da peça, através da equação 21 encontrou o valor de $0,2667 \text{ m}^4$ e aplicando a equação 22 encontrou o valor $0,6668 \text{ m}^3$. Logo após calcular as características, determinou o valor da tensão devido ao carregamento externo que foi $40633,47 \text{ kPa}$ esse valor foi obtido pela equação 23, depois calculou as tensões devido à protensão da cordoalha na fibra superior através da equação 24 e na fibra inferior pela equação 25. Os valores calculados das tensões foram: $\sigma_c(o)_{su}$ é 477,35 e $\sigma_c(o)_{si}$ é 607,51. O momento usado para calcular a tensão foi extraído do gráfico da longarina 3 calculado pelo Ftool, a figura 28 mostra o momento adotado.

Dando continuidade aos cálculos, foi determinado o número de cordoalhas que eram necessárias para combater todo o momento de tração, esse cálculo foi realizado por meio da equação 26, o valor encontrado foi de 69 cordoalhas, que foram divididas em dois cabos com 37 cordoalhas cada, então o número total de cordoalhas adotadas foram 74. Em seguida foi verificado na fibra inferior, esse número de cordoalhas adotadas utilizando a equação 27, o resultado obtido foi de 4717,64 e o valor máximo era de 24000.

As demais vigas foram dimensionadas usando o mesmo método, o quadro 13 mostra a quantidade de barras adotadas em cada viga.

Figura 27 – Viga 3 Momento Fletor



Fonte: Autora

Quadro 13 – Armadura de Protensão

Viga	Armadura
1 e 8	2 cabos 37 Φ 15,2 mm
2 e 7	2 cabos 37 Φ 15,2 mm
3 e 6	2 cabos 37 Φ 15,2 mm
4 e 5	2 cabos 37 Φ 15,2 mm

Fonte: Autora

4.3 ANÁLISE DAS CARACTERÍSTICAS CONSTRUTIVAS

O quadro 14 mostra algumas das características analisadas e estudadas durante a realização desse projeto. Esses pontos destacados constituem a parte de projeto e execução da obra.

Quadro 14 – Características Relacionadas à Longarina 3

	Características	CONCRETO ARMADO	CONCRETO PROTENDIDO
Projeto	Fissuras	Com fissuras	Sem fissuras
	Concreto (Fck)	40	40
	Seção Transversal (Área m ²)	1,41	0,80
	Cobrimento	3,0 cm	3,5 cm
	Tipo de Aço	Aço CA 50 Φ 25 mm	CP 210 Φ 12, 7 mm
Execução	Área de Aço (cm ²)	707,55	103,6
	Volume de concreto (m ³)	35,25	20
	Equipamentos	Formas, Escoras, Vibradores	Formas, Escoras, Vibradores, Aparelho de aplicação a força de Protensão

Fonte: Autora

Outro ponto destacado foi a formação de fissuras, o concreto armado por mais que seja dimensionado corretamente, se for aplicado uma tensão de tração maior do que a resistência do concreto há surgimento de fissuras como já afirmou o

autor BASTOS (2006), essas fissuras na viga de concreto podem ser aberturas para agentes externos agressivos facilitando o início de corrosão.

Em relação ao concreto protendido por ter sido dimensionado com protensão total, a probabilidade de fissuras é nula, pois não existem esforços de tração para serem absorvidos pelo concreto, sendo assim o concreto absorve todos os esforços de compressão que é uma característica do mesmo.

O cobrimento adotado nos dois casos foi determinado conforme a NBR 6118/2014, adotando um ambiente agressivo de classe II. O valor utilizado nas vigas de concreto armado foi de 3 cm, já nas vigas de concreto protendido foi de 3,5 cm, pois o controle de execução do CP é mais rigoroso por ser uma estrutura que não oferece avisos prévios de rompimento produzindo imediatamente um colapso total.

Quadro 15 – Comparativo de Momentos Máximos e Forças Cortantes

Momento Fletor	Viga 1 e 8 (kN.m)	Viga 2 e 7 (kN.m)	Viga 3 e 6 (kN.m)	Viga 4 e 5 (kN.m)
Concreto Armado	29350,6	29608	29745,6	29597,9
Concreto Protendido	26699,7	26957	27094,4	26946,6
Força Cortante	Viga 1 e 8 (kN)	Viga 2 e 7 (kN)	Viga 3 e 6 (kN)	Viga 4 e 5 (kN)
Concreto Armado	3671,9	3718,1	3744,8	3718,2
Concreto Protendido	3197,3	3242,9	3265,1	3241,7

Fonte: Autora

Os valores de momentos fletores e forças cortantes gerados nas vigas de concreto armado são maiores do que os gerados no concreto protendido como mostra o quadro 15, essa particularidade está diretamente relacionada à seção transversal da viga, uma vez que, quanto maior a seção transversal maior o volume de concreto utilizado na viga, contribuindo diretamente na carga estática da viga. Como confirmação o valor de volume de concreto utilizado nas longarinas de CA foi bem superior às longarinas de CP.

A seção transversal não contribui somente na carga estática, esse formato de seção definido na viga de CA, foi determinado para a armadura não ultrapassar a altura útil, para isso alargou-se a base para acomodar todas as quantidades de barras necessárias. Essas barras obtiveram uma seção de aço bem superior à seção utilizado em CP, por utilizar menos cordoalhas para resistir os esforços, não foi necessário um alargamento da base, deixando a longarina de CP bem mais esbelta do que a longarina de CA.

Ao analisar a quantidade de armadura utilizada em concreto protendido percebeu-se que nos esforços de compressão necessitaria de uma quantidade de cordoalhas bem inferior do que foi usado para combater a tração. No entanto, foram adotados apenas dois cabos com 37 cordoalhas cada, isso impediu a diminuição das cordoalhas na parte de compressão.

Outro ponto observado na comparação foram os tipos de aço utilizados nos dimensionamentos, para concreto armado foi uma barra de aço CA50, com diâmetro de 25 mm. Nas longarinas de protendidas foram adotados cordoalhas de 7 fios com Relaxação Baixa e CP210, por utilizar aço de alta resistência o CP tem uma vantagem sobre o CA pois esses tipos de aço evitam emenda de armadura como já afirmou os autores VERÍSSIMO; CÉSAR JUNIOR (1998). Outro ponto que diferencia é a ausência de patamar de escoamento no aço de alta resistência.

Observou-se também que o as longarinas em concreto protendido tem certa vantagem por utilizar uma armadura que dificilmente terá emendas, facilitando a execução já que as longarinas tem um comprimento de 50 metros.

Analizou também que o concreto protendido não é algo tão comum e utilizado como o concreto armado, sendo assim a parte de execução para protendido deve ter uma mão-de-obra especializada devido à rigorosidade que o mesmo necessita. Outro ponto importante observado é o orçamento da obra, o protendido por não ser algo tão difundido tem um custo bem superior ao concreto armado.

5. CONCLUSÃO

Tendo em vista os aspectos observados percebe-se que as longarinas projetadas em concreto protendido teve uma vantagem maior sobre o concreto armado na maioria das características analisadas para a ponte em questão.

Como pode ser observadas nos resultados, características como quantidade de aço, seção da viga, momento gerado, entre outras obtiveram um melhor resultado para concreto protendido, isso não faz com que o concreto armado seja considerado ruim ou inferior.

A opção de manter a mesma proposta arquitetônica foi para facilitar a comparação do estudo das características, contudo no cálculo do dimensionamento cada método teve sua particularidade, como por exemplo, no CA dimensionou armadura para combater a tração e compressão e o CP foi dimensionado com tração nula.

A escolha do método construtivo depende do projetista, do orçamento da obra, se o local de execução tem recursos o suficiente para permitir uma obra desse porte ou se a logística do local é boa para obtenção de material e mão-de-obra. Nessa situação a escolha necessita de uma análise de vários fatores para uma tomada de decisão correta, não só os destacados e comentados nesse trabalho.

Uma sugestão que poderá ser utilizada nos próximos trabalhos é dimensionar a longarina para que na parte de compressão tenha uma seção diferente, mas que fosse necessária a mesma quantidade de cordoalhas adotadas para combater a tração. Essa hipótese faria com que a viga não tivesse uma seção contínua, contudo reduziria ainda mais o volume de concreto.

Concluindo, esse trabalho tinha objetivo comparar duas técnicas construtivas existente no mercado, adaptando as mesmas para uma situação que mostrassem semelhanças e diferenças, podendo ser usado como base para tomadas de decisões futuras. Os métodos foram relatados e comentados e as características destacadas, sendo analisadas conforme a condição de atuação.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

ARAÚJO, Roberto Wagner. **EMBELEZAMENTO URBANO: PONTE ESTAIADA MARGINAL PINHEIROS, SÃO PAULO**. Disponível em: <<http://pranchetadearquiteto.blogspot.com.br/2016/07/embelezamento-urbano-ponte-estaiada.html>>. Acesso em: 19 out. 2016.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NB-6/82**: Carga móvel em ponte rodoviária e passarela de pedestre. Rio de Janeiro, 1982. 4 p.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 6118**: Projeto de estruturas de concreto - Procedimento. Rio de Janeiro, 2014. 238 p.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 7187**: Projeto de pontes de concreto armado e de concreto protendido - Procedimento. 1 ed. Rio de Janeiro, 2003. 11 p.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 7188**: Carga móvel rodoviária e de pedestres em pontes, viadutos, passarelas e outras estruturas. 2 ed. Rio de Janeiro, 2013. 14 p.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 7480**: Aço destinado a armaduras para estruturas de concreto armado - Especificação. Rio de Janeiro, 2007. 13 p.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 8681**: Ações e segurança nas estruturas - Procedimento. Rio de Janeiro, 2003. 15 p.

AZEVEDO, Hélio Alves de. **O EDIFÍCIO ATÉ SUA COBERTURA**. 2. ed. São Paulo: Blucher, 1997. 182 p.

BAZOLLI, João A.. **A dialética da expansão urbana de Palmas**. 2011. Disponível em: <<http://www.vitruvius.com.br/revistas/read/minhacidade/12.135/4088>>. Acesso em: 20 out. 2016.

CHOLFE, Luiz; BONILHA, Luciana. **Concreto Protendido: Teoria e Prática**. São Paulo: Pini, 2013.

COSTA, Elayne Aires Sandes. **Estudo comparativo entre dimensionamento de vigas em concreto armado e protendido em pontes**. 2016. 109 f. TCC (Graduação) - Curso de Engenharia Civil, Centro Universitário Luterano de Palmas - ceulp, Palmas, 2016.

GALVÃO, Alexandre. **Conheça 25 pontes incríveis pelo mundo**. Disponível em: <<http://alexandregalvo.blogspot.com.br/2011/12/aqui-estao-elas-denovo-com-mais-outras.html>>. Acesso em: 18 out. 2016.

HANAI, João Bento de. **Fundamento do Concreto Protendido**. São Carlos: Eescusp, 2005. 110 p.

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

PFEIL, Walter. **Concreto Protendido**, 1. 2. ed. Rio de Janeiro: Livros Técnicos e Científicos Editora Ltda, 1988.

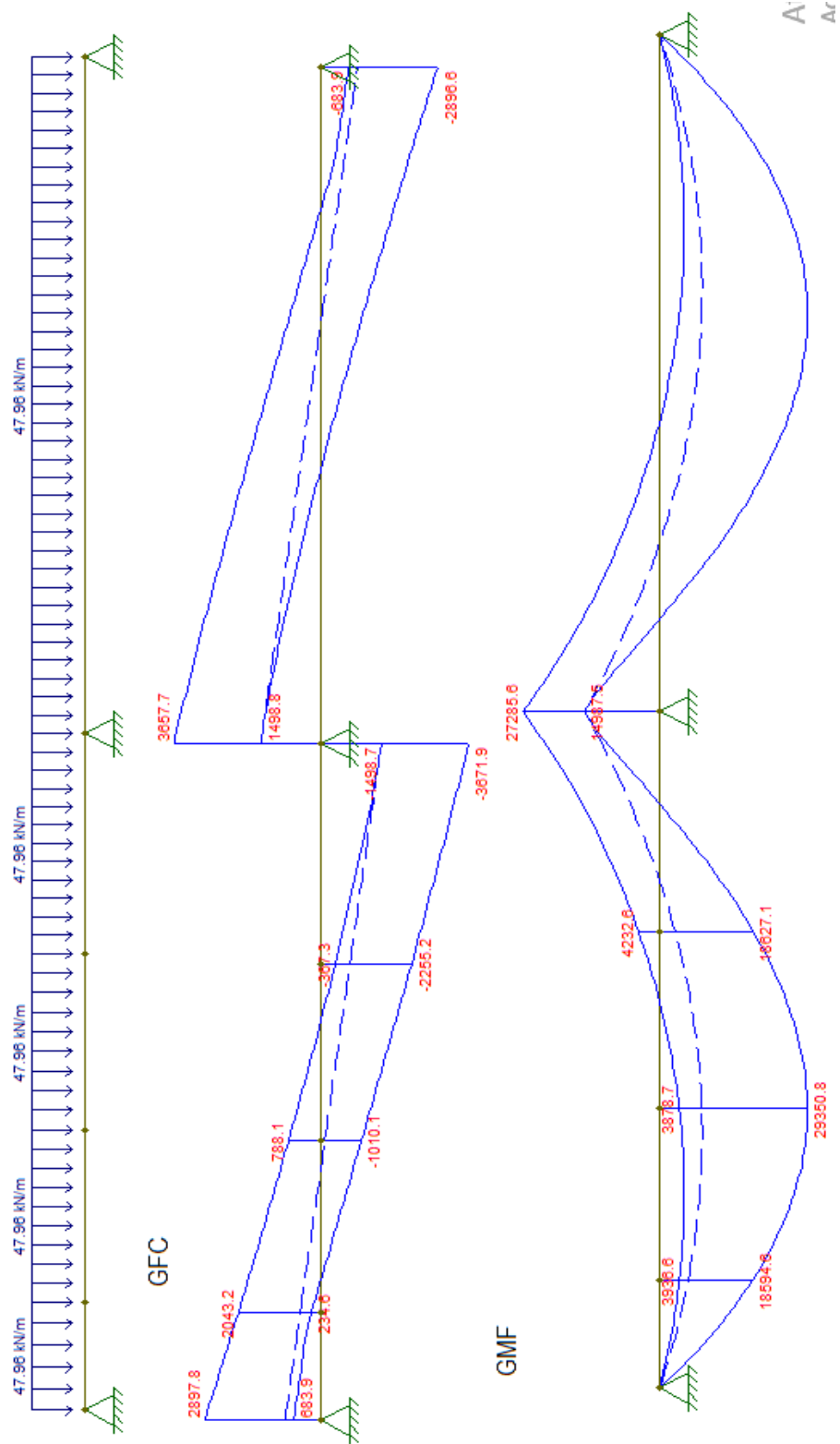
PRANDI, Jair. **A ponte em arco mais alta do mundo**. Disponível em: <<http://gigantesdomundo.blogspot.com.br/2012/04/ponte-em-arco-mais-alta-do-mundo.html>>. Acesso em: 18 out. 2016.

VERÍSSIMO, Gustavo de Souza; CÉSAR JUNIOR, Kléos M Lenz. **Concreto Protendido: Fundamentos Básicos**. 4. ed. Viçosa: Dec/ufv, 1998.

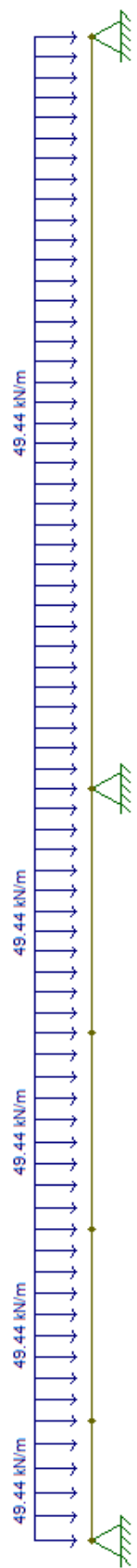
APÊNDICES

APÊNDICE A – Gráfico de Força Cortante de Momento Fletor das Longarinas
em Concreto Armado

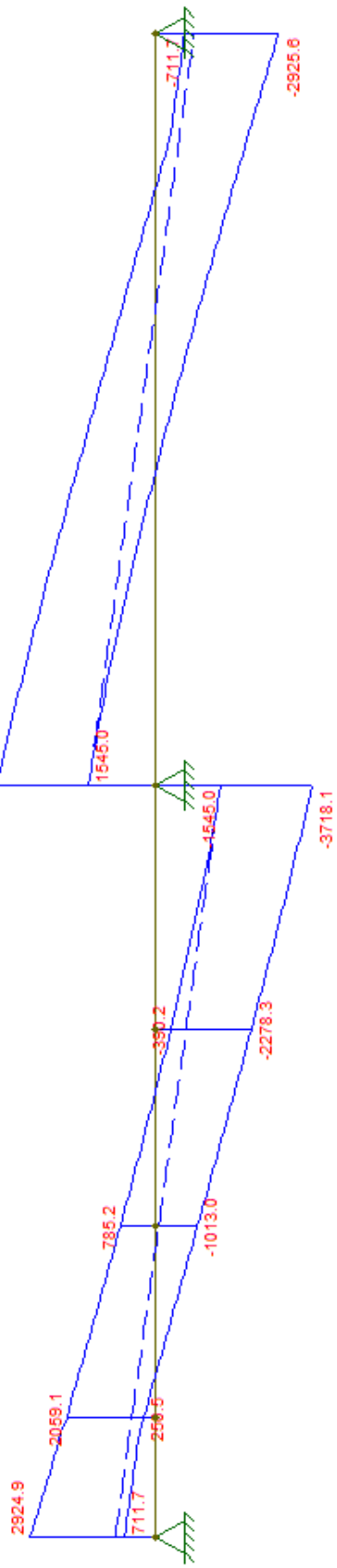
Longarina 1 e 8



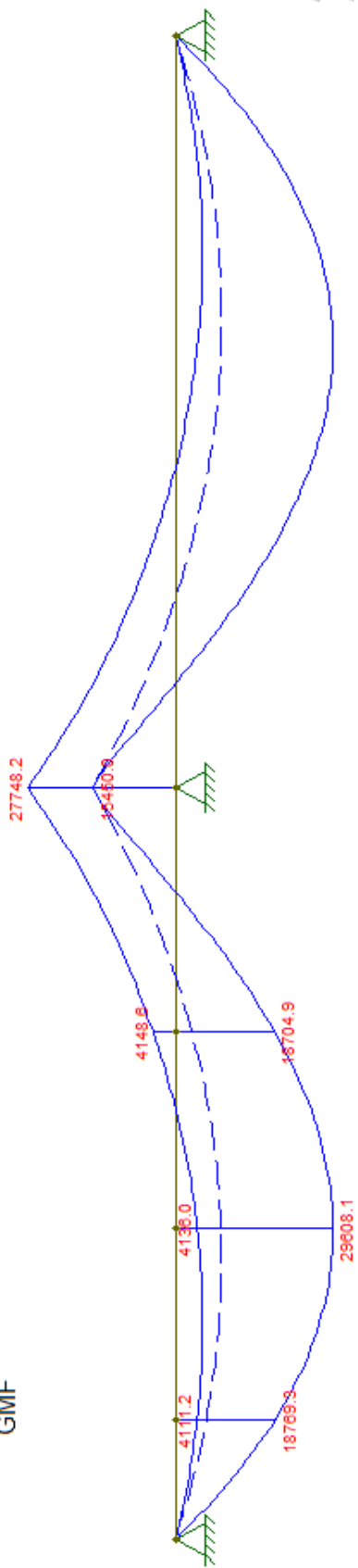
Longarina 2 e 7



GFC

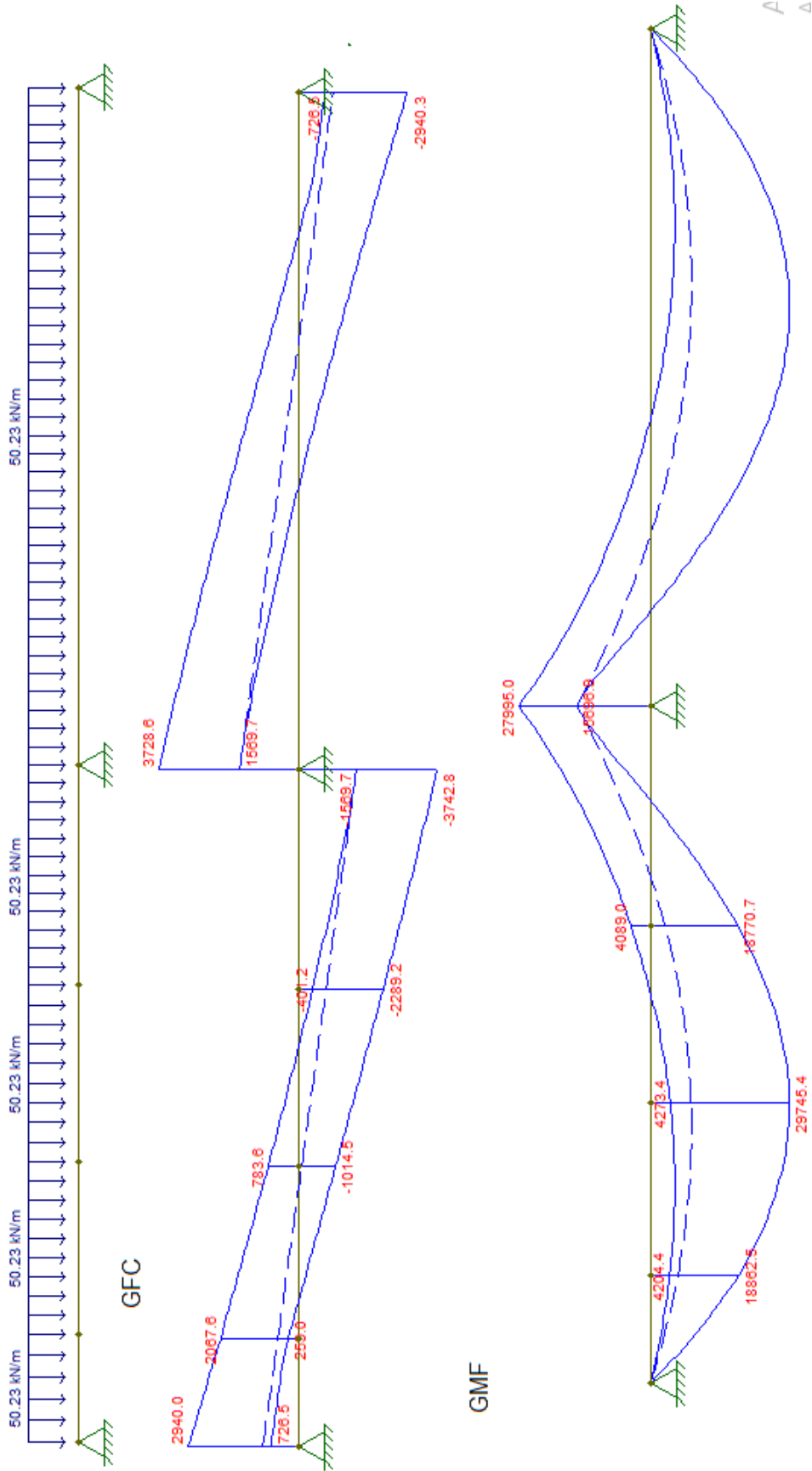


GMF

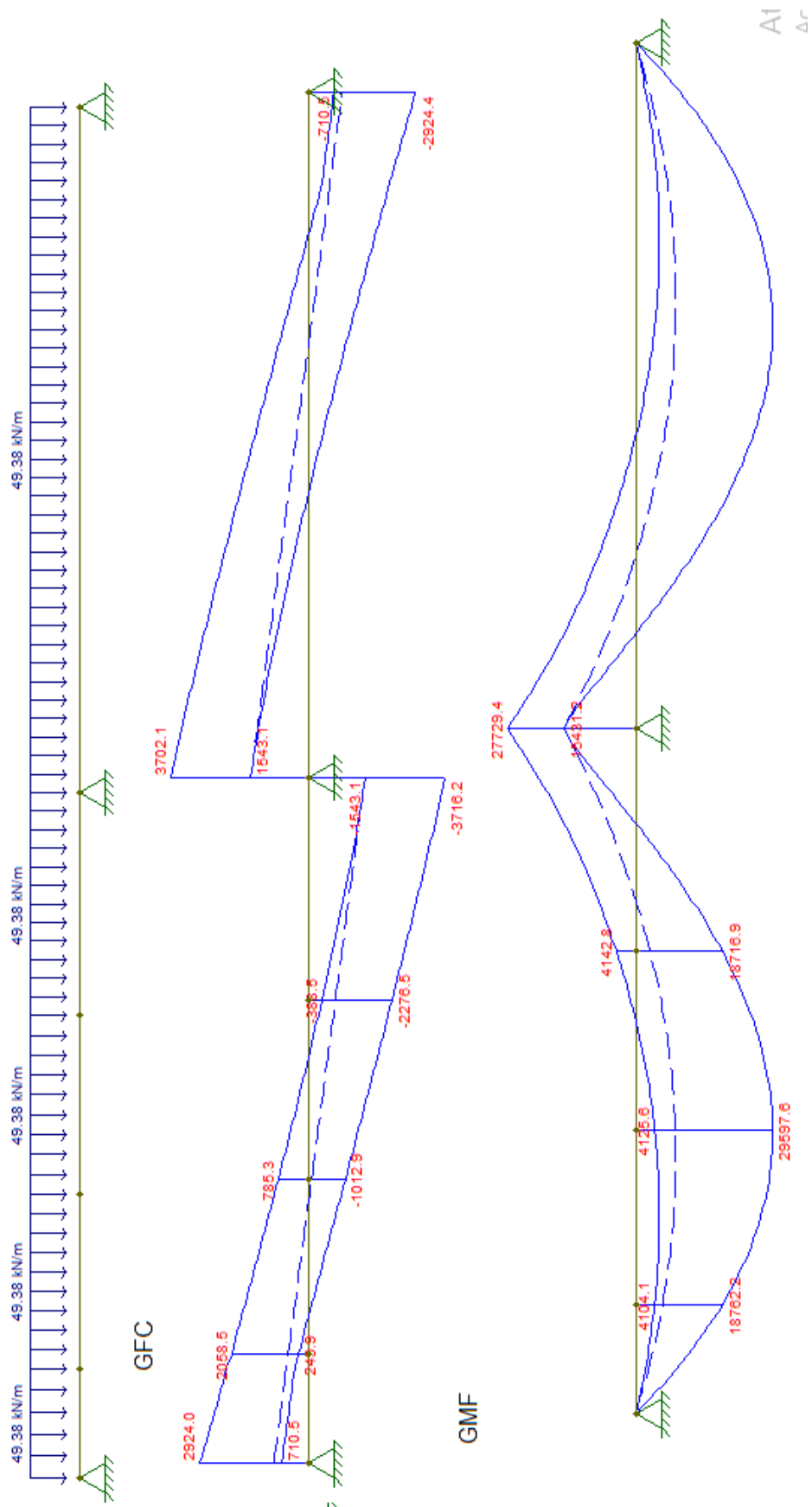


At
Ac

Longarina 3 e 6

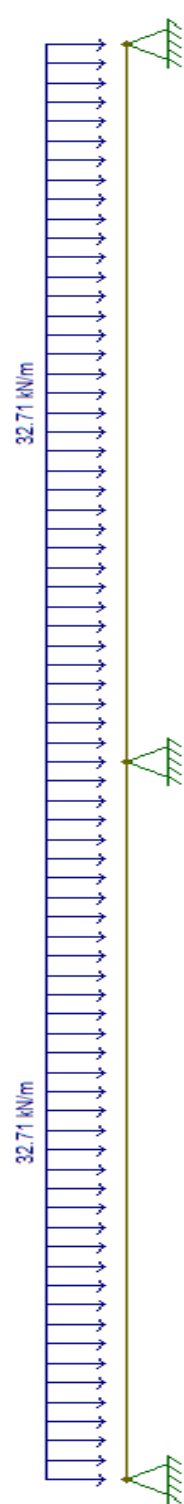


Longarina 4 e 5

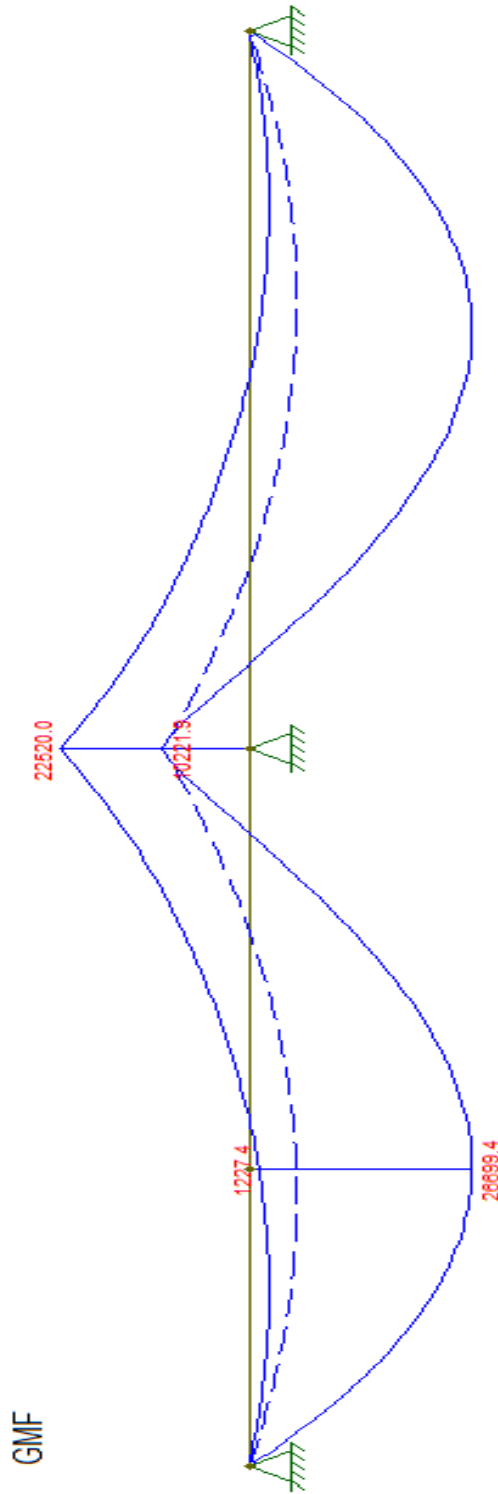


APÊNDICE B – Gráfico do Momento Fletor das Longarinas em Concreto Protendido

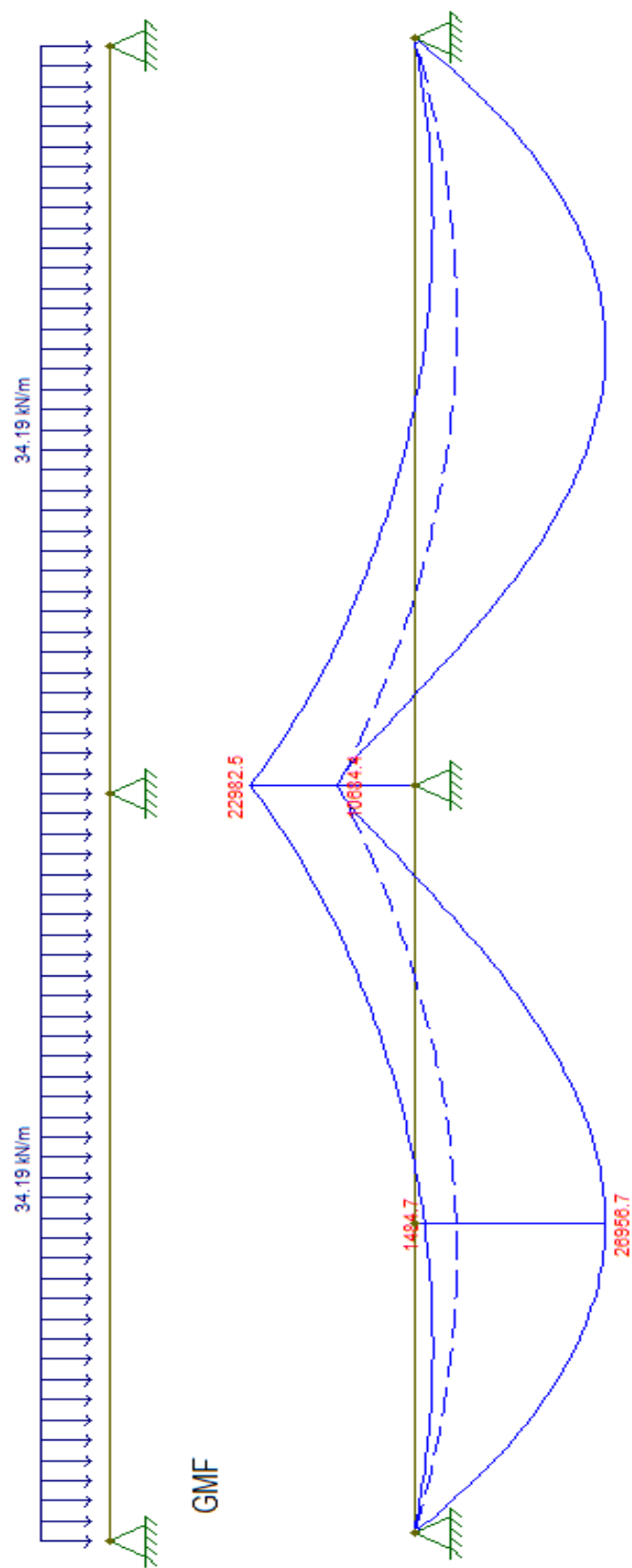
Longarina 1 e 8

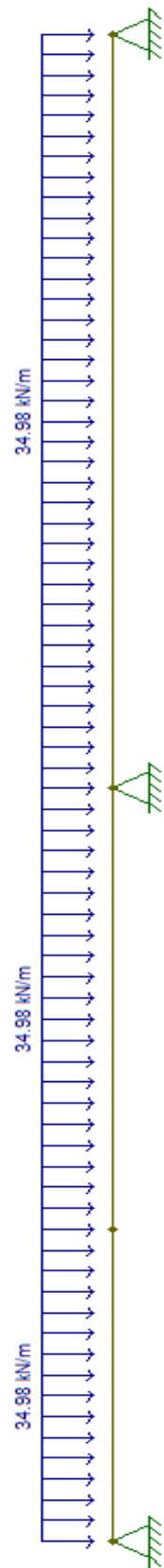


GMF

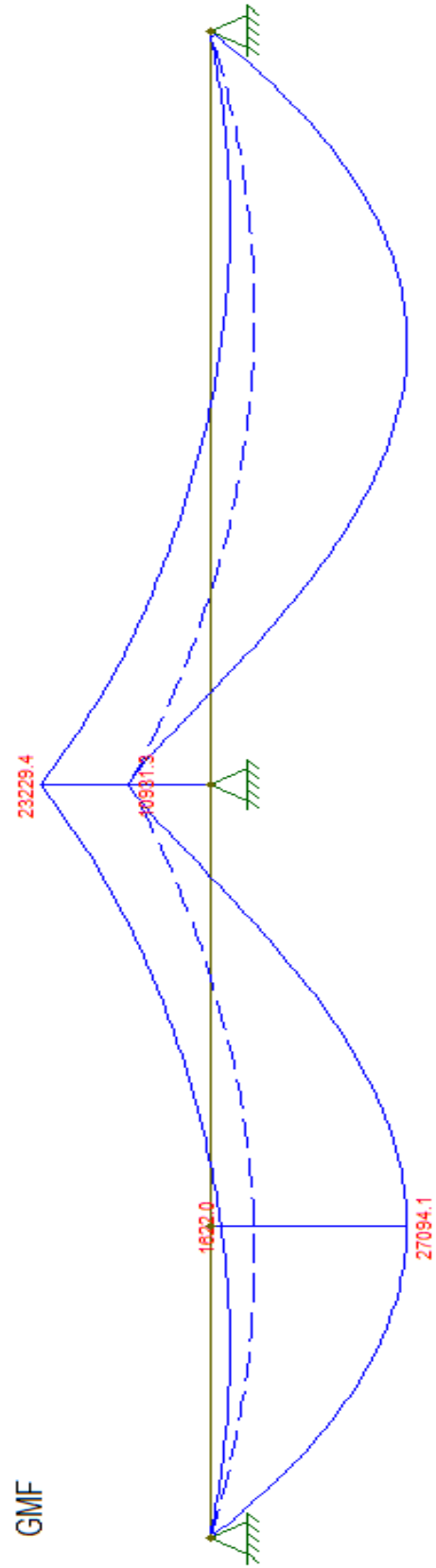


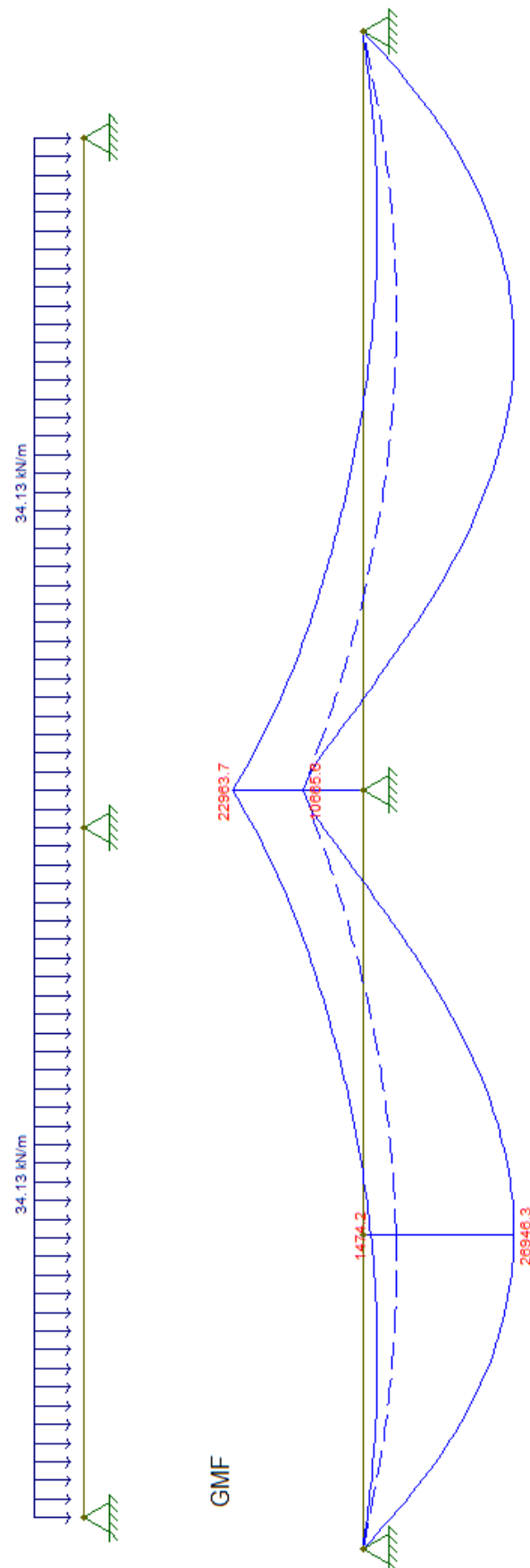
Longarina 2 e 7





GMF





APÊNDICE C – Planilhas com Dimensionamento das Armaduras.

Concreto Armado – Armadura Longitudinal

Longarina 1 e 8 - M.Max - Tração		Longarina 1 e 8 - M.Max. Compressão	
b (cm)	60	b (cm)	60
h (cm)	180	h (cm)	180
Momento (tf.cm)	293506	Momento (tf.cm)	272862
fck	40	fck	40
d	162	d	162
d1	18	d1	18
k6	5,36	k6	5,77
k6 adotado	15,3	k6 adotado	15,3
k3 adotado	0,429	k3 adotado	0,429
M1	102917,65	M1	102917,65
As (cm ²)	272,54	As (cm ²)	272,54
M2	190588,35	M2	169944,35
As' (cm ²)	426,18	As' (cm ²)	380,01
As total (cm ²)	698,72	As total (cm ²)	652,55
Barras Comp. Φ 25mm	86	Barras Comp. Φ 25mm	77
Barras Tração Φ 25mm	140	Barras Tração Φ 25mm	131
Verificação		Verificação	
Ea (cm)	2,5	Ea (cm)	2,5
Ev (cm)	2,5	Ev (cm)	2,5
Φ barra	2,5	Φ barra	2,5
cobrimento (cm)	3	cobrimento (cm)	3
Φ t (cm)	0,5	Φ t (cm)	0,5
Ea adotado	2,52	Ea adotado	2,52

Longarina 2 e 7 - M.Max - Tração		Longarina 2 e 7 - M.Max. Compressão	
b (cm)	60	b (cm)	60
h (cm)	180	h (cm)	180
Momento (tf.cm)	296080	Momento (tf.cm)	277484
fck	40	fck	40
d	162	d	162
d1	18	d1	18
k6	5,32	k6	5,67
k6 adotado	15,3	k6 adotado	15,3
k3 adotado	0,429	k3 adotado	0,429
M1	102917,65	M1	102917,65
As (cm ²)	272,54	As (cm ²)	272,54
M2	193162,35	M2	174566,35
As' (cm ²)	431,93	As' (cm ²)	390,35
As total (cm ²)	704,47	As total (cm ²)	662,89
Barras Comp. Φ 25mm	87	Barras Comp. Φ 25mm	79
Barras Tração Φ 25mm	141	Barras Tração Φ 25mm	133
Verificação		Verificação	
Ea (cm)	2,5	Ea (cm)	2,5
Ev (cm)	2,5	Ev (cm)	2,5
Φ barra	2,5	Φ barra	2,5
cobrimento (cm)	3	cobrimento (cm)	3
Φ t (cm)	0,5	Φ t (cm)	0,5
Ea adotado	2,52	Ea adotado	2,52

Longarina 3 e 6 - M.Max - Tração		Longarina 3 e 6 - M.Max. Compressão	
b (cm)	60	b (cm)	60
h (cm)	180	h (cm)	180
Momento (tf.cm)	297456	Momento (tf.cm)	279942
fck	40	fck	40
d	162	d	162
d1	18	d1	18
k6	5,29	k6	5,62
k6 adotado	15,3	k6 adotado	15,3
k3 adotado	0,429	k3 adotado	0,429
M1	102917,65	M1	102917,65
As (cm ²)	272,54	As (cm ²)	272,54
M2	194538,35	M2	177024,35
As' (cm ²)	435,01	As' (cm ²)	395,85
As total (cm ²)	707,55	As total (cm ²)	668,39
Barras Comp. Φ25mm	88	Barras Comp. Φ25mm	80
Barras Tração Φ25mm	142	Barras Tração Φ25mm	134
Verificação		Verificação	
Ea (cm)	2,5	Ea (cm)	2,5
Ev (cm)	2,5	Ev (cm)	2,5
Φbarra	2,5	Φbarra	2,5
cobrimento (cm)	3	cobrimento (cm)	3
Φt (cm)	0,5	Φt (cm)	0,5
Ea adotado	2,52	Ea adotado	2,52

Longarina 4 e 5 - M.Max - Tração		Longarina 4 e 5 - M.Max. Compressão	
b (cm)	60	b (cm)	60
h (cm)	180	h (cm)	180
Momento (tf.cm)	295979	Momento (tf.cm)	277276
fck	40	fck	40
d	162	d	162
d1	18	d1	18
k6	5,32	k6	5,68
k6 adotado	15,3	k6 adotado	15,3
k3 adotado	0,429	k3 adotado	0,429
M1	102917,65	M1	102917,65
As (cm ²)	272,54	As (cm ²)	272,54
M2	193061,35	M2	174358,35
As' (cm ²)	431,71	As' (cm ²)	389,88
As total (cm ²)	704,25	As total (cm ²)	662,42
Barras Comp. Φ25mm	87	Barras Comp. Φ25mm	78
Barras Tração Φ25mm	141	Barras Tração Φ25mm	133
Verificação		Verificação	
Ea (cm)	2,5	Ea (cm)	2,5
Ev (cm)	2,5	Ev (cm)	2,5
Φbarra	2,5	Φbarra	2,5
cobrimento (cm)	3	cobrimento (cm)	3
Φt (cm)	0,5	Φt (cm)	0,5
Ea adotado	2,52	Ea adotado	2,52

Concreto Armado – Armadura Transversal

Armadura Mínima			Viga 1 e 8 - Força Cortante 1			Viga 2 e 7 -	
fck	40	Mpa	Força	2897	KN	Força	
b	60	cm	Força Majorada	4055,8	KN	Força Majorada	
h	180	cm	Vsw	3029,37	KN	Vsw	
d	162	cm	(Asw/S)	47,79	cm ² /m	(Asw/S)	
Verificação do Concreto			Φ16mm	12	estribos	Φ16mm	
αv2	0,84		S	8	cm	S	
fcd	28,57	Mpa	Φ20mm	8	estribos	Φ20mm	
Vrd2	6298,25	KN	S	12	cm	S	
Cálculo dos Estribos			Viga 1 e 8 - Força Cortante 2			Viga 2 e 7 -	
fctm	3,51	Mpa	Força	3671,9	KN	Força	
fctk.inferior	2,46	Mpa	Força Majorada	5140,66	KN	Força Majorada	
fctd	1,76	Mpa	Vsw	4114,23	KN	Vsw	
Vc	1026,43	KN	(Asw/S)	64,9	cm ² /m	(Asw/S)	
Armadura Mínima			Φ20mm	11	estribos	Φ20mm	
pw,min	0,00140		S	9	cm	S	
(Asw/s)min	0,084	cm	Φ25mm	7	estribos	Φ25mm	
(Asw/s)min	8,4	cm ² /m	S	14	cm	S	
Vsd*	1558,94	KN					
Estribos e espaçamento							
Φ6,3mm	14	estribos					
S	7	cm					
Φ8,0mm	9	estribos					
S	11	cm					
7 cm ≤ S ≤ 20 cm							

Força Cortante 1		Viga 3 e 6 - Força Cortante 1			Viga 4 e 5 - Força Cortante 1		
2925,5	KN	Força	2940	KN	Força	2924,4	KN
4095,7	KN	Força Majorada	4116	KN	Força Majorada	4094,16	KN
3069,27	KN	Vsw	3089,57	KN	Vsw	3067,73	KN
48,42	cm ² /m	(Asw/S)	48,74	cm ² /m	(Asw/S)	48,39	cm ² /m
13	estribos	Φ16mm	13	estribos	Φ16mm	13	estribos
7	cm	S	7	cm	S	7	cm
8	estribos	Φ20mm	8	estribos	Φ20mm	8	estribos
12	cm	S	12	cm	S	12	cm
Força Cortante 2		Viga 3 e 6 - Força Cortante 2			Viga 4 e 5 - Força Cortante 2		
3718,1	KN	Força	3744,8	KN	Força	3718,2	KN
5205,34	KN	Força Majorada	5242,72	KN	Força Majorada	5205,48	KN
4178,91	KN	Vsw	4216,29	KN	Vsw	4179,05	KN
65,92	cm ² /m	(Asw/S)	66,51	cm ² /m	(Asw/S)	65,92	cm ² /m
11	estribos	Φ20mm	11	estribos	Φ20mm	11	estribos
9	cm	S	9	cm	S	9	cm
7	estribos	Φ25mm	7	estribos	Φ25mm	7	estribos
14	cm	S	14	cm	S	14	cm

Concreto Protendido

Longarina 1 e 8 - Momento +			Longarina 2 e 7 - Momento +		
Base (b)	0,4	m	Base (b)	0,4	m
Altura (h)	2	m	Altura (h)	2	m
Área	0,8	m ²	Área	0,8	m ²
Inércia (I)	0,2667	m ⁴	Inércia (I)	0,2667	m ⁴
W	0,6668	m ³	W	0,6668	m ³
Tensões	40041,54	kPa	Tensões	40427,41	kPa
$\sigma(o)_{sup}$	477,35		$\sigma(o)_{sup}$	477,35	
$\sigma(o)_{inf}$	607,5		$\sigma(o)_{inf}$	607,5	
Dimensionamento			Dimensionamento		
Fibra Inferior	66	cordoalhas	Fibra Inferior	67	cordoalhas
Cabos	2		Cabos	2	
Cordoalhas/cabo	33	37	Cordoalhas/cabo	34	37
Cordolhas Totais	74		Cordolhas Totais	74	
Verificação da Fibra Sup. Com 74 cordoalhas			Verificação da Fibra Sup. Com 70 cordoalhas		
Fibra Superior	-4717,64	kPa	Fibra Superior	-5103,51	kPa
Valor Limite -24000			Valor Limite -24000		
Longarina 1 e 8 - Momento -			Longarina 2 e 7 - Momento -		
Base (b)	0,4	m	Base (b)	0,4	m
Altura (h)	2	m	Altura (h)	2	m
Área	0,8	m ²	Área	0,8	m ²
Inércia (I)	0,2667	m ⁴	Inércia (I)	0,2667	m ⁴
W	0,6668	m ³	W	0,6668	m ³
Tensões	33770,55	kPa	Tensões	34464,16	kPa
$\sigma(o)_{sup}$	477,35		$\sigma(o)_{sup}$	477,35	
$\sigma(o)_{inf}$	607,5		$\sigma(o)_{inf}$	607,5	
Dimensionamento			Dimensionamento		
Fibra Inferior	56	cordoalhas	Fibra Inferior	57	cordoalhas
Cabos	2		Cabos	7	
Cordoalhas/cabo	28		Cordoalhas/cabo	9	
Cordolhas Totais	74		Cordolhas Totais	74	
Verificação da Fibra Sup. Com 56 cordoalhas			Verificação da Fibra Sup. Com 63 cordoalhas		
Fibra Superior	1553,35	kPa	Fibra Superior	859,74	kPa

Longarina 3 e 6 - Momento +			Longarina 4 e 5 - Momento +		
Base (b)	0,4	m	Base (b)	0,4	m
Altura (h)	2	m	Altura (h)	2	m
Área	0,8	m ²	Área	0,8	m ²
Inércia (I)	0,2667	m ⁴	Inércia (I)	0,2667	m ⁴
W	0,6668	m ³	W	0,6668	m ³
Tensões	40633,47	kPa	Tensões	40411,82	kPa
$\sigma(o)_{sup}$	477,35		$\sigma(o)_{sup}$	477,35	
$\sigma(o)_{inf}$	607,5		$\sigma(o)_{inf}$	607,5	
Dimensionamento			Dimensionamento		
Fibra Inferior	67	cordoalhas	Fibra Inferior	67	cordoalhas
Cabos	2		Cabos	2	
Cordoalhas/cabo	34	37	Cordoalhas/cabo	34	37
Cordolhas Totais	74		Cordolhas Totais	74	
Verificação da Fibra Sup. Com 70 cordoalhas			Verificação da Fibra Sup. Com 70 cordoalhas		
Fibra Superior	-5309,57	kPa	Fibra Superior	-5087,92	kPa
Valor Limite -24000			Valor Limite -24000		
Longarina 3 e 6 - Momento -			Longarina 4 e 5 - Momento -		
Base (b)	0,4	m	Base (b)	0,4	m
Altura (h)	2	m	Altura (h)	2	m
Área	0,8	m ²	Área	0,8	m ²
Inércia (I)	0,2667	m ⁴	Inércia (I)	0,2667	m ⁴
W	0,6668	m ³	W	0,6668	m ³
Tensões	34834,43	kPa	Tensões	34435,96	kPa
$\sigma(o)_{sup}$	477,35		$\sigma(o)_{sup}$	477,35	
$\sigma(o)_{inf}$	607,5		$\sigma(o)_{inf}$	607,5	
Dimensionamento			Dimensionamento		
Fibra Inferior	58	cordoalhas	Fibra Inferior	57	cordoalhas
Cabos	7		Cabos	7	
Cordoalhas/cabo	9		Cordoalhas/cabo	9	
Cordolhas Totais	74		Cordolhas Totais	74	
Verificação da Fibra Sup. Com 63 cordoalhas			Verificação da Fibra Sup. Com 63 cordoalhas		
Fibra Superior	489,47	kPa	Fibra Superior	887,94	kPa