



**UNIVERSIDADE FEDERAL DE UBERLÂNDIA**  
FACULDADE DE ENGENHARIA CIVIL



JOSÉ FERNANDES DE BRITO JÚNIOR

**Reforço estrutural de pontes rodoviárias em concreto armado  
com duas longarinas utilizando protensão externa**

UBERLÂNDIA  
2022

JOSÉ FERNANDES DE BRITO JÚNIOR

**Reforço estrutural de pontes rodoviárias em concreto armado  
com duas longarinas utilizando protensão externa**

Trabalho de Conclusão de Curso  
apresentado à Faculdade de Engenharia Civil  
da Universidade Federal de Uberlândia para  
a obtenção do título de bacharel em  
Engenharia Civil.

Orientador: Prof. Dr. Arquimedes Diógenes Ciloni

UBERLÂNDIA  
2022

JOSÉ FERNANDES DE BRITO JÚNIOR

**Reforço estrutural de pontes rodoviárias em concreto armado  
com duas longarinas utilizando protensão externa**

---

Prof. Dr. Arquimedes Diógenes Ciloni

---

Prof. Dr. Rodrigo Gustavo Delalibera

---

Prof. Dr. Jesiel Cunha

UBERLÂNDIA

2022

## **AGRADECIMENTOS**

Primeiramente a Deus, por ter me permitido finalizar essa etapa tão importante, e estar comigo nos momentos de incertezas.

Aos meus pais, Maria Aparecida M. de O. Brito e José Fernandes Brito pelos exemplos, valores e ensinamento. Por toda dedicação e compreensão de me apoiar durante todo o processo.

Aos meus irmãos Felipe F. Brito e Marcondes F. Brito e amigos da Faculdade de Engenharia Civil da UFU, pelas grandes amizades e laços feitos durante a graduação.

Ao meu orientador Arquimedes Diógenes Ciloni, pela confiança de desenvolver esse trabalho, por ser paciente e prestativo durante nossas reuniões, sempre repassando seu conhecimento de forma clara e de bom grado.

## **RESUMO**

Atualmente no Brasil, existem diversas pontes e viadutos que se encontram em estado precário de conservação. Isso se dá pela falta de manutenção dessas obras-de-arte e até mesmo por essas estruturas não terem sido projetadas para resistirem às cargas móveis atuais das rodovias brasileiras. Existem diversos métodos e estudos sobre a recuperação de pontes, este trabalho analisa a aplicação de protensão externa como alternativa de reforço estrutural, através de um exemplo de aplicação em uma ponte de concreto com duas longarinas de trem-tipo classe TB-36 reforçado para resistir esforços da classe TB-45.

Palavras-chaves: protensão externa; reforço estrutural; pontes.

## **ABSTRACT**

Currently in Brazil, there are several bridges and viaducts that are in a precarious state of conservation. This is due to the lack of maintenance of these works of art and even because these structures were not designed to withstand the current mobile loads of Brazilian highways. There are several methods and studies on the recovery of bridges, this work analyzes the application of external prestressing as an alternative to structural reinforcement, through an example of application in a concrete bridge with two girders of a class TB-36 train reinforced to resist class TB-45 exercises.

Keywords: external prestressing; structural reinforcement; bridges.

## LISTA DE FIGURAS

Figura 1: Trens-tipo conforme a NB-6:1943 .....	15
Figura 2: Esquema para formação de um trem tipo de acordo com a NB-6:1943 .....	16
Figura 3: Trens-tipo e multidão da NB-6, de 1960 .....	17
Figura 4: Trens-tipo e multidão da NBR 7188, de 1984 .....	18
Figura 5: Carga Móvel Padrão TB-450 .....	18
Figura 6: Encamisamento de viga com concreto armado.....	20
Figura 7: Encamisamento de um pilar em concreto armado .....	20
Figura 8: Chapas metálicas colocadas na parte inferior de uma laje.....	21
Figura 9: Reforço de umas vigas à flexão com fibras de carbono.....	22
Figura 10: Reforço confinamento.....	23
Figura 11: Reforço confinamento.....	23
Figura 12: Reforço das vigas de uma ponte com feixe de monocordoalhas fixadas por dispositivos.....	25
Figura 13: Ancoragens (a), desviador inferior (b) e desviador superior (c) metálicos para protensão externa.....	25
Figura 14: Ancoragens (a), desviador superior (b) e desviador inferior (c) em concreto armado .....	25
Figura 15: Seções transversais nos apoios e nos vãos .....	29
Figura 16: (a) 12 da vista longitudinal da ponte e (b) 12 do corte longitudinal .....	30
Figura 17: Seção transversal no apoio e no vão .....	31
Figura 18: Transversinas no apoio e no vão .....	33
Figura 19: Distribuição de cargas, diagrama de momento fletor (kN.m) e esforço cortante (kN) .....	37
Figura 20: Linha de influência da reação de apoio num corte pelos eixos do veículo-tipo .....	38
Figura 21: Planta do tabuleiro com as cargas distribuídas e cargas atuando na viga principal da esquerda.....	39
Figura 22: Trem tipo da viga principal (sem impacto).....	40
Figura 23: Simplificação do trem tipo da viga principal (sem impacto).....	40
Figura 24: Envoltória de momentos do trem tipo 36 - (sem impacto) .....	41
Figura 25: Envoltória de cortantes do trem tipo 36 - (sem impacto).....	41
Figura 26: Seções de estudo e dimensionamento .....	43
Figura 27: Largura efetiva da viga T .....	45
Figura 28: Viga T utilizada para dimensionamento e cálculos de solicitações.....	46

Figura 29: Planta do tabuleiro com as cargas distribuídas e cargas atuando na viga principal da esquerda (trem tipo 45).....	55
Figura 30: Simplificação do trem tipo da viga principal do trem tipo 45 - (sem impacto).....	57
Figura 31: Envoltória de momentos do trem tipo 45 - (sem impacto) .....	57
Figura 32: Envoltória de cortantes do trem tipo 45 - (sem impacto).....	57
Figura 33: Coeficiente final de ponderação para cada seção de estudo .....	60
Figura 34: C.G da viga seção T considerada (medidas em cm) .....	67
Figura 35: Traçado longitudinal utilizando cabos de protensão .....	69
Figura 36: Detalhe da distância dos cabos de protensão à linha neutra em (cm).....	69
Figura 37: Seção transversal nos apoios reforçado .....	72
Figura 38: Seção transversal nos vãos reforçado.....	73
Figura 39: Planta do projeto reforçado .....	74
Figura 40: Detalhe da abscissa do ponto de análise e ângulo vertical.....	85
Figura 41: Detalhe de ângulos horizontais nos desviadores.....	85
Figura 42: Numeração dos blocos no sentido longitudinal .....	87
Figura 43: Numeração dos blocos no sentido transversal .....	87
Figura 44: Distribuição de ações .....	90
Figura 45: Diagramas de esforços cortante .....	90
Figura 46: Diagrama de momento fletor .....	90



## LISTA DE TABELAS

Tabela 1: Evolução dos Trens-tipo brasileiros .....	14
Tabela 2: Compressores e Caminhões conforme a NB-6:1943.....	15
Tabela 3: Trens-tipo de acordo com a NB-6/1960 .....	16
Tabela 4: Valores característicos para os trens-tipo da NB-6:1960 .....	16
Tabela 5: Trens-tipo de acordo com a NBR 7188:1984.....	17
Tabela 6: Valores característicos para os trens-tipo da NBR 7188:1984.....	17
Tabela 7: Trens-tipo de acordo com a NBR 7188:2013.....	18
Tabela 8: Largura do tabuleiro .....	28
Tabela 9: Áreas das seções transversais no apoio e no vão.....	32
Tabela 10: Momentos fletores da envoltória das seções definidas.....	44
Tabela 11: Esforços internos de força cortantes da envoltória das seções definidas .....	44
Tabela 12: Dimensionamento à flexão da seção $S_b$ .....	49
Tabela 13: Dimensionamento à flexão da seção $S_0$ .....	49
Tabela 14: Dimensionamento à flexão da seção $S_1$ .....	50
Tabela 15: Dimensionamento à flexão da seção $S_2$ .....	50
Tabela 16: Dimensionamento à flexão da seção $S_3$ .....	51
Tabela 17: Resumo do dimensionamento à flexão .....	51
Tabela 18: Verificação de $VRd2$ .....	52
Tabela 19: Dimensionamento ao cisalhamento e área da seção transversal dos estribos das seções de análise.....	53
Tabela 20: Área da seção transversal dos estribos das seções de análise - Modificado.....	54
Tabela 21: Momentos fletores da envoltória das seções definidas.....	61
Tabela 22: Esforços internos de força cortantes da envoltória das seções definidas .....	61
Tabela 23: Dimensionamento à flexão da seção $S_b$ - Trem tipo 45.....	62
Tabela 24: Dimensionamento à flexão da seção $S_0$ - Trem tipo 45.....	63
Tabela 25: Dimensionamento à flexão da seção $S_1$ - Trem tipo 45.....	63
Tabela 26: Dimensionamento à flexão da seção $S_2$ - Trem tipo 45.....	64
Tabela 27: Dimensionamento à flexão da seção $S_3$ - Trem tipo 45.....	64
Tabela 28: Resumo do dimensionamento à flexão - Trem tipo 45.....	65
Tabela 29: Dimensionamento ao cisalhamento e área da seção transversal dos estribos das seções de análise - Trem tipo 45.....	65

Tabela 30: Área da seção transversal dos estribos das seções de análise modificado - Trem tipo 45	66
Tabela 31: Momento de reforço .....	70
Tabela 32: Valores da fluência e da retração em função da velocidade de endurecimento do cimento	79
Tabela 33: Valores de ( $\Psi_{1000}$ ), em porcentagem .....	81
Tabela 34: Força cortante a ser combatida pela protensão .....	89

## SUMÁRIO

1. INTRODUÇÃO .....	12
1.1 Objetivo.....	12
1.2 Objetivos específicos .....	12
2. REFERÊNCIA BIBLIOGRÁFICA .....	13
2.1 Condições das pontes e rodovias brasileiras .....	13
2.2 A evolução da norma brasileira de cargas móveis .....	14
2.3 Reforço estrutural de pontes .....	19
3. PROJETO ANALISADO .....	27
3.1 Dados e características geométricas da ponte modelo .....	27
3.2 Cálculo das solicitações do viga principal .....	31
4. DIMENSIONAMENTO DO REFORÇO ESTRUTURAL COM PROTENSÃO EXTERNA .....	66
4.1 Proposta de geometria do reforço estrutural .....	66
4.2 Momento de reforço.....	70
4.3 Dimensionamento ao momento fletor.....	70
4.4 Perdas de protensão.....	78
4.5 Esforços devido à protensão externa.....	86
4.6 Força cortante resistida pelo concreto.....	91
5. CONCLUSÃO .....	92
REFERÊNCIAS .....	94
ANEXOS .....	97

# 1. INTRODUÇÃO

Devido às altas demandas de mercado, o modal rodoviário brasileiro sofreu mudanças relacionada a elevação das cargas transportadas, como consequência dessa evolução, parte das pontes e viadutos construídos até a década de 80, estão em estado crítico de funcionamento ou foram afetadas por patologias. A diminuição da capacidade de carga destas estruturas se contrasta ao aumento de solicitações, pois estas obras especiais não foram calculadas para suportar tais acréscimos de esforços.

Entre os anos de 1960 a 1984, estava em vigor a NB-6:1960, na qual se estabelecia a classe do trem-tipo 360 kN a maior para a época. A partir 1982, a NB-6:1960 passou a ser registrada como NBR 7188, que atualizou o maior trem-tipo para 450 kN. Esse cenário, provocou a necessidade do reforço estrutural em diversas obras de artes.

Dentre os diversos métodos de recuperação estrutural de pontes e viadutos, o uso de protensão externa, utilizando cabos de protensão ancorados e desviadores, é uma alternativa muito utilizada internacionalmente e que já vem sendo aplicada no Brasil. Desde que a geometria da obra de arte permita, este método se torna economicamente e tecnicamente viável, pela possibilidade de reforçar ativamente a estrutura sem a necessidade de haver demolição e alterar sua seção original.

## 1.1 Objetivo

Será dimensionada uma ponte rodoviária em concreto armado com duas longarinas inicialmente para a classe 36, e adaptando-a para classe 45. A partir disso será analisado o desempenho da protensão externa como reforço estrutural, determinando o arranjo e a geometria para este projeto.

## 1.2 Objetivos específicos

- Analisar a evolução histórica das normas de pontes e cargas móveis;
- Adaptar as normas antigas de uma ponte classe 36 para as normas atuais;
- Demonstrar explicitamente as considerações de cálculo e de reforço estrutural de pontes;
- Analisar o desempenho da protensão externa como reforço estrutural.

## **2. REFERÊNCIA BIBLIOGRÁFICA**

### **2.1 Condições das pontes e rodovias brasileiras**

Em 2004, o Tribunal de Contas da União (TCU) constatou, em auditoria junto ao Departamento Nacional de Infraestrutura de Transportes (DNIT), irregularidades que comprometem a adequada manutenção de pontes, viadutos e obras similares presentes nas rodovias federais. As falhas podem comprometer a vida útil dessa categoria de construções, chamada “obras de artes especiais”, e de acordo com o ministro-relator, José Múcio, podem expor o patrimônio público e a integridade das pessoas.

Os dados apresentados ao TCU em 2004 relatam condições de estabilidade e funcionalidade. Algo em torno de 75% das pontes existentes nas rodovias brasileiras que não estão sob o regime de concessão encontram-se em precário estado de conservação e necessitam de recuperação, reforço ou alargamento para se adequarem a condições de uso que sejam consideradas satisfatórias. Outros dados, do Departamento Nacional de Infraestrutura de Transportes (DNIT), publicados por Mendes (2009), mostram o seguinte perfil do universo de 5.600 pontes cadastradas nas rodovias federais pelo referido órgão:

- a) 70% do número de pontes, correspondentes a 64% da área de tabuleiro construída, possui idade superior a 30 anos;
- b) 63% das pontes têm extensão inferior a 50m;
- c) 79% das pontes possuem largura total inferior a 12,0m, considerada estreita pelo padrão atual;
- d) 94% das pontes possuem sistema estrutural em viga de concreto armado ou protendido;
- e) 90% das pontes foram projetadas com trem tipo de 240KN ou de 360KN;
- f) 50% das pontes possuem apenas um vão com dois balanços;
- g) 93% das pontes possuem vão máximo inferior a 40,0m.

Resumidamente, conforme o relatório do TCU (TC 001.166/2014-0) na última prestação de contas autuada na Corte TC 013.121/2019-7 estima-se a existência de 8.157 OAE's, deste total 4.752 estão cadastradas no SGO, sendo que 204 foram classificadas como obra problemática (195) ou crítica (9), das quais apenas 19 têm projeto contratado; em todo o exercício foram realizadas somente 38 inspeções de rotina, o que equivale a 13% do total

realizado em 2016 (282 inspeções) e 3% em relação a 2015 (1.154 inspeções), indicando uma queda vertiginosa das vistorias rotineiras.

É possível concluir que esse perfil também se aplica às pontes das rodovias estaduais e municipais, cujas quantidades não estão disponíveis devido à ausência de informações cadastrais na grande maioria dos estados e municípios. Esses dados indicam a necessidade de adequação das pontes existentes baseadas de normas ultrapassadas no tocante de geometria, funcionalidade e segurança exigidos para a malha rodoviária brasileira atual.

## 2.2 A evolução da norma brasileira de cargas móveis

No Brasil existem duas normas principais em vigor que tratam especificamente do dimensionamento de pontes e viadutos rodoviários: ABNT NBR 7188:2013, “Carga Móvel Rodoviária e de Pedestres em Pontes, Viadutos, Passarelas e outras estruturas”; e a ABNT NBR 7187:2021, “Projeto de pontes de concreto armado e de concreto protendido – Procedimento”. A precursora da atual NBR 7188 era a NB-6, de 1943, “Cargas Móveis em Pontes Rodoviárias”, e da NBR 7187:2003 era a NB-2, de 1941, “Cálculo e Execução de Pontes de Concreto Armado”. (MASCARENHAS et al., 2020)

Desde seu surgimento a NBR 7188 pode ser analisada através de quatro períodos distintos: de 1943 a 1960, de 1960 a 1984, de 1984 a 2013 e de 2013 até os dias atuais (PFEIL, 1983; LUCHI, 2006; ROSSIGALI, 2013; TIMERMAN, 2015). A Tabela 1 mostra a evolução dos trens-tipo normativos brasileiros ao longo desses quatro períodos.

Tabela 1: Evolução dos Trens-tipo brasileiros

Períodos	1943-1960					1960-1984			1984-2013			2013-2021	
Trens-Tipo (kN)	60	70	90	160	240	120	240	360	1202	300	450	240	450

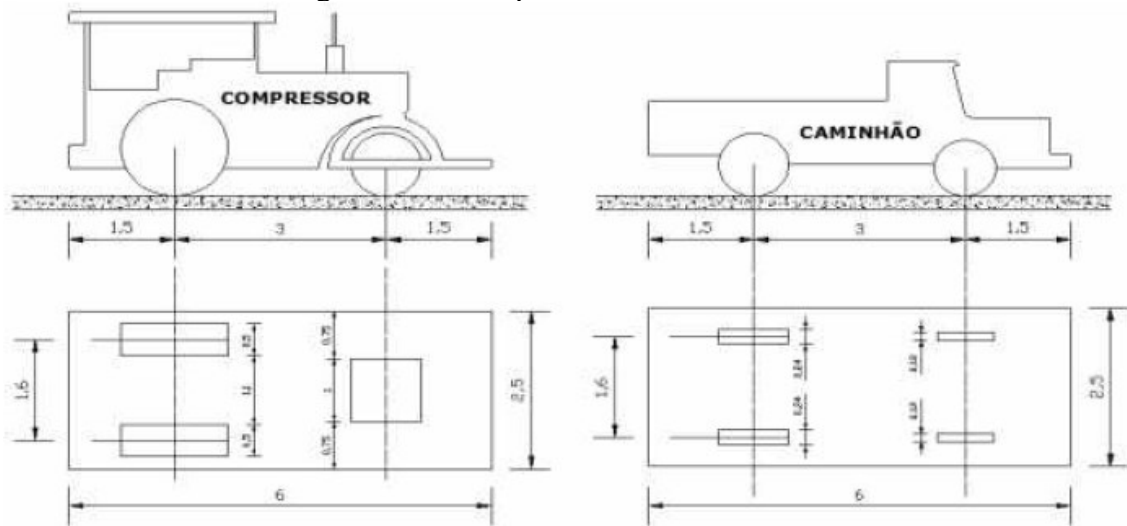
Fonte: Adaptado Pfeil, (1983); Luchi, (2006); Rossigali, (2013); Timerman, (2015)

A antiga NB-6:1943 classificava as pontes rodovias em três classes distintas: I, II e III. Essas classes variavam de acordo com os veículos que trafegavam nas rodovias:

- Classe I: eram consideradas as mais importantes e eram “situadas em estradas-tronco federais ou nas estradas principais de ligação entre esses troncos”.
- Classe II: eram aquelas “situadas em estradas de ligação secundárias, mas que, atendendo as circunstâncias especiais do local, houvesse conveniência em se prever a passagem de veículos pesados”
- Classe III: abrangia “pontes situadas em estradas de ligação secundárias não incluídas na Classe II”

A NB-6:1943 trazia um trem tipo composto pela combinação de carga de caminhão e um compressor, além disso uma carga de multidão acompanha o trem tipo (CAVALCANTI, 2004). A Figura 1 apresenta o caminhão e o compressor utilizados como trens-tipos na prescrita NB-6, de 1943 e a Tabela 2 mostra as respectivas cargas.

Figura 1: Trens-tipo conforme a NB-6:1943



Fonte: Adaptado NB-6, (1943)

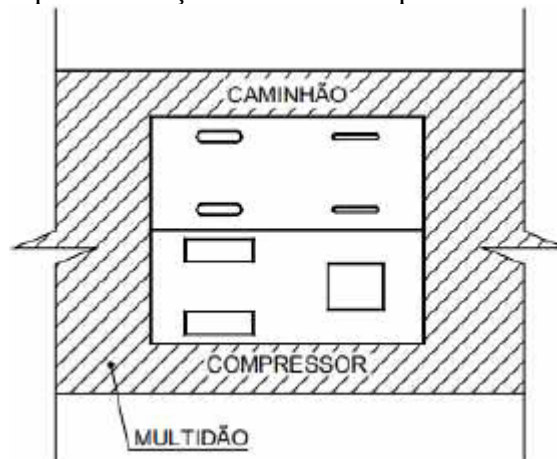
Tabela 2: Compressores e Caminhões conforme a NB-6:1943

Características	Compressores			Caminhões		Unidades
	Tipo A	Tipo B	Tipo C	Tipo A	Tipo B	
Peso total	70	160	270	60	90	kN
Peso da roda dianteira	50	70	100	7,5	15	kN
Peso da roda traseira	10	45	70	22,5	30	kN
Largura da roda dianteira	1	1	1	8	12	m
Largura da roda traseira	10	40	50	18	24	cm
Distância entre os eixos dianteiro e traseiro	3	3	3	3	3	m
Distância entre os meios das rodas traseiras	160	160	160	160	160	cm

Fonte: Cavalcanti, (2004)

Para cada classe de ponte indicava-se determinadas associações entre os compressores e caminhões, e o cálculo da carga uniformemente distribuída devido à multidão e aos veículos de pequeno porte era realizado de acordo com o vão da estrutura, de acordo com a Figura 2.

Figura 2: Esquema para formação de um trem tipo de acordo com a NB-6:1943



Fonte: Manual de Inspeção de Pontes Rodoviárias, (2004)

Com a atualização da NB-6, de 1960 (NB-6:1960), foram estabelecidas três novas classes de pontes: Classe 36, Classe 24 e Classe 12. As Tabelas 3 e 4 e a Figura 3 apresentam o trem tipo dessa norma e as respectivas cargas.

Tabela 3: Trens-tipo de acordo com a NB-6/1960

Classe da ponte	Veículo		Carga uniformemente distribuída			Classe da rodovia
	Tipo	Peto total (kN)	p (kN/m <sup>2</sup> )	p' (kN/m <sup>2</sup> )	Disposição da carga	
36	36	360	5,0	3,0	* Carga p à frente e atrás do veículo. * Carga p' no restante da pista e passeios.	I
24	24	240	4,0	3,0		II
12	12	120	3,0	3,0		III

Fonte: Cavalcante, (2004)

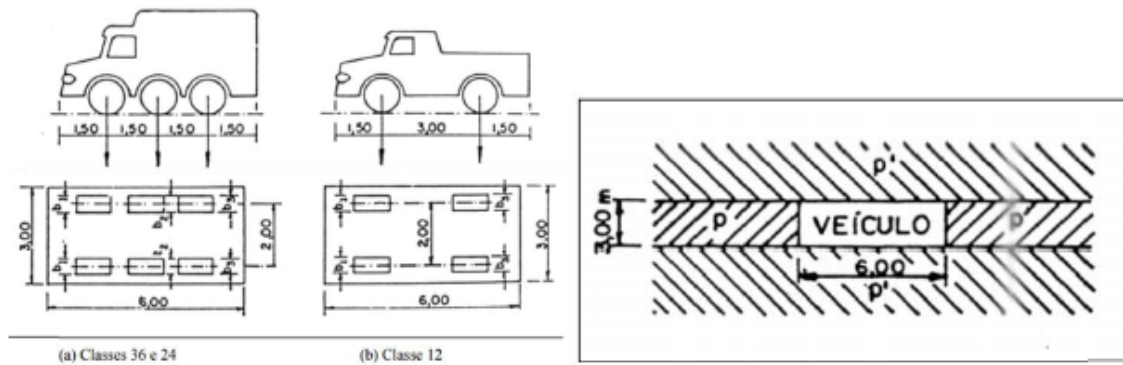
Tabela 4: Valores característicos para os trens-tipo da NB-6:1960

Características	Tipo 36	Tipo 24	Tipo 12	Unidades
Quantidade de eixos	3	3	2	Eixo
Peso total do veículo	360	240	120	kN
Peso de cada roda dianteira	60	40	20	kN
Peso de cada roda traseira	60	40	20	kN
Peso de cada roda intermediária	60	40	-	kN
Largura de contato $b_1$ de cada roda dianteira	0,45	0,35	0,25	m
Largura de contato $b_3$ de cada roda traseira	0,45	0,35	0,25	m
Largura de contato $b_2$ de cada roda intermediária	0,45	0,35	-	m
Comprimento de contato de cada roda	0,20	0,20	0,20	m
Área de contato de cada roda	0,20 x b	0,20 x b	0,20 x b	m <sup>2</sup>
Distância entre eixos	1,50	1,50	3,00	m
Distância entre os centros de roda de cada eixo	2,00	2,00	2,00	m

Fonte: Cavalcanti, (2004)



Figura 3: Trens-tipo e multidão da NB-6, de 1960



Fonte: Cavalcanti, (2004)

Em dezembro de 1982, a NB-6:1960 passou a ser registrada como NBR 7188, e atualizou os trens-tipo para as classes 12, 30 e 45 (Tabela 5 e 6). Além disso, houve a alteração da disposição das cargas uniformemente distribuídas, sendo a carga  $p$  distribuída em toda a pista representando os veículos de pequeno porte e a carga  $p'$  disposta somente nos passeios (Figura 4). (OLIVEIRA,2020)

Tabela 5: Trens-tipo de acordo com a NBR 7188:1984

Classe da ponte	Veículo		Carga uniformemente distribuída		
	Tipo	Peto total (kN)	$p$ (kN/m <sup>2</sup> )	$p'$ (kN/m <sup>2</sup> )	Disposição da carga
45	45	450	5,0	3,0	* Carga $p$ em toda a pista * Carga $p'$ nos passeios.
30	30	300	5,0	3,0	
12	12	120	3,0	3,0	

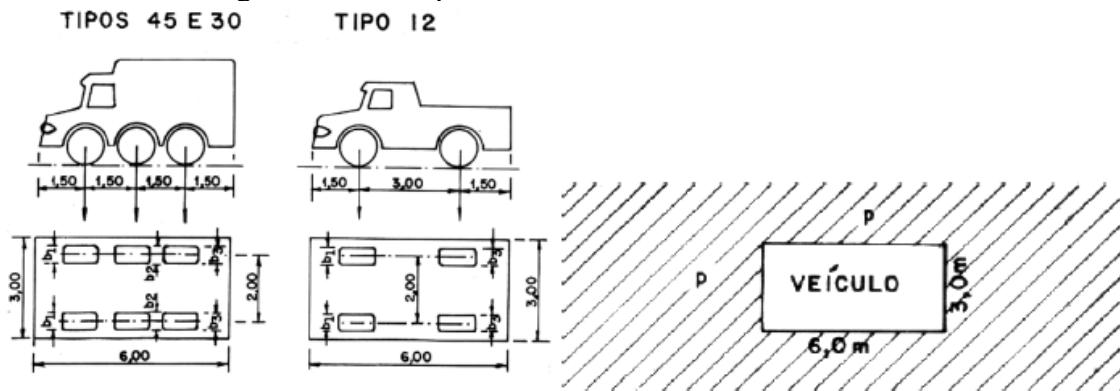
Fonte: ABNT, (1984)

Tabela 6: Valores característicos para os trens-tipo da NBR 7188:1984

	Unidade	Trem-tipo 45	Trem-tipo 30	Trem-tipo 12
Quantidade de eixos	un.	3	3	2
Peso total do veículo	kN	450	300	120
Peso de cada roda dianteira	kN	75	50	20
Peso de cada roda traseira	kN	75	50	40
Peso de cada roda intermediária	kN	75	50	-
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 <sup>2</sup>	0,20 x b	0,20 x b	0,20 x b
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: ABNT, (1984)

Figura 4: Trens-tipo e multidão da NBR 7188, de 1984



Fonte: ABNT, (1984)

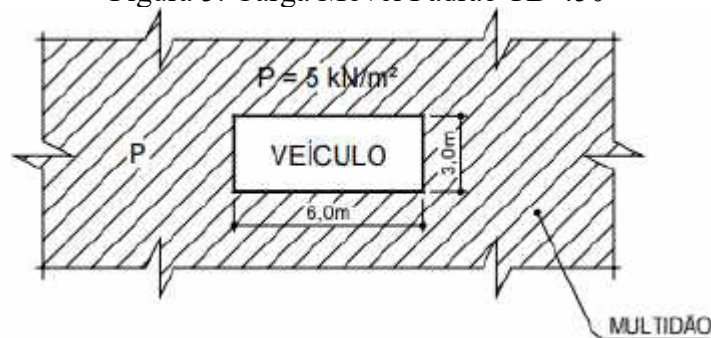
Em 2013, a atualização da ABNT NBR 7188 definiu, no item 5.1, um só trem tipo para todos os casos de pontes, denominado Carga Móvel Padrão TB-450, com as mesmas características do trem tipo 45, mudando somente a disposição da carga uniformemente distribuída, a qual passou a ser considerada igual para todo o espaço ao redor do veículo padrão e equivalente a  $5 \text{ kN/m}^2$  conforme apresenta a Tabela 7 e Figura 5.

Tabela 7: Trens-tipo de acordo com a NBR 7188:2013

Classe da ponte	Veículo		Carga uniformemente distribuída		
	Tipo	Peto total (kN)	$p$ (kN/m <sup>2</sup> )	$p'$ (kN/m <sup>2</sup> )	Disposição da carga
45	45	450	5,0	3,0	* Carga $p$ em toda a pista
24	24	240	4,0	3,0	* Carga $p'$ nos passeios.

Fonte: ABNT, (2013)

Figura 5: Carga Móvel Padrão TB-450



Fonte: Manual de Inspeção de Pontes Rodoviárias, (2004)

Entretanto, pontes compostas por apenas uma faixa, situadas em estradas próximas a municípios, e pontes particulares podem ser dimensionadas considerando o trem tipo 24, com as mesmas características apresentadas para o mesmo nas Tabelas 3 e 4, exceto a carga

distribuída, que deve ser constante e igual a 4 kN/m<sup>2</sup> para todo o espaço envolto do veículo padrão, incluindo os passeios.

## 2.3 Reforço estrutural de pontes

Como já mencionado anteriormente, as pontes brasileiras podem demandar um reforço estrutural para que se tornem aptas a receber uma quantidade maior de cargas do que foram originalmente dimensionadas para resistir, ou por fatores relacionados aos problemas de patologias devido à falta de inspeção e manutenção das mesmas, fazendo-se necessário seu reforço para retornar à capacidade estrutural prevista no projeto. Logo, as obras de reforço têm três finalidades básicas: o restabelecimento das condições da ponte, sua adequação às normas vigentes e possíveis alterações geométricas da rodovia da qual faz parte (OLIVEIRA, 2013).

Os procedimentos de reforço classificam-se em passivos e ativos de acordo com Tejedor (2013):

- Os reforços **passivos** partem de uma condição neutra e entram em carga à medida que a estrutura original vai solicitando-o. É muito importante conhecer as propriedades de deformação do reforço e da estrutura, pelo que resulta necessário fazer um estudo de deformação da estrutura frente às cargas instantâneas e de longa duração. Entre os reforços passivos, tem-se o encamisamento de elementos, o reforço por chapas coladas, com perfis metálicos e com fibras de carbono.
- Os reforços **ativos** fazem referência àqueles tratamentos baseados na introdução na estrutura de ações ou deformações que modificam o estado de tensão, favorecendo o comportamento resistente. Uma das técnicas mais convencionais é a protensão externa.

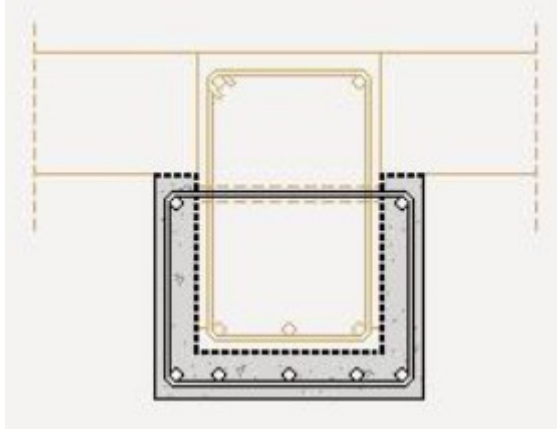
### 2.3.1 Encamisamento de elementos

O encamisamento consiste em aumentar a seção de elementos de concreto armado (geralmente pilares e vigas) com o fim de poder suportar cargas superiores às previstas no projeto original.

Este sistema apresenta a vantagem de uma grande compatibilidade entre o material original e o de reforço, bem como uma ampla superfície de contato entre ambos, que possibilita a necessária transferência de esforços. Assim mesmo, é possível aumentar consideravelmente a seção de concreto e incorporar uma abundante quantidade de novas armaduras que, caso necessário, podem ser ligadas às armaduras originais mediante algum tipo de ancoragem

(Figura 6 e 7). O resultado final é um elemento notavelmente monolítico, capaz de incrementar a resistência e rigidez do elemento original (TEJEDOR,2013).

Figura 6: Encamisamento de viga com concreto armado



Fonte: Tejedor, (2013)

Figura 7: Encamisamento de um pilar em concreto armado



Fonte: Tejedor, (2013)

### 2.3.2 Reforço com chapas de aço coladas

O reforço com chapas de aço coladas consiste num reforço com o emprego de elementos metálicos, unidos à estrutura de concreto por meio de resinas epóxi, destinados a incrementar a resistência da obra existente, para compensar os esforços suplementares de flexão, tração, de cisalhamento ou de uma combinação de qualquer deles. Além da colagem com epóxi, o reforço pode ser feito também com chapas soldadas.

Este sistema pode ser utilizado como solução mista com outros sistemas em reparo e reforço de estruturas. Os elementos reforçados podem ser pilares, vigas, lajes e fundações (Figura 8).

Figura 8: Chapas metálicas colocadas na parte inferior de uma laje



Fonte: Silva, (2007)

### 2.3.3 Reforço de estruturas com perfis metálicos

Outro método habitual de reforço consiste em unir um ou vários perfis metálicos ao elemento original de concreto armado, de jeito que se transforme em um elemento misto. É o caso de alguns tipos de reforço amplamente utilizados, como o reforço de vigas ou lajes mediante o encostado inferior de perfis em seções duplo T.

Como o encamisamento com concreto armado, trata-se de um sistema de reforço muito eficaz estruturalmente, que permite acrescentar consideravelmente a rigidez e a resistência do elemento original.

Na feição da construção, o reforço mediante perfis metálicos, apresenta menos dificuldades que o encamisamento com concreto. É por isso que os custos dos reforços mediante perfis metálicos são geralmente inferiores aos realizados mediante encamisamento com concreto armado.

A vantagem desta técnica é o fato de que o aumento da rigidez seja uniformemente distribuído, não havendo necessidade por vezes de reforçar as fundações.

### 2.3.4 Reforço de estruturas com fibras de carbono

Entre os diferentes tipos de fibras (carbono, vidro, aramida) que podiam servir para este uso, decidiu-se utilizar as de carbono. São as que têm um módulo de elasticidade mais alto,

compatível com a deformação do concreto armado. Tanto as fibras de vidro, como as de aramida, ainda sendo substancialmente mais baratas, proporcionam propriedades inferiores.

Quanto às matrizes, a mais compatível com as fibras de carbono demonstrou ser a resina epóxi; é a que melhor molha as fibras e a que mais aderência tem a elas. Ademais tem um curado sem retração, o qual é importante para o uso ao que vai destinado. Os campos de aplicação dos reforços descritos anteriormente são os seguintes (ÁGUILA HIGUERO, 2010):

- **Reforço a flexão:** Para o reforço a flexão de vigas, lajes e outros elementos de concreto armado utiliza-se, principalmente, o método de colado de laminados retos. alguns casos, também pode ser utilizado o método de colado dos tecidos. Em ambos os casos consiste em aderir o reforço, que atuará como armadura externa de tração. O adesivo servirá para transmitir o esforço cortante entre o reforço e o concreto (Figura 9).

Figura 9: Reforço de umas vigas à flexão com fibras de carbono



Fonte: Tejedor, (2013)

- **Reforço por confinamento:** Para elementos submetidos à compressão simples ou composta, pode ser feito um reforço por confinamento, este tipo de reforço faz-se principalmente em pilares. O sistema a utilizar é o de tecidos, devido à sua fácil adaptabilidade a qualquer forma do suporte.

Com os tecidos envolve-se a peça a reforçar completamente, de abaixo a acima. Podem-se colocar tantas camadas de tecido como se deseje. Esta envoltura provoca um confinamento da peça que faz melhorar seu comportamento frente a cargas. Quando a peça se comprime inicialmente, encurta-se, e por efeito Poisson, dilata-se transversalmente. O efeito do



confinamento é controlar esta dilatação transversal, melhorando assim a capacidade portante (Figura 10).

Figura 10: Reforço confinamento



Fonte: Tejedor, (2013)

- **Reforço a cortante:** Para o reforço de peças a cortante o que se faz é colocar as fibras de carbono a modo de estribos externos, aderidos pela resina epóxi. Este tipo de reforço consiste em envolver ou cercar transversalmente o elemento a reforçar (Figura 11).

Figura 11: Reforço confinamento



Fonte: Tejedor, (2013)

### 2.3.5 Reforço de estruturas mediante protensão externa

O método de reforço utilizando a protensão externa é apropriado para a adequação da capacidade de carga das pontes antigas que necessitam ser reforçadas para atender aos esforços provenientes da nova distribuição das cargas e também em função dos aumentos dos carregamentos (VITÓRIO, 2015).

É possível afirmar de imediato que a protensão externa melhora o desempenho estrutural das pontes antigas, aumenta a capacidade de carga das longarinas (casos de protensão longitudinal) e da laje do tabuleiro (casos de protensão transversal). O efeito da protensão ainda aumenta a rigidez da estrutura, diminui significativamente a fissuração e melhora a resistência às tensões de cisalhamento (VITÓRIO, 2015).

A protensão externa pode ser efetuada em três modalidades (VITÓRIO, 2013):

- A **protensão total** caracteriza-se por não ter tensões de tração no concreto para as combinações desfavoráveis das cargas em serviço.
- Na **protensão limitada** existem tensões de compressão mais moderadas no concreto e admite-se tensões de tração limitadas.
- Na **protensão parcial** adotam-se tensões de compressão ainda menos intensas do que na modalidade limitada, de modo que as tensões de tração no concreto para as combinações desfavoráveis das cargas são bem mais elevadas.

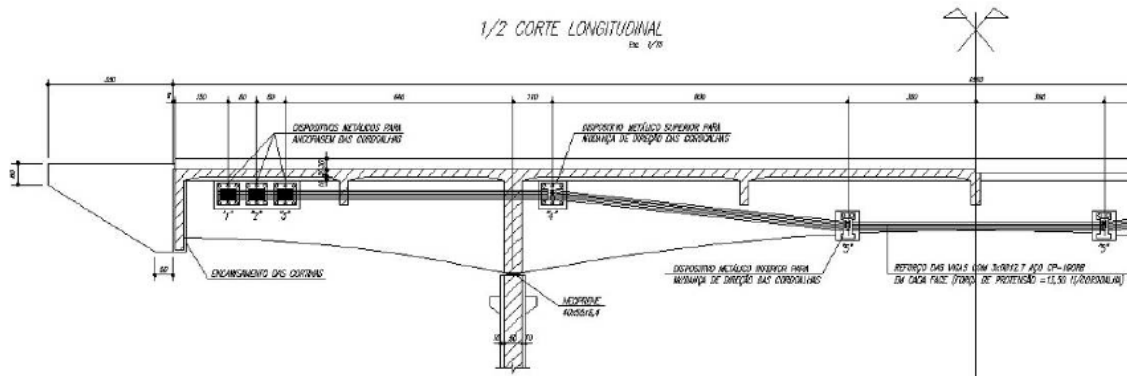
De modo geral, recomenda-se que para o projeto de pontes seja adotada a protensão limitada, pelo fato de possibilitar soluções mais econômicas.

No caso de reforço e alargamento de pontes o sistema mais usualmente empregado para o reforço de vigas de pontes convencionais de concreto armado é utilizando monocordoalhas de aço para concreto protendido, agrupadas em feixes rentes às faces laterais das vigas e fixadas à estrutura por meio de dispositivos de aço especial, fabricados para cada caso específico. Tais dispositivos, denominados desviadores, são geralmente fixados à estrutura por meio de barras rígidas do tipo Dywidag protendidas transversalmente à longarina.

A Figura 12 mostra a metade de um corte longitudinal de uma ponte cujas vigas foram reforçadas por esse sistema para suportar o acréscimo de cargas devido ao alargamento do tabuleiro, enquanto a Figura 13 mostra os desviadores metálicos.

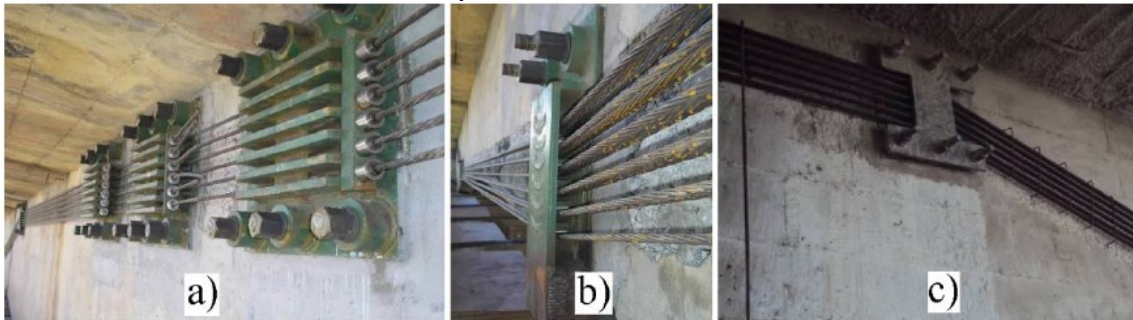


Figura 12: Reforço das vigas de uma ponte com feixe de monocordoalhas fixadas por dispositivos



Fonte: Vitório, (2013)

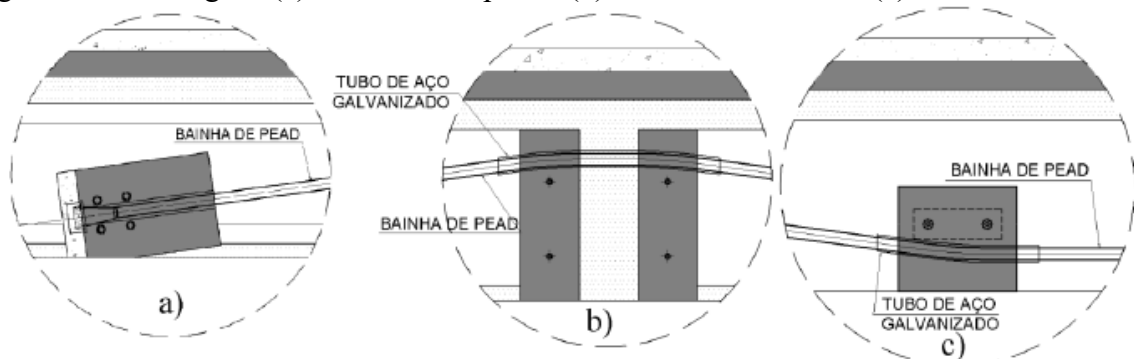
Figura 13: Ancoragens (a), desviador inferior (b) e desviador superior (c) metálicos para protensão externa



Fonte: Vitório, (2013)

Além da utilização de ancoragens metálicas e desviadores metálicos, podem ser empregados os dutos, em que é mais comum a utilização de blocos de ancoragem e desviadores em concreto armado, como o exemplificado pela Figura 14.

Figura 14: Ancoragens (a), desviador superior (b) e desviador inferior (c) em concreto armado



Fonte: Pinheiro, (2018)

### **2.3.5.1 Vantagens e desvantagens do reforço por protensão externa**

A protensão externa oferece diversas vantagens e desvantagens que devem ser levadas em consideração na hora da escolha do reforço estrutural, de acordo com as características e demandas da obra em questão. Dentre as vantagens podem ser citadas:

- Menor consumo de concreto ao eliminar a necessidade de engrossamento de todo o elemento;
- Possibilidade de escolha da excentricidade dos cabos com a fixação de desviadores e ancoragens em alturas determinadas da viga;
- O simples reforço da estrutura não exige necessariamente a interrupção do uso da obra, no caso de pontes, é possível reforçá-las sem a interrupção do tráfego;
- Uso de armaduras não aderentes possibilita a manutenção da protensão e até mesmo a substituição das cordoalhas;
- O dimensionamento permite se utilizar da resistência de todos os elementos envolvidos, inclusive da estrutura existente;
- Dependendo dos esforços acrescidos em uma possível ampliação da obra, este reforço pode isentar a necessidade de vigas adicionais;
- Equipamentos de protensão leves facilitam a utilização em grandes alturas, principalmente ao se escolher a protensão de mono cordoalhas.

Mesmo com tantas propriedades vantajosas, alguns aspectos devem ser levados em conta ao se pensar em adotar tal tipo de reforço estrutural. Dentre eles, podem ser citados:

- O reforço fica exposto, havendo perigo de ser danificado por impactos ou ação de incêndios;
- A ruína em um só ponto pode inutilizar todo o cabo, havendo significativa perda do reforço total da obra;
- Dificuldade na execução de desviadores em aço, o que pode inviabilizar o uso deste tipo de reforço;
- Peso dos blocos desviadores e de ancoragem, principalmente quando são constituídos em concreto, devem ser considerados na avaliação estrutural;

- A dissociação entre o cabo e a estrutura faz com que se deformem de maneira diferente, podendo haver efeitos de segunda ordem devido à diferença entre os deslocamentos sofridos pela estrutura e pelo cabo;
- Problemas para o uso em estruturas com baixa resistência à compressão, devido à introdução da força normal pela protensão;
- As altas concentrações de tensão devido aos poucos pontos de contato entre o cabo e a estrutura, exigem que estes pontos sejam avaliados;
- Esforços indesejáveis podem surgir principalmente em estruturas hiperestáticas, aumentando a força cortante solicitante, portanto há a necessidade de avaliação deste aspecto;
- Pode haver dificuldades ao se furar vigas transversinas ou demais elementos para a passagem dos cabos de protensão.

### **3. PROJETO ANALISADO**

A ponte a ser utilizada no exemplo prático da proposta de reforço estrutural por protensão externa deste trabalho foi tomada como base no projeto de formas da superestrutura de uma ponte rodoviária do livro Pontes em Concreto Armado: Elementos de projeto, Solicitações, Superestrutura (PFEIL, 1983).

Foram feitas algumas considerações e modificações acerca da geometria da estrutura, sendo todas essas alterações especificadas ao longo do memorial de cálculo. Deve-se admitir que as peças do tabuleiro ou estrado (lajes e transversinas) estão razoavelmente pré-dimensionadas, quer por cálculos específicos, quer por comparação com outro projeto análogo.

#### **3.1 Dados e características geométricas da ponte modelo**

Trata-se de uma ponte rodoviária de concreto armado em viga contínua, Classe I, calculada para carga da antiga classe 36, com balanços de 5,0 m de cada lado, composta por dois vãos laterais de 20 metros e um vão central com 25 m, totalizando um comprimento de 75 metros. A largura do tabuleiro foi dada e corresponde a 13,6 m.

As alturas das vigas de ponte de concreto armado são em geral tomadas a relação entre altura da viga/vão da ordem de 1/10 de acordo com o Manual de Projetos de Obras de Arte Especiais do DNER, mas também pode-se utilizar cerca de 1/12, essa proporção produz soluções econômicas e de suficiente rigidez. Portanto para esse projeto foi adotado uma altura de viga de 2,25 m e uma largura variável.

Foi adotado uma largura de viga no meio do vão de 40 cm e próximo aos apoios, há necessidade de aumentar a largura das vigas para 1 m por duas razões estruturais conforme (PFEIL, 1983):

- a) O esforço de cisalhamento aumenta, produzindo tensões elevadas de cisalhamento;
- b) O momento negativo sobre o apoio, produzindo compressão na parte inferior da viga, se a largura da viga for deficiente, produzem-se tensões elevadas de compressão, que originam flechas provocadas por fluências do concreto.

A Tabela 8 determina um resumo dos itens compostos pelo tabuleiro.

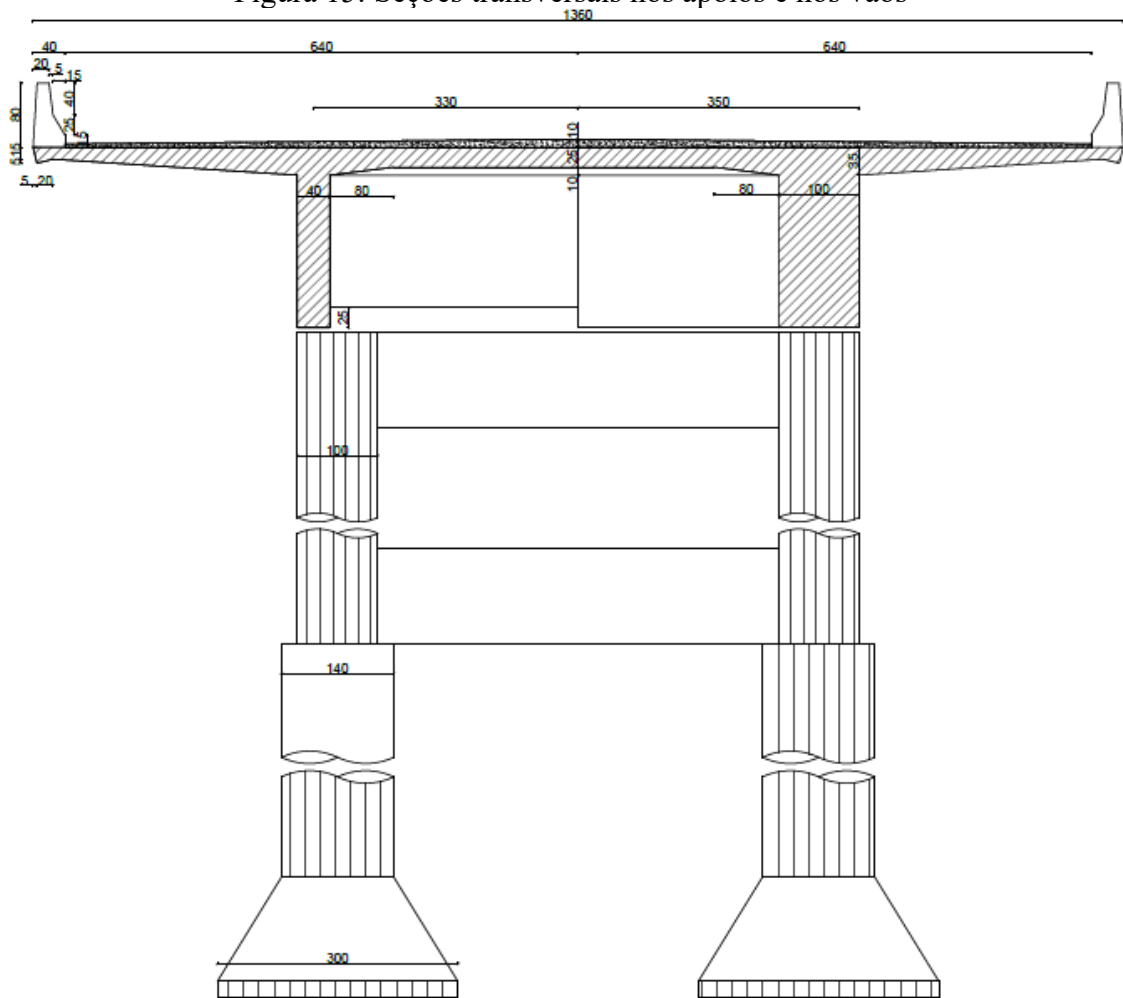
Tabela 8: Largura do tabuleiro

<b>Item</b>	<b>Quantidade</b>	<b>Dimensão</b>	<b>Total</b>
Faixas de tráfego	2,00	3,50	7,00
Acostamento	2,00	2,20	4,40
Faixa de segurança	2,00	0,40	0,80
Guarda-corpo	2,00	0,40	0,80
<b>Total</b>			<b>13,00</b>

Fonte: Autor

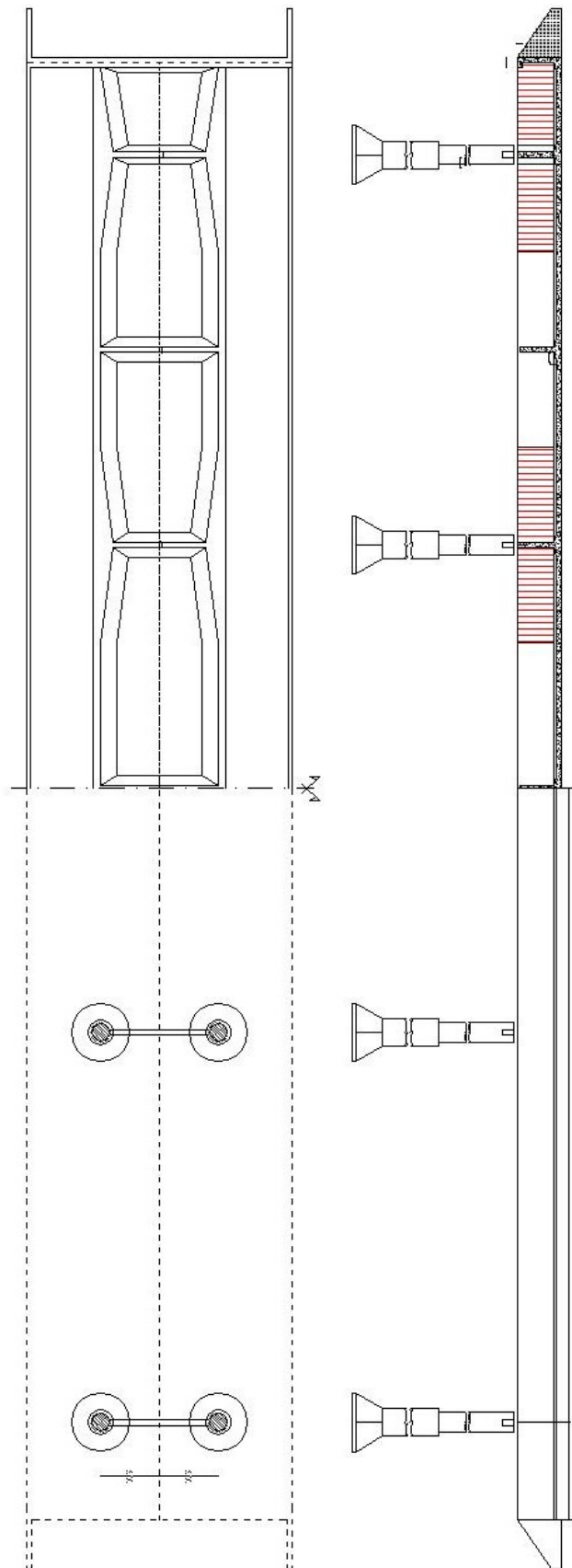
Na Figura 15 apresentam-se as seções transversais dos apoios e dos vãos, compartilhadas em uma única prancha, e a Figura 16 a vista e corte longitudinal.

Figura 15: Seções transversais nos apoios e nos vãos



Fonte: Adaptado de Pfeil, (1983)

Figura 16: (a)  $\frac{1}{2}$  da vista longitudinal da ponte e (b)  $\frac{1}{2}$  do corte longitudinal



Fonte: Adaptado de Pfeil, (1983)

## 3.2 Cálculo das solicitações do vigamento principal

### 3.2.1 Cálculo da carga permanente

O cálculo de carga permanente pode ser realizado através da Equação (1).

$$g = v \cdot \gamma \text{ (em kN)} \text{ ou } g = a_{seção} \cdot \gamma \text{ (em kN/m)} \quad (1)$$

Onde:

$g$  = carga permanente, em kN ou em kN/m;

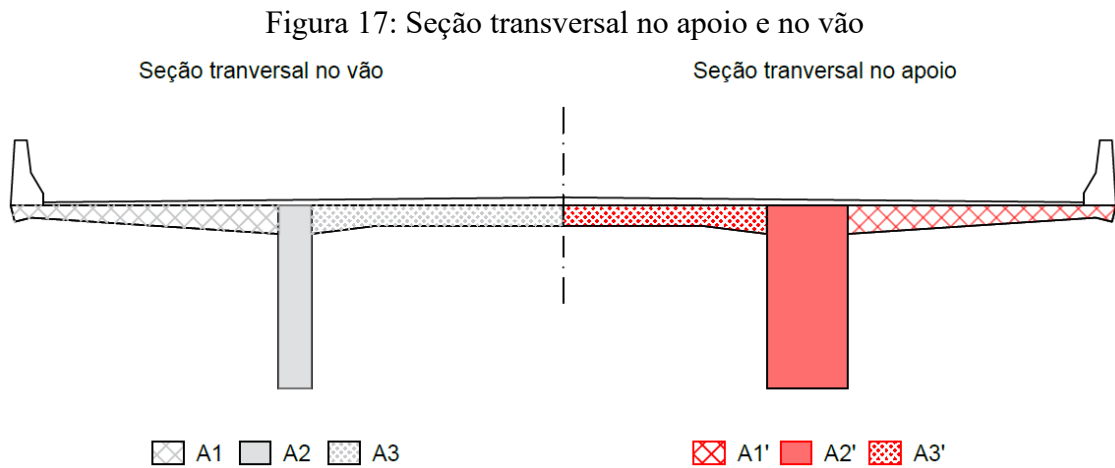
$v$  = volume do elemento estrutural, em kN;

$a_{seção}$  = área da seção, em m<sup>2</sup>;

$\gamma$  = peso específico aparente, em kN/m<sup>3</sup>.

#### 3.2.1.1 Cálculo do peso próprio estrutural ( $G_1$ )

Na Figura 17 apresentam-se as seções transversais dos apoios e dos vãos, compartilhadas em uma única prancha e divididas em áreas para facilitar o cálculo do peso próprio estrutural.



Fonte: Autor

Calculadas as áreas (Tabela 9) da seção transversal (valores retirados do AutoCAD) e adotando o  $\gamma_c = 25 \text{ kN/m}^2$  teremos o peso próprio estrutural no apoio e no vão.

Tabela 9: Áreas das seções transversais no apoio e no vão

Área (m <sup>2</sup> )	Seção	
	Vão	Apoio
A1 - A1'	0,803	0,803
A2 - A2'	0,900	2,250
A3 - A3'	0,815	0,665
<b>Total</b>	<b>2,518</b>	<b>3,718</b>

Fonte: Autor

Assim, considere-se a metade da seção, pois no projeto será duas vigas principais a serem calculadas.

- **No apoio:**

$$G_1 = 2,368 \cdot 25 = 59,200 \frac{kN}{m}$$

*\*O alargamento das vigas nos apoios constitui-se em uma carga triangular, numa extensão de 5 m para cada lado do apoio, dessa forma ela é calculada:*

$$G_{1, \text{alargamento da viga}} = 0,60 \cdot (1,90) \cdot 25 = 28,500 \frac{kN}{m}$$

- **No vão:**

$$G_1 = 2,518 \cdot 25 = 62,950 \frac{kN}{m}$$

### 3.2.1.2 Cálculo do peso próprio das transversinas ( $G_2$ )

Diferente do projeto base, considerou-se as transversinas no apoio e intermediárias (vão) desacopladas da laje, essa solução é adotada para uniformizar a armadura da laje. Além disso por fatores construtivos relacionado ao congestionamento de armaduras, a altura da transversina no meio do vão é 25 cm menor que as transversinas no apoio, pelo fato que no meio do vão das vigas longitudinais resulta no maior momento positivo e uma taxa de armadura elevada.

No projeto original, foi considerado nos apoios extremos a viga principal com um alargamento adicional de 20 cm, destinado a acomodar o aparelho de apoio Neoprene (25x90x3,7 cm). Porém, nessa adaptação de projeto não iremos considerar esse alargamento, considerando o apoio extremo igual aos do intermediário (vão), de acordo com a Figura 18. Tal modificação não deixará de permitir a utilização do aparelho de apoio.





### 3.2.1.3 Cálculo do peso próprio da viga de fechamento, cortinas laterais e guarda-rodas (G<sub>3</sub>)

- **Viga de fechamento e mísula:** O peso próprio da viga de fechamento que inclui uma viga de travamento de 0,25 m do mesmo comprimento da seção transversal e a mísula que está engastada sobre as vigas principais.

$$\text{Viga de fechamento} = \left\{ [(2,25 \cdot 0,25) + (0,25 \cdot 0,25)] \cdot \left( \frac{13,60}{2} \right) \right\} \cdot 25 = 106,25 \text{ kN}$$

$$\text{Mísula} = \left\{ \frac{1}{2} \cdot (0,50 \cdot 0,10) \cdot (3,10) \right\} \cdot 25 = 1,938 \text{ kN}$$

$$G'_3 = 108,188 \text{ kN}$$

- **Cortinas laterais (alas):** Nesse projeto foi considerado alas fechadas, isto é orientada na direção longitudinal, nele não foi considerado laje de transição para calcular o peso próprio das cortinas, e logo no projeto base não foi utilizado guarda-rodas na região das cortinas laterais. Porém, para fins de projeto e de funcionalidade da ponte, iremos incluir essa carga.

$$G''_3 = \left( 0,25 \cdot \frac{1}{2} (2,25 + 0,50) \cdot 2,50 \right) \cdot 25 = 21,50 \text{ kN}$$

- **Guarda-rodas:** A área do guarda-rodas tipo New Jersey, foi retirado do software AutoCAD, onde  $a = 0,212 \text{ m}^2$  em um comprimento de 2,5m referente a cortina lateral.

Portanto:

$$G'''_3 = 0,212 \cdot 2,5 \cdot 25 = 13,25 \text{ kN}$$

Além dessas três cargas consideradas é possível verificar uma carga de empuxo de solo adicionada nas cortinas laterais e na viga de fechamento, porém não foi considerado nos cálculos pelo fato dessa carga ser consideravelmente pequena, e desse solo ser previamente compactado, conforme a NBR 7187:2003.

A norma ressalta que pode ser prescindida a consideração da ação do empuxo de terra sobre os elementos estruturais implantados em terraplenos horizontais de aterros previamente

executados, desde que sejam adotadas precauções especiais no projeto e na execução tais como: compactação adequada, inclinações convenientes dos taludes, distâncias mínimas dos elementos às bordas do aterro, terreno de fundação com suficiente capacidade de suporte, entre outras.

Portanto, com as três parcelas da força aplicada na ponta do balanço de cada viga principal, tem-se:

$$G_3 = G'_3 + G''_3 + G'''_3$$

$$G_3 = 108,188 + 21,50 + 13,25 = 142,938 \text{ kN}$$

### 3.2.1.4 Cálculo do peso próprio do pavimento e guarda-rodas ( $G_4$ )

A espessura do pavimento asfáltico no ponto máximo da pista é de 10 cm, já a espessura mínima de 0,04 m. Para o pavimento asfáltico, diferentemente do projeto base, e de acordo com o DNIT o peso específico do concreto betuminoso usinado a quente (CBUQ), é de  $\gamma_a = 24 \text{ kN/m}^3$ .

- **Pavimento asfáltico:**

$$G'_4 = \left( \frac{1}{2} \cdot (0,04 + 0,10) \cdot 6,40 \right) \cdot 24 = 10,752 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

- **Guarda-rodas:**

$$G''_4 = 0,212 \cdot 25 = 5,306 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

Portanto:

$$G_4 = 10,752 + 5,306 = 16,058 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

### 3.2.1.5 Valores finais da carga permanente

Os valores finais do carregamento distribuído (peso próprio e sobrecarga), pode ser descrito pela Equação (2) chamaremos de  $G$ , salientando a carga triangular no alargamento das vigas na região do apoio.

$$G = G_1 + G_4 \quad (2)$$

- **No vão:**

$$G = 62,95 + 16,058 = 79,000 \frac{kN}{m}$$

- **No apoio:**

$$G = 79,00 + 28,50 = 107,50 \frac{kN}{m}$$

Resumindo as cargas que precisam ser consideradas como cargas pontuais são:

- **Peso próprio das transversinas:**

$$G_{2, \text{ apoio}} = 38,750 \text{ kN}$$

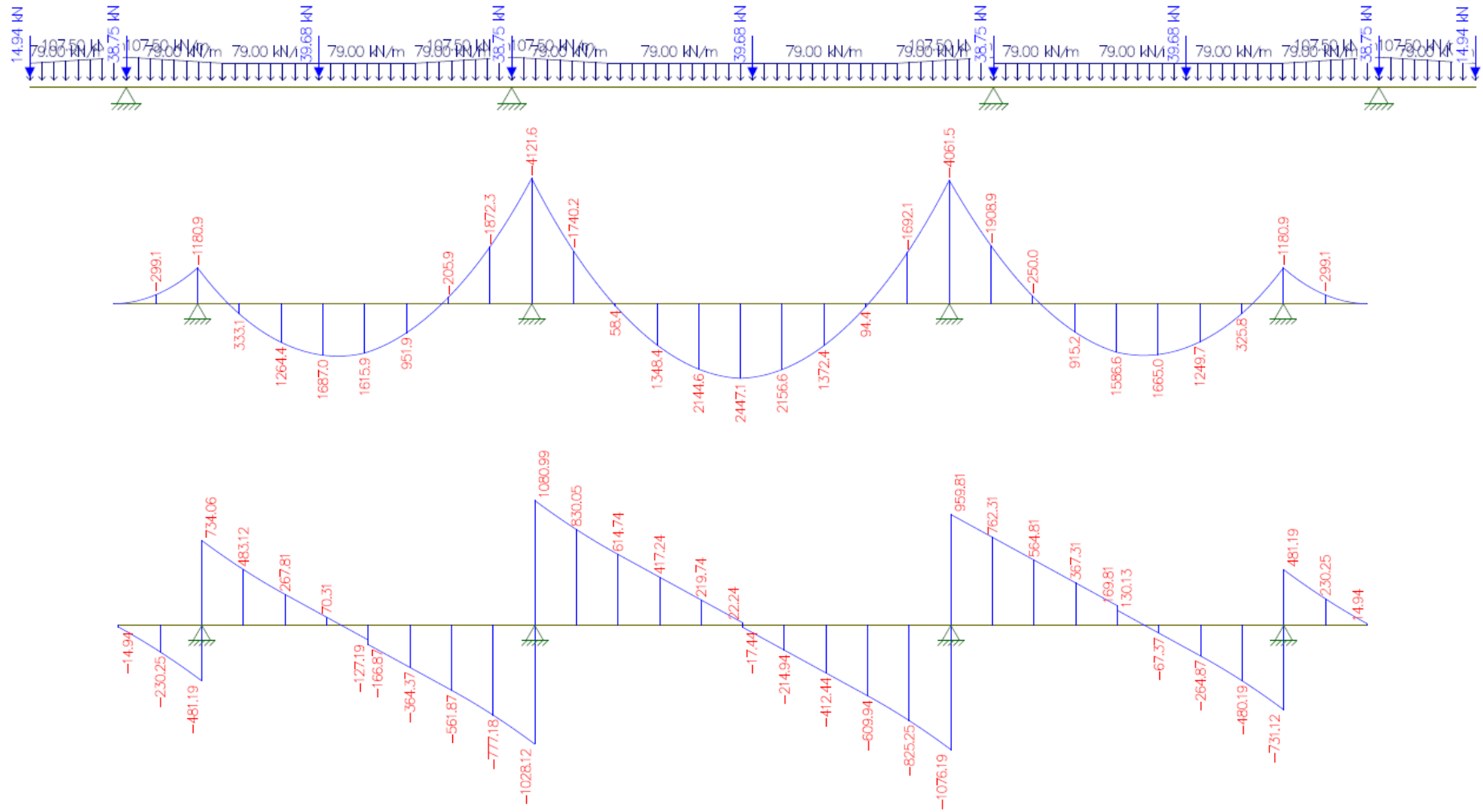
$$G_{2, \text{ vão}} = 39,680 \text{ kN}$$

- **Peso próprio da viga de fechamento, cortinas laterais e guarda-rodas**

$$G_3 = 142,938 \text{ kN}$$

Obtidos os valores da carga permanente utilizou-se o Software Ftool, para fazer o lançamento da estrutura e conseqüentemente calcular os diagramas de momento fletor e esforço cortante da viga principal, conforme a Figura 19.

Figura 19: Distribuição de cargas, diagrama de momento fletor (kN.m) e esforço cortante (kN)



Fonte: Autor

### 3.2.2 Cálculo de solicitações devidos à carga móvel – Trem tipo 36

#### 3.2.2.1 Determinação do trem tipo

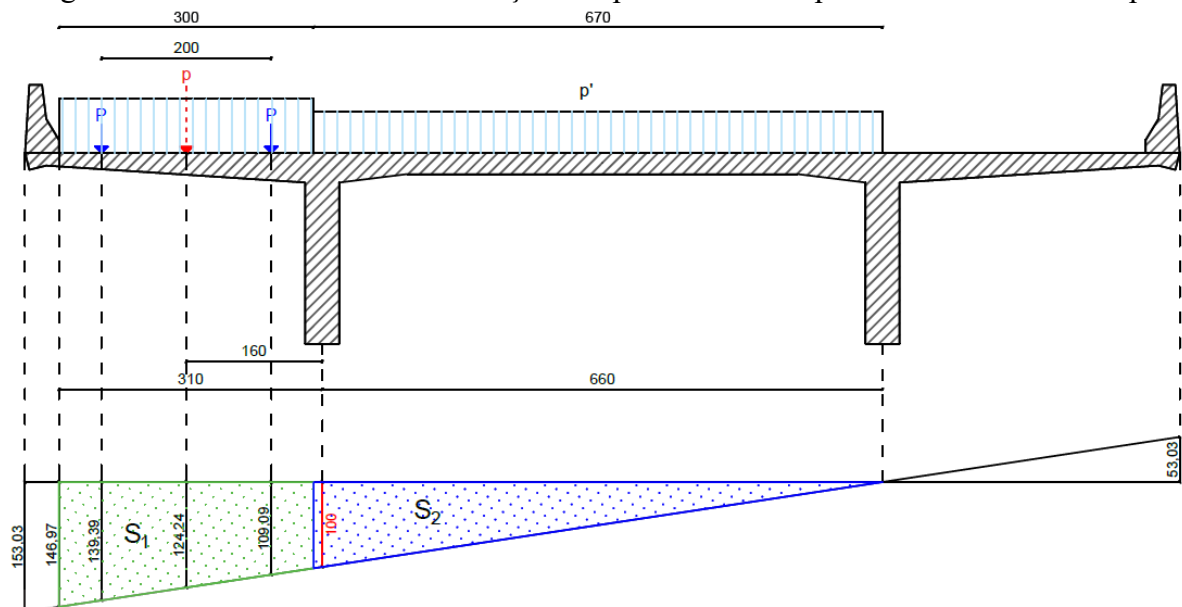
Sabe-se que esta ponte é uma ponte rodoviária de classe I, calculada para carga da classe 36, conforme a NB-6 (1960) cujo trem tipo é definido pelos carregamentos das Tabelas 3 e 4.

As cargas móveis podem ocupar qualquer posição no tabuleiro, com os veículos aplicados na direção longitudinal. A faixa principal de tráfego é a mais importante para as solicitações, devendo procurar se a posição mais desfavorável desta faixa. No caso de duas vigas principais, a faixa principal de tráfego deve ser colocada no bordo da pista, para dar a maior solicitação em uma das vigas.

A faixa secundária é colocada ao lado da faixa principal, cobrindo o tabuleiro até o eixo da viga do lado direito, as cargas situadas no balaço da laje, do lado direito, tendem a aliviar as solicitações da viga à esquerda, razão pela qual aquela parte do tabuleiro não é carregada. Para isso é necessário empregar as linhas de influência em suas posições de interesse para calcular as respectivas solicitações (Figura 20 e 21).

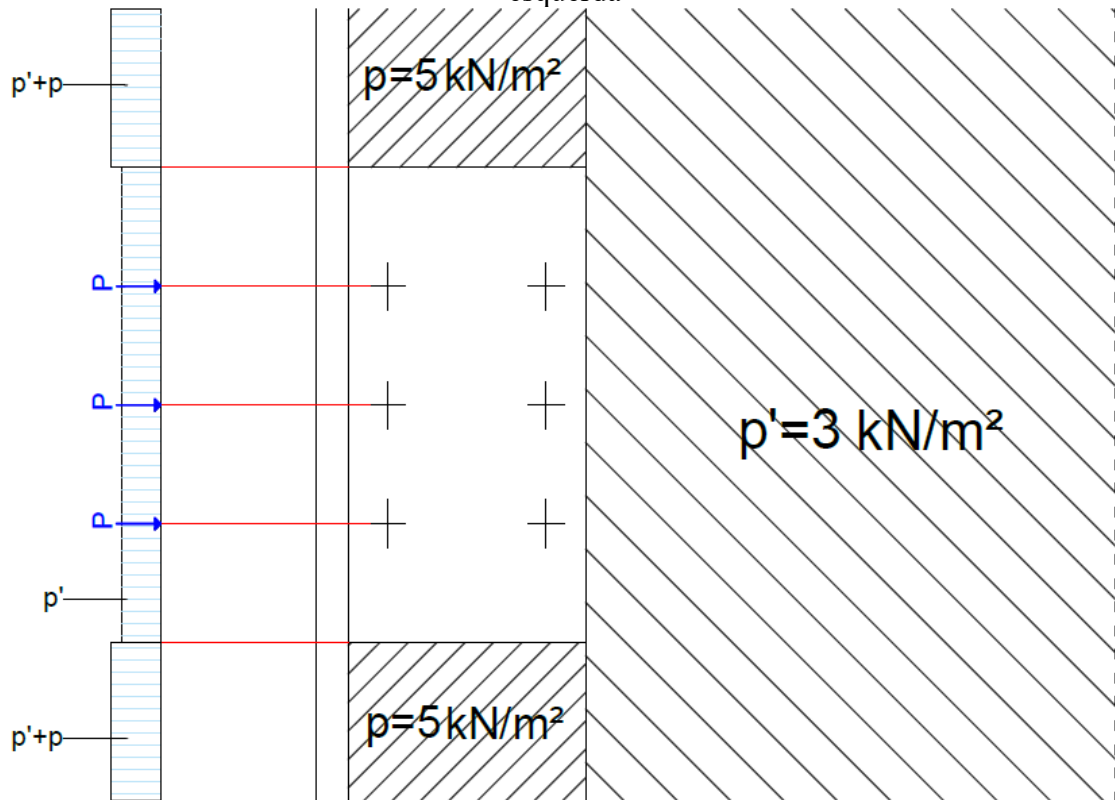
Será considerado trem tipo na seção do vão pelo fato de ser a seção mais desfavorável, visto que o  $b_w=0,40$  no vão é menor do que no apoio, além disso sua extensão é em maior parte na ponte.

Figura 20: Linha de influência da reação de apoio num corte pelos eixos do veículo-tipo



Fonte: Autor

Figura 21: Planta do tabuleiro com as cargas distribuídas e cargas atuando na viga principal da esquerda



Fonte: Autor

Com a disposição de cargas indicadas nas Figuras 20 e 21, podemos determinar as cargas móveis **sem impacto** que atuaram sobre a viga da esquerda, considerando a laje apoiada nas vigas principais

Dessa forma, utilizaremos as Equações (3), (4) e (5) para calcular as cargas:

$$P_{final} = P \cdot (Y_1 + Y_2) \quad (3)$$

$$p_{final} = p \cdot S_1 \quad (4)$$

$$p'_{final} = p' \cdot S_2 \quad (5)$$

Onde as áreas  $S_1$  e  $S_2$  foram tiradas do AutoCAD:

$$S_1 = 3,727\text{m}^2$$

$$S_2 = 3,400\text{ m}^2$$

$$\text{Peso de cada roda } (P) = 60\text{ kN}$$

$$\text{Faixa principal } (p) = 5\text{ kN}$$

$$\text{Faixa secundaria } (p') = 3\text{ kN}$$

Portanto:

$$P = 60 \cdot (1,3939 + 1,0909) \cong 149,00 \text{ kN}$$

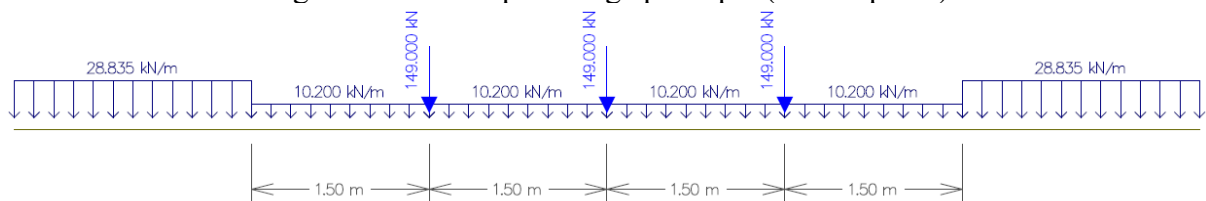
$$p = 5 \cdot 3,727 = 18,635 \text{ kN/m}$$

$$p' = 3 \cdot 3,400 = 10,200 \text{ kN/m}$$

$$p + p' = 28,835 \text{ kN/m}$$

As cargas da Figura 22 é a determinação das solicitações nas diversas seções da viga principal.

Figura 22: Trem tipo da viga principal (sem impacto)



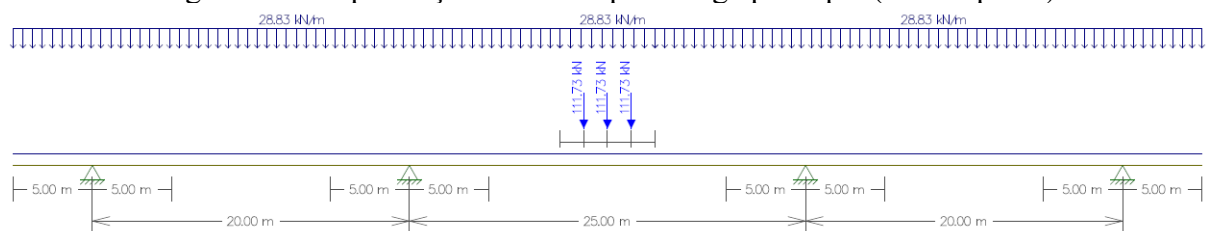
Fonte: Autor

Essa distribuição pode ser realizada de forma mais prática, isto é, simplificando o trem tipo de modo a ter apenas uma carga distribuída e três cargas concentradas.

Para isso é necessário adequar a carga concentrada para um trem tipo longitudinal prático conforme a Figura 23.

$$P = 149,00 - \frac{18,635 \cdot 6 \text{ m}}{3} = 111,73 \text{ kN}$$

Figura 23: Simplificação do trem tipo da viga principal (sem impacto)

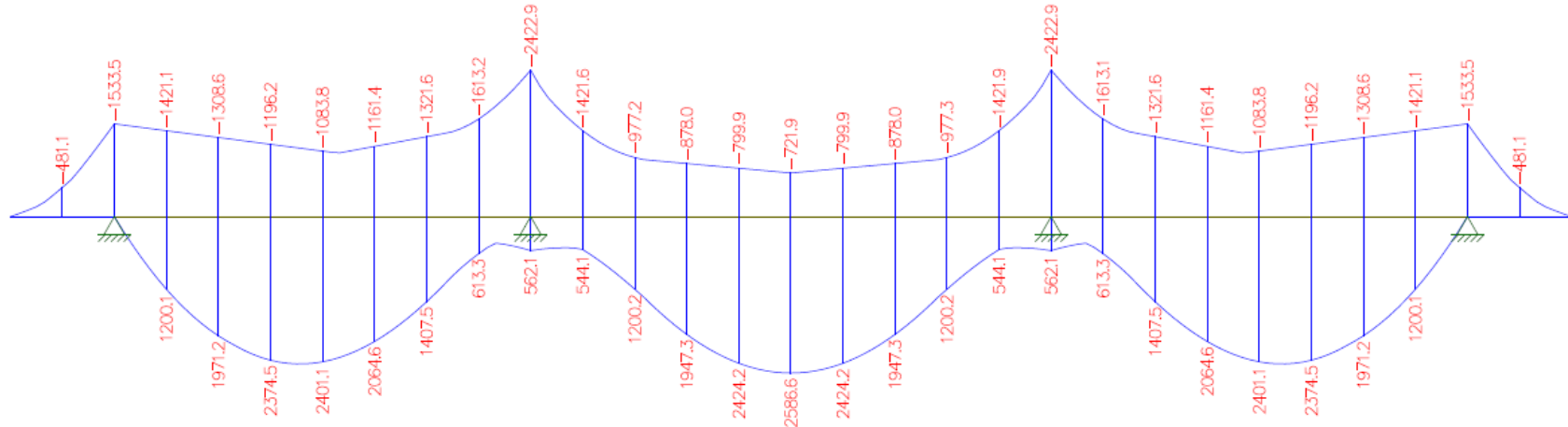


Fonte: Autor

Com a utilização do Software Ftool, foi possível obter as envoltórias de momento fletor e esforço cortante provocado pelo trem tipo na viga principal conforme as Figuras 24 e 25 respectivamente:

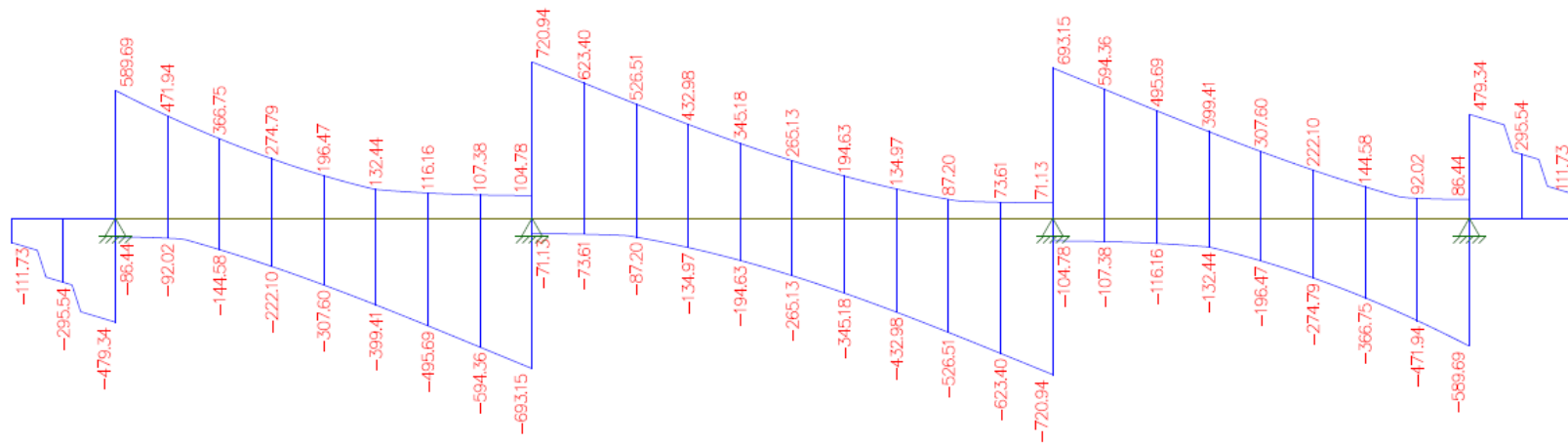


Figura 24: Envoltória de momentos do trem tipo 36 - (sem impacto)



Fonte: Autor

Figura 25: Envoltória de cortantes do trem tipo 36 - (sem impacto)



Fonte: Autor

### 3.2.2.2 Coeficiente de impacto

Pela NB-2 (1941), o efeito dinâmico das cargas móveis pode ser analisado assimilando as cargas móveis às cargas estáticas através da multiplicação da primeira por um coeficiente de impacto que, nos elementos estruturais de obras rodoviárias, é definido como a Equação (6).

$$\varphi = 1,4 - 0,007 l \geq 1 \quad (6)$$

Onde:

$\varphi$  = coeficiente de impacto, adimensional;

$l$  = vão teórico, em m.

No caso de vãos desiguais, em que o menor vão seja igual ou superior a 70% do maior, permite-se considerar um vão ideal equivalente à média dos vãos teóricos. No caso de vigas em balanço,  $l$  é tomado igual a duas vezes o seu comprimento. Portanto,  $l$  é igual a 10 m.

$$\varphi_v = 1,4 - 0,007 \cdot \frac{20 + 25 + 20}{3} = 1,248$$

$$\varphi_v = 1,248 \geq 1 \text{ (Ok !)}$$

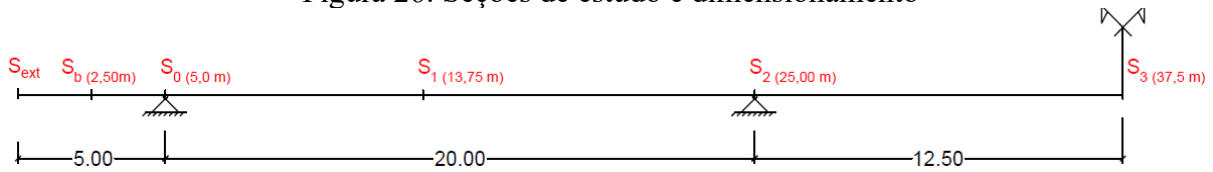
E para balanços é adotado coeficientes de impacto diferentes, onde o valor de  $l$  é igual a duas vezes o comprimento do balanço. Logo:

$$\varphi_b = 1,4 - 0,007 \cdot (2 \cdot 5) = 1,330$$

$$\varphi_b = 1,330 \geq 1 \text{ (Ok !)}$$

É necessário definir as seções de estudos e dimensionamento da ponte, logo as seções a serem analisadas quanto aos esforços de momento fletor são as que apresentaram os maiores esforços para cada vão. Na região do balanço foi definido a seção na metade do vão apresentadas na Figura 26.

Figura 26: Seções de estudo e dimensionamento



Fonte: Autor

Os esforços devidos à carga móvel, sofrem efeito do coeficiente de ponderação das cargas verticais. Portanto com os valores de momentos fletores e esforços cortantes da envoltória, aplica-se os devidos coeficientes de ponderação.

Além disso, para determinar as solicitações finais atuantes nas seções de estudo é necessário utilizar o estado limite de projeto ou cálculo, para isso utiliza-se os coeficientes de segurança recomendados pelo CEB e suas combinações sendo ela favorável ou desfavorável conforme a Equação (7).

$$F_d = \sum_{i=1}^n \gamma_g \cdot F_{gi,k} + \gamma_q \cdot F_{qi,k} \quad (7)$$

Onde:

$\gamma_g = 1,35$  para ações permanentes diretas agrupadas de efeito desfavorável.

$\gamma_g = 1,00$  para ações permanentes diretas agrupadas de efeito favorável.

$\gamma_q = 1,50$  para ações variáveis consideradas conjuntamente.

Segundo o que foi exposto acima, os esforços totais serão obtidos a partir das seguintes Equações (8) e (9):

$$M_d = 1,35 \cdot M_g + 1,50 \cdot \varphi \cdot M_q \quad \text{ou} \quad M_d = 1,00 \cdot M_g + 1,50 \cdot \varphi \cdot M_q \quad (8)$$

$$V_d = 1,35 \cdot V_g + 1,50 \cdot \varphi \cdot V_q \quad \text{ou} \quad V_d = 1,00 \cdot V_g + 1,50 \cdot \varphi \cdot V_q \quad (9)$$

Aplicando as equações temos os seguintes resultados, representados pelas Tabelas 10 e 11.

Tabela 10: Momentos fletores da envoltória das seções definidas

Seção	Momento Fletor [kN.m]										Coeficiente de Impacto	
	1	2			3	4	2+3	2+4	1+3	1+4		
	$M_g$	$1,35 M_g$	$M_q^+$	$M_q^-$	$1,5 \varphi M_q^+$	$1,5 \varphi M_q^-$	$M_{m\acute{a}x} = M_{g+q}^+$	$M_{m\acute{i}n} = M_{g+q}^-$	$M_{m\acute{a}x} = M_{g+q}^+$	$M_{m\acute{i}n} = M_{g+q}^-$		
$S_{ext}$	0	0	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	$\varphi=1,330$
$S_b$ (2,50 m)	-299,06	-403,731	0,00	-481,15	0,00	-959,89	-403,73	-1363,63	-299,06	-1258,95		
$S_0$ (5,00 m)	-1180,94	-1594,269	0,00	-1533,54	0,00	-3059,41	-1594,27	-4653,68	-1180,94	-4240,35		
$S_1$ (13,75 m)	1718,29	2319,6915	2435,42	-1140,50	4559,11	-2135,02	6878,80	184,68	6277,40	-416,73	$\varphi=1,248$	
$S_2$ (25,00 m)	-4121,55	-5564,0925	562,09	-2422,89	1052,23	-4535,65	-4511,86	-10099,74	-3069,32	-8657,20		
$S_3$ (37,50 m)	2144,1	2894,535	2586,67	-721,87	4842,25	-1351,34	7736,78	1543,19	6986,35	792,76		

Fonte: Autor

Tabela 11: Esforços internos de força cortantes da envoltória das seções definidas

Seção	Esforço Cortante [kN]										Coeficiente de Impacto
	1	2			3	4	2+3	2+4	1+3	1+4	
	$V_g$	$1,35 V_g$	$V_q^+$	$V_q^-$	$1,5 \varphi V_q^+$	$1,5 \varphi V_q^-$	$V_{m\acute{a}x} = V_{g+q}^+$	$V_{m\acute{i}n} = V_{g+q}^-$	$V_{m\acute{a}x} = V_{g+q}^+$	$V_{m\acute{i}n} = V_{g+q}^-$	
$S_{ext}$	-14,94	-20,169	0,00	-111,73	0,00	-222,90	-20,17	-243,07	-14,94	-237,84	$\varphi=1,330$
$S_b$ (2,50 m)	-230,25	-310,8375	0,00	-295,54	0,00	-589,60	-310,84	-900,44	-230,25	-819,85	
$S_{0\_esq}$ (5,00 m)	-481,19	-649,6065	0,00	-479,34	0,00	-956,28	-649,61	-1605,89	-481,19	-1437,47	
$S_{0\_dir}$ (5,00 m)	734,06	990,981	598,69	-86,44	1194,39	-172,45	2185,37	818,53	1928,45	561,61	$\varphi=1,248$
$S_1$ (13,75 m)	0	0	233,98	-263,87	438,01	-493,96	438,01	-493,96	438,01	-493,96	
$S_{2\_esq}$ (25,00 m)	-1028,12	-1387,962	104,78	-693,15	196,15	-1297,58	-1191,81	-2685,54	-831,97	-2325,70	
$S_{2\_dir}$ (25,00 m)	1080,99	1459,3365	720,95	-71,13	1349,62	-133,16	2808,95	1326,18	2430,61	947,83	
$S_3$ (37,50 m)	22,24	30,024	265,13	-265,13	496,32	-496,32	526,35	-466,30	518,56	-474,08	

Fonte: Autor

### 3.2.3 Dimensionamento das seções principais – Trem tipo 36

#### 3.2.3.1 Largura efetiva da viga

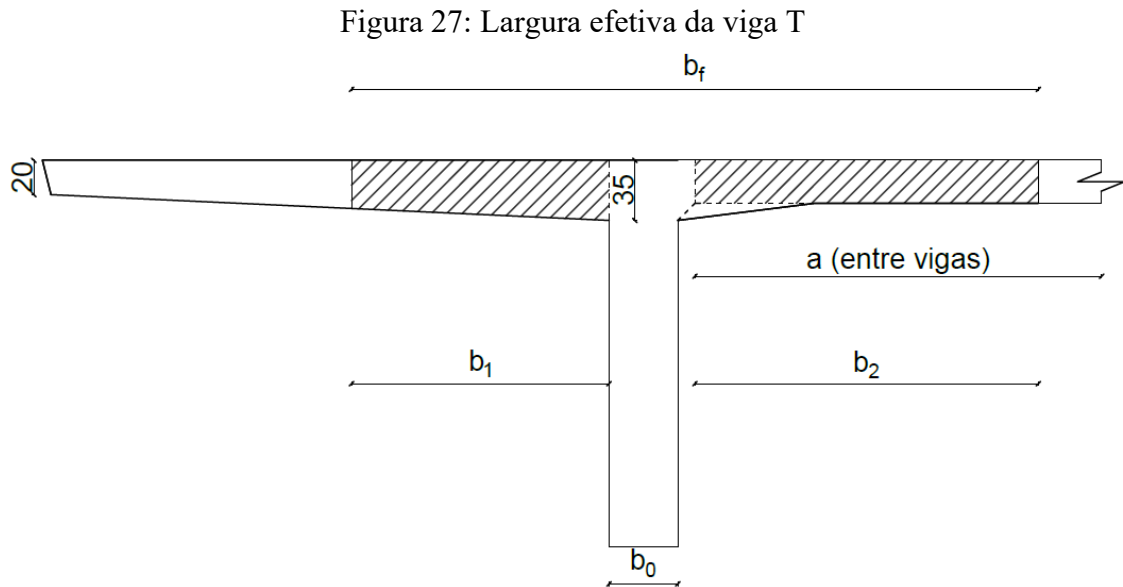
As seções submetidas à momento fletor positivos comportam-se como viga “T”, sendo a mesa representada pela laje do tabuleiro que contribui na resistência à flexão da seção. Logo, a determinação da largura colaborante será feita de acordo com o critério da ABNT NB1 (1978).

Conforme esta norma os coeficientes  $b_1$  e  $b_2$  podem ser determinados pelas Equações (10) e (11):

$$b_1 \leq \begin{cases} 0,1 \cdot l_0 \\ 6 \cdot h_{med} \end{cases} \quad (10)$$

$$b_2 \leq \begin{cases} 0,1 \cdot l_0 \\ 8 \cdot h_{med} \\ 0,5 \cdot a \end{cases} \quad (11)$$

A Figura 27 esquematiza as posições de cada coeficiente utilizada para calcular a largura da mesa colaborante da viga T.



Fonte: Autor

Com o valor calculado da altura média da laje em balanço ( $h_{méd, balanço}$ ), pode-se encontrar o valor de  $b_f$ .

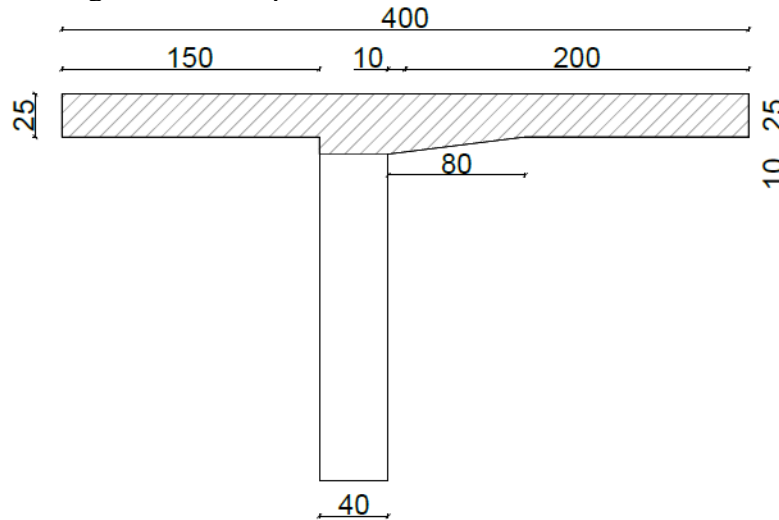
$$h_{méd, balanço} = \frac{0,35 + 0,15}{2} = 0,250 \text{ m}$$

Portanto temos o valor da largura colaborante a partir da Equação (12) e um esquema na Figura 28:

$$b_f = b_0 + 10 + 8h_{med} + 6h_{med} \quad (12)$$

$$b_f = 40 + 10 + 200 + 150 = 400 \text{ cm}$$

Figura 28: Viga T utilizada para dimensionamento e cálculos de solicitações



Fonte: Autor

Para obtermos uma seção T equivalente utiliza-se a Equação (13) onde a área hachurada na Figura 28 foi retirada do software AutoCAD. Assim se tem a altura final média da laje.

$$A = 1,08 \text{ m}^2$$

$$A = b_f \cdot h_{fm} \quad (13)$$

$$t_f = h_{fm} = \frac{1,08}{4,00} = 0,270 \text{ m}$$

Ainda conforme a norma, no caso de vigas contínuas, permite-se calculá-las com uma largura colaborante única para todas as seções, inclusive nos apoios sob momentos negativos, desde que essa largura seja calculada a partir do trecho de momentos positivos onde a largura resulte mínima. Portanto, não será necessário calcular  $b_f$ , para os apoios.

### 3.2.3.2 Dimensionamento das seções principais a flexão

Por não ser o principal objetivo desse trabalho tratar sobre o dimensionamento de pontes em concreto armado, os resultados do mesmo serão dispostos brevemente nas Tabelas (12 a 16).

Antes de iniciar o dimensionamento à flexão da seção, é preciso verificar a posição da linha neutra (aqui designada por LN). Logo, para momentos fletores positivos há duas hipóteses serem verificadas, são elas:

- **1ª Hipótese:** Supondo que a seção funciona como retangular, ou seja, que a LN corta a mesa ( $x \leq h_f$ ).

Para isso os seguintes dados e as Equações (14), (15), (16), (17) e (18) serão utilizados no dimensionamento e os momentos máximos e mínimos atuantes na seção estarão de acordo com a Tabela 10:

Onde:

$\gamma_c$  = Coeficiente do concreto, onde  $\gamma_c = 1,4$ ;

$f_{ck}$  = Resistência Característica do concreto à compressão, utilizando 25 MPa.

$$f_{cd} = \frac{f_{ck}}{\gamma_c} \quad (14)$$

$$R_{cc} = 0,85 \cdot b_f \cdot y \cdot f_{cd} \quad (15)$$

$$M_d = R_{cc} \cdot \left(d - \frac{y}{2}\right) \quad (16)$$

$$M_d = 0,85 \cdot b_f \cdot y \cdot f_{cd} \cdot \left(d - \frac{y}{2}\right) \quad (17)$$

$$y = 0,80 \cdot x \quad (18)$$

Onde:

$f_{cd}$  = Resistência de cálculo do concreto à compressão, em MPa;

$R_{cc}$  = Força de compressão resistida pelo concreto, em kN;

$b_f$  = Largura da seção, em metro;

$d$  = Distância do CG da armadura de tração a fibra mais comprimida de concreto, em metro;

$M_d$  = Momento de cálculo, em kN.m;

$x$  = Distância entre a borda mais comprimida da seção à linha neutra.

No dimensionamento, quando dois momentos atuantes na seção forem do mesmo sinal, calcula-se a seções de armadura para o maior momento. Em todas as seções, o cálculo da armadura foi feito mediante o uso de tabelas k6 e k3 no Anexo A, localizado no final desse trabalho e das Equações (19) e (20).

$$k_6 = \frac{b_f \cdot d^2}{M_d} \quad (19)$$

$$A_s = k_3 \cdot \frac{M}{d} \quad (20)$$

Onde:

$M_d$  = Momento de cálculo, em tf.m;

$A_s$  = Área de aço, em cm<sup>2</sup>.

Para momentos fletores negativos há somente uma hipótese, está é que a seção se comporta como retangular, sendo assim utiliza-se as mesmas equações representados anteriormente, adaptando-as para cada momento.

Além disso, é necessário verificar a armadura mínima das seções (Equação (21)) conforme a norma ABNT NBR 6118:2014, no item 17.3.5.2.1 para vigas retangulares onde:

$$A_{s,min} = 0,15\% \cdot A_c \quad (21)$$

Com os procedimentos adotados as tabelas a seguir, representa o dimensionamento com a finalidade de encontrar as áreas de aço para cada seção estudada.



Tabela 12: Dimensionamento à flexão da seção  $S_b$ 

$S_b (2,50 \text{ m})$	
$M_{m\acute{a}x}$ (kN.m)	-299,06
$M_{m\acute{i}n}$ (kN.m)	-1363,63
$h$ (m)	2,25
$d$ (m)	2,15
$b_w$ (m)	0,68
<p>∴ As seções submetidas a <b>momento fletor negativo</b> comporta-se como uma seção retangular.</p>	
$M_d$ (kN.m)	-1363,63
$M_d$ (tf.m)	-13636,25
$k_6$	229,12
$k_3$	0,329
$A_s^+$ (cm <sup>2</sup> )	0,00
$A_s^-$ (cm <sup>2</sup> )	20,87

Fonte: Autor

Tabela 13: Dimensionamento à flexão da seção  $S_0$ 

$S_0 (5,0 \text{ m})$	
$M_{m\acute{a}x}$ (kN.m)	-1180,94
$M_{m\acute{i}n}$ (kN.m)	-4653,68
$h$ (m)	2,25
$d$ (m)	2,15
$b_w$ (m)	1,00
<p>∴ As seções submetidas a <b>momento fletor negativo</b> comporta-se como uma seção retangular.</p>	
$M_d$ (kN.m)	-4653,68
$M_d$ (tf.m)	-46536,81
$k_6$	99,33
$k_3$	0,338
$A_s^+$ (cm <sup>2</sup> )	0,00
$A_s^-$ (cm <sup>2</sup> )	73,16

Fonte: Autor

Tabela 14: Dimensionamento à flexão da seção S<sub>1</sub>

S <sub>1</sub> (13,75 m)		S <sub>1</sub> (13,75 m)	
M <sub>máx</sub> (kN.m)	6878,80	M <sub>mín</sub> (kN.m)	-416,73
h (m)	2,25	h (m)	2,25
d (m)	2,15	d (m)	2,15
b <sub>f</sub> (m)	4,00	b <sub>w</sub> (m)	0,40
y (cm)	5,33	∴ As seções submetidas a <b>momento fletor negativo</b> comporta-se como uma seção retangular.	
x (cm)	6,6625		
h <sub>f méd</sub> (cm)	27		
h <sub>f méd</sub> > x ∴ A seção <b>funciona</b> como retangular, pois a LN corta a mesa.			
M <sub>d</sub> (kN.m)	6878,80	M <sub>d</sub> (kN.m)	-416,73
M <sub>d</sub> (tf.m)	68787,98	M <sub>d</sub> (tf.m)	-4167,26
k6	268,80	k6	443,70
k3	0,328	k3	0,3255
As <sup>+</sup> (cm <sup>2</sup> )	104,94	As <sup>+</sup> (cm <sup>2</sup> )	0,00
As <sup>-</sup> (cm <sup>2</sup> )	0,00	As <sup>-</sup> (cm <sup>2</sup> )	6,31
		As <sup>-</sup> min (cm <sup>2</sup> )	12,90

Fonte: Autor

Tabela 15: Dimensionamento à flexão da seção S<sub>2</sub>

S <sub>2</sub> (25,00 m)	
M <sub>máx</sub> (kN.m)	-3069,32
M <sub>mín</sub> (kN.m)	-10099,74
h (m)	2,25
d (m)	2,15
b <sub>w</sub> (m)	1,00
∴ As seções submetidas a <b>momento fletor negativo</b> comporta-se como uma seção retangular.	
M <sub>d</sub> (kN.m)	-10099,74
M <sub>d</sub> (tf.m)	-100997,43
k6	45,77
k3	0,359
As <sup>+</sup> (cm <sup>2</sup> )	0,00
As <sup>-</sup> (cm <sup>2</sup> )	168,64

Fonte: Autor

Tabela 16: Dimensionamento à flexão da seção S<sub>3</sub>

S <sub>3</sub> (37,50 m)	
M <sub>máx</sub> (kN.m)	7736,78
M <sub>mín</sub> (kN.m)	792,76
h (m)	2,25
d (m)	2,15
b <sub>f</sub> (m)	4,00
y (cm)	6
x (cm)	7,5
h <sub>f méd</sub> (cm)	27
h <sub>f méd</sub> > x ∴ A seção <b>funciona</b> como retângular, pois a LN corta a mesa.	
M <sub>d</sub> (kN.m)	7736,78
M <sub>d</sub> (tf.m)	77367,81
k <sub>6</sub>	238,99
k <sub>3</sub>	0,327
A <sub>s</sub> <sup>+</sup> (cm <sup>2</sup> )	117,49
A <sub>s</sub> <sup>-</sup> (cm <sup>2</sup> )	0,00

Fonte: Autor

Tabela 17: Resumo do dimensionamento à flexão

Seção	A <sub>s</sub> <sup>+</sup> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>s</sub> <sup>-</sup> (cm <sup>2</sup> )
S <sub>b</sub> (2,50 m)	-	20,87
S <sub>0</sub> (5,0 m)	-	73,16
S <sub>1</sub> (13,75 m)	104,94	12,90
S <sub>2</sub> (25,00 m)	-	168,64
S <sub>3</sub> (37,50 m)	117,49	-

Fonte: Autor

### 3.2.3.3 Dimensionamento das seções principais à força cortante

De acordo com o item 17.4.2.1 da ABNT NBR 6118:2014, para que a resistência do elemento estrutural seja considerada suficiente, é preciso verificar a relação presente na Equação (22) e (23).

$$V_d \leq V_{Rd2} \quad (22)$$

$$V_{Rd2} = 0,27 \cdot \left(1 - \frac{f_{ck}}{250}\right) \cdot f_{cd} \cdot b_w \cdot d \quad (23)$$

Onde:

$V_d$  = é a força cortante solicitante de cálculo, na seção, em kN;

$V_{Rd2}$  = é a força cortante resistente de cálculo, relativa à ruína das diagonais comprimidas de concreto, em kN;

$b_w$  = é a menor largura da seção, compreendida ao longo da altura útil  $d$ , neste caso é igual a 40 cm

$d$  = é a altura útil da seção, neste caso  $d = 215\text{cm}$ .

Analisando os valores da força cortante na Tabela 11 nas diferentes seções de estudo, conclui-se que todos os valores de  $V_d$  são inferiores a  $V_{Rd2}$ . Logo, não há problema de esmagamento do concreto nas bielas comprimidas com as dimensões adotadas para as longarinas conforme a Tabela 18.

Tabela 18: Verificação de  $V_{Rd2}$

Seção	$V_{\text{mín}} = V_{g+q}^-$	$V_{\text{máx}} = V_{g+q}^+$	$b_w$ (m)	$V_{Rd2}$	$V_d \leq V_{Rd2}$
$S_{\text{ext}}$	-243,070	-14,940	0,40	37317,86	OK
$S_b$ (2,50 m)	-900,440	-230,250	0,68		OK
$S_{0\_esq}$ (5,00 m)	-1605,890	-481,190	1,00		OK
$S_{0\_dir}$ (5,00 m)	561,612	2185,368	1,00		OK
$S_1$ (13,75 m)	-493,965	438,011	0,40		OK
$S_{2\_esq}$ (25,00 m)	-2685,539	-831,972	1,00		OK
$S_{2\_dir}$ (25,00 m)	947,835	2808,955	1,00		OK
$S_3$ (37,50 m)	-474,083	526,347	0,40		OK

Fonte: Autor

Além disso, a armadura transversal em uma viga, constituída apenas por estribos verticais, pode ser analisada de acordo com a analogia de treliça de Morsch (Carvalho; Figueiredo Filho, 2004), conforme a Equação (24), (25) e (26).

$$\frac{A_{sw}}{s} = \frac{V_{sw}}{0,9 \cdot d \cdot f_{ywd}} \quad (24)$$

$$V_{sw} = V_d - V_c \quad (25)$$

$$V_c = 0,6 \cdot f_{ctd} \cdot b_w \cdot d \quad (26)$$

Onde:

$V_c$  = é a parcela do esforço cortante absorvida pelo concreto;

$f_{ywd}$  = é a tensão na armadura transversal ( $f_{ywd} \leq 435$  MPa);

$f_{ctd} = 1,282$  MPa.

Logo, através das equações apresentadas é possível realizar o dimensionamento aos esforços cortantes e calcular as áreas da seção transversal dos estribos Tabela 19, no qual o valor de  $V_d = V_{min}$  é o maior valor dos esforços cortantes da Tabela 11 em modulo.

Tabela 19: Dimensionamento ao cisalhamento e área da seção transversal dos estribos das seções de análise

Seção	$ V  = V_{g+q}$ (kN)	$b_w$ (m)	$d$ (m)	$V_c$ (kN)	$V_{sw}$ (kN)	$A_{sw}/s$ (cm <sup>2</sup> /m)
$S_{ext}$	243,070	0,40	2,00	615,60	372,53	4,760
$S_b$ (2,50 m)	900,440	0,68	2,00	1046,52	146,08	1,867
$S_{0\_esq}$ (5,00 m)	1605,890	1,00	2,00	1539,00	66,89	0,855
$S_{0\_dir}$ (5,00 m)	2185,368	1,00	2,00	1539,00	646,37	8,259
$S_1$ (13,75 m)	493,965	0,40	2,00	615,60	121,64	1,554
$S_{2\_esq}$ (25,00 m)	2685,539	1,00	2,00	1539,00	1146,54	14,650
$S_{2\_dir}$ (25,00 m)	2808,955	1,00	2,00	1539,00	1269,95	16,227
$S_3$ (37,50 m)	526,347	0,40	2,00	615,60	89,25	1,140

Fonte: Autor

Com os valores da Tabela 19, é necessário verificar a armadura transversal mínima, segundo o item 17.4.1.1. da ABNT NBR 6118:2014, está é dada pela Equação (27) e (28):

$$\rho_{sw} = \frac{A_{sw}}{b_w \cdot s \cdot \sin \alpha} \geq 0,2 \cdot \frac{f_{ctm}}{f_{ywk}} \quad (27)$$

$$f_{ctm} = 0,3 \cdot \sqrt[3]{f_{ck}^2} \quad (28)$$

Onde:

$A_{sw}$  = é a área da seção transversal dos estribos;

$s$  = é o espaçamento dos estribos;

$\alpha$  = é a inclinação dos estribos em relação ao eixo longitudinal do elemento estrutural;

$f_{ywk}$  = é a resistência ao escoamento do aço da armadura transversal, neste caso 500 MPa;

$$f_{ctm} = 2,56 \text{ MPa.}$$

Para estribos verticais,  $\alpha = 90^\circ$ , logo:

$$\frac{A_{sw}}{s} = 0,2 \cdot \frac{f_{ctm}}{f_{ywk}} \cdot b_w$$

Como a menor  $b_w$  é igual a 40 cm na estrutura, esse será a seção a ser considerada para calcular a armadura transversal mínima, Portanto:

$$\frac{A_{sw}}{s} = 0,00102 \cdot (0,4)$$

$$A_{sw,min} = 4,10 \text{ cm}^2/m$$

Com tal valor a apresentado, é necessário modificar algumas taxas armadura transversal, para assim estarem conforme a norma. Logo a Tabela 20 traz os resultados alterados, considerando uma rama.

Tabela 20: Área da seção transversal dos estribos das seções de análise - Modificado

Seção	$ V  = V_{g+q}$ (kN)	$b_w$ (m)	d (m)	$V_c$ (kN)	$V_{sw}$ (kN)	$A_{sw}/s$ (cm <sup>2</sup> /m)
$S_{ext}$	243,070	0,40	2,00	615,60	372,53	4,760
$S_b$ (2,50 m)	900,440	0,68	2,00	1046,52	146,08	4,100
$S_{0\_esq}$ (5,00 m)	1605,890	1,00	2,00	1539,00	66,89	4,100
$S_{0\_dir}$ (5,00 m)	2185,368	1,00	2,00	1539,00	646,37	8,259
$S_1$ (13,75 m)	493,965	0,40	2,00	615,60	121,64	4,100
$S_{2\_esq}$ (25,00 m)	2685,539	1,00	2,00	1539,00	1146,54	14,650
$S_{2\_dir}$ (25,00 m)	2808,955	1,00	2,00	1539,00	1269,95	16,227
$S_3$ (37,50 m)	526,347	0,40	2,00	615,60	89,25	4,100

Fonte: Autor

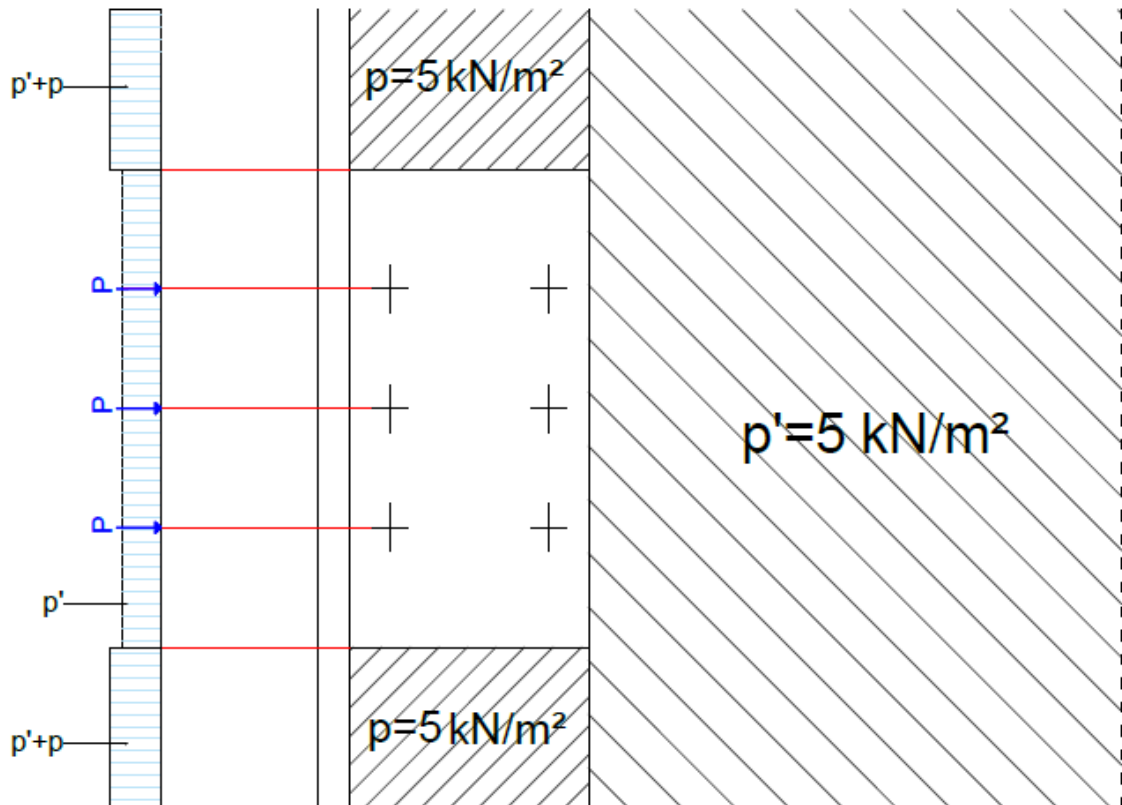
### 3.2.4 Cálculo de solicitações devidos à carga móvel – Trem tipo 45

De forma análoga ao realizado para calcular as solicitações à carga móvel do trem tipo 36, realiza-se para o trem tipo 45, posicionando o veículo padrão na situação mais desfavorável. Porém nessa classe, devemos utilizar a atualização da ABNT NBR 7188 definiu, no item 5.1, um só trem tipo para todos os casos de pontes, denominado Carga Móvel Padrão TB-450, com as mesmas características do trem tipo 45, mudando somente a disposição da carga

uniformemente distribuída, a qual passou a ser considerada igual para todo o espaço ao redor do veículo padrão e equivalente a  $5 \text{ kN/m}^2$ .

As linhas de influência calculada no trem tipo 36 da Figura 20, não é alterado, somente a planta do tabuleiro com as cargas distribuídas, conforme a Figura 29.

Figura 29: Planta do tabuleiro com as cargas distribuídas e cargas atuando na viga principal da esquerda (trem tipo 45)



Fonte: Autor

Com a disposição de cargas indicadas nas Figuras 20 e 29, podemos determinar as cargas móveis **sem impacto** que atuaram sobre a viga da esquerda, considerando a laje apoiada nas vigas principais.

Dessa forma, utilizaremos as Equações (3), (4) e (5) para calcular as cargas:

$$P_{final} = P \cdot (Y_1 + Y_2)$$

$$p_{final} = p \cdot S_1$$

$$p'_{final} = p' \cdot S_2$$

Onde as áreas  $S_1$  e  $S_2$  foram tiradas do AutoCAD:

$$S_1 = 3,727\text{m}^2;$$

$$S_2 = 3,400\text{ m}^2;$$

$$\text{Peso de cada roda } (P) = 75\text{ kN};$$

$$\text{Faixa principal } (p) = (p') = 5\text{ kN}.$$

Portanto:

$$P = 75 \cdot (1,3939 + 1,0909) \cong 186,36\text{ kN} P_{final} = P \cdot (Y_1 + Y_2)$$

$$p = 5 \cdot 3,727 = 18,635\text{ kN/m}$$

$$p' = 5 \cdot 3,400 = 17,000\text{ kN/m}$$

$$p + p' = 35,635\text{ kN/m}$$

Essa distribuição pode ser realizada de forma mais prática, isto é, simplificando o trem tipo de modo a ter apenas uma carga distribuída e três cargas concentradas.

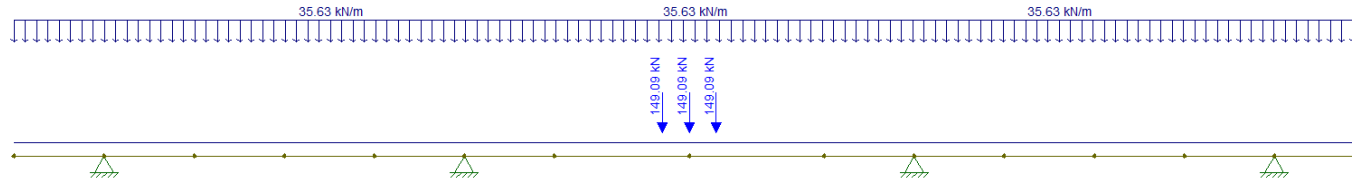
Para isso é necessário adequar a carga concentrada para um trem tipo longitudinal prático conforme a Figura 30.

$$P = 186,36 - \frac{18,635 \cdot 6\text{ m}}{3} = 149,09\text{ kN}$$

Com a utilização do Software Ftool, é possível obter as envoltórias de momento fletor e esforço cortante provocado pelo trem tipo na viga principal conforme as Figuras 31 e 32 respectivamente:

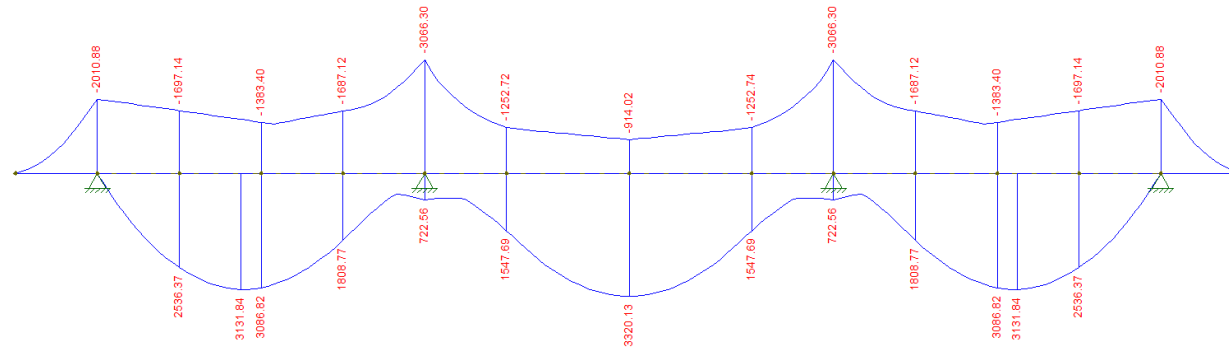


Figura 30: Simplificação do trem tipo da viga principal do trem tipo 45 - (sem impacto)



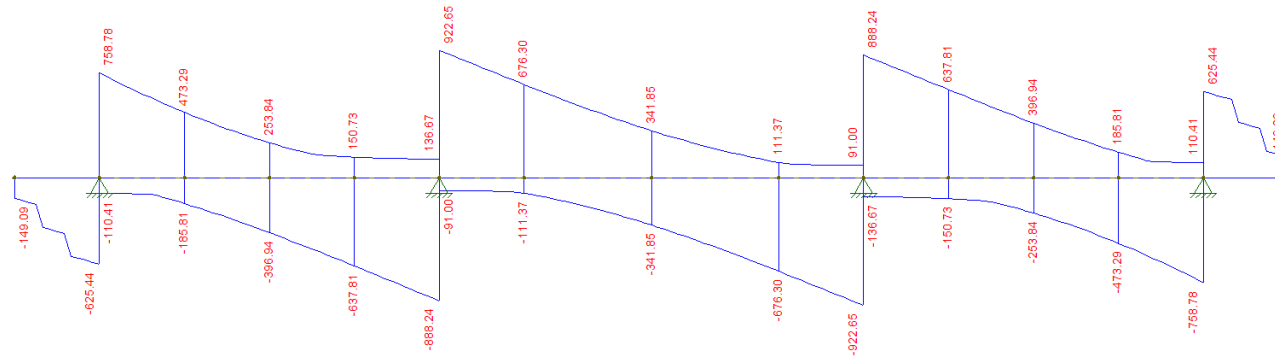
Fonte: Autor

Figura 31: Envoltória de momentos do trem tipo 45 - (sem impacto)



Fonte: Autor

Figura 32: Envoltória de cortantes do trem tipo 45 - (sem impacto)



Fonte: Autor

### 3.2.4.1 Coeficiente de impacto

Com a atualização da norma o coeficiente de impacto de uma ponte classe 45 é respaldada pela ABNT NBR 7188:2013, na seção 5.1.2, esse efeito pode ser determinado através da Equação (29).

$$\varphi = CIV \cdot CNF \cdot CIA \quad (29)$$

Onde:

$CIV$  = coeficientes de impacto vertical;

$CNF$  = número de faixas;

$CIA$  = impacto adicional.

O Coeficiente de impacto vertical (**CIV**) amplia a ação da carga estática, simulando o efeito dinâmico da carga em movimento e a suspensão dos veículos, para estruturas com vão entre 10 m e 200 m, é calculado pela Equação (30).

$$CIV = 1 + 1,06 \cdot \left( \frac{20}{l_{iv} + 50} \right) \quad (30)$$

Onde:

$l_{iv}$  = média aritmética dos vãos nos casos de vãos contínuos;

$l_{iv}$  = comprimento do próprio balanço para estruturas em balanço.

Para o vão de 21,66 m, tem-se:

$$CIV = 1 + 1,06 \cdot \left( \frac{20}{\frac{20 + 25 + 20}{3} + 50} \right) = 1,296$$

Para o balanço de 5,0 m, tem-se:

$$CIV = 1 + 1,06 \cdot \left( \frac{20}{5 + 50} \right) = 1,385$$

O Coeficiente do número de faixa (**CNF**) simula a probabilidade de a carga móvel ocorrer em função do número de faixas e é dado pela Equação (31).

$$CNF = 1 - 0,05 \cdot (n - 2) > 0,9 \quad (31)$$

Onde:

$n$  = número inteiro de faixas de tráfego rodoviário a serem carregadas sobre um tabuleiro contínuo.

Como a ponte em questão tem 2 faixas de tráfego ( $n=2$ ), tem-se tanto para o vão para o balanço:

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

$$CNF = 1,0 > 0,9 \text{ (Ok !)}$$

O Coeficiente de impacto adicional (**CIA**) é destinado à majoração da carga móvel característica devido às imperfeições e/ou descontinuidades da pista de rolamento, como juntas de dilatação e extremidades da obra, estruturas de transição e acessos.

Vale lembrar que o CIA só se aplica na região das juntas estruturais e extremidades da obra. Todas as seções dos elementos estruturais a uma distância horizontal, normal à junta, inferior à 5,0 m para cada lado da junta ou descontinuidade estrutural, devem ser dimensionadas com os esforços das cargas móveis majorados pelo coeficiente de impacto adicional que, neste caso, por se tratar de uma ponte de concreto armado o  $CIA = 1,25$ .

A Figura 33 a seguir resume as seções de estudo conforme já definido na Figura 26 e os coeficientes de ponderação que deve ser utilizado em cada uma delas:

Figura 33: Coeficiente final de ponderação para cada seção de estudo

<b>Seção</b>	<b>CIV</b>	<b>CNF</b>	<b>CIA</b>	<b><math>\varphi = \text{CIV} \cdot \text{CNF} \cdot \text{CIA}</math></b>
$S_{\text{ext}}$	1,385	1,000	1,250	1,731
$S_b$ (2,50 m)	1,385	1,000	1,250	1,731
$S_{0\_esq}$ (5,00 m)	1,385	1,000	1,250	1,731
$S_{0\_dir}$ (5,00 m)	1,385	1,000	1,250	1,731
$S_1$ (13,75 m)	1,296	1,000	Não se aplica	1,296
$S_{2\_esq}$ (25,00 m)	1,296	1,000	Não se aplica	1,296
$S_{2\_dir}$ (25,00 m)	1,296	1,000	Não se aplica	1,296
$S_3$ (37,50 m)	1,296	1,000	Não se aplica	1,296

Fonte: Autor

De forma análoga ao trem tipo 36 aplica-se os esforços devidos à carga móvel, o coeficiente de ponderação das cargas verticais e os coeficientes de segurança recomendados pelo CEB e suas combinações de acordo com as Equação (7), (8) e (9). Desta forma temos os esforços finais nas Tabelas 21 e 22.

Tabela 21: Momentos fletores da envoltória das seções definidas

Seção	Momento Fletor [kN.m]										Coeficiente de Impacto	
	1	2			3	4	2+3	2+4	1+3	1+4		
	$M_g$	$1,35 M_g$	$M_q^+$	$M_q^-$	$1,5 \varphi M_q^+$	$1,5 \varphi M_q^-$	$M_{m\acute{a}x} = M_{g+q}^+$	$M_{m\acute{i}n} = M_{g+q}^-$	$M_{m\acute{a}x} = M_{g+q}^+$	$M_{m\acute{i}n} = M_{g+q}^-$		
$S_{ext}$	0	0	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	$\varphi=1,731$
$S_b$ (2,50 m)	-299,06	-403,731	0,00	-633,17	0,00	-1644,03	-403,73	-2047,76	-299,06	-1943,09		
$S_0$ (5,00 m)	-1180,94	-1594,269	0,00	-2010,88	0,00	-5221,25	-1594,27	-6815,52	-1180,94	-6402,19		
$S_1$ (13,75 m)	1718,29	2319,6915	3131,84	-1461,83	6088,30	-2841,80	8407,99	-522,11	7806,59	-1123,51	$\varphi=1,296$	
$S_2$ (25,00 m)	-4121,55	-5564,0925	722,56	-3066,23	1404,66	-5960,75	-4159,44	-11524,84	-2716,89	-10082,30		
$S_3$ (37,50 m)	2144,1	2894,535	3320,17	-914,00	6454,41	-1776,82	9348,95	1117,72	8598,51	367,28		

Fonte: Autor

Tabela 22: Esforços internos de força cortantes da envoltória das seções definidas

Seção	Esforço Cortante [kN]										Coeficiente de Impacto	
	1	2			3	4	2+3	2+4	1+3	1+4		
	$V_g$	$1,35 V_g$	$V_q^+$	$V_q^-$	$1,5 \varphi V_q^+$	$1,5 \varphi V_q^-$	$V_{m\acute{a}x} = V_{g+q}^+$	$V_{m\acute{i}n} = V_{g+q}^-$	$V_{m\acute{a}x} = V_{g+q}^+$	$V_{m\acute{i}n} = V_{g+q}^-$		
$S_{ext}$	-14,94	-20,169	0,00	-149,09	0,00	-387,11	-20,17	-407,28	-14,94	-402,05	$\varphi=1,731$	
$S_b$ (2,50 m)	-230,25	-310,8375	0,00	-387,27	0,00	-1005,55	-310,84	-1316,38	-230,25	-1235,80		
$S_{0\_esq}$ (5,00 m)	-481,19	-649,6065	0,00	-625,44	0,00	-1623,95	-649,61	-2273,56	-481,19	-2105,14		
$S_{0\_dir}$ (5,00 m)	734,06	990,981	758,79	-110,41	1970,20	-286,68	2961,18	704,30	2704,26	447,38	$\varphi=1,296$	
$S_1$ (13,75 m)	0	0	302,22	-340,67	587,52	-662,26	587,52	-662,26	587,52	-662,26		
$S_{2\_esq}$ (25,00 m)	-1028,12	-1387,962	136,67	-888,24	265,69	-1726,74	-1122,28	-3114,70	-762,43	-2754,86		
$S_{2\_dir}$ (25,00 m)	1080,99	1459,3365	922,65	-90,99	1793,63	-176,88	3252,97	1282,45	2874,62	904,11		
$S_3$ (37,50 m)	22,24	30,024	341,85	341,85	664,56	664,56	694,58	694,58	686,80	686,80		

Fonte: Autor

### 3.2.5 Dimensionamento das seções principais – Trem tipo 45

#### 3.2.5.1 Dimensionamento das seções principais à flexão

As seções submetidas à momento fletor positivo comportam-se como viga “T”. Logo como já foi calculado anteriormente a largura da mesa colaborante iremos manter o valor encontrado:

$$t_f = h_{fm} = 0,270 \text{ m}$$

De forma semelhante no dimensionamento das seções principais à flexão utilizando os momentos máximos e mínimos da Tabela 21, as tabelas a seguir corresponde aos cálculos de dimensionamento e com os valores das áreas da seção transversal de aço necessário para suportar os esforços atuantes na estrutura (Tabelas 23 a 27).

Tabela 23: Dimensionamento à flexão da seção  $S_b$  - Trem tipo 45

$S_b(2,50 \text{ m})$	
$M_{\text{máx}}$ (kN.m)	-299,06
$M_{\text{mín}}$ (kN.m)	-2047,76
$h$ (m)	2,25
$d$ (m)	2,15
$b_w$ (m)	0,68
<p>∴ As seções submetidas a <b>momento fletor negativo</b> comporta-se como uma seção retangular</p>	
$M_d$ (kN.m)	-2047,76
$M_d$ (tf.m)	-20477,57
k6	152,57
k3	0,332
$A_s^+$ (cm <sup>2</sup> )	0,00
$A_s^-$ (cm <sup>2</sup> )	31,62

Fonte: Autor

Tabela 24: Dimensionamento à flexão da seção S<sub>0</sub> - Trem tipo 45

S <sub>0</sub> (5,0 m)	
M <sub>máx</sub> (kN.m)	-1180,94
M <sub>mín</sub> (kN.m)	-6815,52
h (m)	2,25
d (m)	2,15
b <sub>w</sub> (m)	1,00
<p>∴ As seções submetidas a <b>momento fletor negativo</b> comporta-se como uma seção retangular</p>	
M <sub>d</sub> (kN.m)	-6815,52
M <sub>d</sub> (tf.m)	-68155,19
k <sub>6</sub>	67,82
k <sub>3</sub>	0,348
As <sup>+</sup> (cm <sup>2</sup> )	0,00
As <sup>-</sup> (cm <sup>2</sup> )	110,32

Fonte: Autor

Tabela 25: Dimensionamento à flexão da seção S<sub>1</sub> - Trem tipo 45

S <sub>1</sub> (13,75 m)		S <sub>1</sub> (13,75 m)	
M <sub>máx</sub> (kN.m)	8407,99	M <sub>mín</sub> (kN.m)	-1123,51
h (m)	2,25	h (m)	2,25
d (m)	2,15	d (m)	2,15
b <sub>f</sub> (m)	4,00	b <sub>w</sub> (m)	0,40
y (cm)	6,541	<p>∴ As seções submetidas a <b>momento fletor negativo</b> comporta-se como uma seção retangular</p>	
x (cm)	8,17625		
h <sub>f méd</sub> (cm)	27		
<p><math>h_{f\ méd} &gt; x</math> ∴ A seção <b>funciona</b> como retangular, pois a LN corta a mesa.</p>			
M <sub>d</sub> (kN.m)	8407,99	M <sub>d</sub> (kN.m)	-1123,51
M <sub>d</sub> (tf.m)	84079,88	M <sub>d</sub> (tf.m)	-11235,08
k <sub>6</sub>	219,91	k <sub>6</sub>	164,57
k <sub>3</sub>	0,329	k <sub>3</sub>	0,3310
As <sup>+</sup> (cm <sup>2</sup> )	128,66	As <sup>+</sup> (cm <sup>2</sup> )	0,00
As <sup>-</sup> (cm <sup>2</sup> )	0,00	As <sup>-</sup> (cm <sup>2</sup> )	17,30

Fonte: Autor

Tabela 26: Dimensionamento à flexão da seção S<sub>2</sub> - Trem tipo 45

S <sub>2</sub> (25,00 m)	
M <sub>máx</sub> (kN.m)	-2716,89
M <sub>mín</sub> (kN.m)	-11524,84
h (m)	2,25
d (m)	2,15
b <sub>w</sub> (m)	1,00
<p>∴ As seções submetidas a <b>momento fletor negativo</b> comporta-se como uma seção retangular.</p>	
M <sub>d</sub> (kN.m)	-11524,84
M <sub>d</sub> (tf.m)	-115248,44
k <sub>6</sub>	40,11
k <sub>3</sub>	0,359
As <sup>+</sup> (cm <sup>2</sup> )	0,00
As <sup>-</sup> (cm <sup>2</sup> )	192,44

Fonte: Autor

Tabela 27: Dimensionamento à flexão da seção S<sub>3</sub> - Trem tipo 45

S <sub>3</sub> (37,50 m)	
M <sub>máx</sub> (kN.m)	9348,95
M <sub>mín</sub> (kN.m)	367,28
h (m)	2,25
d (m)	2,15
b <sub>f</sub> (m)	4,00
y (cm)	7,285
x (cm)	9,10625
h <sub>f méd</sub> (cm)	27
<p><math>h_{f\text{ méd}} &gt; x</math> ∴ A seção <b>funciona</b> como retangular, pois a LN corta a mesa.</p>	
M <sub>d</sub> (kN.m)	9348,95
M <sub>d</sub> (tf.m)	93489,45
k <sub>6</sub>	197,78
k <sub>3</sub>	0,330
As <sup>+</sup> (cm <sup>2</sup> )	143,50
As <sup>-</sup> (cm <sup>2</sup> )	0,00

Fonte: Autor



Tabela 28: Resumo do dimensionamento à flexão - Trem tipo 45

Seção	$A_s^+$ (cm <sup>2</sup> )	$A_s^-$ (cm <sup>2</sup> )
$S_b$ (2,50 m)	-	31,62
$S_0$ (5,0 m)	-	110,32
$S_1$ (13,75 m)	128,66	17,30
$S_2$ (25,00 m)	-	192,44
$S_3$ (37,50 m)	143,50	-

Fonte: Autor

### 3.2.5.2 Dimensionamento das seções principais à força cortante

Através das equações e modelo de cálculo apresentado no dimensionamento ao cisalhamento do trem tipo 36 de forma análoga será calculado para o trem tipo 45, alterando somente os valores de cortante.

A verificação de  $V_{Rd2}$  se mantem com os mesmos valores, assim também como a área da seção transversal mínima dos estribos. Dessa forma os valores cálculos das seções de análise, se encontra nas Tabelas 29 e 30.

Tabela 29: Dimensionamento ao cisalhamento e área da seção transversal dos estribos das seções de análise - Trem tipo 45

Seção	$ V  = V_{g+q}$ (kN)	$b_w$ (m)	$d$ (m)	$V_c$ (kN)	$V_{sw}$ (kN)	$A_{sw}/s$ (cm <sup>2</sup> /m)
$S_{ext}$	407,28	0,40	2,00	615,60	208,32	2,662
$S_b$ (2,50 m)	1316,38	0,68	2,00	1046,52	269,86	3,448
$S_{0\_esq}$ (5,00 m)	2273,56	1,00	2,00	1539,00	734,56	9,386
$S_{0\_dir}$ (5,00 m)	2961,18	1,00	2,00	1539,00	1422,18	18,172
$S_1$ (13,75 m)	662,26	0,40	2,00	615,60	46,66	0,596
$S_{2\_esq}$ (25,00 m)	3114,70	1,00	2,00	1539,00	1575,70	20,134
$S_{2\_dir}$ (25,00 m)	3252,97	1,00	2,00	1539,00	1713,97	21,901
$S_3$ (37,50 m)	694,58	0,40	2,00	615,60	78,98	1,009

Fonte: Autor

Tabela 30: Área da seção transversal dos estribos das seções de análise modificado - Trem tipo 45

Seção	$ V  = V_{g+q}$ (kN)	$b_w$ (m)	$d$ (m)	$V_c$ (kN)	$V_{sw}$ (kN)	$A_{sw}/s$ (cm <sup>2</sup> /m)
$S_{ext}$	407,28	0,40	2,00	615,60	208,32	4,100
$S_b$ (2,50 m)	1316,38	0,68	2,00	1046,52	269,86	4,100
$S_{0\_esq}$ (5,00 m)	2273,56	1,00	2,00	1539,00	734,56	9,386
$S_{0\_dir}$ (5,00 m)	2961,18	1,00	2,00	1539,00	1422,18	18,172
$S_1$ (13,75 m)	662,26	0,40	2,00	615,60	46,66	4,100
$S_{2\_esq}$ (25,00 m)	3114,70	1,00	2,00	1539,00	1575,70	20,134
$S_{2\_dir}$ (25,00 m)	3252,97	1,00	2,00	1539,00	1713,97	21,901
$S_3$ (37,50 m)	694,58	0,40	2,00	615,60	78,98	4,100

Fonte: Autor

## 4. DIMENSIONAMENTO DO REFORÇO ESTRUTURAL COM PROTENSÃO EXTERNA

### 4.1 Proposta de geometria do reforço estrutural

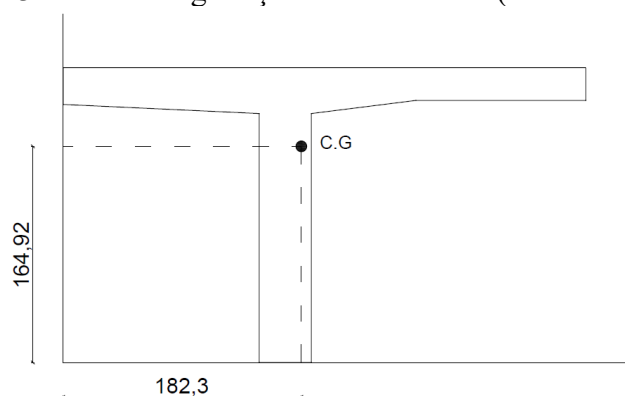
O reforço será executado para que a ponte original (trem tipo 36) passe a suportar as cargas móveis devido ao trem-tipo 45 (TB-450), atendendo aos requisitos da ABNT NBR 7188:2013. Para isso é necessário definir a geometria do reforço a ser utilizado.

Isso será feito conforme (PINHEIRO, 2018); o mesmo desenvolveu o trabalho sobre a influência do traçado dos cabos de protensão externa. Nesse trabalho ele simula um total de 8 casos/traçados diferentes de blocos desviadores e blocos de ancoragem, para analisar qual o mais assertivo. Pôde se concluir que o melhor posicionamento é quando esses blocos forem o mais excêntrico possível, ou seja, o mais distante verticalmente em relação ao C.G da peça. Portanto, quanto mais excêntrico for o bloco, maior é a eficiência da protensão externa em relação aos momentos fletores aplicados pelo sistema de reforço.

Através do pressuposto apresentado pelos estudos de (PINHEIRO, 2018), a geometria desse trabalho levará em consideração tais informações, e fará o reforço da estrutura utilizando os desviadores excêntricos em relação ao centro geométrico da peça. Vale ressaltar que neste trabalho não se levou em consideração o peso dos blocos de **concreto** dos desviadores e ancoragem, pois tal peso geralmente não é significativo em relação às demais cargas solicitantes.

A Figura 34 mostra a posição do C.G da seção analisada.

Figura 34: C.G da viga seção T considerada (medidas em cm)



Fonte: Autor

A utilização de cabos retos protendidos, distantes do centro geométrico da peça, proporciona grande vantagem quanto aos momentos fletores, pois a distância entre a ancoragem dos cabos (ponto de aplicação da força horizontal de protensão) e o centro de gravidade da viga produz momento fletor aplicado, que pode ser de sentido contrário ao atuante.

A inclinação destes cabos, por meio de desviadores, provoca, além das forças horizontais, também o surgimento de componentes verticais, de sentido contrário ao da carga atuante. Desta forma, além de combaterem os momentos fletores atuantes, também aliviam os esforços cortantes, não só pelo acréscimo de tensões normais, que aumenta a resistência ao cisalhamento da peça, mas também pelo alívio do esforço atuante, de acordo com (PINHEIRO, 2018).

Quanto maior a distância entre o ponto de aplicação da força de protensão e o centro de gravidade da peça, maior o momento fletor aplicado, e quanto maior a inclinação dos cabos, maior a força cortante combatida. Desta forma, visando a maior eficiência deste afastamento do centro de gravidade, foram adotadas cordoalhas associadas dentro de dutos.

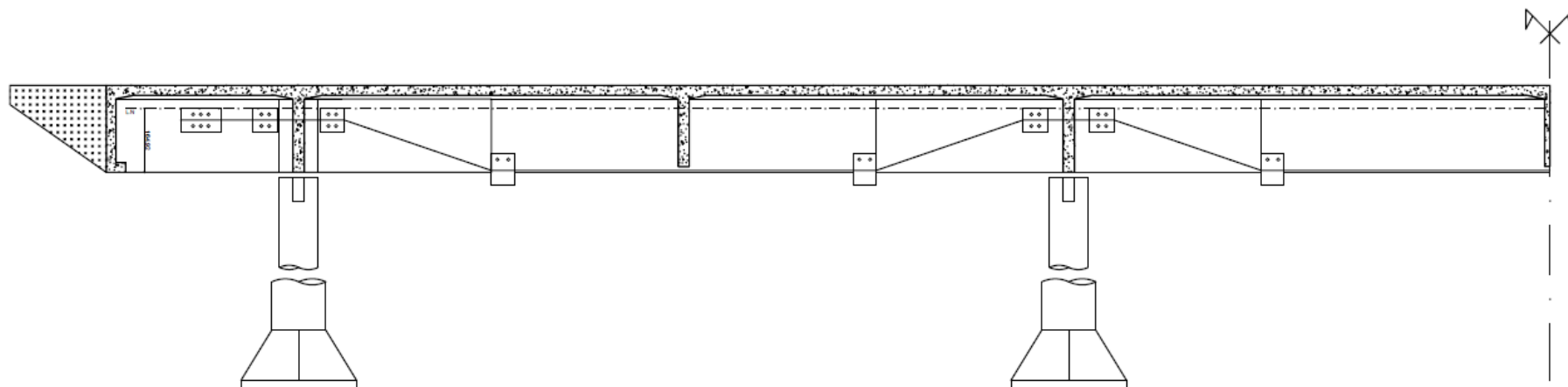
Inicialmente o cabo longitudinal foi lançado de tal forma que suas extremidades estivessem ancoradas o mais próximo possível ao centro de gravidade da seção transversal, para que não houvesse grandes adições de momentos fletores concentrados inicialmente imprevistos nestes pontos de aplicação. Estes cabos foram desviados para o maior distanciamento do centro de gravidade, ainda próximo ao fundo da viga, para que dessa forma gerasse um momento fletor contrário ao gerado pela carga atuante no meio do vão, onde o mesmo é máximo, sem grandes problemas com gabarito vertical sob a obra.

Longitudinalmente os blocos desviadores foram locados próximo aos terços do vão teórico da ponte, enquanto que os blocos de ancoragem o mais próximo possível das

extremidades da obra, de forma que fosse possível executá-los sem interferência das lajes, transversinas ou outros elementos existentes.

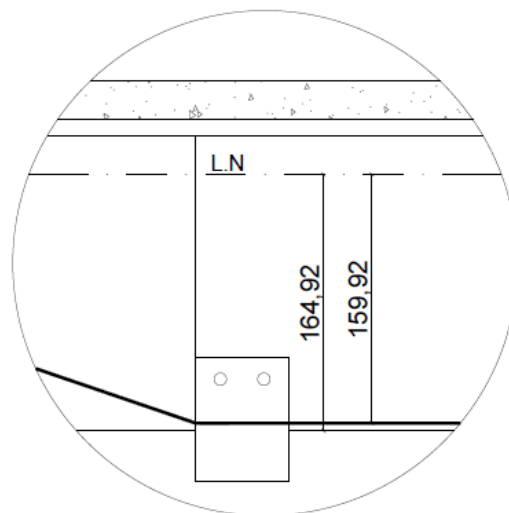
Desta forma foi desenvolvido o traçado dos cabos e adequado à exequibilidade do reforço, ou seja, levando em consideração distâncias mínimas necessárias ao processo de protensão e construção dos blocos de ancoragem e desviadores, resultando no projeto de proposta de reforço apresentado da Figura 35 e detalhe da seção conforme a Figura 36.

Figura 35: Traçado longitudinal utilizando cabos de protensão



Fonte: Autor

Figura 36: Detalhe da distância dos cabos de protensão à linha neutra em (cm)



Fonte: Autor

## 4.2 Momento de reforço

A diferença entre os esforços totais devido ao momento fletor das duas situações de estudo, gera os momentos a serem resistidos pelo reforço por proteção conforme apresentado na Tabela 31.

Tabela 31: Momento de reforço

Seção	Trem tipo 36		Trem tipo 45		Diferença entre momentos		Momento de Reforço [kN.m]
	$M_{\min} = M_{g+q}^-$	$M_{\max} = M_{g+q}^+$	$M_{\min} = M_{g+q}^-$	$M_{\max} = M_{g+q}^+$	$M_{\min} = M_{g+q}^-$	$M_{\max} = M_{g+q}^+$	Mr
S <sub>ext</sub>	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
S <sub>b</sub> (2,50 m)	-1363,63	-299,06	-2047,76	-299,06	-684,13	0,00	-684,13
S <sub>0</sub> (5,00 m)	-4653,68	-1180,94	-6815,52	-1180,94	-2161,84	0,00	-2161,84
S <sub>1</sub> (13,75 m)	-416,73	6878,80	-1123,51	8407,99	-706,78	1529,19	1529,19
S <sub>2</sub> (25,00 m)	-10099,74	-3069,32	-11524,84	-2716,89	-1425,10	352,42	-1425,10
S <sub>3</sub> (37,50 m)	792,76	7736,78	367,28	9348,95	425,48	1612,16	1612,16

Fonte: Autor

Pela Tabela 31 a seção S<sub>0</sub> (5,00 m) é a que apresenta a maior acréscimo no valor do momento fletor, portanto, para fins didáticos, nesse trabalho será abordado o reforço para essa seção em questão.

## 4.3 Dimensionamento ao momento fletor

### 4.3.1 Cálculo do reforço por cordoalhas

O cálculo consistirá em adotar uma área de aço de protensão e verificar o momento fletor resistente, que deve ser maior que o solicitante. Para tanto, seguem as seguintes características para o aço CP 240:

$$f_{ptk} = 2400 \text{ MPa}$$

$$f_{pyk} = 0,9 f_{ptk} = 2160 \text{ MPa}$$

$$E_p = 200 \text{ GPa}$$

$$d_p = 164,92 \text{ cm}$$

$$d_s = 159,62 \text{ cm}$$

Onde:

$f_{ptk}$  = resistência característica de ruptura do aço de protensão à tração, em MPa;

$f_{pyk}$  = resistência característica de escoamento do aço de protensão à tração, em MPa;

$E_p$  = módulo de elasticidade do aço de protensão, em GPa;

$d_p$  = distância da fibra mais comprimida dos cabos ao C.G da seção de concreto, em cm

A força final de protensão ( $P_{\infty,est}$ ) para que o reforço seja efetivo pode ser obtida dividindo o momento de reforço pela distância entre os cabos de protensão e o CG da seção de concreto ( $d_p$ ), como apresenta a Equação (32).

$$M_p = P_{\infty,est} \cdot d_p \quad (32)$$

$$P_{\infty,est} = \frac{|-2161,64 \cdot 10^2|}{164,92} = 1310,72 \text{ kN}$$

A força de protensão aplicada nos cabos somente do lado esquerdo da estrutura no tempo  $t=0$  ( $P_0$ ) sofre perdas imediatas e progressivas, que faz com que haja uma diferença entre essa e a força de final de protensão ( $P_{\infty,est}$ ).

De início, será feita uma estimativa de 18% para o total de perdas. Com isso, obtém-se a Equação (33).

$$P_{0,est} = \frac{P_{\infty,est}}{(1 - 0,18)} = \frac{1310,72}{(1 - 0,18)} = 1598,44 \text{ kN} \quad (33)$$

$$P_{0,est} = \frac{1310,72}{(1 - 0,18)} = 1598,44 \text{ kN}$$

Onde:

$P_{0,est}$  = força de protensão estimada no tempo  $t=0$ , em kN.

Ao término da operação de protensão, a tensão  $\sigma_{p0}$  da armadura pré-tracionada ou pós-tracionada decorrente da força  $P_0$  não pode superar os limites estabelecidos no item 9.6.1.2.1 – b da ABNT NBR 6118:2014, descritos na Equação (34).

$$\sigma_{p0} \leq \begin{cases} 0,8 \cdot f_{ptk} \\ 0,88 \cdot f_{pyk} \end{cases} \quad (34)$$

Onde:

$\sigma_{p0}$  = tensão devido a força inicial de protensão ( $P_0$ ), em MPa.

$$\sigma_{p0} \leq \begin{cases} 0,8 \cdot 2400 = 1920 \text{ MPa} \\ 0,88 \cdot 2160 = 1900,80 \text{ MPa} \end{cases}$$

$$\therefore \sigma_{p0} = 1900,80 \text{ MPa}$$

Com isso, tem-se que a área da armadura ativa é dada pela Equação (35).

$$A_{p,est} = \frac{P_{0,est}}{\sigma_{p0}} \quad (35)$$

Onde:

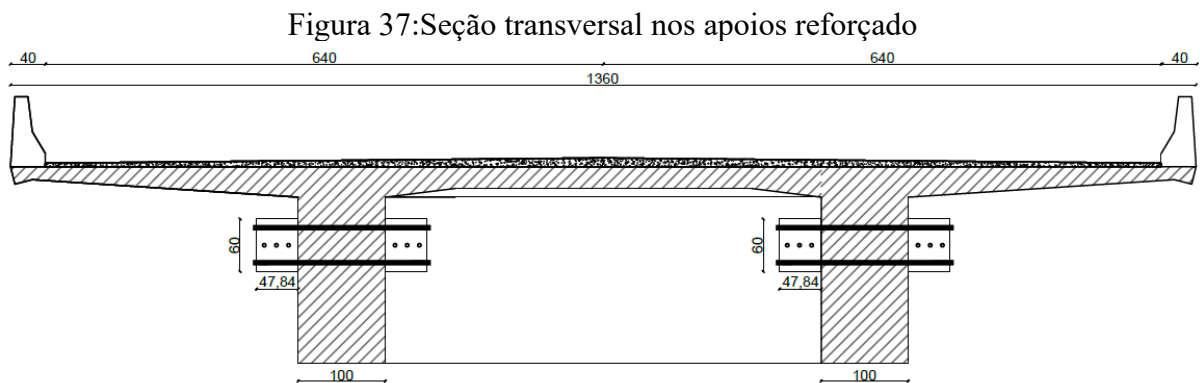
$A_{p,est}$  = área estimada da armadura de protensão, em  $cm^2$ .

$$A_{p,est} = \frac{1598,44}{190,08} = 8,41 \text{ cm}^2 = 840,93 \text{ mm}^2$$

Utilizando o catálogo “Fios e Cordoalhas para Concreto Protendido”, da Arcelor Mittal simulou-se para esse projeto utilizar o CP 190 RB, CP 220 RB e CP 230 RB, porém adotou-se a cordoalha CP 240 RB, composta por 7 fios com 15,20 mm de diâmetro nominal.

A área aproximada de uma cordoalha é de 143  $mm^2$ . Portanto, para cobrir a área necessária é preciso de no mínimo 6 cordoalhas, totalizando 858,00  $mm^2$  de armadura ativa.

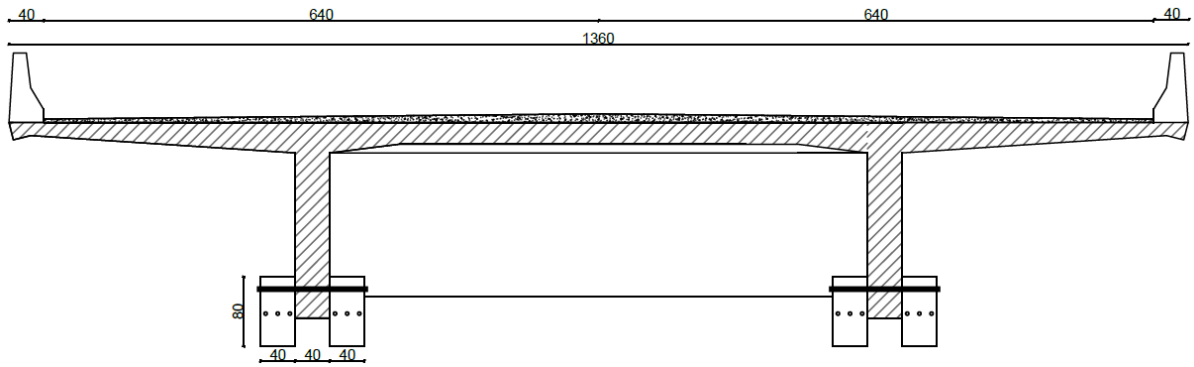
É importante frisar que, para respeitar o equilíbrio da obra, é necessário que o número de cordoalhas em cada face da viga seja equivalente, prezando a simetria da peça. Sendo assim, decide-se posicionar 3 cordoalhas em cada lado da viga. A Figura 37 e 38 apresentam as seções transversais próximo ao apoio e o meio do vão, respectivamente, ambas reforçadas.



Fonte: Autor



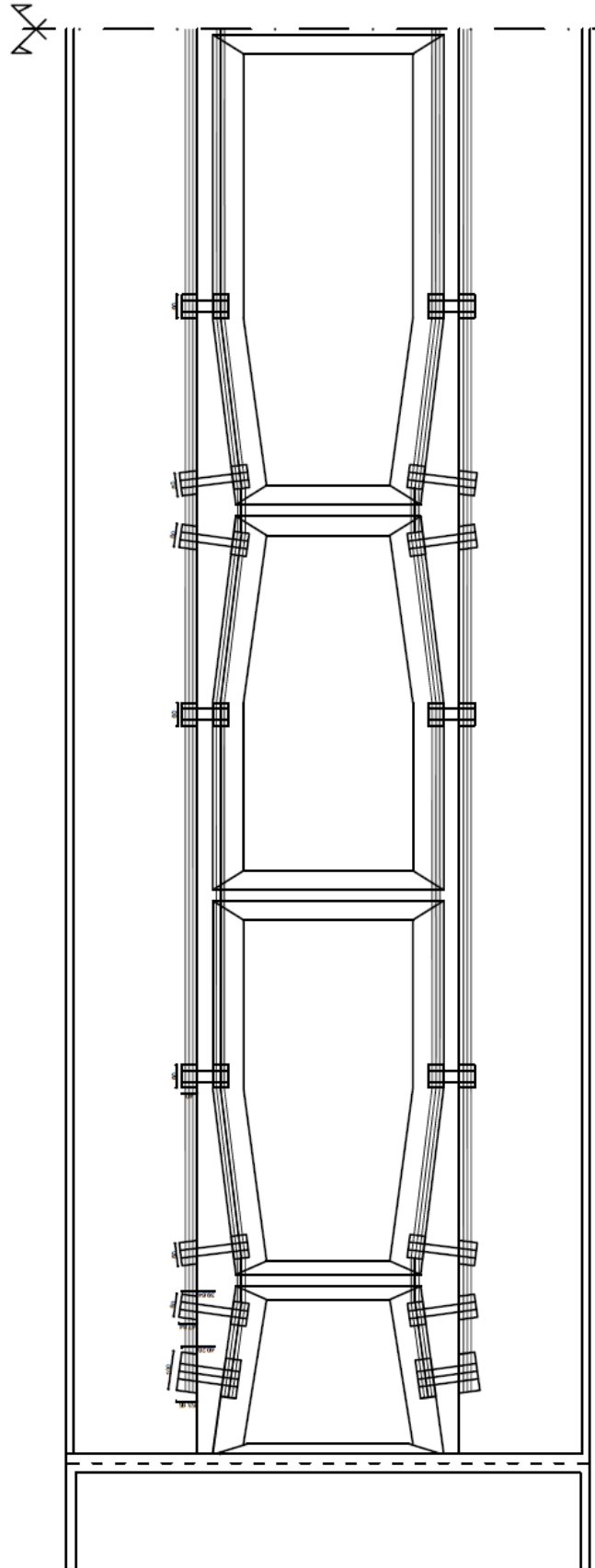
Figura 38: Seção transversal nos vãos reforçado



Fonte: Autor

A Figura 39 a planta com o posicionamento das cordoalhas.

Figura 39: Planta do projeto reforçado



Fonte: Autor

### 4.3.2 Homogeneização da seção e considerações

De acordo com estudos de (LIMITES,1999), a avaliação das tensões e deformações numa peça estrutural composta por dois materiais com propriedades físicas diferentes deve ser feita a partir da compatibilização dos materiais. Nos casos de estruturas de concreto armado ou protendido e estruturas mistas, deve-se transformar um dos materiais em uma porção equivalente do outro.

O trabalho ainda conclui que utilizar as propriedades originais da seção (sem efetuar a homogeneização) é um procedimento conservador e aceitável, uma vez que o aumento da seção em geral é pouco significativo. Neste caso, obtém-se tensões ou pouco maiores nos bordos da seção, o que, eventualmente, pode levar ao dimensionamento de mais armadura e, ou, de um concreto mais resistente. Por outro lado, utilizar as propriedades da seção homogeneizada no cálculo conduz a resultados mais coerentes e mais precisos e pode resultar num dimensionamento mais econômico.

Para fins didáticos iremos fazer os cálculos da seção homogeneizada para analisar os valores. A área líquida da seção de concreto e a área da seção homogeneizada são dadas, respectivamente, pelas Equações (36) e (37).

$$A_{c,liq} = A_c - A_p \quad (36)$$

Onde:

$A_{c,liq}$  = área líquida da seção de concreto, em  $cm^2$ ;

$A_c$  = área da seção de concreto, em  $cm^2$ ;

$A_p$  = área da seção de aço, em  $cm^2$ ;

Como a armadura ativa é posicionada externamente à seção de concreto, a área líquida é equivalente a própria seção de concreto que, de acordo com o AutoCAD, é de  $19380,76 \text{ cm}^2$ .

$$A_h = A_{c,liq} + \alpha_p \cdot A_p \quad (37)$$

Onde:

$A_h$  = área da seção de concreto homogeneizada, em  $cm^2$ .

O coeficiente  $\alpha_p$  relaciona os módulos de elasticidade do aço e do concreto, conforme a Equação (38).

$$\alpha_p = \frac{E_p}{E_{CS}} \quad (38)$$

Onde:

$E_{CS}$  = módulo de elasticidade secante do concreto é igual 26838,41 MPa; calculado a partir da ABNT NBR 6118:2014.

$$\alpha_p = \frac{200000}{26838,41} = 7,452$$

$$A_h = 19380,76 + 7,452 \cdot 8,58 = 19444,70 \text{ cm}^2$$

Inércia da seção homogeneizada:

$$I_h = 84141533,82 \text{ cm}^4$$

Logo, é possível verificar a mínima diferença entre as áreas da seção original e da seção homogeneizada. Como já calculado, iremos utilizar os dados da seção homogeneizada para dar sequência ao cálculo de reforço da seção estudada.

### 4.3.3 Força inicial $P_i$ e força ancorada $P_a$

De acordo com (HANAI, 2005), a força inicial  $P_i$  corresponde a força máxima aplicada à armadura de protensão pelo equipamento de tração antes de ser realizada a ancoragem das cordoalhas e é limitada pelo valor máximo estabelecido na Equação (39), conforme ABNT NBR 6118:2014. Com a nova área devido a quantidade de barras adotadas, obtém-se a força inicial  $P_i$ .

$$P_i = \sigma_{pi} \cdot A_p \quad (39)$$

$$P_i = 190,08 \cdot 8,58 = 1630,89 \text{ kN}$$

Ainda de acordo com Hanai (2005), a força de ancoragem ( $P_a$ ) corresponde ao valor da força de protensão imediatamente anterior à transferência de tensões no concreto que, no caso em questão, corresponde ao concreto dos blocos de ancoragem. Para determinar o valor de ( $P_a$ ) Equação (40) a partir do valor de  $P_i$  é preciso considerar o escorregamento dos fios na ancoragem, o atrito nos desvios da armadura (pelo traçado das cordoalhas configurarem cabos poligonais), a relaxação inicial da armadura e a retração inicial do concreto e posteriormente

$\sigma_{pa}$  com a Equação (41). Essas perdas podem ser estimadas em 3% no caso de aços com relaxação baixa (RB).

$$P_a = (1 - 0,03) \cdot P_i \quad (40)$$

$$P_a = (1 - 0,03) \cdot 1630,89 = 1581,96 \text{ kN}$$

$$\sigma_{pa} = \frac{P_a}{A_p} \quad (41)$$

$$\sigma_{pa} = \frac{1581,96}{8,58} = 184,38 \frac{\text{kn}}{\text{cm}^2}$$

A perda de protensão por deformação imediata do concreto é decorrente do próprio processo de transferência da força de protensão ao concreto, que sofre a necessária deformação para ficar protendido (HANAI, 2005). Essa perda é dada pela Equação (42).

$$\sigma_{cpa} = - \left[ \frac{P_a}{A_h} + \frac{P_a \cdot d_p^2}{I_h} \right] \quad (42)$$

Onde:

$\sigma_{cpa}$  = tensão no concreto na fibra adjacente ao centro de gravidade da armadura ativa que resulta, portanto, em um número negativo.

$$\begin{aligned} \sigma_{cpa} &= - \left[ \frac{1581,96}{19444,70} + \frac{1581,96 \cdot 164,92^2}{84141533,82} \right] = -0,593 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2} \\ &= -5,927 \text{ MPa} \end{aligned}$$

Em porcentagem, essa perda pode ser estimada pela Equação (43).

$$\sigma_{cpa} = \frac{\alpha_p \cdot \sigma_{cpa}}{\sigma_{p0}} \cdot 100\% \quad (43)$$

$$\sigma_{cpa} = \frac{7,452 \cdot 0,593}{190,08} = 2,325\%$$

Logo, a tensão aplicada pelo aparelho de tração no tempo  $t = 0$ , é definida pela Equação (44).

$$\sigma_{p0} = \sigma_{pa} - \alpha_p \cdot \sigma_{cpa} \quad (44)$$

$$\sigma_{p0} = 184,38 - 7,452 \cdot 0,593 = 179,96 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2}$$

$$\sigma_{p0} = 179,96 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2} \leq 190,08 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2}$$

Com isso, calcula-se a força real  $P_0$  aplicada no tempo  $t = 0$  de acordo com a Equação (45).

$$P_0 = \sigma_{p0} \cdot A_p \quad (45)$$

$$P_0 = 179,96 \cdot 8,58 = 1544,06 \text{ kN}$$

O  $P_{0,\text{est}}$  calculado inicialmente vale  $1598,44 \text{ kN}$  logo existe uma diferença em torno de 4% comparado a  $P_0$ , essa diferença está relacionada a taxa de armadura. Entretanto, sendo o dimensionamento a favor da segurança, decide-se prosseguir com o cálculo das perdas de protensão com valor de  $P_{0,\text{est}} = 1598,44 \text{ kN}$ , mas é necessário ressaltar que esta opção não é a mais econômica.

## 4.4 Perdas de protensão

Serão apresentados os tipos de protensão com foco em reforço estrutural por protensão externa (poligonal) com o uso de cordoalhas engraxadas. De acordo com (PINHEIRO,2018) as perdas de protensão podem ser divididas em dois tipos, conforme a (NBR 6118:2014).

### 4.4.1 Perdas progressivas

As perdas progressivas ocorrem de forma lenta ao longo da vida útil da estrutura protendida, iniciando logo após o ato da protensão. Estas perdas são devidas a três principais fatores. São eles a relaxação da armadura, a retração e fluência do concreto.

#### 4.4.1.1 Fluência do concreto

O cálculo da fluência do concreto é feito com base no Anexo A da ABNT NBR 6118:2014 e é dada pela Equação (46).

$$\varphi(\infty, t_0) = \varphi_a + \varphi_f + \varphi_d \quad (46)$$

Onde:

$\varphi(\infty, t_0)$  = coeficiente de fluência do concreto no instante t para protensão e carga permanente, aplicadas no instante t=0;

$\varphi_a$  = coeficiente de fluência rápida;

$\varphi_f$  = coeficiente de deformação lenta irreversível;

$\varphi_d$  = coeficiente de deformação lenta reversível.

A idade fictícia do concreto é dada pela Equação (47), do item A.2.4.1 da ABNT NBR 6118:2014 enquanto o valor de  $\alpha$  é dado pela Tabela 32.

$$t = \alpha \sum_i \frac{T_i + 10}{30} \Delta t_{ef,i} \quad (47)$$

Onde:

$t$  = é a idade fictícia do concreto, em dias;

$\alpha$  = é o coeficiente dependente da velocidade de endurecimento do cimento; na falta de dados experimentais, permite-se o emprego dos valores constantes da Tabela 32;

$T_i$  = é a temperatura média diária do ambiente, em graus Celsius (°C), adotado 20°C;

$\Delta t_{ef,i}$  = é o período, em dias, durante o qual a temperatura média diária do ambiente;

( $T_i$ ) pode ser admitida constante.

Tabela 32: Valores da fluência e da retração em função da velocidade de endurecimento do cimento

Cimento Portland (CP)	$\alpha$	
	Fluência	Retração
De endurecimento lento (CP III E CP IV, todas as classes de resistência)	1	1
De endurecimento normal (CP I E CP II, todas as classes de resistência)	2	
De endurecimento rápido (CP V-ARI)	3	
Legenda: CP I e CP I-S - Cimento Portland comum CP II-E, CP II-F e CP II-Z - Cimento Portland composto CP III - Cimento Portland de alto forno CP IV - Cimento Portland pozolânico CP V-ARI - Cimento Portland de alta resistência inicial RS - Cimento Portland resistente a sulfatos (propriedade específica de alguns dos tipos de cimento citados)		

Fonte: Adaptado da ABNT NBR 6118, (2014)

De acordo com a Tabela 32, considerando que a obra tenha sido construída com cimento CP III, geralmente utilizado em obras de pontes,  $\alpha = 1,0$ .

Considerando que o reforço é realizado no ano de 2022, e a ponte em questão foi construída em 1970, período esse que ainda se utilizava trem-tipo 360,  $t_0$  corresponde a 18980 dias e, considerando um “tempo infinito” de 10000,  $t_\infty$  é equivalente a 28980 dias, portanto pela Equação (47):

$$\begin{aligned} t_0 &= 1,00 \cdot \frac{20 + 10}{30} \cdot 18980 = 18980 \text{ diast} \\ &= \alpha \sum_i \frac{T_i + 10}{30} \Delta t_{ef,i} \\ t_\infty &= 1,00 \cdot \frac{20 + 10}{30} \cdot 28980 = 28980 \text{ dias} \end{aligned}$$

Tem-se, portanto:

$$\varphi(\infty, t_0) = \varphi(28980, 18980) = \varphi_a + \varphi_{f\infty} [\beta_f(\infty) - \beta_f(t_0)] + \varphi_{d\infty} \beta_d$$

- Coeficiente de fluência rápida

É dado pelo Anexo A.2.2.3 da ABNT NBR 6118:2014 a equação de  $\varphi_a$  para concreto C20 a C45. Porém, pelo cálculo da fluência estar sendo feito após 52 anos da construção da ponte em questão, o coeficiente de fluência rápida não exerce influência sobre o mesmo.

- Coeficiente de deformação lenta irreversível

É dado pelo Anexo A.2.2.3 da ABNT NBR 6118:2014 a equação de  $\varphi_{f\infty}$  para concreto C20 a C45. Porém, Pela Tabela A.2 da ABNT NBR 6118:2014, percebe-se que a variação do coeficiente  $\beta_f$  para os tempos em questão são equivalentes a zero, não havendo, portanto, influência da parcela referente ao coeficiente de deformação lenta irreversível à fluência do concreto.

- Coeficiente de deformação lenta reversível

De acordo com o Anexo A.2.2.3 ABNT NBR 6118:2014,  $\varphi_{d\infty}$  é o valor final do coeficiente de deformação lenta reversível, considerado igual a 0,4. Ainda de acordo com a



mesma norma,  $\beta_d$  é o coeficiente relativo à deformação lenta reversível em função do tempo ( $t, t_0$ ) decorrido após o carregamento, dado pela Equação (48).

$$\beta_d = \frac{t - t_0 + 20}{t - t_0 + 70} \quad (48)$$

$$\beta_d = \frac{18980 - 28980 + 20}{18980 - 28980 + 70} = 0,995$$

Logo temos a Equação (49), onde:

$$\varphi_d = \varphi_{d\infty} \beta_d \quad (49)$$

$$\varphi_d = \varphi_{d\infty} \beta_d = 0,40 \cdot 0,995 = 0,398$$

$$\therefore \varphi(28980, 18980) = 0 + 0 + 0,398 = 0,398$$

Com o valor de  $\varphi(\infty, t_0)$ , é possível calcular o valor do coeficiente de fluência do concreto através da Equação (50).

$$\chi_c = 1 + 0,5\varphi(\infty, t_0) \quad (50)$$

$$\chi_c = 1 + 0,5 \cdot 0,398 = 1,119$$

#### 4.4.1.2 Relaxação do aço de protensão

De acordo com o item 8.4.8 da ABNT NBR 6118:2014, a relaxação de fios de cordoalhas de aço, após 1000 horas a 20°C ( $\Psi_{1000}$ ) e para tensões variando de  $0,5 f_{ptk}$  a  $0,8 f_{ptk}$ , para efeito de projeto, pode ser obtida através dos valores da Tabela 33.

Tabela 33: Valores de ( $\Psi_{1000}$ ), em porcentagem

$\sigma_{po}$	Cordoalhas		Fios		Barras
	RN	RB	RN	RB	
$0,5 f_{ptk}$	0	0	0	0	0
$0,6 f_{ptk}$	3,5	1,3	2,5	1,0	1,5
$0,7 f_{ptk}$	7,0	2,5	5,0	2,0	4,0
$0,8 f_{ptk}$	12,0	3,5	8,5	3,0	7,0

Onde  
RN é a relaxação normal;  
RB é a relaxação baixa.

Fonte: Adaptado da ABNT NBR 6118, (2014)

Através da Equação (51), verifica-se há relaxação do aço quando há razão dos dois termos for maior que 0,5.

$$\frac{\sigma_{po}}{f_{ptk}} \quad (51)$$

$$\frac{179,96}{240} = 0,75 > 0,5 \quad \therefore \text{há relaxação do aço}$$

Fazendo interpolação dos valores presentes na Tabela 33, entre  $0,7 f_{ptk}$  e  $0,8 f_{ptk}$ , para cordoalhas de aço RB, obtém-se que a relaxação do aço é de 3%.

É dado pelo item 9.6.3.4.4 da ABNT NBR 6118:2014 que se pode considerar para o tempo infinito o valor do coeficiente de dilatação a equação (52).

$$\Psi(\infty, t_0) = 2,50\Psi_{1000} \quad (52)$$

Onde:

$\Psi(\infty, t_0)$  = é o coeficiente de relaxação do aço no instante t infinito para protensão e carga permanente mobilizada no instante  $t_0$ .

$$\Psi(28980,18980) = 2,50 \cdot 0,03 = 0,075$$

O coeficiente de fluência do aço é dado pela Equação (53).

$$\begin{aligned} \chi(\infty, t_0) &= -\ln [1 - \Psi(\infty, t_0)] \\ \chi(28980,18980) &= -\ln[1 - 0,075] = 0,0780 \end{aligned} \quad (53)$$

Através do coeficiente de fluência do aço, obtém-se o coeficiente de fluência do aço para o caso de pré-tração Equação (54).

$$\begin{aligned} \chi_p &= 1 + \chi(\infty, t_0) \\ \chi_p &= 1 + 0,0780 = 1,0780 \end{aligned} \quad (54)$$

#### 4.4.1.3 Tensão inicial na seção de concreto no nível da armadura protendida

A perda de protensão devido à tensão inicial na seção de concreto no nível da armadura protendida pode ser calculada através da Equação (55).

$$\sigma_{cpo} = \frac{M_p d_p}{I_c} - \left[ \frac{P_o}{A_c} - \frac{P_o d_p}{I_c} \cdot d_p \right] \quad (55)$$

Onde:

$I_c$  = é a inércia da seção de concreto.

$$\begin{aligned} \sigma_{cpo} &= \frac{216164,00 \cdot 164,92}{82666608,5752} \\ &\quad - \left[ \frac{1598,44}{19380,76} - \frac{1598,44 \cdot 164,92}{82666608,5752} \cdot 164,92 \right] \\ \sigma_{cpo} &= 0,87468 \text{ MPa} \end{aligned}$$

Relembrando que por motivos de mínima diferença entre valores e indo a favor da segurança adotamos o  $P_o = P_{est}$ , conforme os cálculos realizados anteriormente.

A taxa de armadura de protensão é dada pela Equação (56).

$$\begin{aligned} \rho_p &= \frac{A_p}{A_c} \quad (56) \\ \rho_p &= \frac{8,58}{19380,76} = 0,000443 \end{aligned}$$

Pelo item 9.6.3.4.2 da ABNT NBR 6118:2014, as perdas e deformações progressivas do concreto e do aço de protensão, na posição do cabo resultante, podem ser dadas pela Equação (57) e (58).

$$\Delta\sigma_p(t, t_0) = \frac{-\varepsilon_{cs}(t, t_0) E_p - \alpha_p \sigma_{cpo} \varphi(\infty, t_0) + \sigma_{po} \chi(\infty, t_0)}{\chi_p + \chi_c \alpha_p \eta \rho_p} \quad (57)$$

No caso em questão, por se tratar de um reforço a ser executado 52 anos após a construção da obra, não se considera a perda percentual devido a retração do concreto.

$$\therefore \Delta\sigma_p(t, t_0) = \frac{-\alpha_p \sigma_{cp0} \varphi(\infty, t_0) + \sigma_{po} \chi(\infty, t_0)}{\chi_p + \chi_c \alpha_p \eta \rho_p}$$

$$\eta = \left(1 + \frac{A_c}{I_c} \cdot d_p^2\right) \quad (58)$$

$$\eta = \left(1 + \frac{19380,76}{82666608,5752} \cdot 164,92^2\right) = 7,377$$

$$\Delta\sigma_p(t, t_0) = \frac{-7,452 \cdot 0,87468 \cdot 0,398 + 1799,61 \cdot 0,078}{1,0780 + 1,119 \cdot 7,452 \cdot 7,377 \cdot 0,000443}$$

$$= 124,655 \text{ MPa}$$

Desse modo, a perda percentual devido às perdas progressivas é obtida através da Equação (59).

$$\frac{\Delta\sigma_p(t, t_0)}{\sigma_{po}} \quad (59)$$

$$\eta = \left(1 + \frac{19380,76}{82666608,5752} \cdot 164,92^2\right) = 7,377$$

$$\frac{124,655}{1799,61} = 0,069 = 6,927\%$$

#### 4.4.2 Perdas imediatas

Durante a transferência da protensão ao concreto, ocorrem perdas significativas da força de protensão, causadas por três fatores determinantes. São eles o encurtamento imediato do concreto, o atrito entre as cordoalhas e a bainha e a acomodação e deslizamento da armadura de protensão no sistema de ancoragem.

Sendo a perda pela deformação imediata do concreto já considerada no cálculo de  $\sigma_{cpa}$ , a perda pelo escorregamento dos fios na ancoragem adotada como 3% (HANAI, 2005) e a perda por acomodação das ancoragens ser praticamente desprezível para pistas longas, a perda de protensão imediata é influenciada apenas pela perda por atrito.

##### 4.4.2.1 Perdas por atrito

De acordo com o item 9.6.3.3.2 da ABNT NBR 6118:2014, nos elementos estruturais com pós-tração, a perda por atrito nos desvios pode ser determinada pela Equação (60).

$$\Delta P_{atr}(x) = P_i [1 - e^{-(\mu \Sigma \alpha + kx)}] \quad (60)$$

Onde:

$P_i$  = força de protensão no “macaco” hidráulico, em kN;

$\mu$  = é o coeficiente de atrito aparente entre o cabo e a bainha, em 1/radianos;

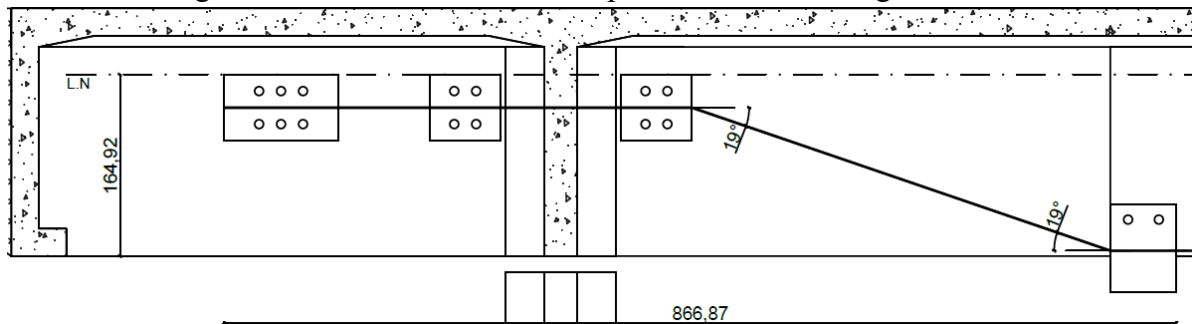
$\Sigma \alpha$  = soma dos ângulos de desvio entre a ancoragem e o ponto de abcissa  $x$ , em radianos;

$x$  = abcissa do ponto onde se calcula  $\Delta P_{atr}$ , medida a partir da ancoragem, em m;

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

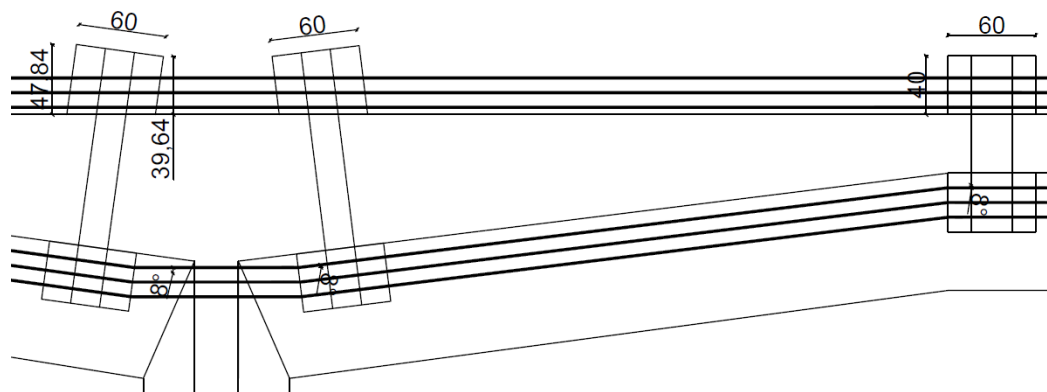
Logo, a partir da vista da proposta de projeto de protensão temos  $x = 8,67 \text{ cm}$  e os ângulos entre a ancoragem e desviadores, conforme mostra a Figura 40 e 41

Figura 40: Detalhe da abcissa do ponto de análise e ângulo vertical



Fonte: Autor

Figura 41: Detalhe de ângulos horizontais nos desviadores



Fonte: Autor

Portanto temos:

$$\Sigma\alpha = (8^\circ \cdot 3) + (19^\circ \cdot 2) = 62^\circ = 1,0821 \text{ rad}$$

No mesmo item, é indicado que o valor de  $\mu$  para cordoalha e bainha de polipropileno lubrificada é equivalente a 0,05.

$$k = 0,01 \cdot 0,05 = 0,0005$$

$$\Delta P_{atr}(x) = 1598,44 [1 - e^{-(0,05 \cdot 1,0821 + 0,0005 \cdot 8,67)}] = 90,74 \text{ kN}$$

Portanto, a perda percentual devido à perda imediata é obtida pela Equação (61).

$$\frac{\Delta P_{atr}(x)}{P_0} = \frac{90,74}{1598,44} = 5,68\% \quad (61)$$

Somando as parcelas das perdas progressivas e imediatas obtém-se a perda de protensão total, conforme a Equação (62).

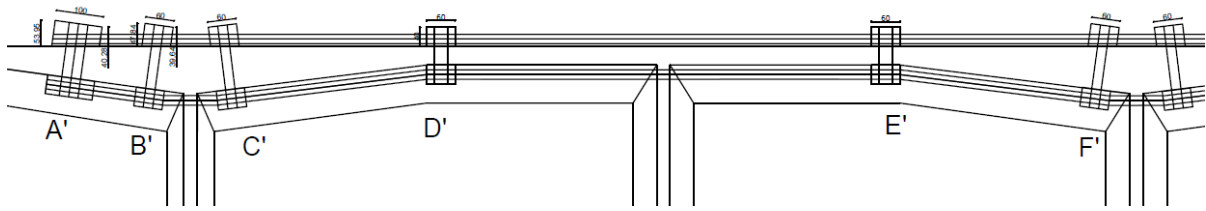
$$\begin{aligned} \text{Perda total de protensão} &= 2,325\% + 3,00\% + 6,927\% + 5,68\% = 17,93\% \quad (62) \\ 17,93\% &< 18\% \text{ (Ok!)} \end{aligned}$$

O valor da perda total de protensão foi inferior ao valor de 18% estimado no início dos cálculos.

#### 4.5 Esforços devido à protensão externa

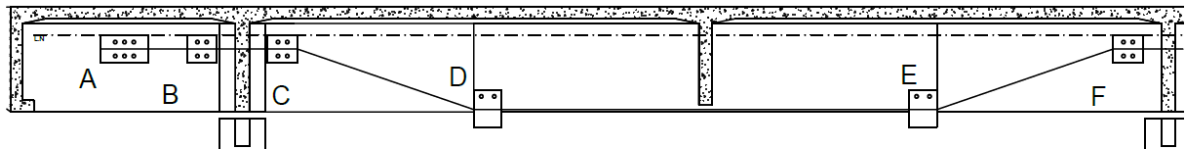
Uma peculiaridade dessa proposta de projeto é que existem ângulos tanto na longitudinal como na transversal da estrutura, pelo fato da variação seção das vigas. Dessa forma é necessário considera-las para a obtenção das cargas devido a protensão externa. Assim para facilitar a identificação os blocos foram numerados conforme a Figura 42 e 43

Figura 42: Numeração dos blocos no sentido longitudinal



Fonte: Autor

Figura 43: Numeração dos blocos no sentido transversal



Fonte: Autor

- **Cargas longitudinais**

$$F_{B'A'} = P_0 = 1598,44 \text{ kN}$$

$$F_{C'B'} = P_0 \cdot \cos(8^\circ) = 1582,88 \text{ kN}$$

$$F_{D'C'} = P_0 = 1598,44 \text{ kN}$$

$$F_{E'D'} = P_0 \cdot \cos(8^\circ) = 1582,88 \text{ kN}$$

$$F_{F'E'} = P_0 = 1598,44 \text{ kN}$$

- **Cargas transversais**

**Bloco desviador (C)**

A força terá incidência de  $19^\circ$  com a horizontal, decomposta em força vertical  $F_H$  e força horizontal  $F_V$ :

$$F_{HC} = F_{D'C'} \cdot \cos(19^\circ) = 1511,35 \text{ kN}$$

$$F_{VC} = F_{D'C'} \cdot \sin(19^\circ) = 520,40 \text{ kN}$$

A componente horizontal  $F_H$  é aplicada fora do centro geométrico da viga T considerada, portanto, gera um momento concentrado aplicado  $M_c$ .

A aplicação da força de protensão está sendo feita a 134,92 cm (1,35 m) da base da viga enquanto o C.G. a 164,92 cm (1,65 m). Desta forma, tem-se:

$$M_C = F_{HC} \cdot (1,65 - 1,35) = 453,41 \text{ kN.m}$$

### **Bloco desviador (D)**

Nos blocos desviadores, o cabo volta a se horizontalizar no sentido do meio do vão, portanto, com a mesma força de protensão  $F_{E'D'}$ . Esta diferença de força horizontal equivale à aplicação de uma força horizontal  $F_{HD}$  no ponto dos desviadores:

$$F_{HD} = F_{E'D'} - F_{D'C'} \cdot \text{Cos}(19^\circ) = 71,53 \text{ kN}$$

$$F_{VD} = -F_{D'C'} \cdot \text{Sen}(19^\circ) = -520,40 \text{ kN}$$

A força  $F_{HD}$  é aplicada no nível dos cabos de protensão, portanto, possui excentricidade em relação ao centro geométrico da viga e gera momentos fletores concentrados  $M_d$ , sendo o ponto de aplicação desta força 5 cm acima da face inferior da viga, portanto:

$$M_D = F_{HD} \cdot (1,65 - 0,05) = 114,45 \text{ kN.m}$$

### **Bloco desviador (E)**

$$F_{HE} = -71,53 \text{ kN}$$

$$F_{VE} = 520,40 \text{ kN}$$

$$M_E = 114,45 \text{ kN.m}$$

### **Bloco desviador (F)**

$$F_{HF} = -1511,35 \text{ kN}$$

$$F_{VF} = 520,40 \text{ kN}$$

$$M_F = -453,41 \text{ kN.m}$$

As Figuras 44,45 e 46 apresentam, respectivamente, a distribuição das ações e o diagrama de momento fletor, e os diagramas de esforço cortante, devidos à protensão.

Com o auxílio da Tabela 34, trazendo a diferença entre as cortantes dos trem-tipos 36 e 45, juntamente com o diagrama de cortante de reforço (Figura 45), permite-se analisar se a protensão será suficiente para combater o acréscimo de esforço cortante do trem-tipo 45.

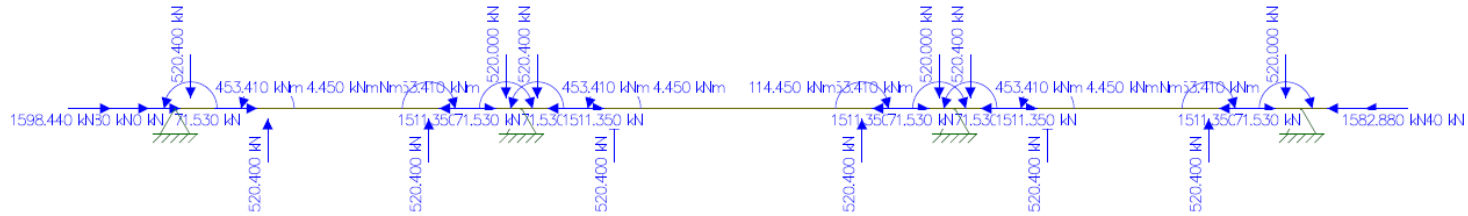


Tabela 34: Força cortante a ser combatida pela protensão

	<b>TB-36</b>	<b>TB-45</b>	<b>Força cortante a ser combatida pela protensão (kN)</b>
	<b>V<sub>sw</sub> (kN)</b>	<b>V<sub>sw</sub> (kN)</b>	
S <sub>ext</sub>	372,53	208,32	164,21
S <sub>b</sub> (2,50 m)	146,08	269,86	-123,78
S <sub>0_esq</sub> (5,00 m)	66,89	734,56	-667,67
S <sub>0_dir</sub> (5,00 m)	646,37	1422,18	<b>-775,81</b>
S <sub>1</sub> (13,75 m)	121,64	46,66	74,97
S <sub>2_esq</sub> (25,00 m)	1146,54	1575,70	<b>-429,16</b>
S <sub>2_dir</sub> (25,00 m)	1269,95	1713,97	-444,01
S <sub>3</sub> (37,50 m)	89,25	78,98	10,27

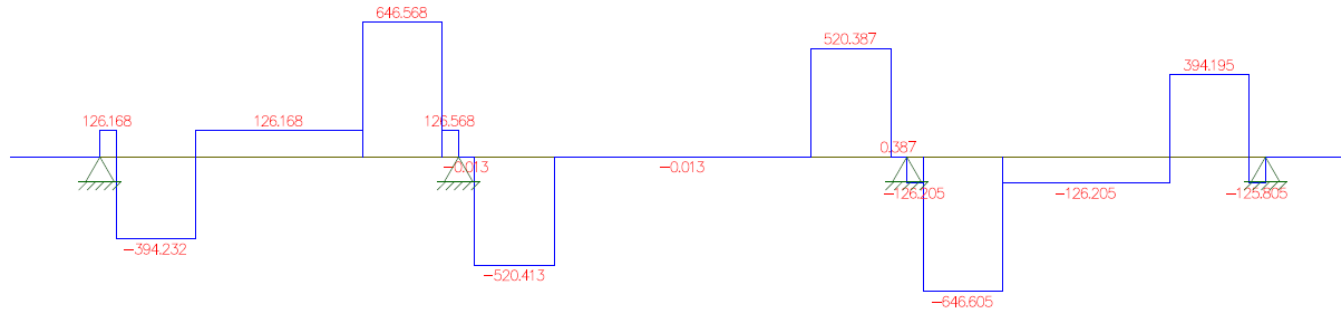
Fonte: Autor

Figura 44: Distribuição de ações



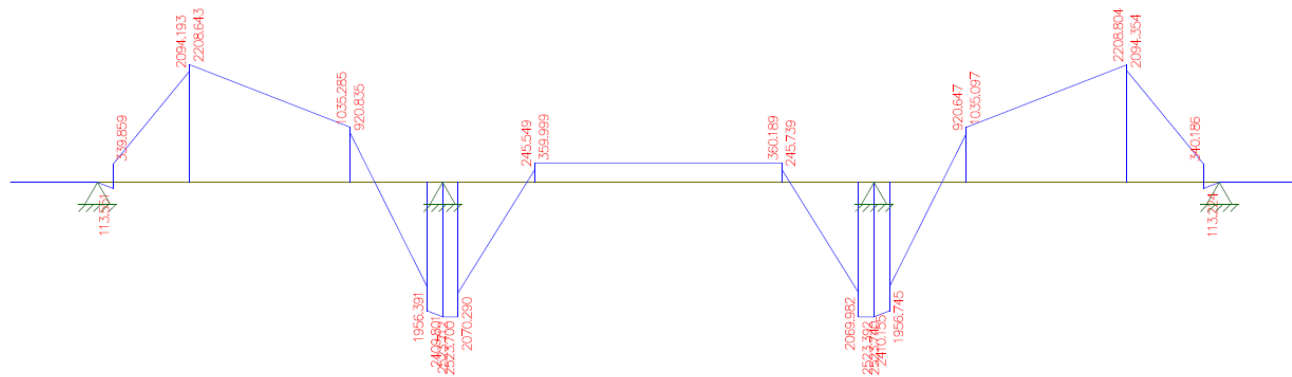
Fonte: Autor

Figura 45: Diagramas de esforços cortante



Fonte: Autor

Figura 46: Diagrama de momento fletor



Fonte: Autor

Logo percebe-se que os maiores valores de esforço cortante se dão nos apoios, como o concreto absorve parte dos esforços ( $V_c$ ), é necessário somente analisar a diferença entre  $V_{sw}$ , que é a parcela resistida pela armadura transversal de acordo com NBR 6118:2014. Portanto, percebe-se que os esforços decorrentes da protensão aplicada não são suficientes para combater o acréscimo de esforço cortante devido ao reforço aplicado à estrutura.

#### 4.6 Força cortante resistida pelo concreto

Na flexo-compressão (o que inclui o caso da existência de protensão), permite-se o efeito favorável da força normal de compressão à uma excentricidade da aplicação da protensão leve a gerar um momento fletor, que chamamos de momento de descompressão, logo esse momento atua diretamente em ( $V_c$ ), fazendo que a seção ganhe de resistência ao cortante.

A partir das Equações (63), (64), (65) e (66), podemos fazer essa última verificação para o caso da possibilidade de o reforço combater acréscimo de esforço cortante nos apoios.

$$M_0 = 0,9 \cdot P_d (e_p + e_{k1}) \quad (63)$$

$$e_{k1} = \frac{W_1}{A_c} \quad (64)$$

$$W_1 = \frac{I}{y_1} \quad (65)$$

$$\beta_1 = \left( 1 + \frac{M_0}{M_{d,máx}} \right) < 2,00 \quad (66)$$

Onde:

$M_0$  = momento de descompressão, em (kN.m), onde 0,9 é um coeficiente de ponderação;

$P_d = P_o$  = força de protensão, em kN;

$e_p$  = distância entre c.g da protensão a fibra superior da seção analisada;

$e_{k1}$  = corresponde à distância da extremidade superior do núcleo central de inércia da seção ao c.g;

$I$  = momento de inercia da seção, em  $cm^4$ ;

$M_{d,máx}$  = maior valor de momento ou momento na seção analisada.

Inicialmente para a seção do primeiro apoio  $M_d = 4653,68 \text{ kN}$  a esquerda e analogamente para os demais, temos:

$$W_1 = \frac{8266608,5752}{164,92} = 501252,78 \text{ cm}^3$$

$$e_{k1} = \frac{501252,78}{19380,70} = 25,86 \text{ cm}$$

$$M_0 = 0,9 \cdot 1598,44 (0,30 + 0,2586) = 803,60 \text{ kN.m}$$

$$\beta_1 = \left(1 + \frac{803,60}{4653,68}\right) = 1,17 < 2,00 \text{ (ok!)}$$

Logo, é possível verificar o acréscimo de esforço cortante provocado pela protensão.

$$\therefore V_c = 1539,00 \cdot 1,17 = 1804,76 \text{ kN}$$

$$V_{sw} = V_d - V_c$$

$$V_{sw} = 2185,36 - 1804,76 = 380,60 \text{ kN}$$

Fazendo a subtração desse novo valor  $V_{sw}$  do TB-36 com a diferença de cortante a ser combatida, verifica-se que nos apoios, apoios o reforço externo não conseguiu desempenhar de forma efetiva o objetivo.

$$\text{Cortante restante a ser combatida} = 775,81 - 380,60 = 395,21 \text{ kN}$$

Portanto, o reforço não resistiu os acréscimos do esforço cortante nos apoios.

## 5. CONCLUSÃO

Pela análise dos pontos propostos neste trabalho, é possível constatar a influência do posicionamento dos blocos de ancoragem e desviadores em relação ao esforço cortante, podendo-se concluir que, para a mesma força de protensão aplicada, existe uma relação linear entre força cortante aplicada pela protensão e ângulo de inclinação dos cabos.

Em relação a força cortante analisada neste projeto, vale salientar que os pontos de máximo são justamente sobre os apoios. Não sendo possível local os blocos de ancoragem nas extremidades da obra com um ângulo de inclinação, por questões executivas (neste projeto, as variações da seção das longarinas dificultaram criar alternativas para o traçado da poligonal), o reforço por protensão externa acaba por não auxiliar no ponto crítico, pois sua influência está restrita apenas entre os pontos de aplicação dos esforços.

Caso necessite de reforço ao esforço cisalhante, externamente aos blocos de ancoragem deve-se utilizar um complemento em outro método de reforço, como por exemplo a fibra, na qual sua utilização deverá ser feita após a aplicação da protensão.

Quanto a evolução normativa sobre pontes de concreto armado, conclui-se que as publicações da Associação Brasileira de Normas Técnicas (ABNT) e literaturas brasileiras sobre o assunto estão aptas para fazer estimativas nas características estruturais da maior parte das obras de arte especiais em uso no Brasil apenas com o conhecimento da data de seu projeto estrutural, o que é importante para todo o tipo de reforço estrutural.

Além disso, é apresentado a sugestão para trabalhos futuros, a utilização deste projeto para realizar o complemento do reforço nos apoios para combater os esforços cortantes acrescidos ao projeto utilizando: fibras ou encamisamento.

## REFERÊNCIAS

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NB 1:** Projeto e execução de obras de concreto armado. ABNT, 1978.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NB 6:** Carga móvel em pontes rodoviárias. Rio de Janeiro: ABNT, 1943.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NB 6:** Carga móvel em pontes rodoviárias. Rio de Janeiro: ABNT, 1960.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 7187:** Projeto de pontes de concreto armado e de concreto protendido – Procedimento. Rio de Janeiro: ABNT, 2003.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 7188:** Carga Móvel Rodoviária e de Pedestres em Pontes, Viadutos, Passarelas e outras estruturas. Rio de Janeiro: ABNT, 2013.

CARVALHO, R. C; FIGUEIREDO FILHO, J. R. **Calculo e detalhamento de estruturas usuais de concreto armado. 2 ed.** São Carlos, SP: EdUFSCar, 2004.

CAVALCANTI, Paulo de Sá Pereira. **Pontes: Trens tipo de projeto AP-02.** Apostila, 14 f. Faculdade de Engenharia de Sorocaba, 2004.

DEPARTAMENTO NACIONAL DE INFRA-ESTRUTURA DE TRANSPORTES. **Manual de inspeção de pontes rodoviárias.** 2. ed. Rio de Janeiro, 2004.

HANAI, J. B. **Fundamentos do concreto protendido.** São Carlos, 2005.

LIMITES, Estados. **Concreto Protendido. Diss.** Universidade Federal de Viçosa, 1999.

LUCHI, Lorenzo Augusto Ruschi e. **Reavaliação do Trem tipo à Luz das Cargas Reais nas Rodovias Brasileiras.** 2006. 282 f. Tese (Doutorado) – Programa de Pós-Graduação em Engenharia de Estruturas e Fundações, da Universidade de São Paulo, São Paulo, 2006.

PFEIL, Walter. **Pontes em Concreto Armado**. 3. ed. Rio de Janeiro: LTC – Livros Técnicos e Científicos Editora S.A., 1983. v. 1.

ROSSIGALI, C. E. **Atualização do Modelo de Cargas Móveis para Pontes Rodoviárias de Pequenos Vãos no Brasil**. 2013. 304 f. Tese (Doutorado) – Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, Universidade Federal do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro, 2013.

TIMERMAN, Rafael. **Histórico das normas brasileiras para cargas móveis em projetos de pontes e viadutos**. Revista Concreto & Construção, n. 80, p. 123-128, 2015. Disponível em: [http://ibracon.org.br/site\\_revista/concreto\\_construcoes/ebook/edicao80/files/assets/basic-html/index.html#123](http://ibracon.org.br/site_revista/concreto_construcoes/ebook/edicao80/files/assets/basic-html/index.html#123)>. Acesso em 29 de jun. 2022.

MASCARENHAS, Fernando Júnior Resende; CHRISTOFORO, André Luis; VITÓRIO, José A. Pereira; CARVALHO, Roberto Chust. **A evolução da norma brasileira de cargas móveis para pontes rodoviárias, 62º Congresso Brasileiro do Concreto**. IBRACON, 2020.

MENDES, P.T.C. – **Contribuição para um modelo de gestão de pontes de concreto aplicado à rede de rodovias brasileiras**. (Tese de Doutorado), Escola Politécnica da Universidade de São Paulo, São Paulo, 2009.

MARCHETTI, Osvaldemar. Muros de arrimo. São Paulo: Blucher, 2007.

OLIVEIRA, Mariana Borges et al. **Reforço estrutural de pontes rodoviárias em concreto armado utilizando protensão externa**. 2020.

OLIVEIRA, Caroline Buratto de Lima; CALIXTO, José Márcio Fonseca. **Análise da Eficácia de Métodos de Reforço em Ponte Rodoviária de Concreto Armado-Estudo de Caso**. Universidade Federal de Minas Gerias, 2013.

PFEIL, WALTER. **Pontes em concreto armado: elementos de projeto solicitações Superestrutura**, 1983

PINHEIRO, LUÍS HENRIQUE BUENO. **Reforço de pontes em concreto armado por protensão externa**, 2018.

SILVA FILHO, Júlio Jerônimo Holtz. **Reforço à Torção de Vigas de Concreto Armado com Compósito de Fibras de Carbono**. Doctor Thesis (in Portuguese), Department of Civil Engineering–PUC-Rio, Rio de Janeiro, RJ, Brazil, 2007.

TEJEDOR, Cristina Mayán. **Patologias, recuperação e reforço com protensão externa em estruturas de pontes**. Monografia (Graduação em Engenharia Civil)–Universidade Federal do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro, 2013.

VALENZUELA SAAVEDRA, M. A., **Refuerzo de puentes existentes por cambio de esquema estático**, Barcelona, UPC, 2010.

ÁGUILA HIGUERO, Victoria. **Características físicas y mecánicas de hormigones reforzados con fibras de: vidrio, carbono y aramida**. Dissertação, Caminos, 2010



## **ANEXOS**

ANEXO A: Valores de  $k_3$  retirado de Marchetti (2007).

$\xi = x/d$	Valores de $k_s$ para concreto de $f_{ck}$ (MPa)			$k_3$			
	20	25	30	CA-25	CA-50A	CA-50B	CA-60B
0,01	1.447,0	1.158,0	965,0	0,647	0,323	0,323	0,269
0,02	726,0	581,0	484,0	0,649	0,325	0,325	0,271
0,03	486,0	389,0	324,0	0,652	0,326	0,326	0,272
0,04	366,0	293,0	244,0	0,655	0,327	0,327	0,273
0,05	294,0	235,0	196,0	0,657	0,329	0,329	0,274
0,06	246,0	197,0	164,0	0,660	0,330	0,330	0,275
0,07	212,0	169,0	141,0	0,663	0,331	0,331	0,276
0,08	186,0	149,0	124,0	0,665	0,333	0,333	0,277
0,09	166,0	133,0	111,0	0,668	0,334	0,334	0,278
0,10	150,0	120,0	100,1	0,671	0,335	0,335	0,280
0,11	137,0	110,0	91,4	0,674	0,337	0,337	0,281
0,12	126,0	100,9	84,1	0,677	0,338	0,338	0,282
0,13	117,0	93,6	78,0	0,679	0,340	0,340	0,283
0,14	109,0	87,2	72,7	0,682	0,341	0,341	0,284
0,15	102,2	81,8	68,1	0,685	0,343	0,343	0,285
0,16	96,2	77,0	64,2	0,688	0,344	0,344	0,287
0,167	92,5	74,0	61,7	0,690	0,345	0,345	0,288
0,17	91,0	72,8	60,6	0,691	0,346	0,346	0,288
0,18	86,3	69,0	57,5	0,694	0,347	0,347	0,289
0,19	82,1	65,7	54,7	0,697	0,349	0,349	0,290
0,20	78,3	62,7	52,2	0,700	0,350	0,350	0,292
0,21	74,9	59,9	49,9	0,703	0,352	0,352	0,293
0,22	71,8	57,5	47,9	0,706	0,353	0,353	0,294
0,23	69,0	55,2	46,0	0,709	0,355	0,355	0,296
0,24	66,4	53,1	44,3	0,713	0,356	0,356	0,297
0,25	64,1	51,2	42,7	0,716	0,358	0,358	0,298
0,259	62,1	49,7	41,4	0,719	0,359	0,359	0,299
0,26	61,9	49,5	41,2	0,719	0,359	0,359	0,300
0,27	59,8	47,9	39,9	0,722	0,361	0,361	0,301
0,28	58,0	46,4	38,6	0,725	0,363	0,363	0,302
0,29	56,2	45,0	37,5	0,729	0,364	0,364	0,304
0,30	54,6	43,7	36,4	0,732	0,366	0,366	0,305
0,31	53,1	42,5	35,4	0,735	0,368	0,368	0,306

$\xi = x/d$	Valores de $k_s$ para concreto de $f_{ck}$ (MPa)			$k_3$			
	20	25	30	CA-25	CA-50A	CA-50B	CA-60B
0,32	51,6	41,3	34,4	0,739	0,369	0,369	0,308
0,33	50,3	40,3	33,5	0,742	0,371	0,371	0,309
0,34	49,1	39,2	32,7	0,746	0,373	0,373	0,311
0,35	47,9	38,3	31,9	0,749	0,374	0,374	0,312
0,36	46,8	37,4	31,2	0,752	0,376	0,376	0,313
0,37	45,7	36,6	30,5	0,756	0,378	0,378	0,315
0,38	44,7	35,8	29,8	0,760	0,380	0,380	0,316
0,39	43,8	35,0	29,2	0,763	0,382	0,382	0,318
0,40	42,9	34,3	28,6	0,767	0,383	0,383	0,319
0,41	42,0	33,6	28,0	0,770	0,385	0,385	0,321
0,42	41,2	33,0	27,5	0,774	0,387	0,387	0,323
0,43	40,5	32,4	27,0	0,778	0,389	0,389	0,324
0,44	39,8	31,8	26,5	0,782	0,391	0,391	0,326
0,442	39,6	31,7	26,4	0,782	0,391	0,391	0,327
0,45	39,1	31,2	26,0	0,786	0,393	0,393	
0,46	38,4	30,7	25,6	0,789	0,395	0,395	
0,469	37,8	30,3	25,2	0,793	0,396		
0,47	37,8	30,2	25,2	0,793	0,397		
0,48	37,2	29,7	24,8	0,797	0,399		
0,49	36,6	29,3	24,4	0,801	0,401		
0,50	36,6	28,8	24,0	0,805	0,403		

Unidades:  
Mk = kNm  
bw = m  
d = m