



UNIVERSIDADE FEDERAL DE UBERLÂNDIA
FACULDADE DE ENGENHARIA CIVIL



MARIANA BORGES OLIVEIRA

**REFORÇO ESTRUTURAL DE PONTES RODOVIÁRIAS EM CONCRETO
ARMADO UTILIZANDO PROTENSÃO EXTERNA**

UBERLÂNDIA
2020

MARIANA BORGES OLIVEIRA

**REFORÇO ESTRUTURAL DE PONTES RODOVIÁRIAS EM CONCRETO
ARMADO 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

Prof. Dr. Arquimedes Diógenes Ciloni

Prof^a. Dr^a. Lauren Karoline de Sousa Gonçalves

Prof^a. Dr^a. Maria Cristina Vidigal de Lima

UBERLÂNDIA
2020

Aos meus avós Hélia e Ulisses
(*in memoriam*), pelo exemplo
de vida.

AGRADECIMENTOS

A Deus, por estar sempre comigo e me amparar em minha jornada.

Aos meus pais, Ana Cleudia Borges Oliveira e Reiner Lemes de Oliveira, pelos ensinamentos, aprendizados e princípios. Por sua dedicação e seus esforços para que eu pudesse chegar até aqui e por todo apoio e confiança desde sempre.

Ao meu irmão Matheus Borges Oliveira, aos meus avós Juvercina Maria Borges e Melquiades de Oliveira, e a todos os meus familiares e amigos, por estarem comigo durante a minha graduação e por acreditarem em mim.

Ao meu orientador Arquimedes Diógenes Ciloni, pela confiança, prestatividade, paciência, por dedicar parte do seu tempo para me ajudar na execução deste trabalho e por todos os ensinamentos passados durante a minha graduação.

RESUMO

No Brasil, a quantidade de obras-de-arte especiais em concreto armado que se encontram obsoletas é muito grande. Os principais motivos que tornam essas obras, em grande parte viadutos e pontes rodoviárias, defasadas, são a falta de inspeção e manutenção das mesmas e a incapacidade dessas obras em resistir os acréscimos de cargas devido aos novos veículos de grande porte existentes. Entre os métodos de reforço estrutural disponíveis, este trabalho analisa a utilização da protensão externa, os requisitos necessários para sua aplicação, seu desempenho como reforço através de um exemplo de aplicação e a abordagem do conteúdo por parte das normas e da literatura brasileira.

Palavras-chave: Protensão externa. Reforço estrutural. Pontes.

ABSTRACT

In Brazil, the number of special constructions in reinforced concrete that are obsolete is very large. The main reasons that make these constructions, mostly viaducts and road bridges, out of date, are the lack of inspection and maintenance of them, and the inability of these constructions to resist the increase in loads due to the new large vehicles existing. Among the available structural reinforcement methods, this work analyzes the use of external prestressing, the necessary requirements for its application, its performance as reinforcement through an application example and the approach of the content by the standards and the Brazilian literature.

Keywords: External prestressing. Structural reinforcement. Bridges.

LISTA DE FIGURAS

Figura 1 – Representação do compressor e do caminhão de acordo do ABNT/NB 6:1943

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

Figura 3 – Esquema para formação de um trem-tipo de acordo com a ABNT/NB 6:1960

Figura 4 – Trens-tipo apresentados pela ABNT/NB 6:1960

Figura 5 - Trens-tipo apresentados pela ABNT NBR 7188:1982

Figura 6 – Carga Móvel Padrão TB-450

Figura 7 – Deterioração do concreto e corrosão das armaduras principais de uma viga longarina

Figura 8 - Deterioração do concreto e corrosão das armaduras de um pilar

Figura 9 – Encamisamento de uma viga com armadura passiva

Figura 10 – Encamisamento de um pilar com armadura passiva

Figura 11 – Chapas metálicas colocadas na parte inferior de uma laje

Figura 12 – Perfis metálicos no encontro do pilar com a viga

Figura 13 – Compósito de fibras de carbono aplicadas em vigas

Figura 14 – Vinculação de novas estacas à fundação da obra

Figura 15 – Construção da Ponte do Galeão, no Rio de Janeiro, utilizando o sistema de protensão não aderente

Figura 16 – Protensão externa para reforço de pontes

Figura 17 – Diagrama tensão-deformação de aços para armadura ativa

Figura 18 – Modelo de ancoragem ativa

Figura 19 – Modelo de ancoragem passiva

Figura 20 – Modelo de desviador metálico

Figura 21 – Modelo de desviador metálico

Figura 22 – Seção transversal dos apoios

Figura 23 – Seção transversal dos vãos

Figura 24 – Seção longitudinal da ponte modelo

Figura 25 – Barreira de concreto do tipo New Jersey

Figura 26 – Largura da mesa colaborante

Figura 27 – Dimensões c_1 e c_2

Figura 28 – Seção transversal com a largura colaborante b_f

Figura 29 – Seção T equivalente

Figura 30 – Linha de influência para o cálculo das ações variáveis do trem-tipo 36

Figura 31 – Esquema estático das cargas permanentes e esquema das cargas móveis para o trem-tipo 36

Figura 32 – Diagramas de momento fletor devido às cargas permanentes e às cargas móveis (obra original)

Figura 33 – Diagramas de força cortante devido às cargas permanentes e às cargas móveis (obra original)

Figura 34 – Seções de análise

Figura 35 – CG da seção de concreto

Figura 36 – Traçado longitudinal dos cabos de protensão

Figura 37 – Distâncias relacionadas aos cabos e ao centro de gravidade da seção transversal

Figura 38 - Linha de influência para o cálculo das ações variáveis do trem-tipo 45

Figura 39 - Esquema estático das cargas permanentes e esquema das cargas móveis para o trem-tipo 45

Figura 40 - Diagramas de momento fletor devido às cargas permanentes e às cargas móveis (obra reforçada)

Figura 41 - Diagramas de força cortante devido às cargas permanentes e às cargas móveis (obra reforçada)

Figura 42 – Cordoalha engraxada e plastificada

Figura 43 – Seção transversal dos apoios reforçada

Figura 44 – Seção transversal dos vãos reforçada

Figura 45 – Planta da obra reforçada

Figura 46 – Distribuição de ações e diagrama de momento fletor devido à protensão externa

Figura 47 – Diagramas de esforços cortante e normal devido à protensão externa

LISTA DE TABELAS

Tabela 1 – Tipos dos compressores

Tabela 2 – Tipos dos caminhões

Tabela 3 – Classes dos trens-tipo de acordo com a ABNT/NB 6:1960

Tabela 4 – Características dos trens-tipo apresentados na ABNT/NBR 6:1960

Tabela 5 – Classes dos trens-tipo de acordo com a ABNT NBR 7188:1982

Tabela 6 – Características dos trens-tipo apresentados na ABNT NBR 7188:1982

Tabela 7 – Classes de agressividade ambiental

Tabela 8 – Exigências de durabilidade relacionadas à fissuração e à proteção da armadura, em função das classes de agressividade ambiental

Tabela 9 – Níveis de protensão e estados limites a verificar (caso particular de viga sujeita a momento fletor externo positivo)

Tabela 10 – Relação entre o número de transversinas e o fator “i”

Tabela 11 – Esforços totais devido ao momento fletor - Trem-tipo 36

Tabela 12 – Esforços totais devido à força cortante - Trem-tipo 36

Tabela 13 – Coeficientes de ponderação de ações permanentes diretas agrupadas

Tabela 14 – Coeficientes de ponderação de ações variáveis consideradas conjuntamente¹⁾

Tabela 15 – Esforços totais devido ao momento fletor - Trem-tipo 45

Tabela 16 – Momento de reforço

Tabela 17 – Valores da fluência e da retração em função da velocidade de endurecimento do cimento

Tabela 18 – Valores de ψ_{1000} , em porcentagem

SUMÁRIO

1. INTRODUÇÃO	14
1.1 OBJETIVO GERAL	14
1.2 OBJETIVOS ESPECÍFICOS	14
2. REVISÃO BIBLIOGRÁFICA	15
2.1 RODOVIAS E PONTES BRASILEIRAS	15
2.2 REFORÇO ESTRUTURAL DE PONTES	22
2.2.1 REFORÇO ESTRUTURAL ATRAVÉS DA PROTENSÃO EXTERNA.....	26
3. PROJETO ANALISADO	34
3.1 GEOMETRIA DA PONTE MODELO	34
3.2 CÁLCULO DOS ESFORÇOS SOLICITANTES DA PONTE MODELO.....	36
3.3 DIMENSIONAMENTO DA PONTE MODELO	50
4. PROPOSTA DE REFORÇO ESTRUTURAL UTILIZANDO A PROTENSÃO EXTERNA	57
4.1 GEOMETRIA DO REFORÇO ESTRUTURAL	57
4.2 CÁLCULO DOS ESFORÇOS SOLICITANTES DA OBRA REFORÇADA.....	59
4.3 DIMENSIONAMENTO DO REFORÇO ESTRUTURAL	65
4.4 PERDAS DE PROTENSÃO	74
4.5 ESFORÇOS DEVIDO À PROTENSÃO EXTERNA	82
4.6 VERIFICAÇÃO AO ESTADO LIMITE DE ABERTURA DE FISSURAS	85
5. CONCLUSÃO	88
REFERÊNCIAS.....	89

1. INTRODUÇÃO

Nas últimas décadas o modal rodoviário sofreu alterações em seu volume e intensidade, deixando grande parte das pontes e viadutos que o compõem com patologias e problemas que afetam sua capacidade mecânica.

Além do aumento da intensidade e do volume do tráfego, outro fator de grande peso para a obsolescência de muitas pontes rodoviárias é a falta de inspeção e manutenção dessas pelo poder público.

Dentre os vários problemas e patologias, a incapacidade estrutural das pontes é de grande importância, pois afeta diretamente a segurança da estrutura. Para evitar que a estrutura se torne incapaz de resistir aos esforços solicitantes, é possível intervir por meio de reforços estruturais com o objetivo de recuperar a resistência mecânica da mesma.

A protensão externa é um dos métodos de reforços estruturais existentes e é muito utilizada nos casos de reforços em pontes, inclusive no Brasil, pela possibilidade de reforçar ativamente a estrutura sem a necessidade de alterar sua seção original e interromper o seu uso durante a obra.

1.1 OBJETIVO GERAL

Analisar a protensão externa como reforço estrutural para pontes em concreto armado.

1.2 OBJETIVOS ESPECÍFICOS

- Dimensionar o reforço estrutural de uma ponte com três vãos consecutivos em concreto armado pré-moldado, construída no ano de 1980, para resistir aos esforços do trem-tipo 36, de acordo com a norma vigente na época, a ABNT/NB6:1960;
- Tornar a ponte apta a receber as cargas do trem-tipo 45, apresentado na atualização desta norma, a ABNT NBR 7188:1984;
- Analisar o desempenho da protensão externa como reforço estrutural;
- Analisar o desempenho das normas e da literatura brasileira quanto ao conteúdo disposto sobre a protensão externa.

2. REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

2.1 RODOVIAS E PONTES BRASILEIRAS

As primeiras rodovias brasileiras surgiram por volta da década de 1920 e, com a criação do Departamento Nacional de Estradas de Rodagem (DNER), em 1937, a malha rodoviária começou a ser ampliada, ganhando um forte impulso entre 1940 e 1960, com a criação do Fundo Rodoviário Nacional, a fundação da Petrobrás e a implantação da indústria automobilística nacional.

As pontes rodoviárias constituem uma importante parte desse modal de transporte. No Brasil, a primeira ponte em concreto armado construída foi a ponte Irmãos Rebouças, mais conhecida como ponte do Mirante, inaugurada em 1875, em Piracicaba, no interior de São Paulo.

A primeira norma a tratar sobre cargas móveis em pontes rodoviárias foi a ABNT/NB 6, em 1943. Essa norma determinava que as pontes rodoviárias são divididas em três classes:

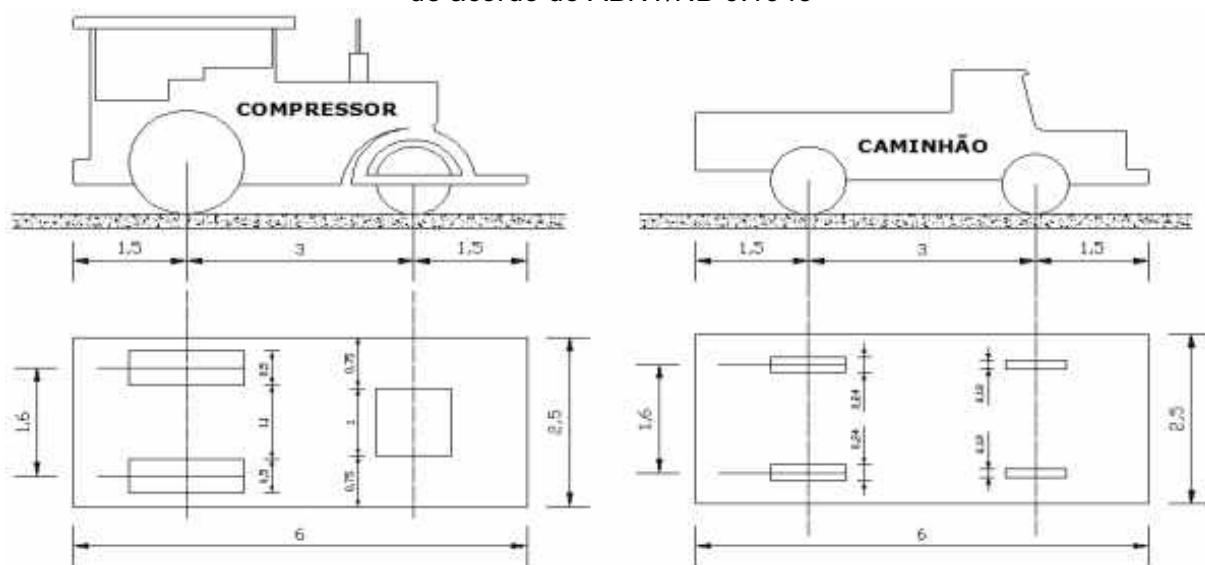
- Classe I: pontes situadas em rodovias federais e estaduais ou nas estradas de ligação entre as mesmas, onde se previa a passagem de veículos mais pesados;
- Classe II: pontes situada em estradas secundárias com previsão de passagem de veículos pesados;
- Classe III: pontes situadas em vias secundárias não estão incluídas na Classe II.

De acordo com a mesma norma, para cada classe de ponte rodoviária é recomendado um trem-tipo específico. Denomina-se “trem-tipo” a representação das cargas móveis por um veículo padrão envolto por uma carga uniforme, sendo o mesmo posicionado de modo a obter as ações mais desfavoráveis de carregamento.

A determinação do trem-tipo depende das características dos veículos que trafegam pelas rodovias e pontes. Por isso, com o avanço da tecnologia e consequente melhoria desses veículos, os mesmos são atualizados pelas normas que tratam de suas características e utilizações.

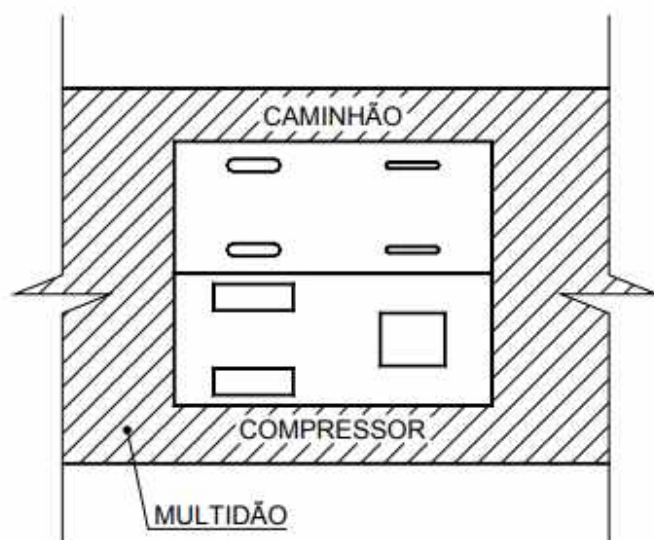
Em 1943, a ABNT/NB 6 trazia um trem-tipo composto pela combinação de dois veículos, um compressor e um caminhão (Figura 1), e por uma carga uniformemente distribuída que representava a multidão e os veículos de pequeno porte (Figura 2).

Figura 1 – Representação do compressor e do caminhão de acordo do ABNT/NB 6:1943



Fonte: Adaptado da ABNT/NB 6:1943

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



Fonte: Manual de Inspeção de Pontes Rodoviárias (2004)

Os compressores eram divididos em três tipos e os caminhões em dois. No entanto, em 1950, com a atualização da ABNT/NB6, foi incluído o terceiro tipo de caminhão (Tipo C), conforme apresentam as Tabelas 1 e 2.

Tabela 1 – Tipos dos compressores

	Unidade	Tipo A	Tipo B	Tipo C
Peso total	t	7	16	24
Peso da roda dianteira	t	5	7	10
Peso de cada roda traseira	t	1	4,5	7
Largura da roda dianteira	m	1	1	1
Largura de cada roda traseira	cm	10	40	50
Distância entre os eixos dianteiro e traseiro	m	3	3	3
Distância entre os meios das rodas traseiras	cm	160	160	160

Fonte: Adaptado da ABNT/NB 6:1943

Tabela 2 – Tipos dos caminhões

	Unidade	Tipo A	Tipo B	Tipo C
Peso total	t	6	9	12
Peso da roda dianteira	kg	750	1500	2000
Peso de cada roda traseira	kg	2250	3000	4000
Largura da roda dianteira	cm	8	12	12
Largura de cada roda traseira	cm	18	24	24
Distância entre os eixos dianteiro e traseiro	m	3	3	3
Distância entre os meios das rodas traseiras	cm	160	160	160

Fonte: Adaptado da ABNT/NB 6:1943 e da ABNT/NB 6:1950

Para cada classe de ponte era indicado 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.

Na atualização de 1960, a ABNT/NB 6 apresentou 2 novos trens-tipo e conferiu uma nova denominação aos mesmos, de acordo com suas classes de toneladas, sendo essas 12, 24 e 36, que correspondiam, respectivamente, às classes de pontes rodoviárias I, II e III (Tabela 3).

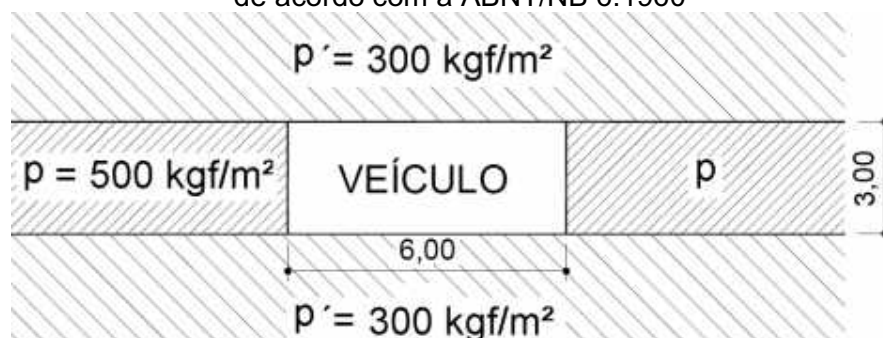
Tabela 3 – Classes dos trens-tipo de acordo com a ABNT/NB 6:1960

Veículo		Carga uniformemente distribuída			Classe da Rodovia
Tipo	Peso Total (t)	p (kg/m ²)	p' (kg/m ²)	Disposição da carga	
36	36	500	300	- Carga p à frente e atrás do veículo padrão. - Carga p' no restante no restante da pista e passeios.	Classe I
24	24	400	300		Classe II
12	12	300	300		Classe III

Fonte: Adaptado da ABNT/NB 6:1960

A composição do trem-tipo para obtenção do carregamento também foi alterada, não dispondo mais dos compressores, somente de um veículo padrão rodeado pela carga distribuída (multidão e veículos de pequeno porte), como mostra a Figura 3.

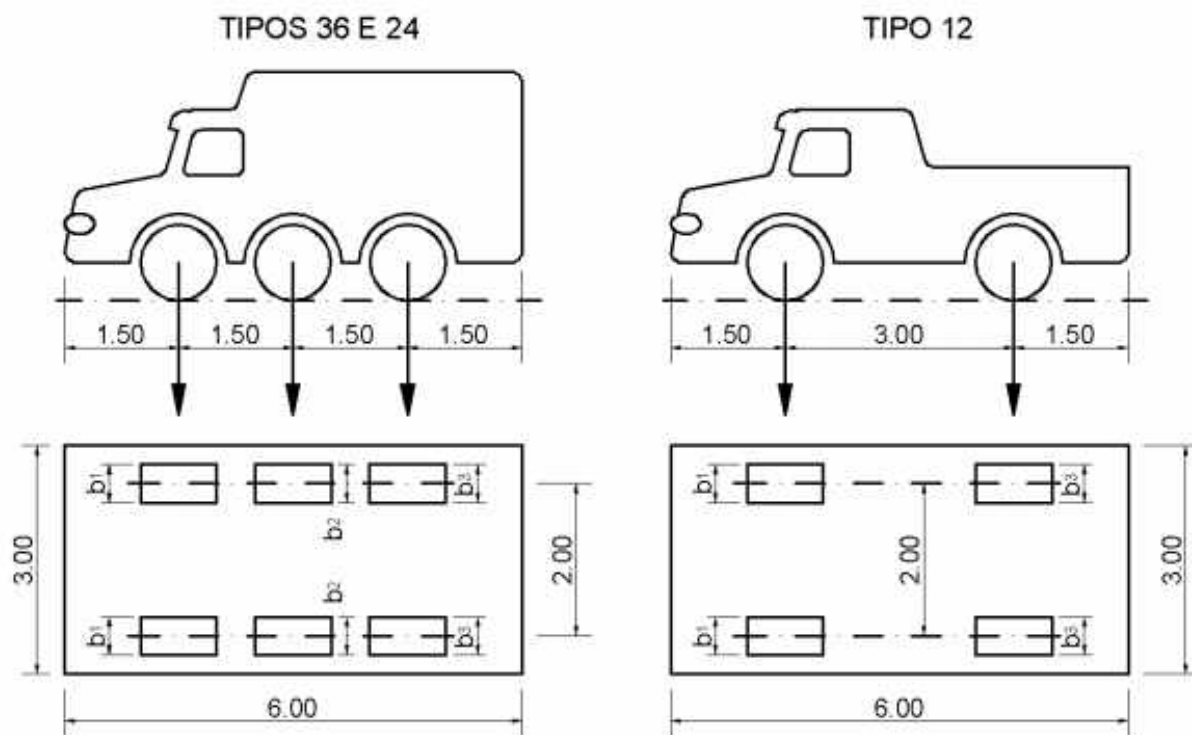
Figura 3 – Esquema para formação de um trem-tipo de acordo com a ABNT/NB 6:1960



Fonte: Adaptado da ABNT/NB 6:1960

A representação do veículo padrão também sofreu alterações, e passou a ser de um modelo para o trem-tipo 12 e de outro para os trens-tipo 24 e 36, como ilustra a Figura 4. Na Tabela 4 são apresentadas as características de cada trem-tipo.

Figura 4 – Trens-tipo apresentados pela ABNT/NB 6:1960



Fonte: Adaptado da ABNT/NB 6:1960

Tabela 4 – Características dos trens-tipo apresentados na ABNT/NBR 6:1960

	Unidade	Trem-tipo 36	Trem-tipo 24	Trem-tipo 12
Quantidade de eixos	un.	3	3	2
Peso total do veículo	t	36	24	12
Peso de cada roda dianteira	t	6	4	2
Peso de cada roda traseira	t	6	4	4
Peso de cada roda intermediária	t	6	4	-
Largura de contato b_1 de cada roda dianteira	m	0,45	0,35	0,20
Largura de contato b_3 de cada roda traseira	m	0,45	0,35	0,30
Largura de contato b_2 de cada roda intermediária	m	0,45	0,35	-
Comprimento de contato de cada roda	m	0,20	0,20	0,20
Área de contato de cada roda	m ²	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: Adaptado da ABNT/NBR 6:1960

Em dezembro de 1982, a ABNT/NB 6:1960 passou a ser registrada como ABNT NBR 7188, e atualizou os trens-tipo para as classes 12, 30 e 45. 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 (Tabela 5).

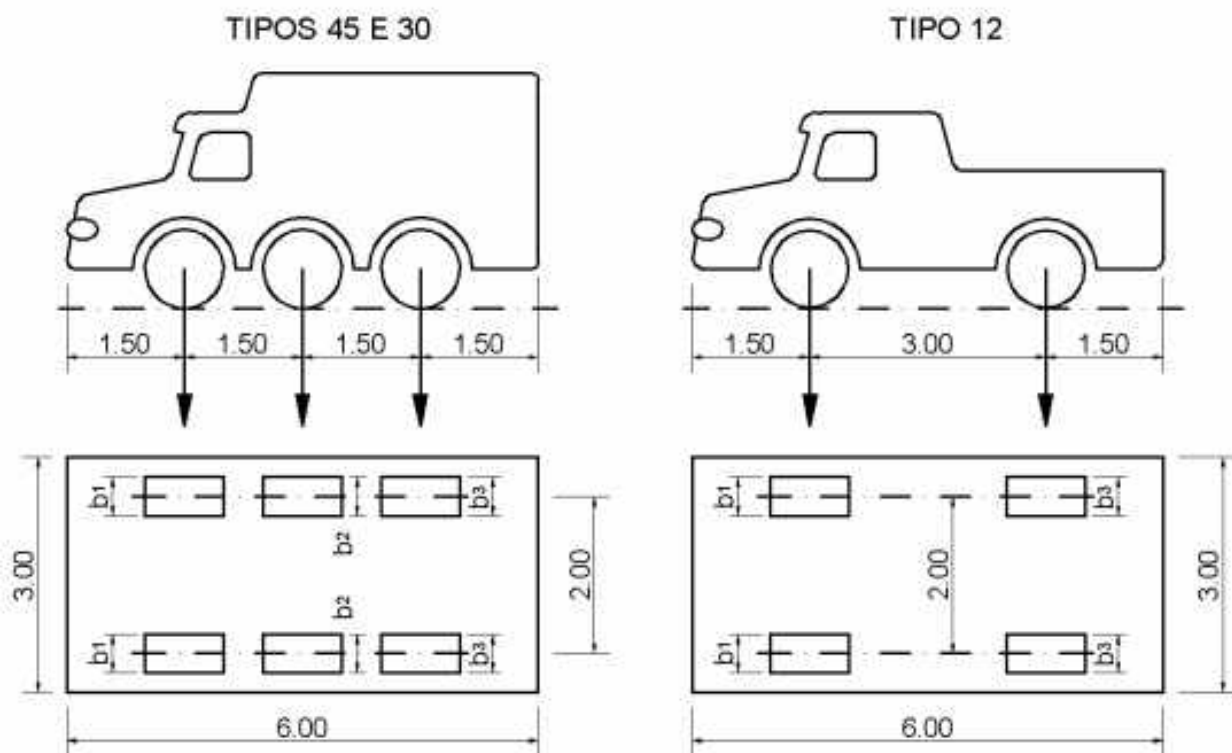
Tabela 5 – Classes dos trens-tipo de acordo com a ABNT NBR 7188:1982

Veículo		Carga uniformemente distribuída		
Tipo	Peso Total (kN)	p (kN/m ²)	p' (kN/m ²)	Disposição da carga
45	450	5	3	- Carga p em toda a pista. - Carga p' nos passeios.
30	300	5	3	
12	120	4	3	

Fonte: Adaptado da ABNT NBR 7188:1982

As medidas dos trens-tipo 12, 30 e 45 são apresentadas na Figura 5 e na Tabela 6.

Figura 5 - Trens-tipo apresentados pela ABNT NBR 7188:1982



Fonte: Adaptado da ABNT NBR 7188:1982

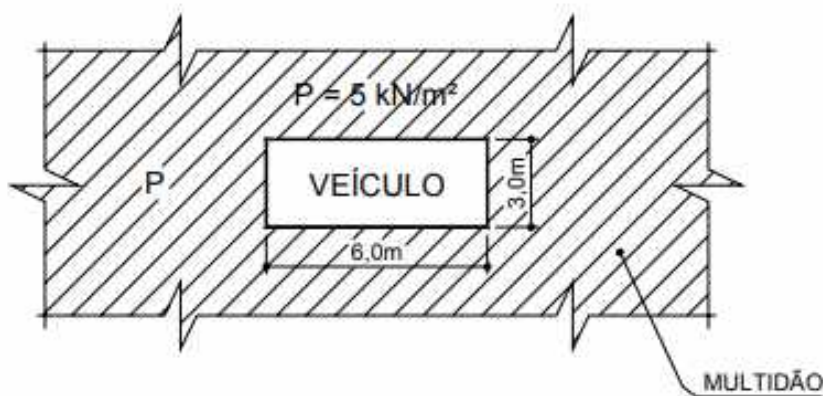
Tabela 6 – Características dos trens-tipo apresentados na ABNT NBR 7188:1982

	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 ²	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: Adaptado da ABNT NBR 7188:1982

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 definidas nas Tabelas 5 e 6, 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 kN/m² (Figura 6).

Figura 6 – 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^2 para todo o espaço envolta do veículo padrão, incluindo os passeios.

2.2 REFORÇO ESTRUTURAL DE PONTES

De acordo com Mendes et al. (2007), 94% das pontes brasileiras cadastradas pelo Departamento Nacional de Infraestrutura de Transportes (DNIT) possuem sistema estrutural em viga de concreto armado ou protendido e 70% têm idade superior a 30 anos.

Como abordado no item 2.1, as pontes 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 e patologias devido à falta de inspeção e manutenção das mesmas.

Um exemplo de problemas acarretados pela falta de manutenção das obras de pontes em concreto armado são as fissuras, trincas e deterioração do concreto (Figuras 7 e 8). Por servir também como proteção para as armaduras dos elementos constituintes da obra (viga, pilar, laje), a ausência do cobrimento permite o ataque e corrosão dessas, prejudicando seu aspecto estrutural.

Figura 7 – Deterioração do concreto e corrosão das armaduras principais de uma viga longarina



Fonte: Vitório (2008)

Figura 8 - Deterioração do concreto e corrosão das armaduras de um pilar



Fonte: Vitório (2008)

Outras situações que justificam o reforço estrutural de pontes rodoviárias são o alargamento do tabuleiro ou aumento do peso próprio, danos causados pelo uso de cargas acima dos limites aceitáveis, acidentes causados por choques de veículos e de embarcações, perdas de protensão acima das estipuladas e solapamento das fundações (VITÓRIO, 2008).

Um dos métodos para reforço estrutural é o encamisamento dos elementos estruturais, utilizado em vigas, pilares e blocos de fundação. Essa técnica consiste basicamente em aumentar a área de aço e concreto da seção do elemento a ser reforçado, como mostram as Figuras 9 e 10.

Figura 9 – Encamisamento de uma viga com armadura passiva



Fonte: Vitório (2011)

Figura 10 – Encamisamento de um pilar com armadura passiva



Fonte: Vitório (2014)

Alguns dispositivos utilizados no reforço de obras de concreto armado são as chapas e os perfis metálicos, sendo as chapas aderidas ao concreto com resinas epóxi (Figuras 11 e 12).

Figura 11 – Chapas metálicas colocadas na parte inferior de uma laje



Fonte: PUC Rio

Figura 12 – Perfis metálicos no encontro do pilar com a viga



Fonte: Techniques

Existem também exemplos de reforço estrutural utilizando fibras de carbono, um composto não metálico, geralmente laminado e colado a estrutura com resina epóxi (Figura 13). É importante salientar que esse tipo de reforço atua somente contra os esforços de tração.

Figura 13 – Compósito de fibras de carbono aplicadas em vigas



Fonte: Techniques

Para as fundações, um dos métodos de reforço existentes é a vinculação de novas estacas às já existentes, como mostra a Figura 14.

Figura 14 – Vinculação de novas estacas à fundação da obra



Fonte: Vitório (2012)

2.2.1 REFORÇO ESTRUTURAL ATRAVÉS DA PROTENSÃO EXTERNA

2.2.1.1 Histórico

Embora as primeiras pontes em concreto protendido tenham sido feitas a partir de 1938, foi após a Segunda Guerra Mundial que o concreto protendido começou a ser empregado com grande frequência, por causa da necessidade de se reconstruir rapidamente um grande número de pontes destruídas durante a guerra (El DEBS e TAKEYA, 2007).

Um problema recorrente nas pontes com protensão externa dessa época era a corrosão dos cabos devido a falta de conhecimento quanto a essa patologia, o que ocasionou uma decaída na utilização desse método nas décadas de 1960 e 1970.

Com o avanço dos estudos sobre os materiais utilizados como elementos estruturais, o conhecimento quanto às características e propriedades das armaduras foram ampliados, e também quanto aos cuidados necessários para mantê-las.

No Brasil, o sistema de protensão não aderente foi utilizado pela primeira vez na construção da ponte do Galeão, no Rio de Janeiro, em 1949 (Figura 15).

Figura 15 – Construção da Ponte do Galeão, no Rio de Janeiro, utilizando o sistema de protensão não aderente



Fonte: Industrializar em concreto

A protensão externa foi utilizada com a proposta de reforço estrutural em uma ponte pela primeira vez em 1967, em Aarwangen, na Suíça. A ponte em questão tinha cerca de 78 anos, com 2 vãos de 48 metros, construída sobre o rio Arare (PINHEIRO, 2018).

2.2.1.2 Características

A protensão externa consiste na ancoragem da armadura ativa externamente à estrutura, por isso também é chamada de protensão sem aderência, pois não há união direta entre as armaduras e o material da obra, e sim por meio dos blocos de ancoragem e desviadores, como mostra a Figura 16.

Figura 16 – Protensão externa para reforço de pontes



Fonte: BBR VT International Ltd

2.2.1.2.1 Níveis de protensão

Observando a intensidade da força de protensão e a respectiva excentricidade dos cabos, é possível regulamentá-la para atender as exigências relativas à classe de agressividade ambiental (Tabela 7), à fissuração e às combinações de ações em serviço (HANAI, 2005).

Tabela 7 – Classes de agressividade ambiental

Classe de agressividade ambiental (CAA)	Agressividade	Classificação geral do tipo de ambiente para efeito de projeto	Risco de deterioração da estrutura
I	Frac	Rural	Insignificante
		Submersa	
II	Moderada	Urbana ^{1),2)}	Pequeno
III	Forte	Marinha ¹⁾	Grande
		Industrial ^{1),2)}	
IV	Muito forte	Industrial ^{1),3)}	Elevado
		Respingos de maré	

¹⁾ Pode-se admitir um microclima com uma classe de agressividade mais branda (um nível acima) para ambientes internos secos (salas, dormitórios, banheiros, cozinhas e áreas de serviço de apartamentos residenciais e conjuntos residenciais e conjuntos comerciais ou ambientes com concreto revestido com argamassa e pintura).

²⁾ Pode-se admitir uma classe de agressividade mais branda (um nível acima) em: obras em regiões de clima seco, com umidade relativa do ar menor ou igual a 65%, partes da estrutura protegidas de chuva em ambientes predominantemente secos, ou regiões onde chove raramente.

³⁾ Ambientes quimicamente agressivos, tanques industriais, galvanoplastia, branqueamento em indústrias de celulose e papel, armazéns de fertilizantes, indústrias químicas.

Fonte: Adaptado da ABNT NBR 6118:2014

A ABNT NBR 6118:2015 define três níveis de protensão: completa, limitada e parcial.

Na protensão completa não se admitem tensões normais de tração devido à flexão da peça em toda a sua seção. É utilizada geralmente em obras situadas em meios muito agressivos, quando não se permite fissurações no concreto.

A protensão limitada permite tensões de tração, desde que para as combinações quase permanentes e frequentes de ações sejam respeitados, respectivamente, os estados limites de descompressão e de formação de fissuras. É usualmente utilizada na construção de pontes e passarelas.

Para a protensão parcial as condições a serem respeitadas são semelhantes às da protensão limitada, porém, ela permite que os valores da tensão de tração na seção sejam um pouco mais elevados, com a formação de fissuras de até 0,2 mm.

A Tabela 8, adaptada da ABNT NBR 6118:2014, apresenta os estados limites de serviço a serem respeitados, bem como as combinações de ações a serem utilizadas para cada grau de protensão.

Tabela 8 – Exigências de durabilidade relacionadas à fissuração e à proteção da armadura, em função das classes de agressividade ambiental

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

¹⁾ A critério do projetista, o ELS-D pode ser substituído pelo ELS-DP com $a = 25$ mm (figura 3.1 da NBR 6118).

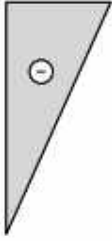
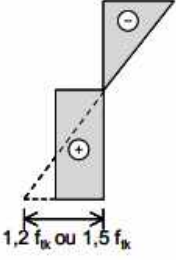
NOTAS:

1. As definições de ELS-W, ELS-F e ELS-D encontram-se no item 3.2 (da NBR 6118).
2. Para as classes de agressividade ambiental CAA-III e IV exige-se que as cordoalhas não aderentes tenham proteção especial na região de suas ancoragens.

Fonte: Adaptado da ABNT NBR 6118:2014

A Tabela 9, adaptada do e-book de Hanai (2005), apresenta os estados limites de serviço a serem verificados para cada nível de protensão para o caso de vigas submetidas a momento fletor causado por ações externas.

Tabela 9 – Níveis de protensão e estados limites a verificar
(caso particular de viga sujeita a momento fletor externo positivo)

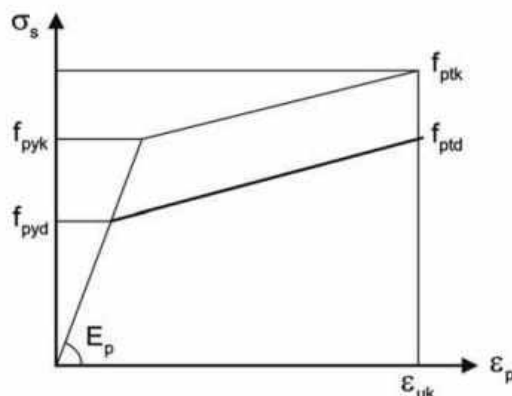
Estados limites de serviço	Descompressão	Formação de fissuras	Abertura de fissuras
Diagrama do modelo de cálculo	Estádio Ia 	Estádio Ib 	Estádio II 
	Combinação de ações de serviço		
Nível de protensão	Quase-permanente (CQP)	Frequente (CF)	Rara (CR)
Completa Pré tração/CAA III, IV	Descompressão (ELS-D)	Descompressão (ELS-D)	Formação de fissuras (ELS-F)
Limitada Pré tração/CAA II Pós tração/CAA III, IV	Descompressão (ELS-D)	Formação de fissuras (ELS-F)	--
Parcial Pré tração/CAA I Pós tração/CAA I, II	--	Abertura de fissuras (ELS-W, $w=0,2\text{mm}$)	--

Fonte: Adaptado de Hanai (2005)

2.2.1.2.2 Cordoalhas

Os aços que trabalham como armadura ativa são caracterizados por sua elevada resistência e por não possuírem patamar de escoamento, como mostra o diagrama de tensão-deformação para esse tipo de aço, na Figura 17, onde f_{pyk} é a resistência característica de escoamento e f_{ptk} a resistência característica de ruptura.

Figura 17 – Diagrama tensão-deformação de aços para armadura ativa



Fonte: Adaptado da ABNT NBR 6118:2014

Podem ser classificados em dois tipos de acordo com sua modalidade de tratamento, que determinam a sua relaxação. São elas: relaxação baixa (RB) e relaxação normal (RN).

Os aços RN são retificados por tratamento térmico, aliviando assim as tensões internas de trefilação, processo que aplica uma força de tração na fabricação do aço.

Já os aços RB recebem tratamento termo-mecânico, o qual melhora as características elásticas do aço e diminui as perdas de tensão por relaxação.

Por possuírem permanente tensão de tração e serem parcialmente encruados (processo mecânico) antes do tratamento térmico, os efeitos da corrosão são mais intensos nesse tipo de aço, sendo necessário uma maior resistência a esse fenômeno e também à variação de tensões, a qual pode causar ruptura por fadiga (PINHEIRO, 2018).

Os aços utilizados para protensão são encontrados em forma de fios ou cordoalhas. As cordoalhas são a junção de dois ou mais fios, enrolados em torno de um fio longitudinal reto. As normas que tratam desse tipo de aço são a ABNT NBR 7482:2020 “Fios de aço para estruturas de concreto protendido – Especificação” e a ABNT NBR 7483:2008 “Cordoalhas de aço para estruturas de concreto protendido – Especificação”.

2.2.1.2.3 Ancoragens

As ancoragens e os desviadores são os pontos de contato entre os cabos e a estrutura. As ancoragens podem ser ativas (Figura 18), na qual é feito o estiramento dos cabos, ou passivas (Figura 19).

Figura 18 – Modelo de ancoragem ativa



Fonte: Rudloff (2015)

Figura 19 – Modelo de ancoragem passiva



Fonte: Rudloff (2015)

Os desviadores possibilitam a mudança das direções dos cabos, criando o chamado cabo poligonal. Esse mecanismo permite que, através do traçado do cabo, ambos os momentos positivo e negativo, caso existam para a mesma estrutura, possam ser combatidos pelo mesmo cabo. As Figuras 20 e 21 apresentam dois modelos de desviadores metálicos.

Figura 20 – Modelo de desviador metálico



Fonte: Vitório (2002)

Figura 21 – Modelo de desviador metálico



Fonte: Vitório (2002)

2.2.1.3 Vantagens e desvantagens

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, pode-se citar:

- Não inviabiliza a utilização da obra enquanto o reforço é executado;
- Facilidade na inspeção, manutenção e nas possíveis substituições das cordoalhas;
- Acresce um baixo peso à estrutura existente;
- Facilidade na instalação das cordoalhas, por serem externas à seção;
- Diversas possibilidades para o traçado dos cabos, sendo possível combater momentos positivos e negativos;
- Economia com fôrmas e escoramentos;
- Redução das perdas de protensão, pelo fato dos cabos não apresentarem aderência à estrutura;
- Não há necessidade de injeção de pasta de cimento;
- Facilidade na operação dos macacos para monocordoalhas devido sua relativa leveza e capacidade de carga;
- Redução do consumo de concreto, por eliminar a necessidade de aumentar a seção do elemento.

Algumas das desvantagens são:

- Por serem externas à estrutura, as cordoalhas ficam mais sujeitas a ações de fogo e impactos mecânicos;
- Utiliza equipamentos e técnicas que exigem mão de obra especializada;
- Exige uma ótima proteção contra intempéries e corrosão;
- Os blocos de ancoragem e desviadores devem ter seus pesos incluídos na carga permanente da estrutura;
- Necessita que a estrutura tenha o comprimento necessário para o traçado dos cabos, levando em consideração as posições dos blocos de ancoragem e desviadores;
- Pode ser necessário o corte de vigas transversinas para a passagem das cordoalhas.

3. PROJETO ANALISADO

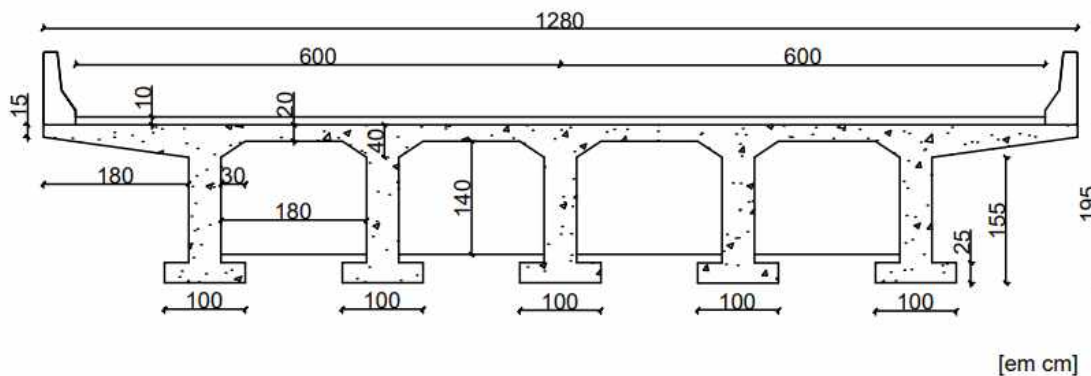
A ponte a ser utilizada no exemplo prático da proposta de reforço estrutural por protensão externa deste trabalho foi tomada como base do Memorial de Cálculo das Estruturas – Tomo III: Melhoramentos em Rodovias com Adequação de Capacidade e Segurança da Rodovia BR-230/PB, do DNIT, de 2016.

Pela falta de determinadas informações sobre a geometria da estrutura, foram feitas algumas considerações acerca desses dados, sendo todas especificadas ao longo do memorial de cálculo.

3.1 GEOMETRIA DA PONTE MODELO

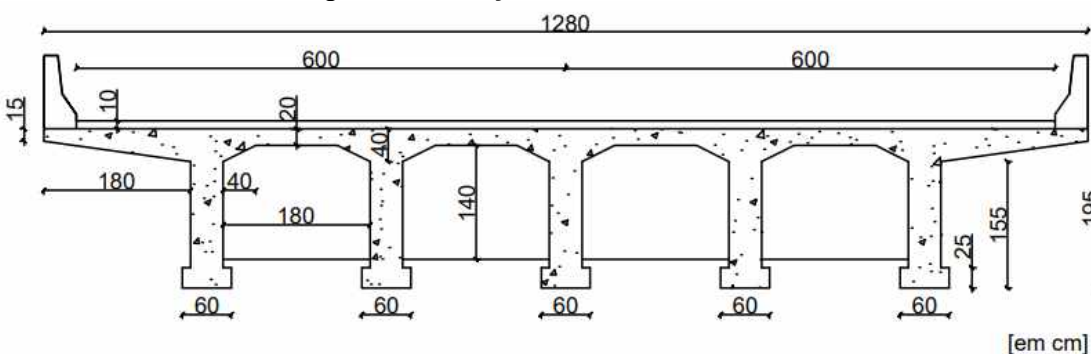
A ponte é composta por três vãos consecutivos de 15 metros cada, totalizando 45 metros. A seção transversal é uma viga-gerber composta por três tramos, com 5 vigas longarinas em perfil I, com uma altura de 195 cm e larguras b_w de 100 cm para as seções de apoio e 60 cm para as seções do vão (Figuras 22 e 23).

Figura 22 – Seção transversal dos apoios



Fonte: Autor

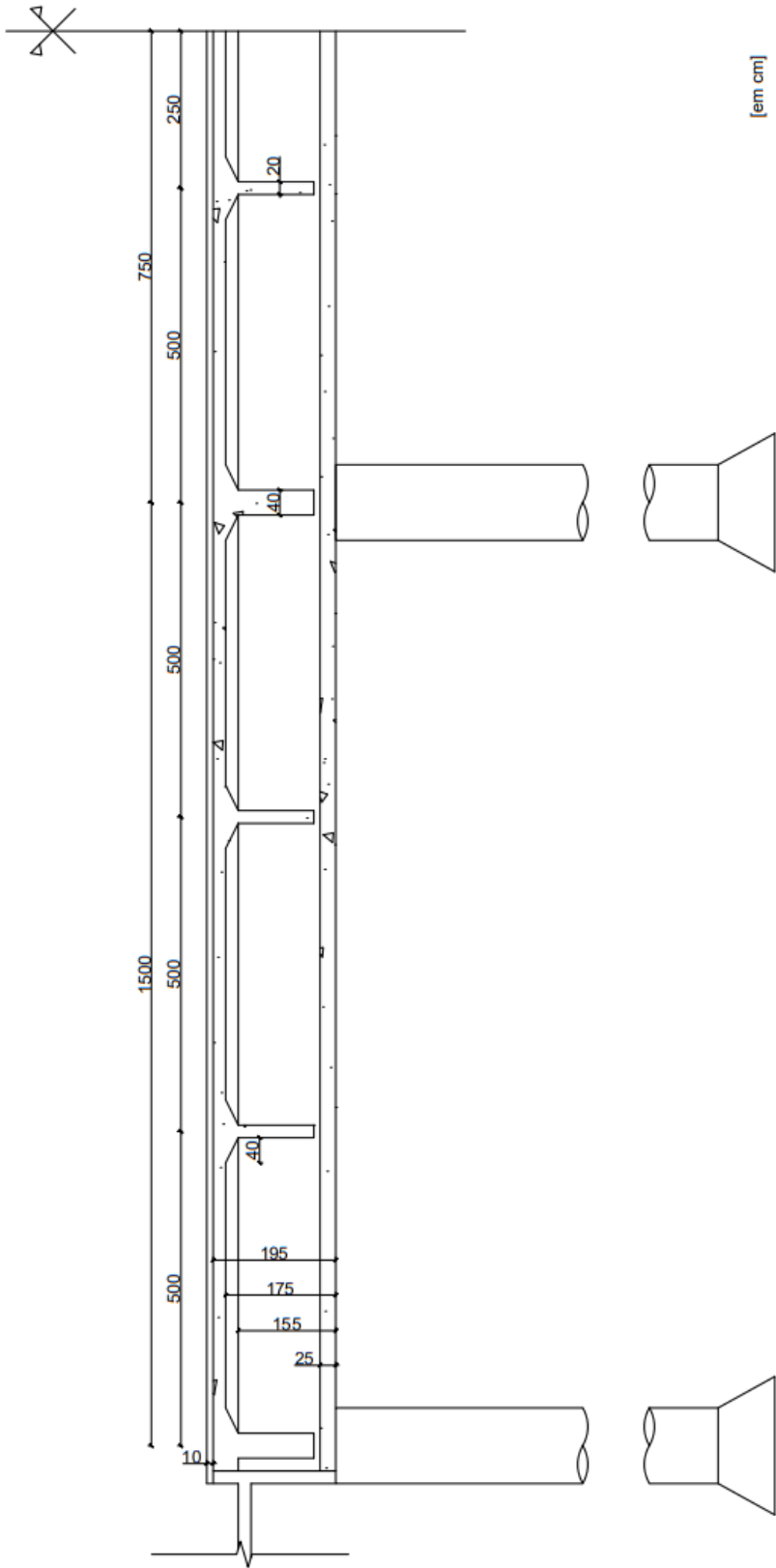
Figura 23 – Seção transversal dos vãos



Fonte: Autor

A Figura 24 apresenta a seção longitudinal da ponte.

Figura 24 – Seção longitudinal da ponte modelo



Fonte: Autor

3.2 CÁLCULO DOS ESFORÇOS SOLICITANTES DA PONTE MODELO

A obra a ser reforçada se trata de uma ponte em concreto armado pré-moldado, construída em 1980. Foi originalmente dimensionada para resistir aos esforços do trem-tipo 36, por fazer parte de uma rodovia de 1ª categoria.

3.2.1 PESO PRÓPRIO DAS SEÇÕES

O cálculo da carga permanente pode ser feito de acordo com a 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 m³;

$a_{seção}$ = área da seção, em m²;

γ = peso específico aparente, em kN/m³.

De acordo com a ABNT NBR 6120:2019, o peso específico aparente do concreto armado é de 25 kN/m³.

- No apoio:

Área da seção transversal do apoio retirada do software AutoCAD:

$$a = 73245,75 \text{ cm}^2$$

$$g_{1a} = a_{seção} \gamma_c \quad (1.1)$$

$$g_{1a} = 7,325 \text{ m}^2 \times 25 \frac{\text{kN}}{\text{m}^3} = 183,125 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

- No vão:

Área da seção transversal do vão retirada do software AutoCAD:

$$a = 68960,55 \text{ cm}^2$$

$$g_{1v} = 6,896 \text{ m}^2 \times 25 \frac{\text{kN}}{\text{m}^3} = 172,40 \frac{\text{kN}}{\text{m}} \quad (1.2)$$

3.2.2 PESO PRÓPRIO DAS TRANSVERSINAS

As transversinas dos apoios e dos vãos têm espessuras de 40 cm e 20 cm, respectivamente, com altura de 140 cm e largura de 180 cm.

- Transversina de apoio:

Área de uma transversina de apoio retirada do software AutoCAD:

$$a = 14100,00 \text{ cm}^2$$

$$P_{tap} = v_{tap} \cdot \gamma_c \quad (1.3)$$

$$P_{tap} = (1,41 \text{ m}^2 \times 0,4 \text{ m} \times 4) \times 25 \frac{\text{kN}}{\text{m}^3} = 56,4 \text{ kN}$$

- Transversina intermediárias (dos vãos):

Área de uma transversina intermediária retirada do software AutoCAD:

$$a = 20900,00 \text{ cm}^2$$

$$P_{tint} = v_{tint} \cdot \gamma_c \quad (1.4)$$

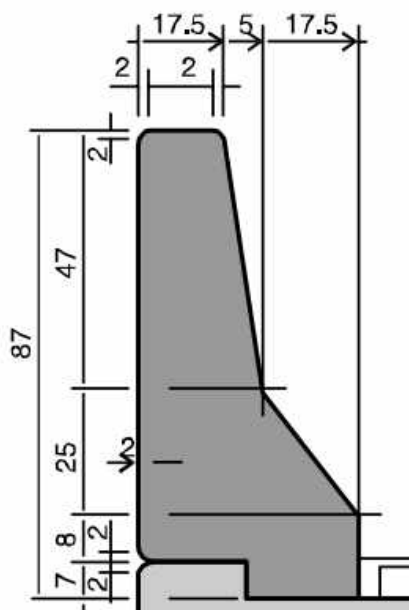
$$P_{tint} = (2,09 \text{ m}^2 \times 0,2 \text{ m} \times 4) \times 25 \frac{\text{kN}}{\text{m}^3} = 41,8 \text{ kN}$$

O peso das vigas de fechamento é considerado como sendo resistido pelo Encontro.

3.2.3 PESO PRÓPRIO DO GUARDA-RODAS

O guarda rodas da ponte modelo é do tipo New Jersey, cuja seção e dimensões são apresentadas na Figura 25.

Figura 25 – Barreira de concreto do tipo New Jersey



Fonte: DNER (1996)

Área da seção transversal do guarda-rodas retirada do software AutoCAD:

$$a = 2441,25 \text{ cm}^2$$

$$g_{2\text{guarda-rodas}} = 0,24 \text{ m}^2 \times 25 \frac{\text{kN}}{\text{m}^3} = 6 \frac{\text{kN}}{\text{m}} \quad (1.5)$$

3.2.4 PESO PRÓPRIO DO PAVIMENTO

De acordo com o DNIT, o peso específico do concreto betuminoso usinado a quente (CBUQ), é de 24 kN/m³.

A espessura do pavimento asfáltico é de 10 cm e sua largura 1200 cm. Logo:

$$g_{2\text{pavimento}} = 0,1 \text{ m} \times 12 \text{ m} \times 24 \frac{\text{kN}}{\text{m}^3} = 28,8 \frac{\text{kN}}{\text{m}} \quad (1.6)$$

Dessa maneira, o peso total da sobrecarga permanente (g_2) é dado pela Equação (2).

$$g_2 = g_{2\text{pavimento}} + g_{2\text{guarda-rodas}} \quad (2)$$

$$g_2 = 34,8 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

Portanto, a carga permanente total ($g = g_1 + g_2$) varia de 207,20 kN/m no vão para 217,93 kN/m no apoio.

3.2.5 DETERMINAÇÃO DO TREM-TIPO LONGITUDINAL

3.2.5.1 Coeficiente de impacto

Pela ABNT NBR 7187:2003, 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 (3).

$$\varphi = 1,4 - 0,007 l \geq 1 \quad (3)$$

onde:

φ = coeficiente de impacto, adimensional;

l = vão teórico, em m.

O vão teórico pode ser tomado como a média de todos os vãos da ponte, portanto l é igual a 15 m.

$$\varphi = 1,4 - 0,007 \times 15 \geq 1 \quad (3.1)$$

$$1,295 \geq 1 \quad Ok!$$

Já na ABNT NBR 7188:2013, esse efeito pode ser analisado através da Equação (4).

$$\varphi = CIV.CNF.CIA \quad (4)$$

onde:

CIV = coeficiente de impacto vertical;

CNF = coeficiente do número de faixas;

CIA = coeficiente de impacto adicional.

O coeficiente de impacto vertical amplia a ação da carga estática, simulando o efeito dinâmico da carga em movimento e a suspensão dos veículos. Ele pode ser calculado pela Equação (5).

$$CIV = 1 + 1,06 \left(\frac{20}{L_{iv} + 50} \right) \quad (5)$$

$$CIV = 1 + 1,06 \left(\frac{20}{15 + 50} \right) \cong 1,326$$

O coeficiente do número de faixas simula a probabilidade de a carga móvel ocorrer em função do número de faixas e é dado pela Equação (6).

$$CNF = 1 - 0,05 (n - 2) \quad (6)$$

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

O coeficiente de impacto adicional 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. Esse coeficiente só se aplica a seções contíguas às juntas estruturais e descontinuidades, de até 5 metros.

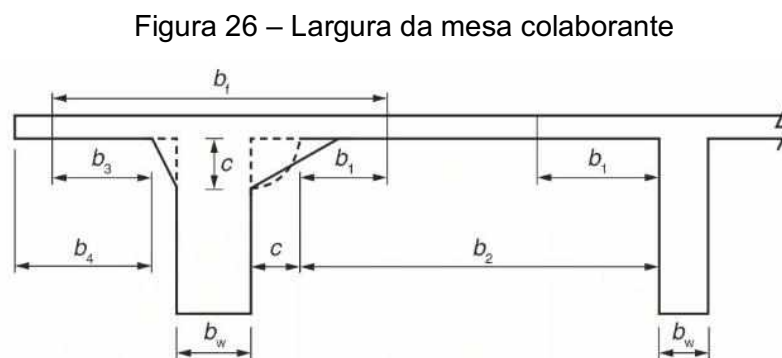
Pela ponte em questão ser relativamente longa, o *CI A* não será considerado no cálculo do coeficiente de impacto. Portanto:

$$\varphi = CI \cdot V \cdot CNF = 1,326 \times 1 = 1,326 \quad (4.1)$$

O valor de φ a ser utilizado nos cálculos será de 1,326.

3.2.5.2 Determinação da largura colaborante b_f

As dimensões necessárias para obtenção da largura colaborante b_f estão indicadas na Figura 26.



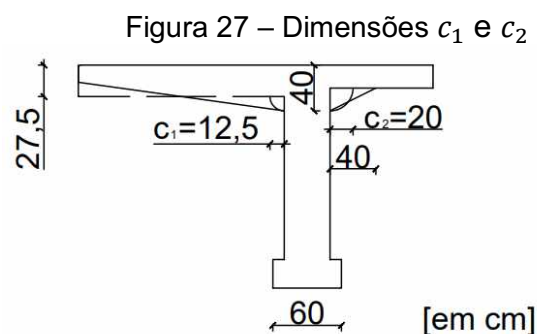
Fonte: Adaptado da ABNT/NB 1:1978

De acordo com os valores da seção do vão da ponte modelo, apresentados na Figura 23, são realizados os seguintes cálculos:

- Altura média do balanço (Equação (7))

$$\frac{0,15 + 0,4}{2} = 0,275 \text{ m} \quad (7)$$

Para o cálculo da largura b_a , é necessário saber o valor das dimensões c_1 e c_2 . Para isso, utiliza-se da Figura 27.



Fonte: Autor

$$c_1 = 0,4 \text{ m} - 0,275 \text{ m} = 0,125 \text{ m} \quad (8)$$

$$c_2 = 0,2 \text{ m}$$

$$b_a = c_1 + \text{espessura da viga} + c_2 \quad (9)$$

$$b_a = 0,125 + 0,4 + 0,2 = 0,725 \text{ m}$$

$$b_2 = 1,8 - 0,2 - 0,2 = 1,40 \text{ m} \quad (10)$$

De acordo com ABNT NBR 6118:2014, para tramos com momento em uma só extremidade, a distância a pode ser estimada de acordo com a Equação (11).

$$a = 0,75l \quad (11)$$

$$a = 0,75 \times 15 \text{ m} = 11,25 \text{ m}$$

$$b_3 \leq \begin{cases} 0,1 a \\ b_4 \end{cases} \quad (12)$$

$$b_4 = 1,8 - 0,125 = 1,675 \text{ m} \quad (13)$$

$$b_3 \leq \begin{cases} 0,1 a = 0,1 \times 11,25 = 1,125 \text{ m} \\ b_4 = 1,675 \text{ m} \end{cases}$$

$$\therefore b_3 = 1,125 \text{ m}$$

$$b_3 < b_4 \text{ Ok!}$$

$$b_1 \leq \begin{cases} 0,5 b_2 \\ 0,1 a \end{cases} \quad (14)$$

$$b_1 \leq \begin{cases} 0,5 b_2 = 0,5 \times 1,40 = 0,70 \text{ m} \\ 0,1 a = 1,125 \text{ m} \end{cases}$$

$$\therefore b_1 = 0,70 \text{ m}$$

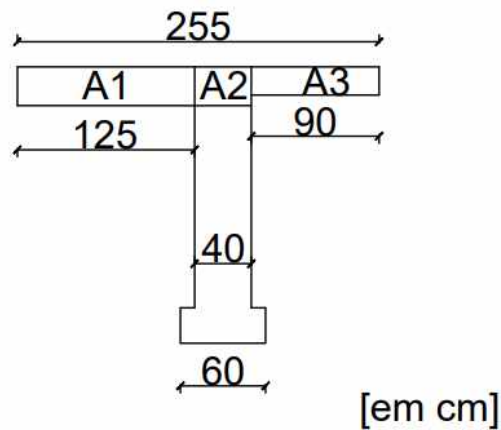
$$b_f = b_a + b_1 + b_3 \quad (15)$$

$$b_f = 0,725 + 0,70 + 1,125 = 2,55 \text{ m}$$

3.2.5.3 Cálculo da altura $h_{fmédio}$

A Figura 28 apresenta a seção composta pelas dimensões calculadas para a obtenção da largura colaborante b_f e indica as três áreas a serem utilizadas para o cálculo da altura $h_{fmédio}$.

Figura 28 – Seção transversal com a largura colaborante b_f



Fonte: Autor

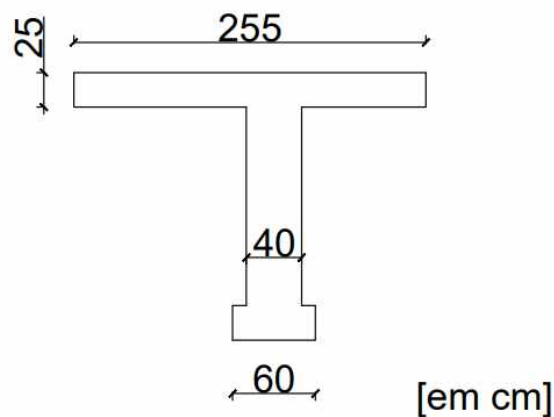
A soma das áreas A1, A2 e A3 foi obtida pelo AutoCAD, equivalente a $0,6338 \text{ m}^2$.

$$A = b_f h_{fmédio} \quad (16)$$

$$h_{fmédio} = \frac{A}{b_f} = \frac{0,6338}{2,55} \cong 0,25 \text{ m}$$

Dessa forma, a seção T equivalente é apresentada na Figura 29.

Figura 29 – Seção T equivalente



Fonte: Autor

3.2.5.4 Esforços solicitantes

Os esforços solicitantes foram obtidos através dos coeficientes de repartição transversal, propostos pelo Método de Leonhardt. Esse método estuda o efeito de grelha aplicado a Teoria das Deformações Elásticas, assimilando o modelo estrutural da grelha formada por longarinas e transversinas a um modelo menos rigoroso, representado por vigas biapoiadas, onde são determinadas as parcelas de carregamento correspondentes à cada uma das longarinas.

Além das hipóteses básicas da Teoria das Estruturas, o método de Leonhardt admite as seguintes hipóteses:

- Todas as transversinas do tabuleiro são representadas por uma única transversina fictícia (virtual), apoiada no meio dos vãos das diversas longarinas;
- Esta transversina fictícia é considerada como simplesmente apoiada nas longarinas;
- Desprezam-se os efeitos de torção.

Determina que, sob a ação de uma carga P_k unitária, o conjunto se deforma, originando reações $r_{1k}, r_{2k}, \dots, r_{ik}, \dots, r_{nk}$, denominadas “coeficientes de repartição transversal”, onde r_{ik} é a reação correspondente à longarina “i” quando a carga unitária atua na transversina “k” (ALVES, Eduardo V.; ALMEIDA, Sérgio M. F.; JUDICE, Flávia M. S., 2004).

A deformabilidade do conjunto e, portanto, os valores dos coeficientes r_{ik} , dependem do grau de rigidez da estrutura (Equação 17).

$$\zeta = \frac{I_t}{I_l} \left(\frac{L}{2\varepsilon} \right)^3 \quad (17)$$

onde:

I_t = inércia da seção da transversina, em cm^4 ;

I_l = inércia da seção da longarina, em cm^4 ;

L = vão da ponte, em cm;

ε = afastamento recíproco das longarinas, em cm.

$$\zeta = \frac{21886578,96}{54147506,25} \times \left(\frac{1500}{2 \times 220} \right)^3 = 160,15 \quad (17.1)$$

Dependendo da quantidade de transversinas da ponte original, majora-se o momento de inércia da transversina virtual pelo fator “i” (Tabela 10).

Tabela 10 – Relação entre o número de transversinas e o fator “i”

Número de transversinas	Fator "i"
1 ou 2	1,0
3 ou 4	1,6
5 ou mais	2,0

Fonte: Adaptado de Jovem, T. P (2017)

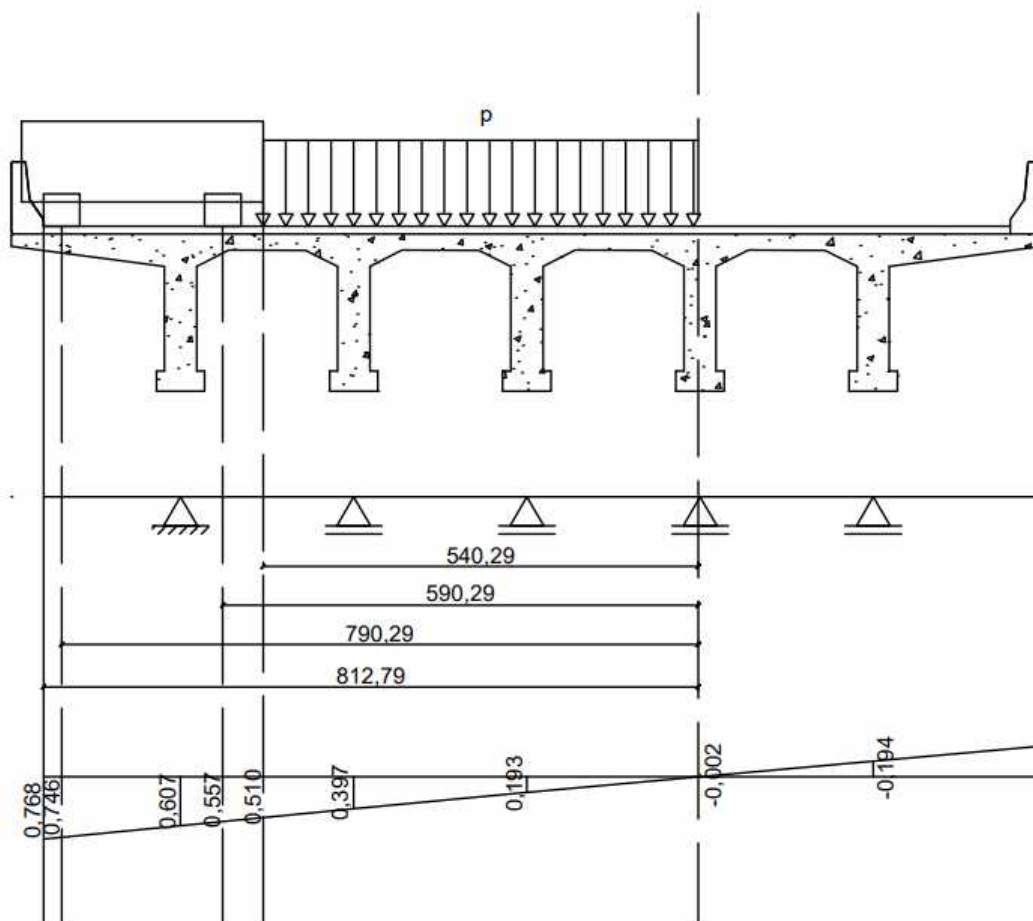
Como a ponte modelo dispõe de 10 transversinas, multiplica o grau de rigidez pelo fator “i” equivalente a 2,0.

$$\therefore \zeta = 160,15 \times 2,0 = 320,29$$

Com o valor do grau de rigidez, através da tabela N° 3 – Caso de Cinco Longarinas, feita por Leonhardt (Anexo A), obtém-se os valores dos coeficientes de repartição transversal e, posteriormente, os multiplicam pelos valores das cargas do trem-tipo, propostas pela ABNT NBR 7188:2013.

O posicionamento do veículo padrão é definido buscando a situação mais desfavorável, encostando o pneu no guarda-rodas. Dessa maneira, a Figura 30 retrata o posicionamento do veículo na seção transversal do vão e a linha de influência da carga unitária posicionada no primeiro apoio com os coeficientes de repartição transversal.

Figura 30 – Linha de influência para o cálculo das ações variáveis do trem-tipo 36



Fonte: Autor

Com os valores adimensionais da linha de influência para o trem-tipo 36 e com as cargas características para o mesmo, dispostas nas Tabelas 3 e 4, obtém-se os valores das ações a serem utilizadas no FTOOL.

- Efeito das rodas sobre a primeira longarina

$$P^* = 60 \times (0,746 + 0,557) = 78,18 \text{ kN} \quad (18)$$

- Efeito dos outros veículos sobre a longarina

$$p' = 5 \times \frac{0,510 \times 5,40}{2} = 6,89 \text{ kN/m} \quad (19)$$

- Efeito dos outros veículos à frente ou atrás do veículo padrão

$$p'' = 5 \times \frac{0,768 \times 8,13}{2} = 15,61 \text{ kN/m} \quad (20)$$

3.2.5.5 Módulo de elasticidade

De acordo com ABNT NBR 6118:2014, na avaliação do comportamento de um elemento estrutural ou seção transversal, pode ser adotado módulo de elasticidade único, à tração e à compressão, igual ao módulo de deformação secante E_{cs} .

$$E_{ci} = \alpha_E 5600 \sqrt{f_{ck}} \quad (21)$$

onde:

E_{ci} = módulo de elasticidade tangente do concreto, em MPa;

α_E = coeficiente que depende do agregado graúdo utilizado na produção do concreto, adimensional;

f_{ck} = resistência característica do concreto à compressão, em MPa.

$$E = 1 \times 5600 \sqrt{30} = 30672,46 \text{ MPa}$$

$$\alpha_i = 0,8 + 0,2 \frac{f_{ck}}{80} \quad (22)$$

$$\alpha_i = 0,8 + 0,2 \frac{30}{80} = 0,875$$

$$E_{cs} = \alpha_i E_{ci} \quad (23)$$

onde:

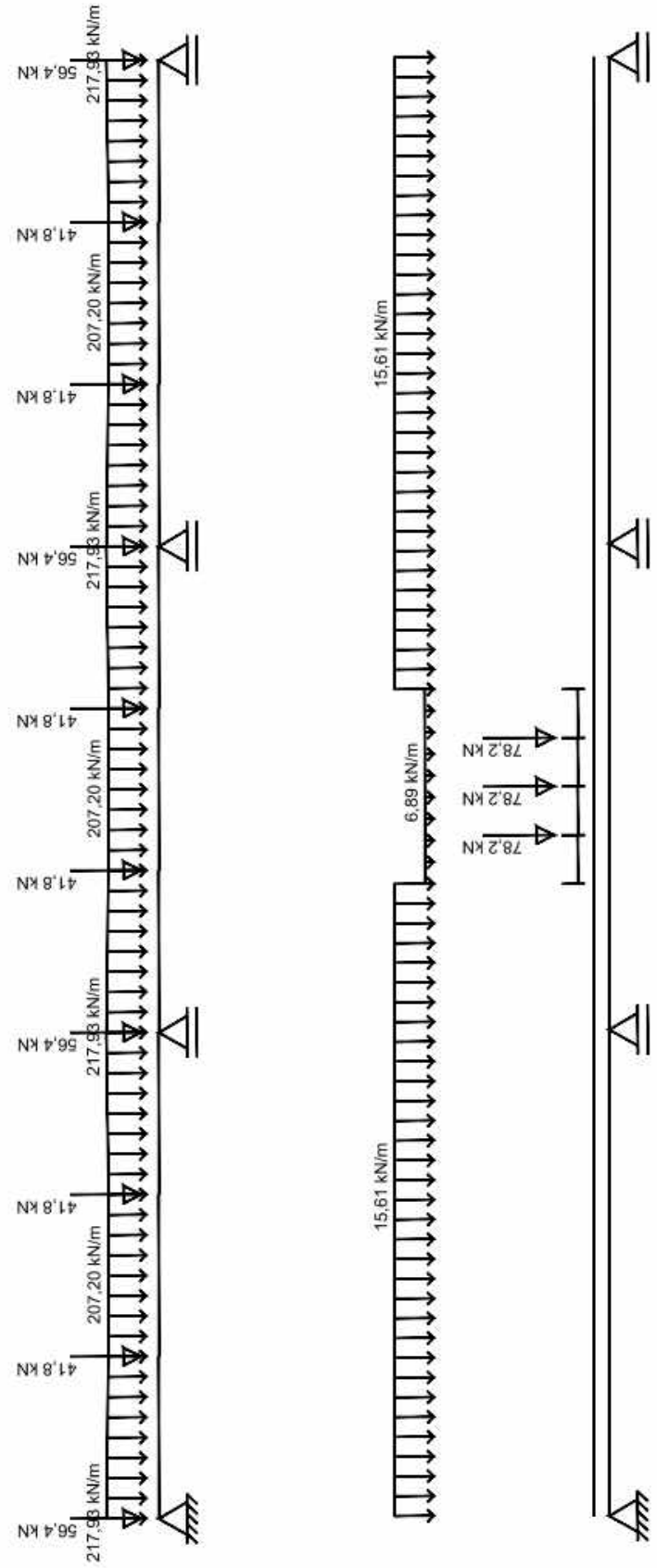
E_{cs} = módulo de elasticidade secante do concreto, em MPa;

$$E_{cs} = 0,875 \times 30672,46 = 26838,41 \text{ MPa}$$

Para a obtenção dos diagramas de momento fletor e força cortante foi utilizado o software FTOOL.

A Figura 31 apresenta o esquema estático das cargas permanentes e o esquema das cargas móveis para o trem-tipo 36.

Figura 31 – Esquema estático das cargas permanentes e esquema das cargas móveis para o trem-tipo 36

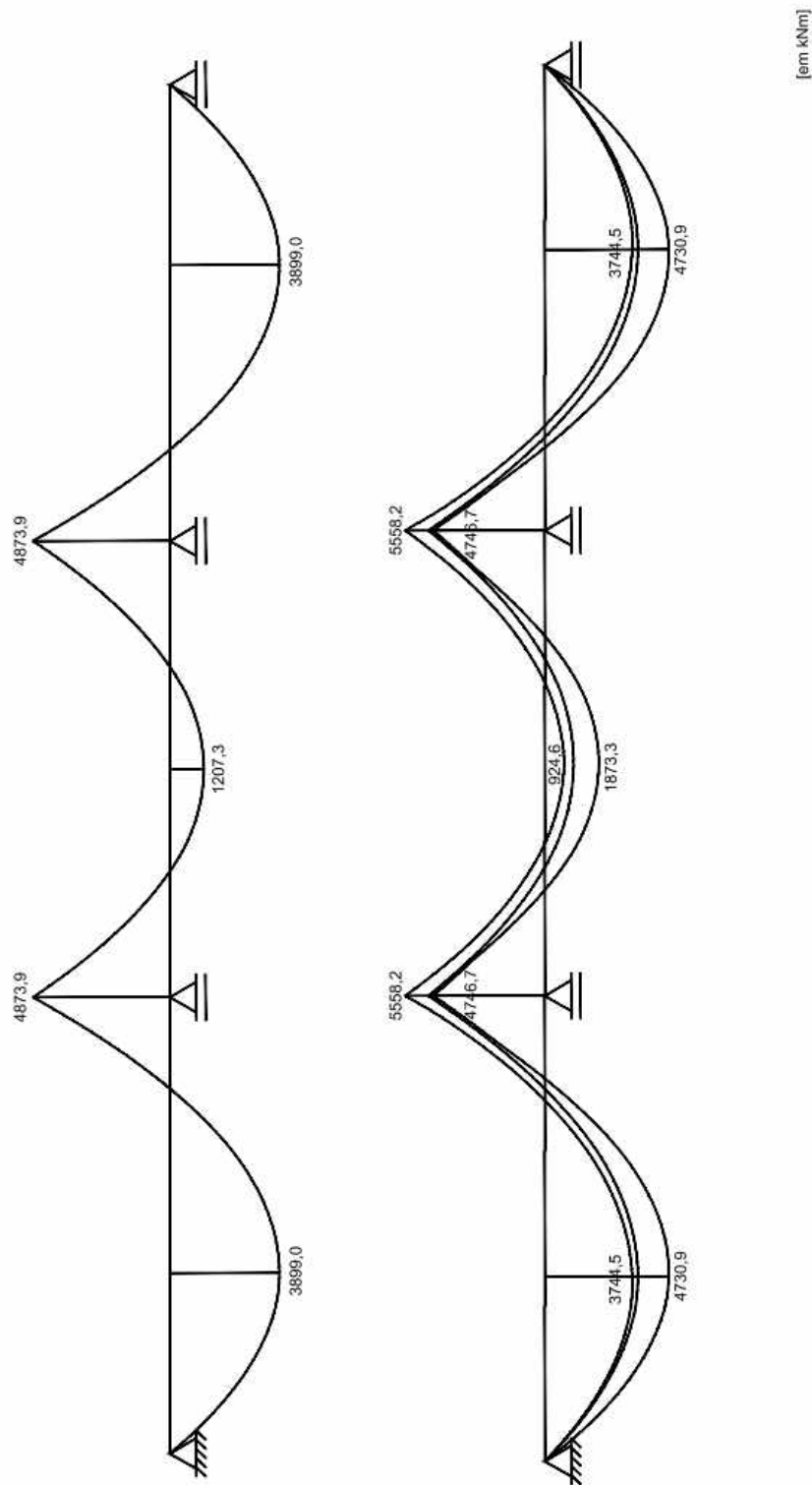


Fonte: Autor

3.2.6 ESFORÇOS SOLICITANTES

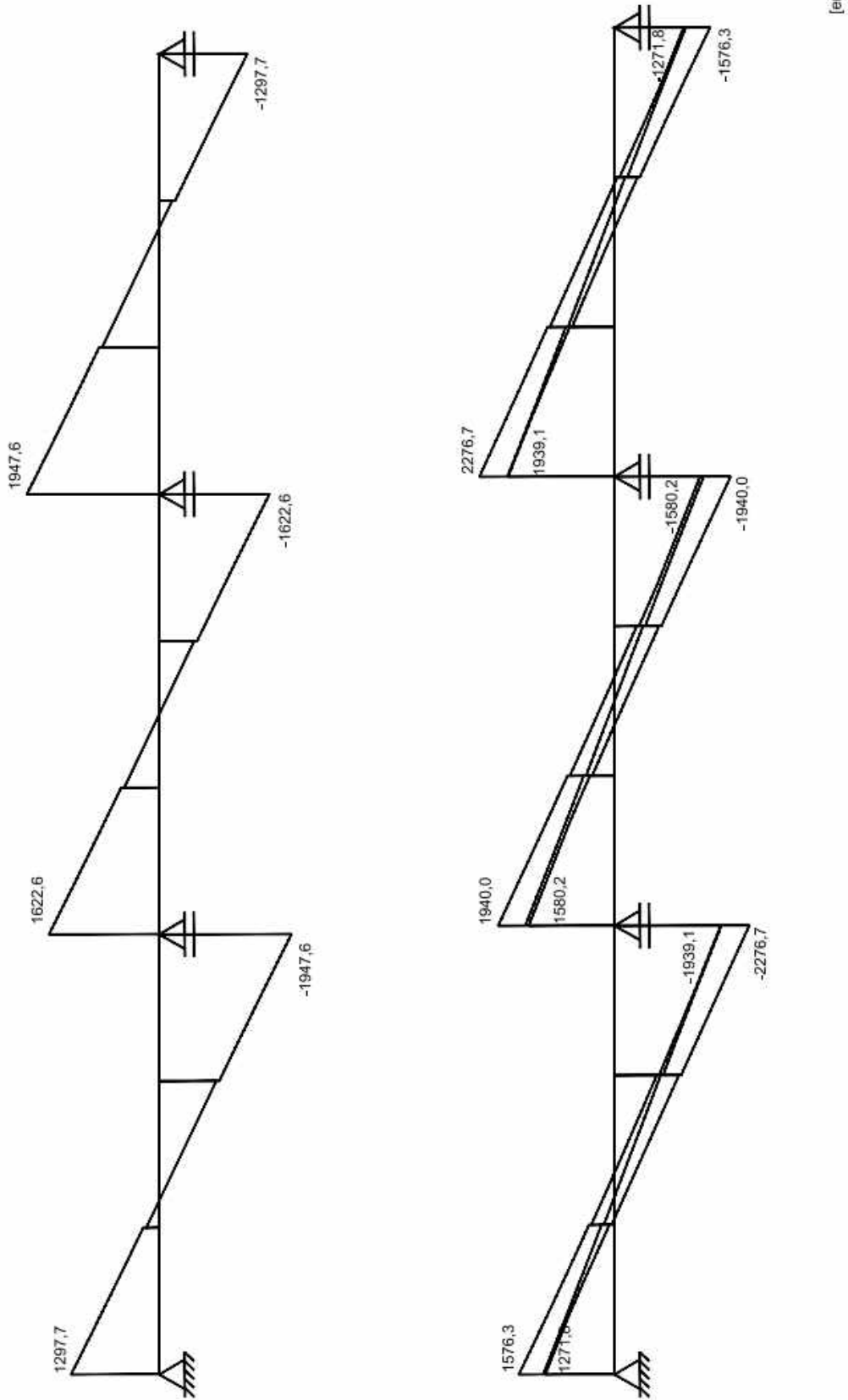
Os esforços solicitantes de momento fletor e força cortante obtidos no FTOOL são apresentados nas Figuras 32 e 33, respectivamente.

Figura 32 – Diagramas de momento fletor devido às cargas permanentes e às cargas móveis (obra original)



Fonte: Autor

Figura 33 – Diagramas de força cortante devido às cargas permanentes e às cargas móveis (obra original)



Fonte: Autor

3.3 DIMENSIONAMENTO DA PONTE MODELO

3.3.1 SEÇÕES DE ANÁLISE

As seções a serem analisadas quanto aos esforços de momento fletor são as que apresentaram os maiores esforços para cada vão, apresentadas na Figura 34, lembrando que a ponte é simétrica.

Figura 34 – Seções de análise



Fonte: Autor

Sendo:

S1 = entre 5,93 e 5,96 m

S2 = 15,00 m

S3 = 22,50 m

Quanto à força cortante, as seções de análise são as seções dos apoios, onde o mesmo atinge os seus maiores valores.

3.3.2 COEFICIENTES DE PONDERAÇÃO DAS AÇÕES

De acordo com a ABNT/NB 1:1978, vigente até novembro de 1980 (ano de construção da ponte), os coeficientes de ponderação das ações permanentes (γ_g) e acidentais (γ_q) eram iguais e equivalentes a 1,4.

3.3.3 ESFORÇOS TOTAIS

Os esforços totais podem ser calculados através da fórmula para Combinações Últimas Normais, descrita no item 5.1.3.1 da ABNT NBR 8681:2003 que, nesse caso onde a ação variável é considerada apenas decorrente das cargas móveis, pode ser aplicada de acordo com a Equação (24).

$$F_d = \sum_{i=1}^m \gamma_{gi} \cdot F_{gi,k} + \gamma_{qi} \cdot F_{q1,k} \quad (24)$$

onde:

$F_{gi,k}$ = é o valor característico das ações permanentes;

$F_{q1,k}$ = é o valor característico da ação variável.

3.3.4 DIMENSIONAMENTO AO MOMENTO FLETOR

Os esforços totais de cálculo devido ao momento fletor nas três seções de análise são apresentados na Tabela 11, sendo os maiores valores entre as combinações da Equação (24).

$$M_d = \gamma_g M_g + \gamma_q \phi M_q \quad (24.1)$$

$$\begin{cases} M_d = 1,4M_g + (1,4 \times 1,326)M_q \\ M_d = 1,0M_g + (1,4 \times 1,326)M_q \end{cases}$$

Tabela 11 – Esforços totais devido ao momento fletor
Trem-tipo 36

Seção	M _{máx máx} (kNm)	M _{mín mín} (kNm)
1 (5,93 - 5,96 m)	12197,94	10467,60
2 (15,00 m)	-11570,16	-16573,65
3 (22,50 m)	4493,44	2829,23

Fonte: Autor

Por não ser o objetivo desse trabalho tratar sobre o dimensionamento de pontes em concreto armado, os resultados do mesmo serão dispostos brevemente.

- Seção S1

$$M_{máx máx} = 12197,94 \text{ kNm}$$

$$h = 195 \text{ cm}$$

$$d = 185 \text{ cm}$$

$$h_f = 25 \text{ cm}$$

$$f_{ck} = 30 \text{ MPa}$$

$$f_{yk} = 500 \text{ MPa}$$

$$f_{yd} = f_{yk} / 1,15 = 434,78 \text{ MPa}$$

onde:

h = altura da seção, em cm;

d = distância do CG da armadura de tração a fibra mais comprimida de concreto, em cm;

h_f = altura da mesa da seção, em cm;

f_{yk} = resistência característica da armadura passiva à tração, em MPa;

f_{yd} = resistência de cálculo da armadura passiva à tração, em MPa;

Com esses dados, supondo que a linha neutra corta a mesa, obtém-se os valores:

$$y = 12,13 \text{ cm}$$

$$x = \frac{y}{0,8} = 15,26 \quad (25)$$

$$\beta_x = \frac{x}{d} = 0,0820 \quad \therefore \text{Domínio 2} \quad (26)$$

onde:

x = distância entre a borda mais comprimida da seção à linha neutra;

β_x = profundidade relativa da linha neutra, adimensional.

A seção T é verificada como falsa, ou seja, a linha neutra corta a mesa da seção, atuando essa como retangular.

$$\therefore R_{cc} = R_{st} = 6817,00 \text{ kN} \quad (27)$$

onde:

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

R_{st} = força de tração resistida pela armadura passiva, em kN.

A área necessária de armadura é definida pela Equação (27).

$$A_{st} = \frac{R_{st}}{f_{yd}} = 156,79 \text{ cm}^2 \quad (28)$$

onde:

A_{st} = área da armadura passiva de tração.

- Seção S2

$$M_{\min} = 16573,65 \text{ kNm}$$

$$h = 195 \text{ cm}$$

$$d = 180 \text{ cm}$$

$$h_f = 25 \text{ cm}$$

$$f_{ck} = 30 \text{ MPa}$$

$$f_{yk} = 500 \text{ MPa}$$

$$f_{yd} = 434,78 \text{ MPa}$$

A suposição da linha neutra cortando a mesa da seção não foi verificada. Além disso, a primeira tentativa de dimensionamento considerando seção T verdadeira indicou que a seção estava trabalhando do Domínio 4, logo, a armadura à tração não estava sendo bem aproveitada. Por essa razão, para que a seção passasse a trabalhar no Domínio 3, adicionou-se à seção 2 uma área de aço trabalhando à compressão juntamente com o concreto.

Portanto, para seção T verdadeira (com a linha neutra cortando a alma da seção) e com armadura de compressão, são feitos os cálculos presentes em 1) e 2).

1) Esforço resistido pelo concreto

Para que a seção se mantenha no Domínio 3, é utilizada a relação presente na Equação (26), limitando a profundidade relativa da linha neutra ao valor extremo entre os Domínios 3 e 4.

$$\beta_{x3/4} = \frac{x}{d} \rightarrow 0,628 = \frac{x}{180} \rightarrow x = 113,04 \quad (26.1)$$

$$y = 0,8 x = 90,43 \text{ cm} \quad (25.1)$$

$$y_{adotado} = 85,00 \text{ cm}$$

Logo, o momento fletor resistido pela seção de concreto ($M_{dconcreto}$) é equivalente a 13091,52 kNm.

2) Esforço resistido pela armadura de compressão

O momento fletor a ser resistido pela armadura de compressão é dado pela Equação (29).

$$M_{daço} = M_d - M_{dconcreto} \quad (29)$$

$$M_{daço} = 16573,65 - 13091,52 = 3482,14 \text{ kNm}$$

Considerando que o CG da armadura de compressão fica a 30 cm da linha mais comprimida da seção a área da armadura passiva de compressão (A_{sc}) é igual a $305,51 \text{ cm}^2$.

$$\therefore R_{st} = R_{cc1} + R_{cc2} + R_{sc} = 18710,69 \text{ kN} \quad (30)$$

$$\therefore A_{st} = 430,35 \text{ cm}^2$$

- Seção S3

$$M_{máx máx} = 4493,44 \text{ kNm}$$

$$h = 195 \text{ cm}$$

$$d = 185 \text{ cm}$$

$$h_f = 25 \text{ cm}$$

$$f_{ck} = 30 \text{ MPa}$$

$$f_{yk} = 500 \text{ MPa}$$

$$f_{yd} = 434,78 \text{ MPa}$$

Supondo que a linha neutra corta a mesa:

$$y = 4,37 \text{ cm}$$

$$x = \frac{y}{0,8} = 5,47 \quad (25.2)$$

$$\beta_x = 0,0312 \quad \therefore \text{Domínio 2} \quad (26.2)$$

A seção T é verificada como falsa, ou seja, a linha neutra corta a mesa da seção, atuando como retangular.

$$\therefore R_{cc} = R_{st} = 2457,95 \text{ kN}$$

$$\therefore A_{st} = 56,53 \text{ cm}^2$$

3.3.5 DIMENSIONAMENTO 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 (31).

$$V_d \leq V_{Rd2} \quad (31)$$

onde:

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

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

Na Tabela 12 são dispostos os valores dos esforços totais de cálculo devido à força cortante, sendo tomados como o maior valor entre as combinações da Equação (24).

$$V_d = \gamma_g V_g + \gamma_q \varphi V_q \quad (24.2)$$

$$\begin{cases} V_d = 1,4V_g + (1,4 \times 1,326)V_q \\ V_d = 1,0V_g + (1,4 \times 1,326)V_q \end{cases}$$

Tabela 12 – Esforços totais devido à força cortante
Trem-tipo 36

Seção	V _{máx} máx (kNm)	V _{mín} mín (kNm)
Apoio 1	4062,85	3528,69
Apoio 2 - Esquerda	449,94	-1453,97
Apoio 2 - Direita	5025,75	4394,59

Fonte: Autor

A força resistente de cálculo (V_{Rd2}) é obtida através da Equação (32).

$$V_{Rd2} = 0,27 \left[1 - \frac{f_{ck}}{250} \right] f_{cd} b_w d \quad (32)$$

Considerando b_w como sendo a menor espessura da longarina, de 40 cm:

$$V_{Rd2} = 0,27 \times \left[1 - \frac{30}{250} \right] \times \frac{30}{1,4} \times 40 \times 185 = 37676,57 \text{ kN}$$

Todos os valores de V_d presentes na Tabela 11 são inferiores ao valor de V_{Rd2} . Portanto, utiliza-se o valor mínimo de armadura transversal, dado pelo item 17.4.1.1.1 da ABNT NBR 6118:2014 (Equação (33)).

$$\rho_{sw} = \frac{A_{sw}}{b_w \cdot s \cdot \sin \alpha} \geq 0,2 \frac{f_{ctm}}{f_{ywk}} \quad (33)$$

onde:

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

s = espaçamento dos estribos;

α = inclinação dos estribos em relação ao eixo longitudinal do elemento estrutural;

b_w = é a largura média da alma, medida ao longo da altura útil da seção;

f_{ywk} = resistência ao escoamento do aço da armadura transversal.

$$f_{ctm} = 0,3 \sqrt[3]{f_{ck}^2} \quad (34)$$

$$f_{ctm} = 0,3 \times (30)^{2/3} = 2,90 \text{ MPa}$$

Considerando que os estribos sejam colocados a 90° , $\text{sen} \alpha = 1$.

$$\therefore \frac{A_{sw\min}}{s} = 0,2 \frac{f_{ctm}}{f_{ywk}} b_w = 0,2 \times \frac{2,90}{500} \times 40 = 0,046 \text{ cm}^2/\text{m} \quad (33.1)$$

4. PROPOSTA DE REFORÇO ESTRUTURAL UTILIZANDO A PROTENSÃO EXTERNA

O reforço será executado para que a ponte original passe a suportar as cargas móveis devido ao trem-tipo 45 (TB-450), atendendo aos requisitos da ABNT NBR 7188:2013, apresentados no item 2.1 desse trabalho.

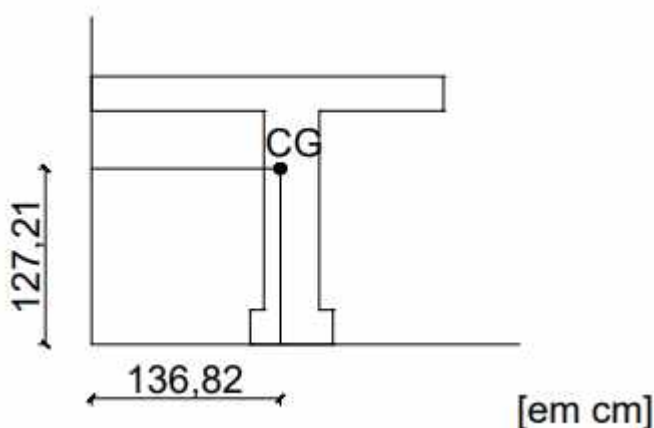
4.1 GEOMETRIA DO REFORÇO ESTRUTURAL

De acordo com o trabalho de Pinheiro (2018), onde o mesmo fez a análise da influência do traçado dos cabos de protensão nos esforços obtidos, quanto maior a distância entre os cabos e o CG da seção transversal peça, maior os esforços obtidos pela protensão. Assim, o traçado dos cabos na ponte modelo foi executado buscando atender a esse requisito.

Os blocos de ancoragem e desviadores foram considerados como executados em concreto, com $E_{cs} = 26838,41 \text{ MPa}$.

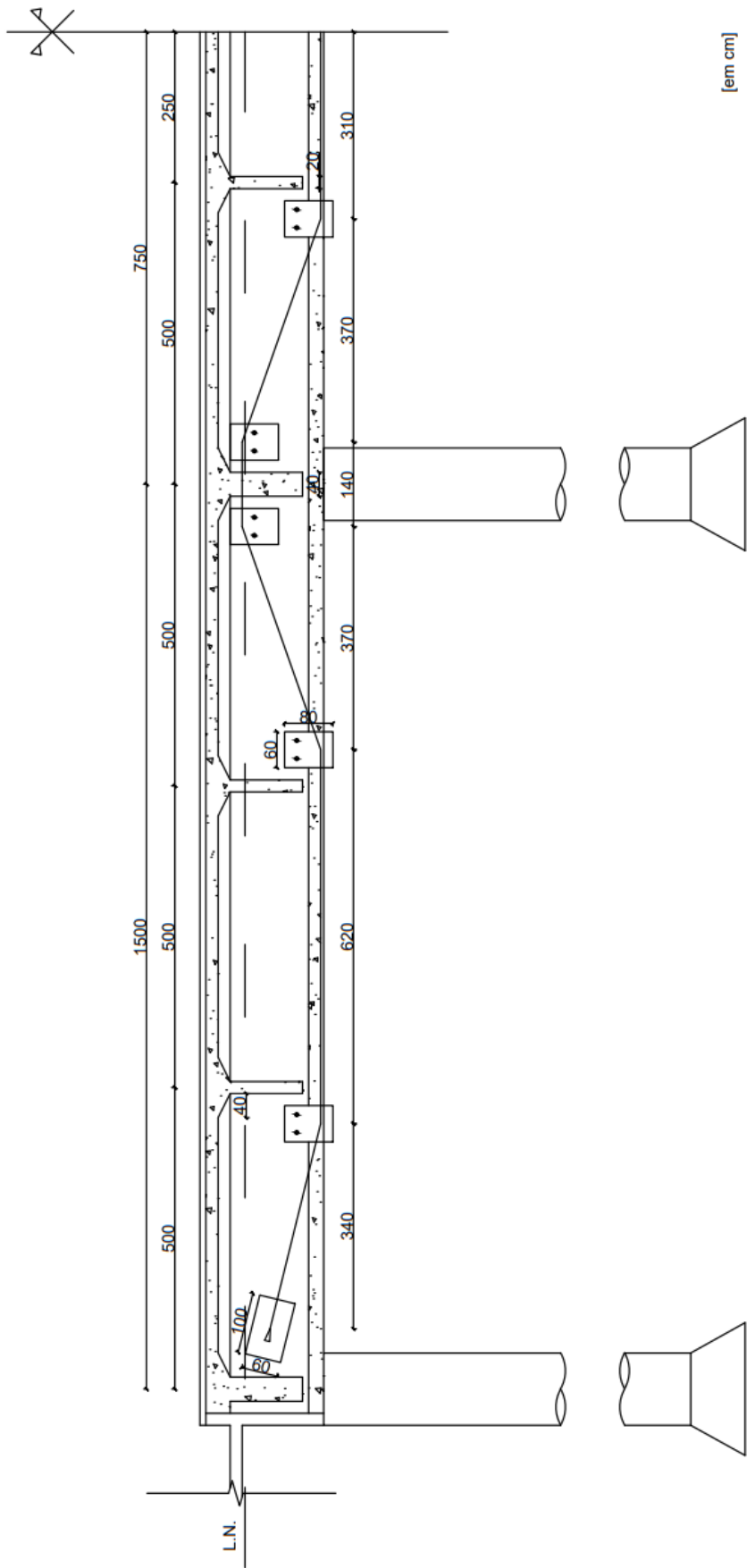
As Figuras 35 e 36 exibem, respectivamente, o centro de gravidade (CG) da seção de concreto e o traçado longitudinal dos cabos.

Figura 35 – CG da seção de concreto



Fonte: Autor

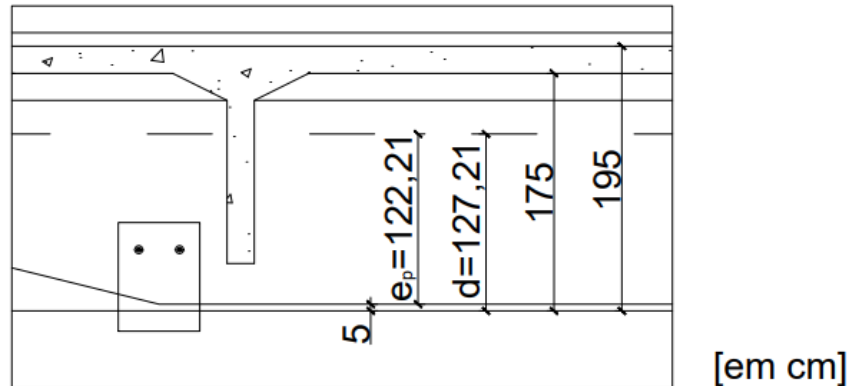
Figura 36 – Traçado longitudinal dos cabos de protensão



Fonte: Autor

A Figura 37 contém a distância da fibra interior ao cabo, a distância e_p entre o cabo e a linha neutra da seção, a distância d entre a fibra inferior e a linha neutra (y_{CG}) e a altura da seção.

Figura 37 – Distâncias relacionadas aos cabos e ao centro de gravidade da seção transversal



Fonte: Autor

4.2 CÁLCULO DOS ESFORÇOS SOLICITANTES DA OBRA REFORÇADA

4.2.1 BLOCOS DE ANCORAGEM E DESVIADORES

Para as cargas permanentes, há o acréscimo referente ao peso dos blocos de ancoragem e desviadores.

- Blocos de ancoragem

Área de um bloco de ancoragem retirada do software AutoCAD:

$$a = 6000,00 \text{ cm}^2$$

$$g_{b-ancoragem} = 2 \times 0,6 \text{ m}^2 \times 0,4 \text{ m} \times 25 \frac{\text{kN}}{\text{m}^3} = 12 \text{ kN} \quad (1.7)$$

- Blocos desviadores no vão

Área de um bloco desviador retirada do software AutoCAD:

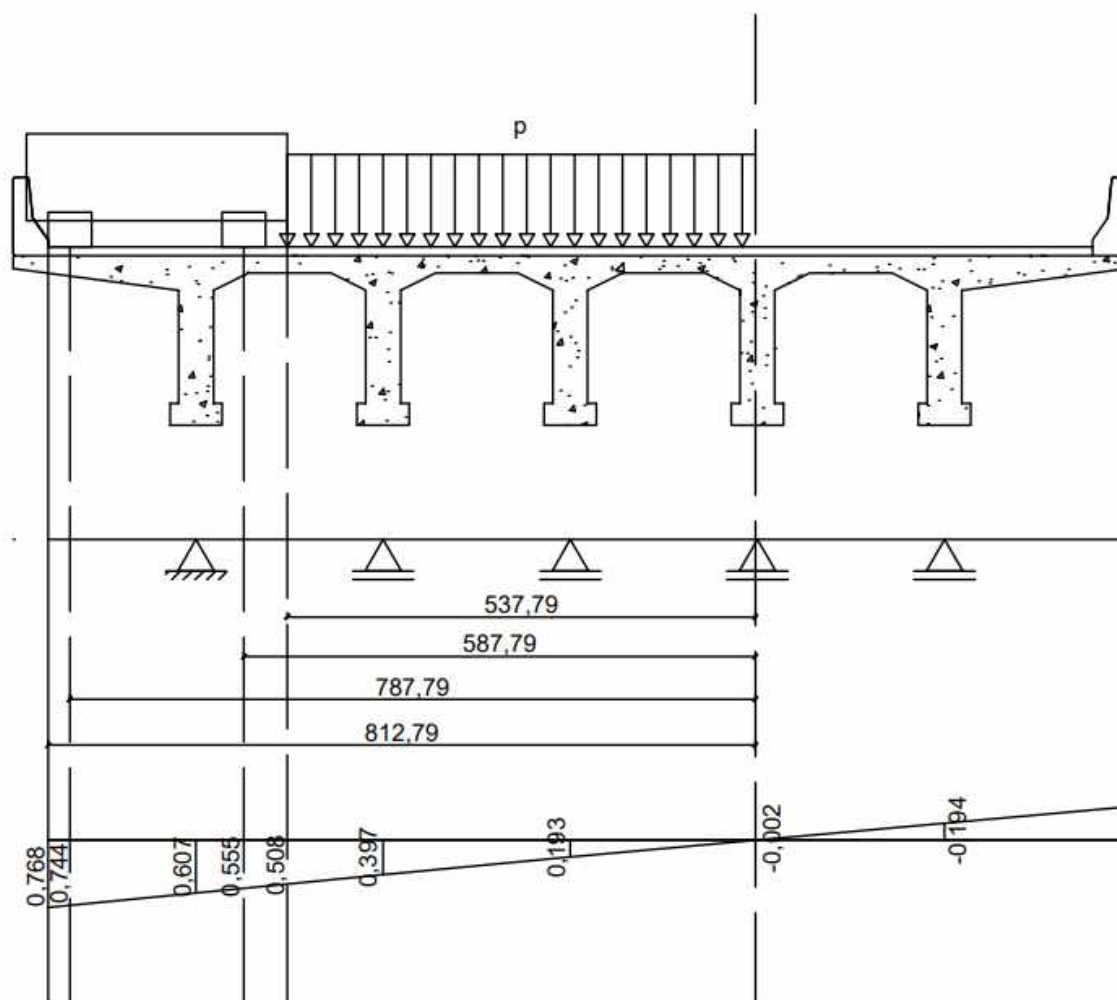
$$a = 4800,00 \text{ cm}^2$$

$$g_{b-desviador} = 2 \times 0,48 \text{ m}^2 \times 0,4 \text{ m} \times 25 \frac{\text{kN}}{\text{m}^3} = 9,6 \text{ kN} \quad (1.8)$$

4.2.2 DETERMINAÇÃO DO TREM-TIPO LONGITUDINAL

Da mesma forma que foi executado para o trem-tipo 36, o posicionamento do veículo padrão é definido buscando a situação mais desfavorável, encostando o pneu no guarda-rodas. A Figura 38 retrata o posicionamento do veículo padrão na seção transversal do vão e a linha de influência da carga unitária posicionada no primeiro apoio com os coeficientes de repartição transversal, obtidos pelo Método de Leonhardt, como explicado no item 3.2.5.4.

Figura 38 - Linha de influência para o cálculo das ações variáveis do trem-tipo 45



Fonte: Autor

Com os valores adimensionais da linha de influência para o trem-tipo 45 e com as cargas características para o mesmo, dispostas nas Tabelas 5 e 6, obtém-se os valores das ações a serem utilizadas no FTOOL.

- Efeito das rodas sobre a primeira longarina

$$P^* = 75 \times (0,744 + 0,555) = 97,42 \text{ kN}$$

- Efeito dos outros veículos sobre a longarina

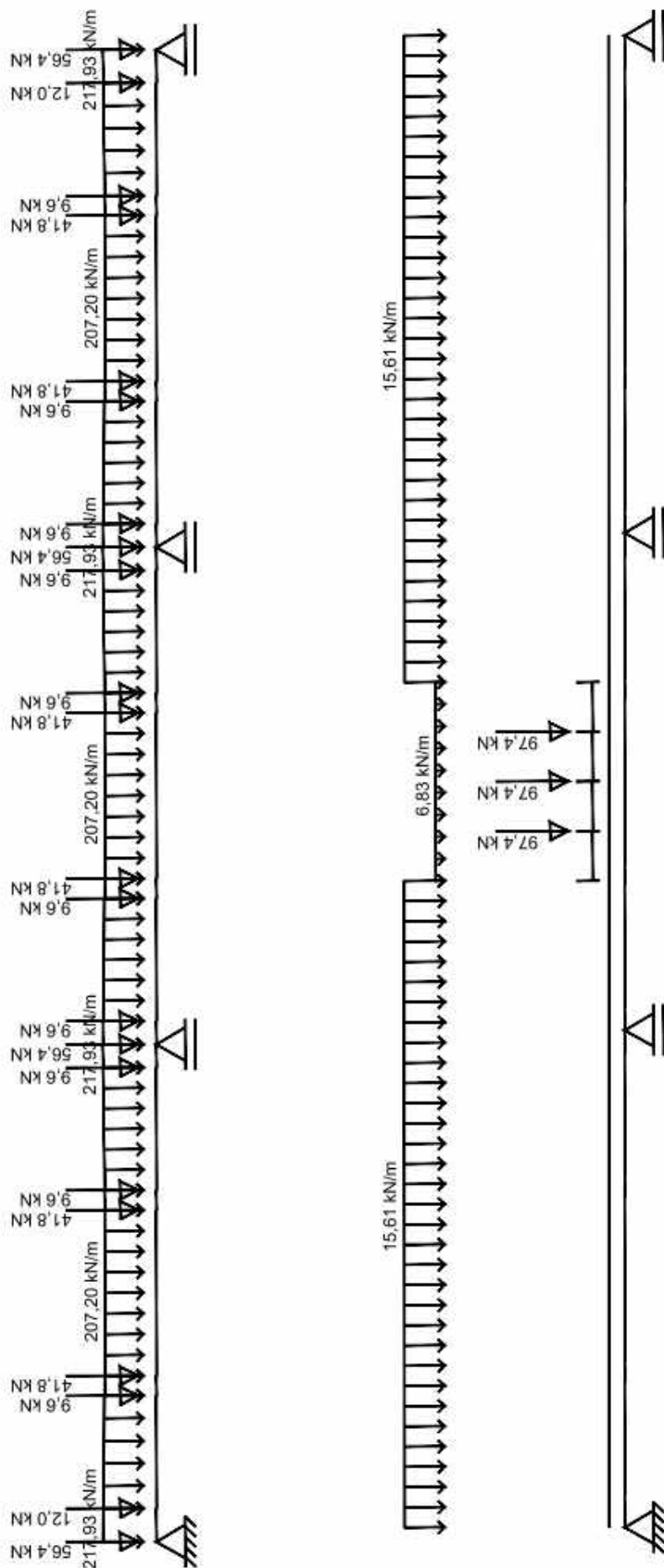
$$p' = 5 \times \frac{0,508 \times 5,38}{2} = 6,83 \text{ kN/m}$$

- Efeito dos outros veículos à frente ou atrás do veículo padrão

$$p'' = 5 \times \frac{0,768 \times 8,13}{2} = 15,61 \text{ kN/m}$$

Dessa forma, o esquema estático das cargas permanentes e o esquema de cargas móveis para o trem-tipo 45 é apresentado na Figura 39.

Figura 39 - Esquema estático das cargas permanentes e esquema das cargas móveis para o trem-tipo 45

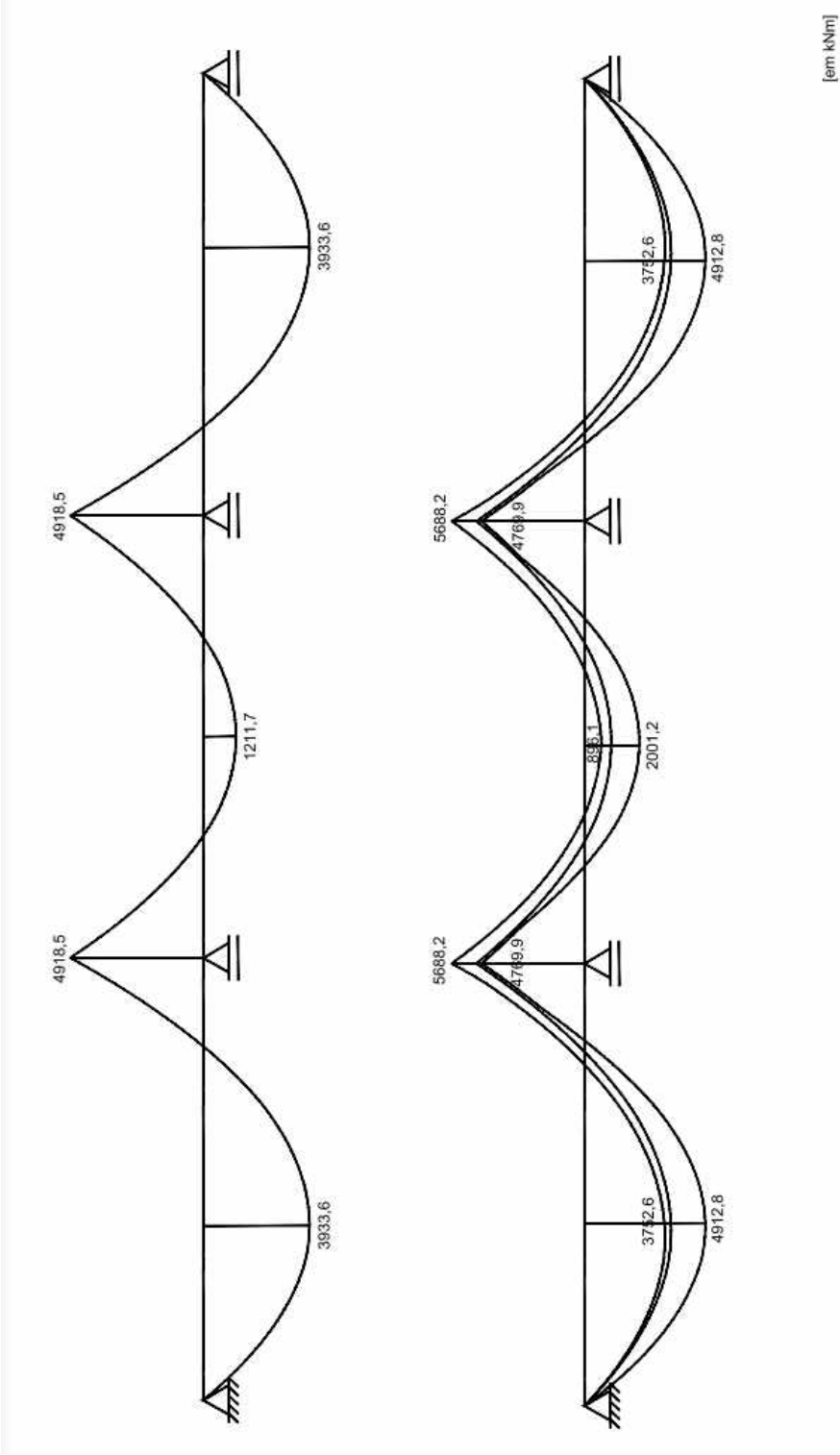


Fonte: Autor

4.2.3 ESFORÇOS SOLICITANTES

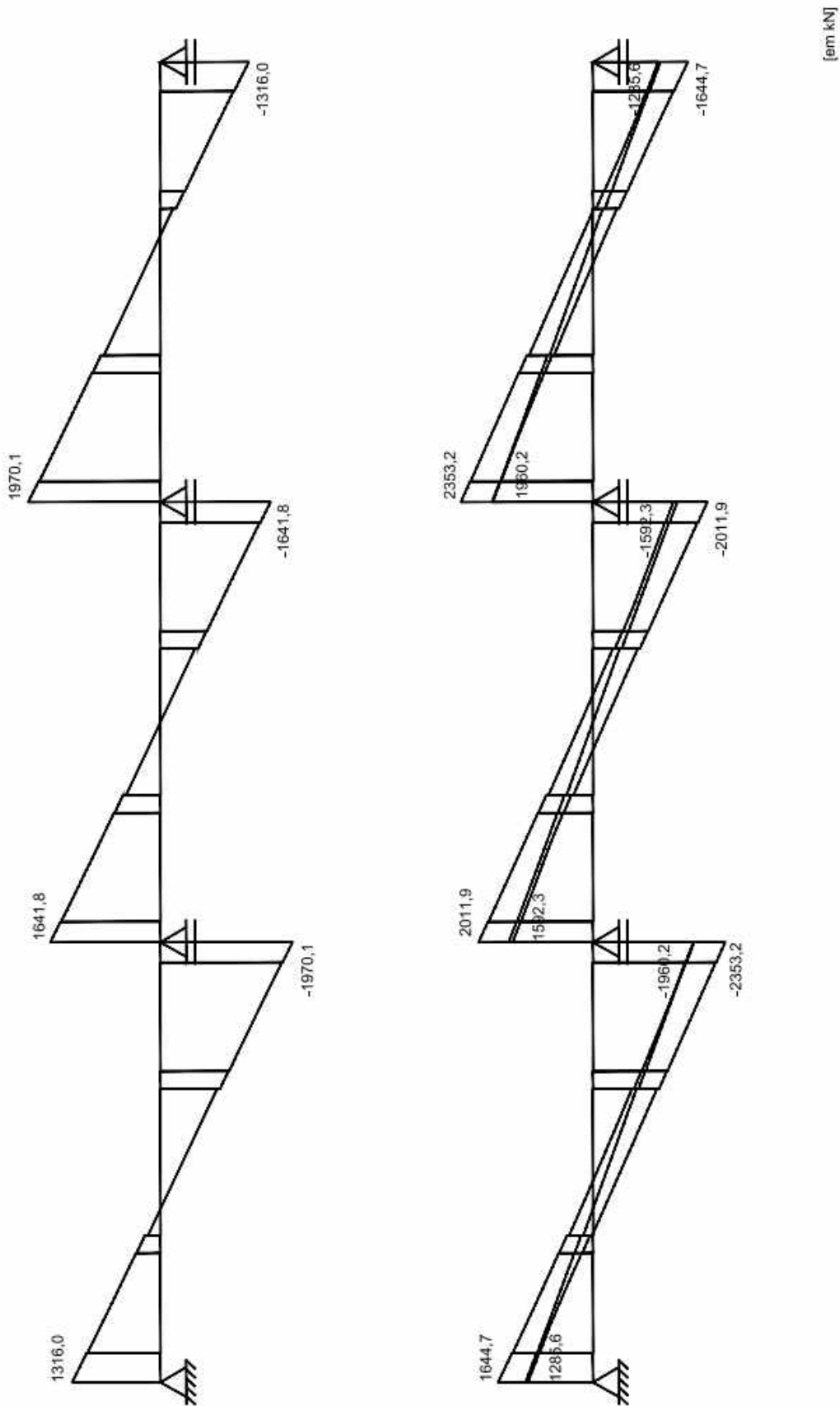
Os esforços solicitantes de momento fletor e força cortante obtidos no FTOOL são apresentados nas Figuras 40 e 41, respectivamente.

Figura 40 - Diagramas de momento fletor devido às cargas permanentes e às cargas móveis (obra reforçada)



Fonte: Autor

Figura 41 - Diagramas de força cortante devido às cargas permanentes e às cargas móveis (obra reforçada)



Fonte: Autor

4.3 DIMENSIONAMENTO DO REFORÇO ESTRUTURAL

4.3.1 COEFICIENTES DE PONDERAÇÃO DAS AÇÕES

4.3.1.1 Classificação da ponte modelo

Para definir os valores dos coeficientes de ponderação para as ações permanentes (γ_{gi}), apresentados na Tabela 13, as pontes são classificadas em “grandes pontes” ou “pontes em geral”.

Tabela 13 – Coeficientes de ponderação de ações permanentes diretas agrupadas

Combinação	Tipo de estrutura	Efeito	
		Desfavorável	Favorável
Normal	Grandes pontes ¹⁾	1,30	1,00
	Edificações tipo 1 e pontes em geral ²⁾	1,35	1,00
	Edificação tipo 2 ³⁾	1,40	1,00
Especial ou de construção	Grandes pontes ¹⁾	1,20	1,00
	Edificações tipo 1 e pontes em geral ²⁾	1,25	1,00
	Edificação tipo 2 ³⁾	1,30	1,00
Excepcional	Grandes pontes ¹⁾	1,10	1,00
	Edificações tipo 1 e pontes em geral ²⁾	1,15	1,00
	Edificação tipo 2 ³⁾	1,20	1,00

¹⁾ Grandes pontes são aquelas em que o peso próprio da estrutura supera 75% da totalidade das ações.
²⁾ Edificações tipo 1 são aquelas onde as cargas acidentais superam 5 kN/m².
³⁾ Edificações tipo 2 são aquelas onde as cargas acidentais não superam 5 kN/m².

Fonte: Adaptada da ABNT NBR 8681:2003

Como descrito na Tabela 13, adaptada da ABNT NBR 8681:2003, quando o peso total da estrutura supera 75% da totalidade das ações, a ponte é classificada como “grandes pontes”.

$$\frac{g_1}{g_1 + g_2} = \frac{210}{244,8} = 0,857 = 86\% > 75\% \quad (35)$$

Logo, a ponte modelo é classificada como “grandes pontes”.

Da Tabela 13, tem-se que $\gamma_g = 1,30$.

Para a definição do coeficiente de ponderação para as ações variáveis, utiliza-se da Tabela 14, adaptada da ABNT NBR 8681:2003.

Tabela 14 – Coeficientes de ponderação de ações variáveis consideradas conjuntamente¹⁾

Combinação	Tipo de estrutura	Coeficiente de ponderação
Normal	Pontes e edificações tipo 1	1,5
	Edificações	1,4
Especial ou de construção	Pontes e edificações tipo 1	1,3
	Edificações tipo 2	1,2
Excepcional	Estruturas em geral	1,0

¹⁾ Quando as ações variáveis forem consideradas conjuntamente, o coeficiente de ponderação mostrado na Tabela 13 se aplica a todas as ações, devendo-se considerar também conjuntamente as ações permanentes diretas. Nesse caso permite-se considerar separadamente as ações indiretas como recalque de apoio e retração dos materiais conforme tabela 3 da ABNT NBR 8681:2003 e o efeito de temperatura conforme a tabela 4 da mesma norma.

Fonte: Adaptada da ABNT NBR 8681:2003

De acordo com a Tabela 14, para combinação normal, o coeficiente γ_q é igual a 1,5.

4.3.2 ESFORÇOS TOTAIS

De acordo com o item 4.3.1.1, os esforços totais devido ao momento fletor nas três seções de análise são apresentados na Tabela 15, sendo os maiores valores entre as combinações da Equação (24).

$$M_d = \gamma_g M_g + \gamma_q \varphi M_q \quad (24.3)$$

$$\begin{cases} M_d = 1,3M_g + (1,5 \times 1,326)M_q \\ M_d = 1,0M_g + (1,5 \times 1,326)M_q \end{cases}$$

Tabela 15 – Esforços totais devido ao momento fletor
Trem-tipo 45

Seção	M _{máx máx} (kNm)	M _{mín mín} (kNm)
1 (5,93 - 5,96 m)	13167,21	10986,61
2 (15,00 m)	-11163,95	-17085,02
3 (22,50 m)	4972,96	2895,92

Fonte: Autor

Fazendo a diferença entre os esforços solicitantes da obra reforçada com os esforços já resistidos pela obra original, os momentos a serem resistidos pelo reforço por protensão são apresentados na Tabela 16.

Tabela 16 – Momento de reforço

Seção	Momento de Reforço (kNm)
1 (5,93 - 5,96 m)	969,26
2 (15,00 m)	-511,37
3 (22,50 m)	479,51

Fonte: Autor

Pela Tabela 16 a seção 1 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.

4.3.3 DIMENSIONAMENTO AO MOMENTO FLETOR

As características do aço utilizado como armadura ativa são descritas a seguir:

$$f_{ptk} = 1900 \text{ MPa}$$

$$f_{pyk} = 0,9 f_{ptk} = 1710 \text{ MPa}$$

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

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.

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 (e_p), como apresenta a Equação 36.

$$M_P = P_{\infty,est} \times e_p \quad (36)$$

onde:

M_P = momento de reforço, em kNcm;

$P_{\infty,est}$ = força final estimada de protensão, em kN;

e_p = distância entre os cabos e o CG da seção de concreto, em cm.

$$P_{\infty,est} = \frac{M_P}{e_p}$$

$$P_{\infty,est} = \frac{96926,28}{125,31} = 773,49 \text{ kN}$$

A força de protensão aplicada nos cabos no tempo $t = 0$ (P_o) 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 (37).

$$\Delta P_{est} = 18\%$$

$$P_{o,est} = \frac{P_{\infty,est}}{(1 - 0,18)} = \frac{773,48}{(1 - 0,18)} = 943,29 \text{ kN} \quad (37)$$

onde:

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

Ao término da operação de protensão, a tensão σ_{po} da armadura pré-tracionada ou pós-tracionada decorrente da força P_o não pode superar os limites estabelecidos no item 9.6.1.2.1 – b da ABNT NBR 6118:2014, descritos na Equação (38).

$$\sigma_{po} \leq \begin{cases} 0,8 \times f_{ptk} \\ 0,88 \times f_{pyk} \end{cases} \quad (38)$$

onde:

σ_{po} = tensão devido a força inicial de protensão (P_o), em MPa.

$$\sigma_{po} \leq \begin{cases} 0,8 \times 1900 = 1520 \text{ MPa} \\ 0,88 \times 1710 = 1504,8 \text{ MPa} \end{cases}$$

$$\therefore \sigma_{po} = 1504,8 \text{ MPa}$$

Com isso, tem-se que a área da armadura ativa é dada pela Equação (39).

$$A_{p,est} = \frac{P_{o,est}}{\sigma_{po}} \quad (39)$$

onde:

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

$$A_{p,est} = \frac{943,29}{150,48} = 6,2685 \text{ cm}^2 = 626,85 \text{ mm}^2$$

Utilizando o catálogo “Fios e Cordoalhas para Concreto Protendido”, da Arcelor Mittal, adota-se a cordoalha engraxada e plastificada CP190 RB, composta por 7 fios com 15,20 mm de diâmetro nominal. A escolha desse tipo de cordoalha se deve ao fato dessa se comportar muito bem em ambientes externos, pois sua bainha plástica de polietileno especial garante excelente proteção contra agentes agressivos (Figura 42).

Figura 42 – Cordoalha engraxada e plastificada



Fonte: Impacto Protensão

A área aproximada de uma cordoalha é de 143 mm². Portanto, para cobrir a área necessária é preciso de no mínimo 5 cordoalhas, totalizando 715 mm² de armadura ativa.

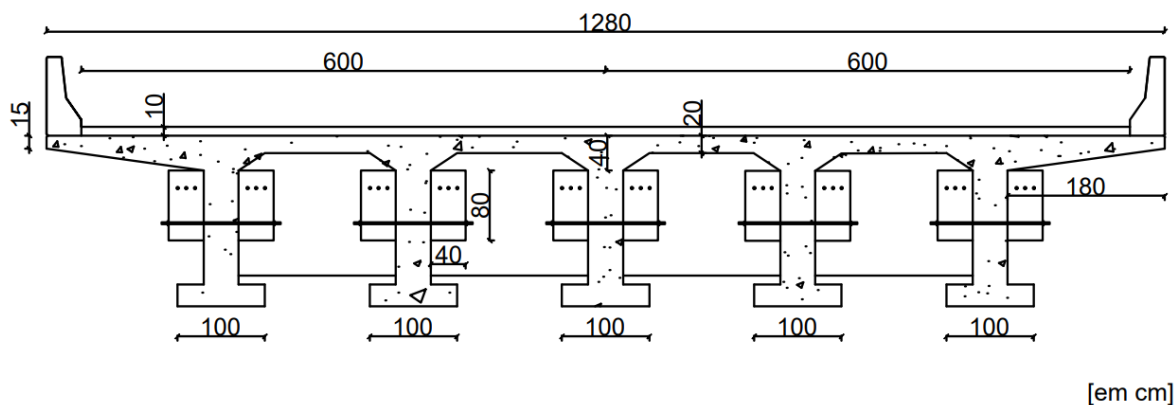
É importante frisar que, para respeitar o equilíbrio da obra, é necessário que o número de cordoalhas em cada face da viga seja equivalente, prezando a simetria da peça. Sendo assim, decide-se posicionar 3 cordoalhas em cada lado da viga, totalizando 6 cordoalhas (858 mm²).

Apesar da área adotada ser consideravelmente maior do que a necessária, foi escolhida essa composição pois a cordoalha com o diâmetro abaixo da escolhida não atenderia o esforço solicitante apenas com 6 cordoalhas e, ao adotar o número par de cordoalhas acima deste, o dimensionamento ficaria ainda mais superdimensionado.

Desse modo, sendo a seção transversal considerada simétrica, adota-se o mesmo número de cordoalhas para todas as longarinas, inclusive a central.

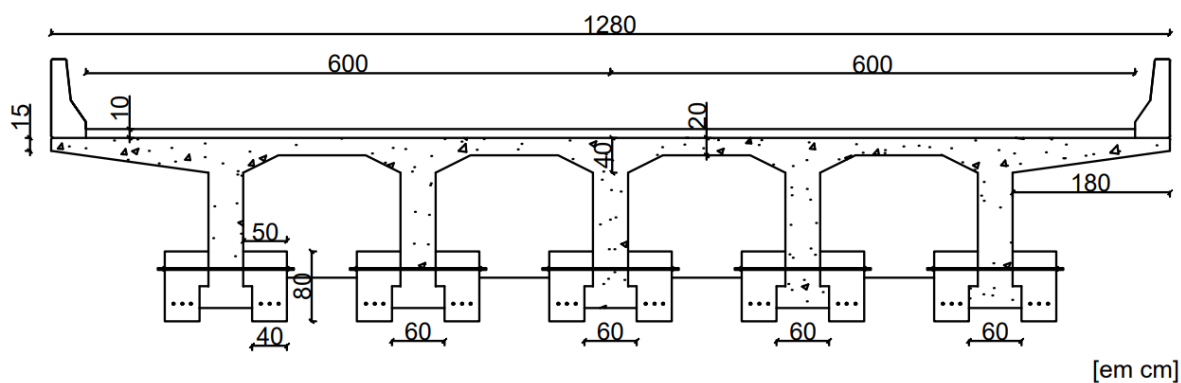
As Figuras 43 e 44 apresentam as seções transversais do apoio e do meio dovão, respectivamente, ambas reforçadas.

Figura 43 – Seção transversal dos apoios reforçada



Fonte: Autor

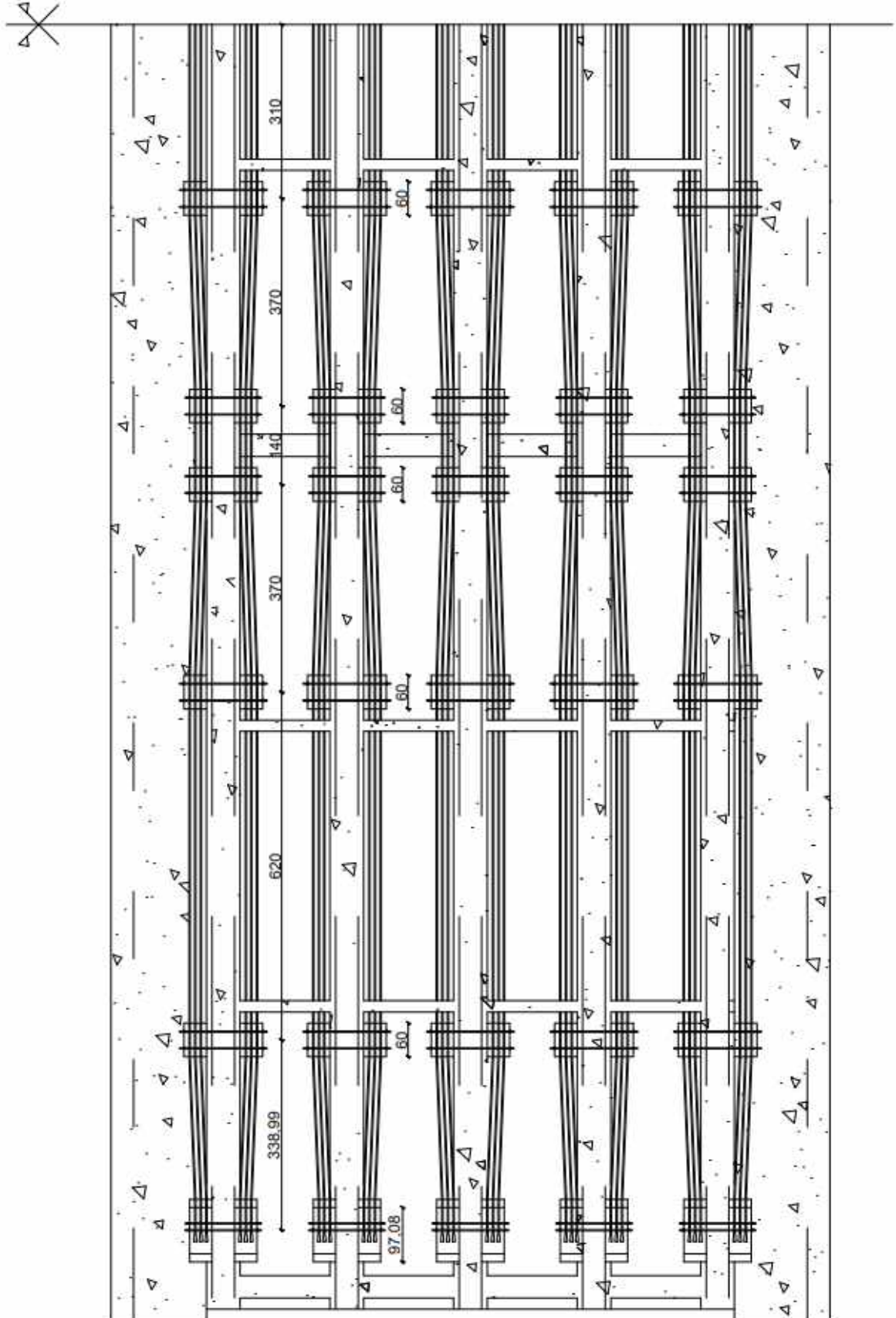
Figura 44 – Seção transversal dos vãos reforçada



Fonte: Autor

A Figura 45 exibe a planta da obra reforçada.

Figura 45 – Planta da obra reforçada



Fonte: Autor

4.3.3.1 Homogeneização da peça

A área líquida da seção de concreto e a área da seção homogeneizada são dadas, respectivamente, pelas Equações (40) e (41).

$$A_{c,líq} = A_c - A_p \quad (40)$$

onde:

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

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

A_p = área da armadura ativa, 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 $13635,00 \text{ cm}^2$.

$$A_h = A_{c,líq} + \alpha_p A_p \quad (41)$$

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

O coeficiente (α_p) relaciona os módulos de elasticidade do aço e do concreto (Equação (42)).

$$\alpha_p = \frac{E_p}{E_{cs}} \quad (42)$$

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

$$\therefore A_h = 13635,00 + 7,452 \times 8,58 \quad (41.1)$$

$$A_h = 13635,00 + 63,94 = 13698,94 \text{ cm}^2$$

A inércia da seção homogeneizada (I_h) é igual a $43163412,85 \text{ cm}^4$.

4.3.3.2 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 (38), conforme ABNT NBR 6118:2014. Com a nova área devido a quantidade de barras adotadas, obtém-se a força inicial P_i .

$$P_i = \sigma_{pi} A_p \quad (43)$$

$$P_i = 150,48 \times 8,58 = 1291,12 \text{ kN}$$

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 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. Essas perdas podem ser estimadas em 3% no caso de aços com relaxação baixa (RB).

$$\therefore P_a = (1 - 0,03) P_i \quad (43)$$

$$P_a = (1 - 0,03) \times 1291,12 = 1252,39 \text{ kN}$$

$$\sigma_{pa} = \frac{P_a}{A_p} \quad (45)$$

$$\sigma_{pa} = \frac{1252,39}{8,58} = 145,97 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2}$$

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 (46).

$$\sigma_{cpa} = - \left[\frac{P_a}{A_h} + \frac{P_a \times e_p^2}{I_h} \right] \quad (46)$$

onde:

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

$$\sigma_{cpa} = - \left[\frac{1252,39}{13698,94} + \frac{1252,39 \times (127,21 - 5)^2}{43163412,85} \right] = -0,599 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2} = -6,00 \text{ MPa}$$

Em porcentagem, essa perda pode ser estimada pela Equação (47).

$$\Delta\sigma_{cpa} = \frac{\alpha_p \times \sigma_{cpa}}{\sigma_{po}} \times 100\% \quad (47)$$

$$\Delta\sigma_{cpa} = \frac{7,452 \times 0,599}{150,48} = 2,97\%$$

Logo, a tensão aplicada pelo aparelho de tração no tempo $t = 0$, é definida pela Equação (48).

$$\sigma_{po} = \sigma_{pa} - \alpha_p \sigma_{cpa} \quad (48)$$

$$\sigma_{po} = 145,97 - 7,452 \times 0,599 = 141,50 \frac{kN}{cm^2}$$

$$\sigma_{po} = 141,50 \frac{kN}{cm^2} \leq 150,48 \frac{kN}{cm^2}$$

Com isso, calcula-se a força real P_o aplicada no tempo $t = 0$ de acordo com a Equação (49).

$$P_o = \sigma_{po} A_p \quad (49)$$

$$P_o = 141,50 \times 8,58 = 1214,03 \text{ kN}$$

$$P_o = 1214,03 \text{ kN} \neq P_{o,est} = 943,28 \text{ kN}$$

O erro entre a força definitiva P_o e a força estimada $P_{o,est}$ é da ordem de 30% devido a quantidade de armadura ativa adotada ser relativamente maior do que a necessária. Entretanto, sendo o dimensionamento a favor da segurança, decide-se prosseguir com o cálculo das perdas de protensão para fins didáticos, mas é necessário ressaltar que esta opção não é a mais econômica.

4.4 PERDAS DE PROTENSÃO

Segundo Hanai (2005), as perdas de protensão podem ser do tipo imediato ou progressivo, ao longo do tempo.

- Perdas imediatas: ocorrem pela acomodação das ancoragens, pela deformação imediata do concreto e pelo atrito nos cabos, no caso de pós-tração;
- Perdas progressivas: ocorrem ao longo do tempo e devem-se principalmente à retração e à fluência do concreto e à relaxação do aço de protensão.

4.4.1 PERDAS PROGRESSIVAS

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 (50).

$$\varphi(\infty, t_o) = \varphi_a + \varphi_f + \varphi_d \quad (50)$$

onde:

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

φ_a = coeficiente de fluência rápida;

φ_f = coeficiente de deformação lenta irreversível;

φ_d = coeficiente de deformação lenta reversível.

A idade fictícia do concreto é dada pela Equação (51), do item A.2.4.1 da ABNT NBR 6118:2014.

$$t = \alpha \sum_i \frac{T_i + 10}{30} \Delta t_{ef,i} \quad (51)$$

onde:

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

α = é o coeficiente dependente da velocidade de endurecimento do cimento; na falta de dados experimentais, permite-se o emprego dos valores constantes da Tabela 17;

T_i = é a temperatura média diária do ambiente, em graus Celsius (°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 17 – Valores da fluência e da retração em função da velocidade de endurecimento do cimento

Cimento Portland (CP)	α	
	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 17, 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 2020, e a ponte em questão foi construída em 1980, t_o corresponde a 14600 dias e, considerando um “tempo infinito” de 10000, t_∞ é equivalente a 24600 dias.

$$t = 1,00 \times \frac{20 + 10}{30} \times 14600 = 14600 \text{ dias} \quad (51.1)$$

$$t = 1,00 \times \frac{20 + 10}{30} \times 24600 = 24600 \text{ dias} \quad (51.2)$$

Tem-se, portanto:

$$\varphi(\infty, t_o) = \varphi(24600, 14600) = \varphi_a + \varphi_{f\infty} [\beta_f(\infty) - \beta_f(t_o)] + \varphi_{d\infty} \beta_d$$

- Coeficiente de fluência rápida

$$\varphi_a = 0,8 \times \left[1 - \frac{f_c(t_o)}{f_c(\infty)} \right], \text{ para concretos C20 a C45;}$$

Pelo cálculo da fluência estar sendo feito após 40 anos da construção da ponte em questão, o coeficiente de fluência rápida não exerce influência sobre o mesmo.

- Coeficiente de deformação lenta irreversível

$\varphi_{f\infty} = \varphi_{1c}\varphi_{2c}$, para concretos C20 a C45;

Pela Tabela A.2 da ABNT NBR 6118:2014, percebe-se que a variação do coeficiente β_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

φ_d = parcela reversível da deformação lenta;

De acordo com a 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, β_d é o coeficiente relativo à deformação lenta reversível em função do tempo $(t - t_o)$ decorrido após o carregamento, dado pela Equação (52).

$$\beta_d = \frac{t - t_o + 20}{t - t_o + 70} \quad (52)$$

$$\beta_d = \frac{24600 - 14600 + 20}{24600 - 14600 + 70}$$

$$\beta_d = 0,995$$

$$\therefore \varphi_d = \varphi_{d\infty}\beta_d \quad (53)$$

$$\varphi_d = 0,4 \times 0,995 = 0,398$$

$$\therefore \varphi(24600, 14600) = 0 + 0 + 0,398 = 0,398$$

Com o valor de $\varphi(\infty, t_o)$, é possível calcular o valor do coeficiente de fluência do concreto através da Equação (54).

$$\mathcal{X}_c = 1 + 0,5\varphi(\infty, t_o) \quad (54)$$

$$\mathcal{X}_c = 1 + 0,5 \times 0,398 = 1,199$$

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 (ψ_{1000}), após 1000 horas e para tensões variando de $0,5f_{ptk}$ a $0,8f_{ptk}$, para efeito de projeto, pode ser obtida através dos valores da Tabela 18, adaptada da mesma norma.

Tabela 18 – Valores de ψ_{1000} , em porcentagem

σ_{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

$$\frac{\sigma_{po}}{f_{ptk}} = \frac{141,50}{190} \cong 0,74 > 0,5 \quad \therefore \text{há relaxação do aço} \quad (55)$$

Fazendo interpolação dos valores presentes na Tabela 18, 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%.

$$\psi(\infty, t_0) = 2,5 \psi_{1000} \quad (56)$$

$$\psi(24600, 14600) = 2,5 \times 0,03 = 0,075$$

O coeficiente de fluência do aço é dado pela Equação (57).

$$\chi(\infty, t_0) = -\ln [1 - \psi(\infty, t_0)] \quad (57)$$

$$\chi(24600, 14600) = -\ln[1 - 0,075] = 0,0780$$

Através do coeficiente de fluência do aço, obtém-se o coeficiente de fluência do aço para o caso de pré-tração (Equação (58)).

$$\chi_p = 1 + 0,0780 = 1,0780 \quad (58)$$

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 (59).

$$\sigma_{cpo} = \frac{M_p e_p}{I_c} - \left[\frac{P_o}{A_c} - \frac{P_o e_p}{I_c} e_p \right] \quad (59)$$

$$\sigma_{cpo} = \frac{M_p e_p}{I_c} - \frac{P_o}{A_c} \left[1 + \frac{A_c}{I_c} e_p^2 \right]$$

em que:

$$\eta = \left[1 + \frac{A_c}{I_c} e_p^2 \right] \quad (60)$$

$$\eta = \left[1 + \frac{13635,00}{54147506,25} \times 122,21^2 \right] = 4,761$$

Sendo I_c a inércia da seção de concreto.

$$\therefore \sigma_{cpo} = \frac{96926,28 \times 122,21}{54147506,25} - \frac{1214,03}{13635,00} \times 4,761 = -0,205 \frac{kN}{cm^2} = -2,05 MPa$$

A taxa de armadura de protensão é dada pela Equação (61).

$$\rho_p = \frac{A_p}{A_c} \quad (61)$$

$$\rho_p = \frac{8,58}{13635,00} = 0,000629$$

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 (62).

$$\Delta\sigma_p(t, t_0) = \frac{-\varepsilon_{cs}(t, t_0)E_p - \alpha_p\sigma_{cpo}\varphi(\infty, t_0) + \sigma_{po}\mathcal{X}(\infty, t_0)}{\mathcal{X}_p + \mathcal{X}_c\alpha_p\eta\rho_p} \quad (62)$$

No caso em questão, por se tratar de um reforço a ser executado 40 anos após a construção da obra, não se considera a perda percentual devido a retração do concreto.

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

$$\Delta\sigma_p(t, t_0) = \frac{-7,452 \times (-2,10) \times 0,398 + 1414,95 \times 0,0780}{1,0780 + 1,199 \times 7,452 \times 4,761 \times 0,000629} = 105,41 \text{ MPa}$$

Desse modo, a perda percentual devido às perdas progressivas é obtida dividindo o valor de $\Delta\sigma_p(t, t_0)$ por σ_{po} .

$$\frac{105,41 \text{ MPa}}{1414,95 \text{ MPa}} = 0,0745 = 7,45 \% \quad (63)$$

4.4.2 PERDAS IMEDIATAS

De acordo com a ABNT NBR 6118:2014, para os sistemas usuais de protensão, as perdas imediatas são as provenientes do encurtamento imediato do concreto, do atrito entre as armaduras e as bainhas ou entre o concreto, do deslizamento da armadura junto à ancoragem e da acomodação dos dispositivos de ancoragem.

Sendo a perda pela deformação imediata do concreto já considerada no cálculo de σ_{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 Perda por atrito

De acordo com o item 9.6.3.3.2.2 da ABNT NBR 6118:2014, nos elementos estruturais com pós-tração, a perda por atrito nos desvios pode ser determinada pela Equação (64).

$$\Delta P_{atr}(x) = P_i [1 - e^{-(\mu \sum \alpha + kx)}] \quad (64)$$

onde:

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

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

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

x = abscissa do ponto onde se calcula ΔP_{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).

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

Sendo:

$$x = 3,4 \text{ m}$$

$$\sum \alpha = 0,244 \text{ rad}$$

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

$$\therefore \Delta P_{atr}(x) = 1214,03 [1 - e^{-(0,05 \times 0,244 + 0,0005 \times 3,4)}]$$

$$\Delta P_{atr}(x) = 16,76 \text{ kN}$$

Portanto, a perda percentual devido à perda imediata é obtida pela divisão de $\Delta P_{atr}(x)$ por P_o .

$$\frac{16,76 \text{ kN}}{1214,03 \text{ kN}} = 0,0138 = 1,38 \% \quad (65)$$

Somando as parcelas das perdas progressivas e imediatas obtém-se a perda de protensão total.

$$\text{Perda total de protensão} = 2,97\% + 3,00\% + 7,45 \% + 1,38 \% = 14,80 \% \quad (66)$$

$$14,80 \% < 18 \% \quad \text{Ok!}$$

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

Os cálculos para a obtenção das cargas devido à protensão externa são detalhados nos seguintes pontos, sendo os blocos numerados da esquerda para a direita.

- Bloco de ancoragem:

$$F_{HBA} = P_o \cos 14^\circ = 1177,97 \text{ kN}$$

$$F_{VBA} = P_o \sin 14^\circ = 293,70 \text{ kN}$$

$$M_{BA} = F_{HBA}(1,30 - 0,89) = 482,97 \text{ kNm}$$

- Bloco desviador 1:

$$F_{HBD1} = P_o - P_o \cos 14^\circ = 36,06 \text{ kN}$$

$$F_{VBD1} = -P_o \sin 14^\circ = -293,70 \text{ kN}$$

$$M_{BD1} = F_{HBD1}(1,30 - 0,05) = 45,08 \text{ kNm}$$

- Bloco desviador 2:

$$F_{HBD2} = P_o \cos 19^\circ - P_o = -66,14 \text{ kN}$$

$$F_{VBD2} = -P_o \sin 19^\circ = -395,25 \text{ kN}$$

$$M_{BD2} = F_{HBD2}(1,30 - 0,05) = 82,68 \text{ kNm}$$

- Bloco desviador 3:

$$F_{HBD3} = P_o - P_o \cos 19^\circ = 66,14 \text{ kN}$$

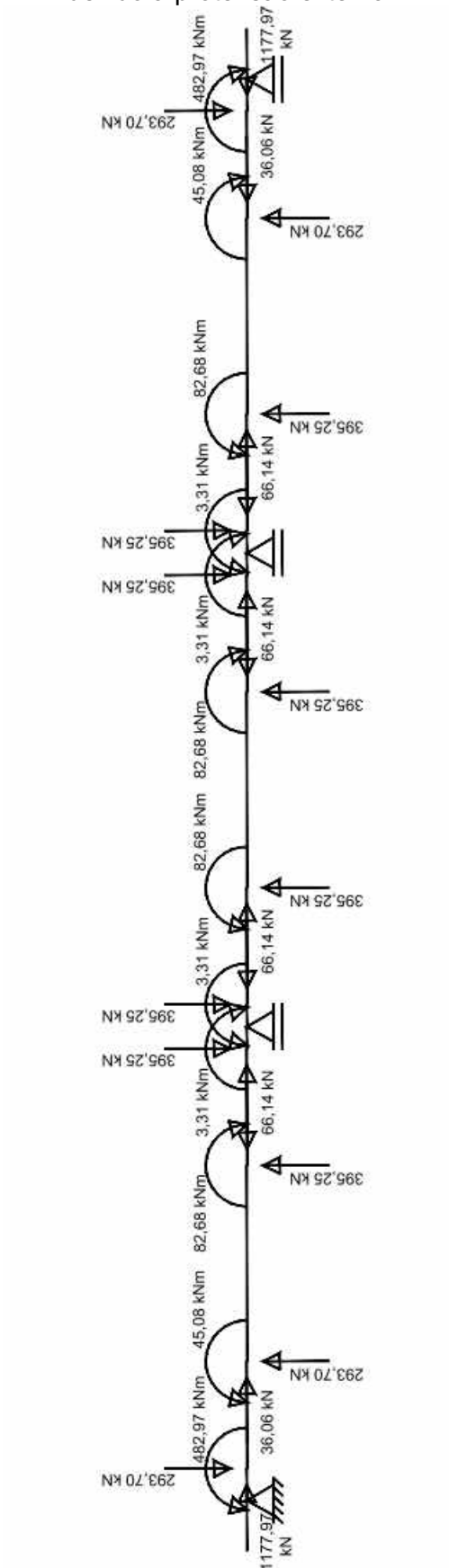
$$F_{VBD3} = P_o \sin 19^\circ = 395,25 \text{ kN}$$

$$M_{BD3} = F_{HBD3}(1,35 - 1,30) = 3,31 \text{ kNm}$$

As Figuras 46 e 47 apresentam, respectivamente, a distribuição das ações e o diagrama de momento fletor, e os diagramas de esforço cortante e normal, devidos à protensão normal.

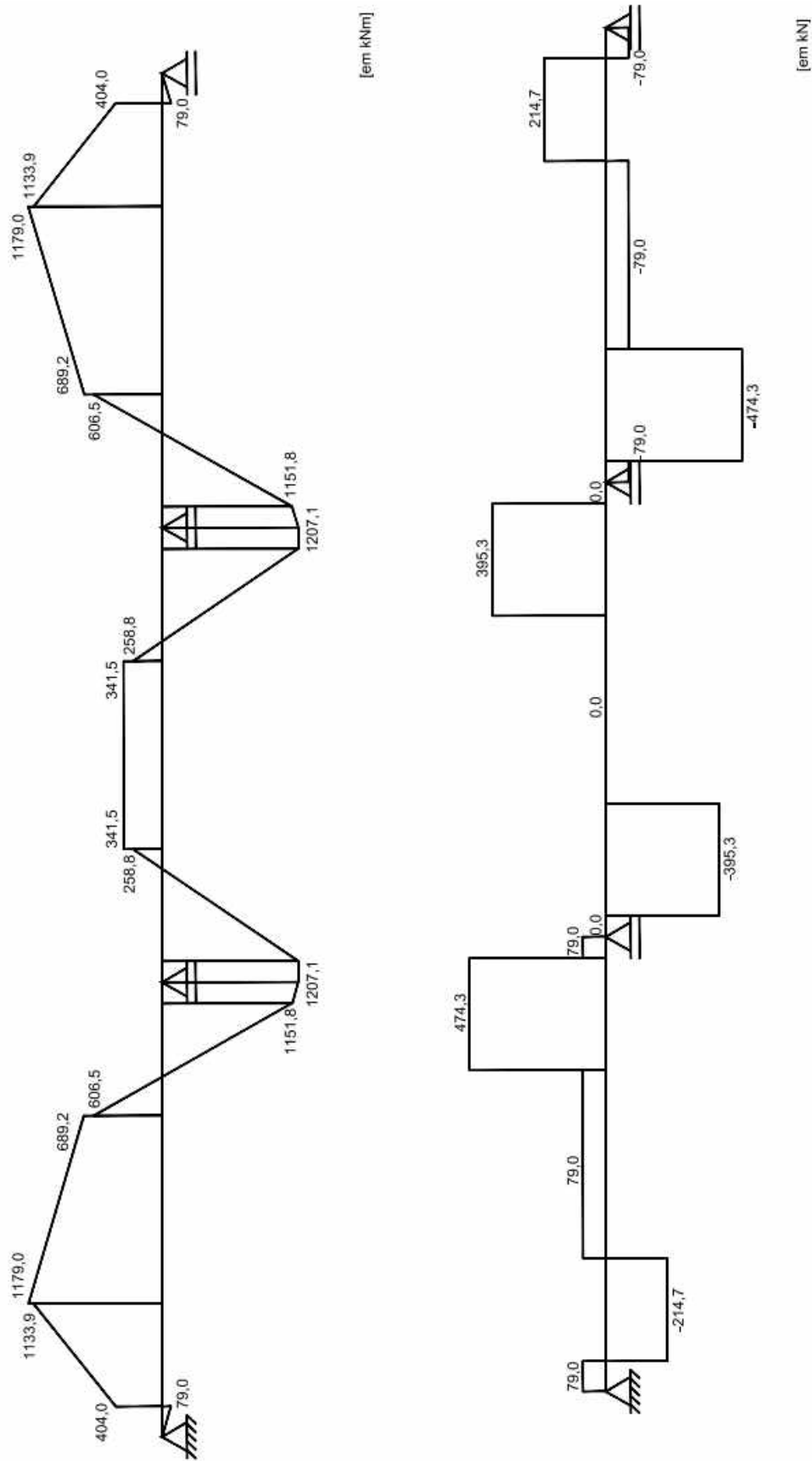
Pelo diagrama de esforço cortante da Figura 46, percebe-se que os esforços decorrentes da protensão aplicada são mais que suficientes para combater o acréscimo de esforço cortante devido ao reforço aplicado à estrutura.

Figura 46 – Distribuição de ações e diagrama de momento fletor devido à protensão externa



Fonte: Autor

Figura 47 – Diagramas de esforços cortante e normal devido à protensão externa



Fonte: Autor

4.6 VERIFICAÇÃO DO ESTADO LIMITE DE ABERTURA DE FISSURAS

De acordo com a Tabela 8, para protensão parcial, deve ser respeitado o estado limite de formação de fissuras (ELS-W $w_k \leq 0,2$ mm).

O ELS-W é considerado verificado quando pelo menos uma das desigualdades presentes na Equação (67) for satisfeita.

$$w_k \leq \begin{cases} \frac{\phi_i}{12,5\eta_1} \frac{\sigma_{si}}{E_{si}} \frac{3\sigma_{si}}{f_{ctm}} \\ \frac{\phi_i}{12,5\eta_1} \frac{\sigma_{si}}{E_{si}} \left(\frac{4}{\rho_{ri}} + 45 \right) \end{cases} \quad (67)$$

onde:

ϕ_i = diâmetro da barra, em mm;

E_{si} = módulo de elasticidade do aço da barra considerada, em MPa;

η_1 = coeficiente de conformação superficial da armadura considerada;

σ_{si} = nos elementos estruturais com protensão, é o acréscimo de tensão, no centro de gravidade da armadura, entre o estado-limite de descompressão e o carregamento considerado. Deve ser calculado no estágio II, considerando toda a armadura ativa.

Para o estágio II, supondo que a seção funcione como retangular, ou seja, a linha neutra corte a mesa da seção, x_{II} é dado pela Equação (68).

$$x_{II} = \frac{-\alpha_e(A_s + A'_s)}{b_w} + \sqrt{\left[\frac{\alpha_e(A_s + A'_s)}{b_w} \right]^2 + \frac{2\alpha_e}{b_w}(dA_s + tA'_s)} \quad (68)$$

onde:

A_s = armadura tracionada;

A'_s = armadura comprimida;

t = cobrimento da armadura comprimida;

O cálculo no estágio II (que admite comportamento linear dos materiais e despreza a resistência à tração do concreto) pode ser feito considerando a relação α_e entre os módulos de elasticidade do aço e do concreto igual a 15.

$$\therefore \alpha_e = \frac{E_s}{E_c} = 15 \quad (69)$$

$$\therefore x_{II} = \frac{-15 \times (8,58 + 0)}{60} + \sqrt{\left[\frac{15 \times (8,58)}{60}\right]^2 + \frac{2 \times 15}{60} (185 \times 8,58)} = 26,11 \text{ cm} \quad (68.1)$$

$$x_{II} = 26,11 \text{ cm} \geq h_f = 25 \text{ cm} \quad \text{Não ok!}$$

Para seção T verdadeira, quando a linha neutra corta a alma da seção, x_{II} é obtido pela Equação (70).

$$x_{II} = \frac{0,5b_f h_f^2 + \alpha_e A_s d}{b_f h_f + \alpha_e A_s} \quad (70)$$

$$x_{II} = \frac{0,5 \times 255 \times 25^2 + 15 \times 8,58 \times 185}{255 \times 25 + 15 \times 8,58} = 15,91 \text{ cm} \leq h_f = 25 \text{ cm} \quad \text{Não ok!}$$

Considerando que com a suposição da seção T verdadeira foi negativa e que o valor de x_{II} para seção T falso foi muito próximo do valor de h_f , decide-se prosseguir com os cálculos utilizando $x_{II} = 26 \text{ cm}$.

Para seção T falsa, no estágio II, a inércia da seção (I_{II}) é dada pela Equação (71).

$$I_{II} = \frac{b_w x_{II}^3}{3} + \alpha_e A_s (d - x_{II})^2 + \alpha_e A'_s (t - x_{II})^2 \quad (71)$$

$$I_{II} = \frac{60 \times 26^3}{3} + 15 \times 8,58 \times (185 - 26)^2 + 0 = 360,52 \text{ m}^4$$

O valor de σ_{si} pode ser obtido pela Equação (72).

$$\sigma_{s,máx} = \frac{\alpha_e |M_{s,máx}| (d - x_{II})}{I_{II}} \quad (72)$$

$$\sigma_{s,máx} = \frac{15 \times 13011,72 \times (1,85 - 0,26)}{360,52} = 860,78 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} = 0,86 \text{ MPa}$$

Pelo item 9.3.2.2, o valor de η_1 para cordoalhas de três e sete fios é de 1,2.

$$\therefore w_k = \frac{15,20}{12,5 \times 1,2} \times \frac{0,86}{200000} \times \frac{3 \times 0,86}{2,90} = 3,88 \times 10^{-6} \text{ mm} \quad (67.1)$$

$$w_k = 3,88 \times 10^{-6} \text{ mm} \ll w_{lim} = 0,2 \text{ mm} \quad Ok!$$

Portanto, o estado limite de abertura de fissuras é verificado.

5. CONCLUSÃO

Pela análise dos pontos propostos nesse trabalho, é possível constatar que a protensão externa é um método de reforço válido para pontes de concreto armado pré-moldado por ser capaz de cobrir todos os esforços acrescidos à estrutura sem causar grandes modificações à obra original. Quanto ao desempenho das normas e da literatura brasileira no assunto, ambas se mostram aptas a tratar do conteúdo, possibilitando que as obras atendam aos requisitos necessários com segurança. Contudo, novamente se ressalta a importância da inspeção e manutenção das obras, inclusive as de reforço, para que sua capacidade e vida útil sejam preservadas.

REFERÊNCIAS

ALVES, Eduardo V.; ALMEIDA, Sérgio M. F.; JUDICE, Flávia M. S. **Métodos de análise estrutural de tabuleiros de pontes em vigas múltiplas de concreto protendido**. ENGEVISTA, v. 6, n. 2, p. 48-58, ago. 2004.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **ABNT NBR 10520**: Informação e documentação – Citações em documentos - Apresentação. Rio de Janeiro: ABNT, 2002.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **ABNT NBR 14724**: Informação e documentação – Trabalhos acadêmicos - Apresentação. Rio de Janeiro: ABNT, 2011.

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

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **ABNT NBR 6023**: Informação e documentação – Referências - Elaboração. Rio de Janeiro: ABNT, 2018.

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

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **ABNT NBR 7187**: Cálculo e execução de pontes em concreto armado – Procedimento. Rio de Janeiro: ABNT, 1982.

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

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **ABNT NBR 7188**: Cargas móveis em pontes rodoviárias. Rio de Janeiro: ABNT, 1960.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **ABNT NBR 7188**: Carga móvel em ponte rodoviária e passarela de pedestre. Rio de Janeiro: ABNT, 1984.

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

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

CAVALCANTI, Paulo de S. P. **Pontes: Trens-tipo de projeto AP-02**. 2004.

CNTTL. **Modal Rodoviário: História do transporte rodoviário no Brasil**. Disponível em: <https://cnttl.org.br/modal-rodoviario>. Acesso em: 10 jul. 2020.

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

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

EL DEBS, Mounir K.; TAKEYA, Toshiaki. **Introdução às pontes de concreto**. São Carlos, 2007.

FERNANDES, Gilson B. **Solicitações normais: cálculo no estado limite último**. Campinas, 2006.

GEOGRAFIA OPNATIVA. **Os modais de transporte no Brasil**. 2019. Disponível em: <https://www.geografiaopnativa.com.br/2017/01/os-modais-de-transportes-no-brasi.html>. Acesso em: 10 jul. 2020.

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

IHGP. **Ponte do Mirante, em Piracicaba**. 2015. Disponível em: <https://www.ihgp.org.br/ponte-do-mirante-em-piracicaba-completa-140-anos/>. Acesso em: 10 jul. 2020.

JOVEM, Tércio P. **Estudo analítico e numérico de repartição de carga em tabuleiros de pontes retas com longarinas múltiplas de concreto armado.** Universidade Federal do Rio Grande do Norte. Natal, 2017.

NETO, Aiello G. A. **Pontes - Método de Leonhardt.** Disponível em: <https://pt.scribd.com/document/352762373/Pontes-Cap-2>. Acesso em: 29 nov. 2020.

PINHEIRO, Libânio M.; MUZARDO, Cassiane, D.; SANTOS, Sandro P. **Flexão simples na ruína: seção T – Capítulo 9.** São Carlos, 2004.

PINHEIRO, Luís Henrique B. **Reforço de pontes em concreto armado por protensão externa.** Campinas, 2018.

PORTOGENTE. **Rodovias no Brasil.** Disponível em: <https://portogente.com.br/portopedia/73422-rodovias-no-brasil>. Acesso em: 10 jul. 2020.

SCHMID, Manfred T. **Perdas da força de protensão.** 2. ed. Rev. 01. 1998.

SUPERINTENDÊNCIA REGIONAL DO DNIT NO ESTADO DA PARAÍBA. **Elaboração de Projeto Executivo de Engenharia para Melhoramentos em Rodovias com Adequação de Capacidade e Segurança da BR-230/PB.** Vol. 3E, 2016.

TEJEDOR, Cristina M. **Patologias, recuperação e reforço com protensão externa em estruturas de pontes.** Rio de Janeiro, 2013.

VERÍSSIMO, Gustavo de S.; CÉSAR JR, Kléos M. L. **Concreto Protendido: fundamentos básicos.** 4. ed, 1998.

VITÓRIO, José A. P. **Conservação, segurança estrutural e reforço de pontes rodoviárias de concreto.** 2015.

ANEXO A

TABELA N.º 3

CASO DE CINCO LONGARINAS

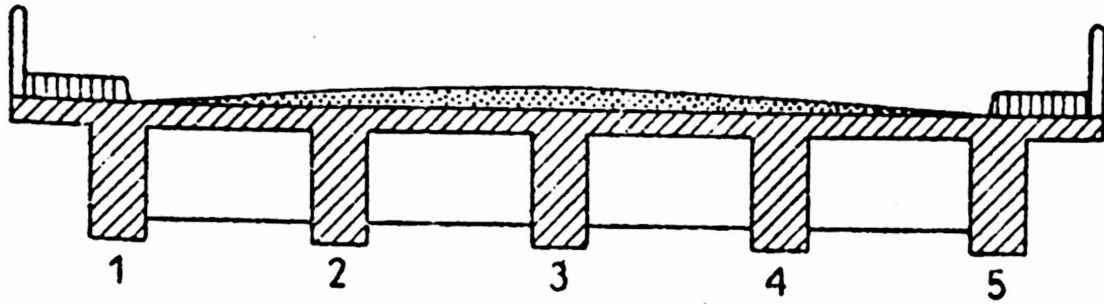


FIG. 32

$$r_{21} = r_{45} = r_{54} = r_{12}$$

$$r_{25} = r_{41} = r_{14} = r_{52}$$

$$r_{34} = r_{32} = r_{23} = r_{43}$$

$$r_{35} = r_{31} = r_{13} = r_{53}$$

ξ	$r_{11} = r_{55}$	$r_{12} = r_{54}$	$r_{13} = r_{53}$	$r_{14} = r_{52}$	$r_{15} = r_{51}$	$r_{22} = r_{44}$	$r_{23} = r_{43}$	$r_{24} = r_{42}$	r_{25}	ξ
1,0	0,890	0,187	-0,044	-0,035	0,001	0,571	0,261	0,016	0,565	1,0
1,2	0,879	0,201	-0,039	-0,039	-0,001	0,546	0,266	0,026	0,546	1,2
1,4	0,869	0,212	-0,035	-0,043	-0,004	0,526	0,270	0,035	0,530	1,4
1,6	0,860	0,222	-0,030	-0,045	-0,007	0,509	0,272	0,042	0,517	1,6
1,8	0,852	0,230	-0,026	-0,047	-0,010	0,495	0,273	0,049	0,505	1,8
2,0	0,844	0,238	-0,021	-0,048	-0,013	0,483	0,274	0,054	0,495	2,0
2,2	0,837	0,244	-0,017	-0,049	-0,016	0,472	0,274	0,059	0,485	2,2
2,4	0,831	0,250	-0,012	-0,050	-0,019	0,463	0,274	0,063	0,477	2,4
2,6	0,825	0,256	-0,008	-0,050	-0,022	0,455	0,274	0,066	0,469	2,6
2,8	0,819	0,261	-0,004	-0,051	-0,025	0,447	0,273	0,070	0,461	2,8
3,0	0,814	0,265	0,000	-0,051	-0,028	0,441	0,273	0,072	0,455	3,0
4,0	0,791	0,283	0,013	-0,050	-0,042	0,416	0,269	0,082	0,426	4,0
5,0	0,773	0,297	0,033	-0,048	-0,055	0,399	0,265	0,088	0,404	5,0
6,0	0,758	0,307	0,046	-0,046	-0,065	0,386	0,261	0,092	0,386	6,0
7,0	0,746	0,315	0,057	-0,044	-0,075	0,377	0,257	0,095	0,371	7,0
8,0	0,736	0,322	0,067	-0,042	-0,083	0,369	0,254	0,097	0,359	8,0
9,0	0,726	0,328	0,075	-0,040	-0,090	0,363	0,251	0,098	0,348	9,0
10	0,719	0,333	0,083	-0,038	-0,096	0,358	0,248	0,099	0,339	10
12	0,705	0,341	0,095	-0,034	-0,107	0,350	0,243	0,100	0,323	12
14	0,695	0,347	0,105	-0,031	-0,116	0,344	0,239	0,101	0,311	14
16	0,686	0,352	0,114	-0,029	-0,123	0,339	0,236	0,101	0,301	16
18	0,679	0,356	0,121	-0,027	-0,129	0,336	0,233	0,102	0,293	18
20	0,673	0,360	0,127	-0,025	-0,135	0,333	0,231	0,102	0,286	20
25	0,661	0,366	0,138	-0,021	-0,145	0,327	0,226	0,102	0,272	25
30	0,653	0,371	0,147	-0,018	-0,152	0,323	0,223	0,102	0,262	30
35	0,647	0,375	0,153	-0,016	-0,158	0,320	0,220	0,102	0,254	35
40	0,642	0,378	0,158	-0,015	-0,163	0,318	0,218	0,102	0,248	40
45	0,637	0,380	0,162	-0,013	-0,166	0,316	0,216	0,102	0,244	45
50	0,634	0,382	0,165	-0,012	-0,169	0,314	0,215	0,102	0,240	50
60	0,629	0,384	0,171	-0,010	-0,174	0,312	0,213	0,102	0,234	60
80	0,622	0,388	0,177	-0,008	-0,180	0,309	0,210	0,101	0,226	80
100	0,618	0,390	0,182	-0,007	-0,184	0,307	0,208	0,101	0,221	100
250	0,608	0,396	0,192	-0,003	-0,193	0,303	0,203	0,100	0,209	250
500	0,604	0,398	0,196	-0,001	-0,197	0,302	0,202	0,100	0,205	500
∞	0,600	0,400	0,200	0,000	-0,200	0,300	0,200	0,100	0,200	∞